

Ingrid Gulbrandsen

Analyse av deformasjoner og mulige tiltak ved Brattset kraftverk

Masteroppgave i Tekniske geofag

Veileder: Bjørn Nilsen

Juni 2020

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



Ingrid Gulbrandsen

Analyse av deformasjoner og mulige tiltak ved Brattset kraftverk

Masteroppgave i Tekniske geofag
Veileder: Bjørn Nilsen
Juni 2020

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





MASTEROPPGAVE

Oppgavebeskrivelse

Kandidatens navn: Ingrid Gulbrandsen

Oppgavens tittel: ANALYSE AV DEFORMASJONER OG MULIGE TILTAK VED BRATTSET KRAFTVERK

English title: Analysis of deformations and potential remedial measures at Brattset hydropower plant

Utfyllende tekst:

1.

I stasjonshallen på Brattset kraftverk er det gjort registreringer og observasjoner som indikerer at det skjer deformasjoner i bergmassen. I fordypningsprosjekt gjennomført av samme student høsten 2019 ble det gjennomført litteraturstudier for innhenting av erfaringer fra tilsvarende problemstillinger ved andre kraftverksprosjekter, og også foretatt befarings til Brattset med innledende kartlegging og prøvetaking.

I denne masteroppgaven skal det foretas videre kartlegging av ingeniørgeologiske forhold i stasjonshallen, og det skal gjennomføres analyser og vurderinger relatert til mulig videre utvikling av deformasjonene. Som viktige deler av dette arbeidet fremheves spesielt:

- Feltkartlegging av bergartsfordeling, oppsprekning og materialtekniske egenskaper (på grunnlag av Schmidhammer-måling).
- Fremskaffing av inngangsparametre/data for numerisk analyse.
- Numerisk analyse, på grunnlag av f.eks. RS2.
- Deformasjonsmålinger – tolkning av innhentede måleresultater og anbefalinger for eventuell videre målinger.
- Vurdering av mulige konsekvenser av videre deformasjon og mulige tiltak for å redusere deformasjonen.

2.

Oppgaven er relatert til aktiviteten innenfor FME HydroCen, og gjennomføres i samarbeid med Trønderenergi med Tor Landløpet som kontaktperson.

Studieretning: Ingeniør- og miljøgeologi

Hovedprofil: Ingeniørgeologi og bergmekanikk

Tidsrom: 13.1.2020-8.6.2020

Bjørn Nilsen, Professor/hovedveileder

Sammendrag

I kraftstasjonshallen til Brattset vannkraftverk ved Berkåk er det registrert observasjoner og målinger som tilsier en pågående langtidsdeformasjon i bergmassen. Deformasjonene fremstår som en liten konvergerende bevegelse mellom hallens langsidevegger. Dette har skapt problemer for blant annet kranbane og gulvluker i hallen. I denne oppgaven undersøkes og analyseres deformasjonene ved Brattset, med utgangspunkt i ingeniørgeologisk kartlegging, laboratorieundersøkelser, deformasjonsmålinger og numerisk modellering. Deformasjonsreducerende tiltak kan bli aktuelt, og er derfor også undersøkt.

Langtidsdeformasjoner i bergmasse er ikke et ukjent problem for kraftstasjonshaller, selv om deformasjoner primært skjer i forbindelse med utsprenningsprosessen. Årsaken til langtidsdeformasjoner avhenger av geologi og spenningsforhold, men kan f.eks. komme av fenomener som kryp, skvising, svelling eller forskyvning mellom diskontinuiteter i bergmassen.

Geologien ved Brattset består av to bergarter tolket som kvartskeratofyr og grafittglimmerskifer. Førstnevnte er finkornig, massiv og blokkig. Enaksiell trykktest og Schmidthammermåling viser en sterk og stiv bergart. Sistnevnte er skifrig, svært anisotropisk, og inneholder grafitt både på sprekkeflater og i foliasjonen. Schmidthammer-måling viser relativt høy bergartsstyrke, men lavere enn kvartskeratofyrens. Bergartenes foliasjonsplan ligger parallelt med hverandre, med et fall på $\sim 45^\circ$ mot hallen fra nedstrøms sidevegg.

Fra 1988 til 2020 har det blitt gjennomført uregelmessige konvergenzmålinger i kraftstasjonshallen. Siste måling ble gjennomført i forbindelse med denne oppgaven. Måleresultatene viser en tilnærmet lineær bevegelse med total konvergens i størrelsesorden 1 cm i hallens midtparti. Ettersom bevegelsen ikke ser ut til å avta, forventes det at deformasjonene vil fortsette også i nærmeste fremtid.

Gjennom numerisk modellering i RS2 er effekten av blant annet nærliggende bergrom, potensielt glideplan og mulige tiltak studert i forhold til deformasjoner og spenningsbilde. Inngangsparameterne til modellen er samlet inn fra ingeniørgeologisk kartlegging, laboratorietesting og litteratur. Det er også utført en parameterstudie av enkelte parametere.

Ulike teorier for mulige deformasjonsårsaker har blitt lagt frem på bakgrunn av observasjoner og ingeniørgeologisk kartlegging i hallen. Etter diskusjon av både observasjoner og numeriske analyser, vurderes teorien om glidende bevegelse mellom kvartskeratofyr og grafittglimmerskifer som mest sannsynlige årsak for deformasjonene. Det er ikke usannsynlig at bevegelsen også er kombinert med krypdeformasjon av grafittglimmerskiferen, som den numeriske analysen gir en indikasjon på. Av undersøkte tiltak for å redusere videre deformasjon i hallen, vurderes installasjon av høykapasitets stag som beste strukturelle tiltak. Utstøpning av betongdekke gir også gode resultater i numerisk analyse, men av praktiske årsaker må dette tiltaket antagelig modereres til pilarer/bjelker.

Videre vil det være viktig å opprette en god plan for regelmessig konvergenzmåling i hallen, for fremtidig overvåking av deformasjonene. Det anbefales også å vurdere installasjon av borhullsekstensometer, ettersom dette kan gi ny informasjon om forholdene inne i bergveggen.

Abstract

In the power station of Brattset hydropower plant in Norway, observations and measurements indicate an ongoing long term deformation in the rock mass. The deformations appear as a small convergent motion between the longitudinal walls of the cavern. This has caused problems for crane beam and floor hatches in the cavern. In this thesis, the deformations at Brattset are investigated and analysed, based on engineering geological mapping, laboratory work, deformation measurements and numerical modelling. Measures to reduce further deformations may be applicable, and have therefore also been investigated.

Long term deformations in rock masses are not an unknown problem for power station caverns, although deformations occur primarily in connection with the excavation. The cause of long term deformations depends on geology and stress conditions, but can for instance come from phenomena such as creep, squeezing, swelling or displacement between discontinuities in the rock mass.

The geology of Brattset consists of two types of rocks, interpreted as quartz keratophyre and graphite mica schist. The quartz keratophyre is fine-grained, massive and blocky. Uniaxial compressive test and Schmidt hammer test indicates a strong and stiff rock. The graphite mica schist is schistose, very anisotropic, and contains graphite on both joint surfaces and inside the foliation. The Schmidt hammer test shows relatively high strength, however lower than that of quartz keratophyre. The rocks are oriented parallel to each other, with a dip of $\sim 45^\circ$ towards the cavern from the downstream longitudinal wall.

From 1988 to 2020, irregular convergence measurements have been carried out in the cavern. The latest measurement was carried out in relation to this thesis. The results show an approximate linear motion with total convergence of about 1 cm in the centre part of the cavern. As the deformation rate does not seem to decrease, it is expected that the deformations will continue in the near future.

Through numerical modelling in RS2, the effect of i.a. nearby caverns, potential sliding planes and possible measures have been studied in relation to deformations and stresses. The input parameters of the model are collected from engineering geological mapping and literature. A parameter study of some parameters has also been carried out.

Various theories for possible deformation causes have been presented on the basis of observations and engineering geological mapping in the cavern. After discussing both observations and numerical analysis, the theory of sliding motion between quartz keratophyre and graphite mica schist is considered the most likely cause of the deformations. It is not unlikely that the movement is also combined with creep deformation of the graphite mica schist, for which the numerical analysis gives an indication. From the investigated measures to reduce the deformation in the cavern, installation of high capacity cable bolts is considered to be the best option. Concrete casting also produced good results in numerical analysis, but for practical reasons this measure must probably be moderated to less effective pillars/beams.

Furthermore, it is important to create a thorough plan for regular convergence measurements in the cavern, for future monitoring of the deformations. It is also recommended to consider the installation of multipoint borehole extensometer, as this may provide new information about the conditions inside the rock wall.

Forord

Denne masteroppgaven er skrevet ved Institutt for geovitenskap og petroleum, Fakultetet for ingeniørvitenskap ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU). Oppgaven er skrevet våren 2020, og er avsluttende for studieprogrammet Tekniske Geofag. Den er en videreføring av prosjektoppgaven *Deformasjoner i Brattset kraftstasjon*, skrevet av undertegnede høsten 2019.

Oppgaven fokuserer på analyser av deformasjonsproblematikk ved Brattset kraftverk, mulige tiltak, konsekvenser og videre forløp av deformasjonene. TrønderEnergi Kraft er operatør for kraftverket, og har fungert som samarbeidspartner for oppgaven.

Jeg vil gjerne rette en stor takk til min veileder, professor Bjørn Nilsen, for god oppfølging både gjennom prosjektoppgaven høsten 2019 og denne masteroppgaven. Takk for gode innspill, faglige diskusjoner, veiledning under feltarbeid og hjelp til å komme i kontakt med relevante personer.

Videre vil jeg takke kontaktperson ved TrønderEnergi Kraft, Tor Harald Landløpet, for å ta meg imot på Brattset ved flere anledninger, for tilgang til relevant grunnlagsmateriale og for å svare på mine spørsmål om Brattset. Trond Smeplass ved TrønderEnergi Kraft har også bidratt til gode diskusjoner og relevante erfaringer fra Brattset kraftverk, tusen takk.

Jeg vil også takke Gunnar Vistnes og Jon Runar Drotninghaug ved NTNUs bergmekanisk laborietorium for veiledning, diskusjoner og gjennomføring av laboratorieundersøkelser. Takk også til Mai Britt Mørk for veiledning ved tynnslipsanalyse, og personalet ved sliplaben for preparering.

Så vil jeg takke mine medstudenter for mange fine opplevelser gjennom årene på NTNU. Takk også til min bror Vegard, for hjelp til korrekturlesing av denne oppgaven. Til slutt vil jeg takke min kjære samboer Hans Petter, venner og familie for støtte, motivasjon og selskap gjennom studietiden.

Ingrid Gulbrandsen

Trondheim, juni 2020

Innhold

Sammendrag	i
Abstract	iii
Forord	v
Innhold	ix
1 Innledning	1
1.1 Bakgrunn	1
1.2 Formål og omfang	2
1.3 Begrensninger	3
1.4 Grunnlagsmateriale	4
2 Erfaringer fra prosjektoppgaven	7
2.1 Erfaringer fra andre kraftstasjoner	7
2.2 Brattset kraftstasjon	9
2.2.1 Utforming og bergsikring	9
2.2.2 Vurderinger fra feltarbeidet	10
2.2.3 Laboratorieresultater	14
2.2.4 In situ bergspenninger	18
2.3 Teorier og anbefalinger fra prosjektoppgaven	19
3 Bergmassens mekaniske egenskaper	21
3.1 Bruddkriterium	21
3.2 Deformasjonsmekanismer- og egenskaper	23
3.2.1 Øyeblikkelig deformasjon og egenskaper	23
3.2.2 Tidsavhengig deformasjon	26
3.2.3 Mekaniske parametere med innvirkning på deformasjon i bergrom	27
3.3 Skjærstyrke til sprekker (Barton-Bandis-kriteriet)	28
4 Feltkartlegging og laboratorieundersøkelser	31
4.1 Bergartsfordeling	31
4.2 Sprekkekartlegging	32

4.3	Bestemmelse av UCS og JCS med Schmidthammer	33
4.4	Sprekkeruhetskoeffisient, JRC	36
4.5	Tetthet av grafittglimmerskifer	37
5	Tegn og mulige årsaker til deformasjoner ved Brattset	39
5.1	Indikasjoner på deformasjoner	39
5.1.1	Fastkjøring av kranbane	39
5.1.2	Sammenpressing av gulvluker	39
5.1.3	Sprekker i betong og maling	40
5.1.4	Varmgang i turbinlager	41
5.2	Teorier om deformasjonsårsaker	41
5.2.1	Glidende bevegelse mellom bergartene	42
5.2.2	Krypdeformasjon av grafittglimmerskiferen	43
5.2.3	Svakhetssone med svelleleire	43
5.2.4	Svelling av den intakte grafittglimmerskiferen	43
5.2.5	Utilfredsstillende bergsikring (indirekte årsak)	44
5.2.6	Høye horisontale spenninger	44
5.2.7	Nærhet til lukekammer	44
6	Deformasjonsmålinger	47
6.1	Konvergensmålinger	47
6.1.1	Korrigerings av måledata	49
6.1.2	Diskusjon av måleresultater	50
6.2	Fordeler og ulemper med MPBX	51
6.2.1	Fordeler	52
6.2.2	Ulemper	52
6.3	Andre mulige målemetoder ved Brattset	52
7	Modellbeskrivelse, modelloppsett og inngangsparametere	53
7.1	Valg av modell og modellbeskrivelse	53
7.1.1	Kontinuum vs. diskontinuummodell	53
7.1.2	Endelig elementmetoden	53
7.1.3	Forutsetninger ved bruk av RS2	54
7.1.4	Elastisk og plastisk materiale i RS2	54
7.2	Inngangsparametere og modelloppsett	55
7.2.1	Geometri og grensebetingelser	55
7.2.2	In situ spenninger	56
7.2.3	Materialparametere	57
7.2.4	Sprekkeegenskaper	59
7.2.5	Bergsikring	60
8	Resultater fra numerisk analyse	63
8.1	Numerisk analyse av andre kraftstasjonshaller	63

8.1.1	Tala kraftverk	63
8.1.2	Xiangjiaba kraftverk	64
8.2	Resultater fra numerisk analyse av Brattset kraftstasjonshall	66
8.2.1	Én bergart	66
8.2.2	Blandet geologi	70
8.2.3	Glideplan mellom bergartene	74
8.2.4	Evaluering av nåværende sikring	74
8.2.5	Mulige deformasjonsreduserende tiltak	76
8.3	Parameterstudier	80
8.3.1	Størrelse og retning på in situ spenninger	80
8.3.2	GSI	81
8.3.3	Intakt bergstyrke	82
9	Diskusjon	85
9.1	Vurdering av utførte feltundersøkelser og laboratorietester	85
9.2	Forhindrede undersøkelser og deres betydning for analysen	86
9.3	Vurdering av numeriske analyseresultater	87
9.4	Diskusjon av deformasjonsårsaker	88
9.5	Vurdering av mulige konsekvenser ved videre deformasjon	90
9.6	Forslag til mulige tiltak for å håndtere deformasjonsproblemer	90
9.6.1	Ikke-strukturelle tiltak	90
9.6.2	Strukturelle tiltak	91
10	Konklusjon	93
11	Forslag til videre arbeid	95
	Referanser	97
	Vedlegg	103
A	Klassifikasjonsskjema	104
B	Felt- og laboratorieresultater	110
C	Kart og tegninger	114

Kapittel 1

Innledning

1.1 Bakgrunn

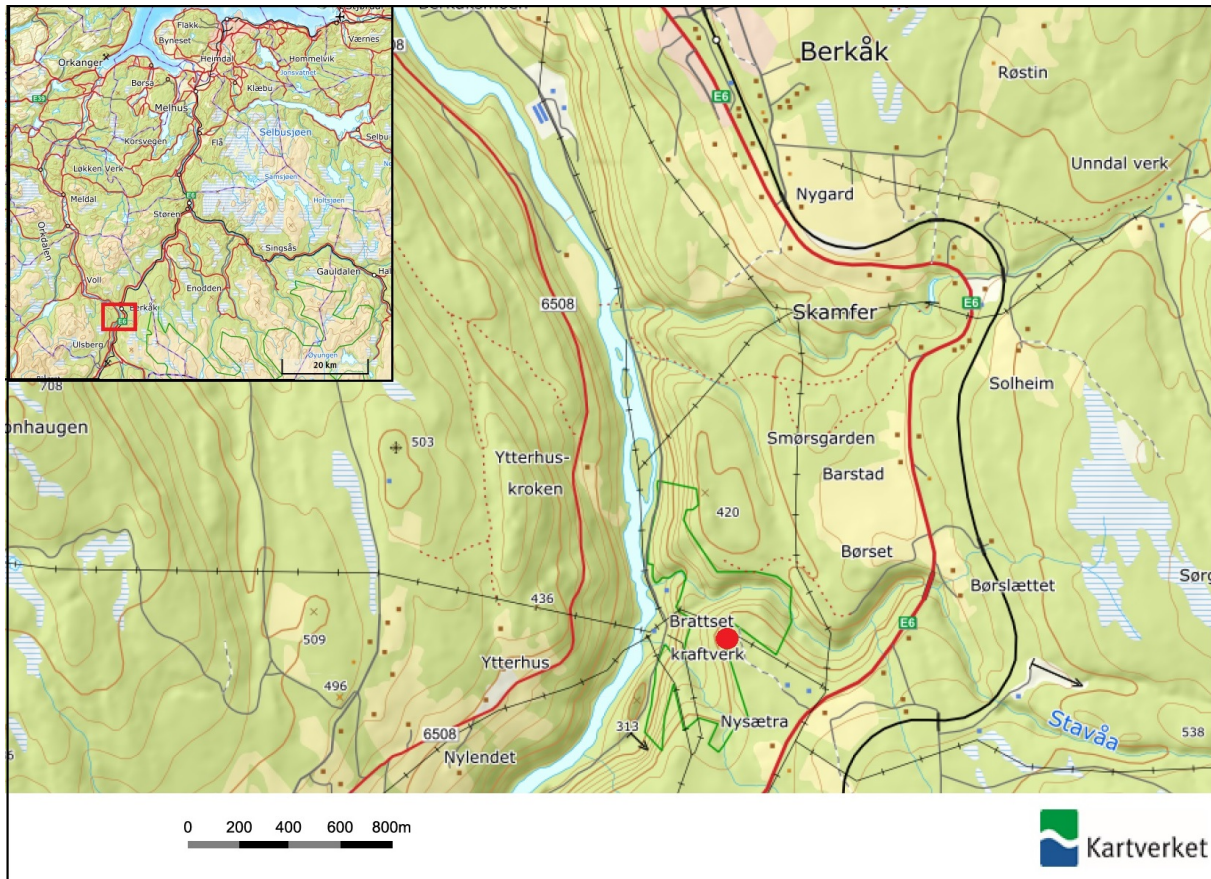
Ved etablering av bergrom kan det oppstå deformasjoner i bergmassen på grunn av endring i spenningssituasjon og tilhørende frigjøring av energi. Ofte skjer deformasjonene i nær forbindelse med utsprenningen, men i noen tilfeller kan deformasjonene fortsette i lang tid i etterkant. Dette kan skape problemer, både med tanke på stabilitet, og i forhold til sårbare konstruksjoner i bergrommet.

I kraftstasjonshallen til Brattset vannkraftverk er det gjort observasjoner og målinger som indikerer en pågående konvergerende bevegelse mellom hallens langsidevegger. Dette har skapt problemer med blant annet fastkjøring av skinnegående kranbane og sammenpressing av gulvluker i hallen. Disse vises i figur 1.1. Mellom 1988 og 2020 er det utført uregelmessige konvergenzmålinger som dokumenterer en tilnærmet lineær konvergens i størrelsesorden 1 cm frem til i dag (2020). Enkelte av hallens installerte konstruksjoner er sårbare for større deformasjoner, og det er derfor vurdert nødvendig å foreta overvåking, nærmere undersøkelser og analyser av deformasjonsforholdene.



Figur 1.1: Maskinsalen i bildet utgjør øvre halvdel av kraftstasjonshallen til Brattset kraftverk. Kranbanen vises bakerst i bildet og en av gulvlukene fremst i bildet. Foto: Ingrid Gulbrandsen, 13.09.2019.

Brattset kraftverk ligger omtrent 2 km sør for Berkåk i Rennebu kommune i Trøndelag fylke, markert i figur 1.2. Kraftverket er en del av Kraftverkene i Orkla (KVO) som består av totalt fem kraftverk langs det 170 km lange Orklavassdraget, illustrert i vedlegg C.2. Disse ble bygget i perioden 1978 til 1985, der Brattset stod ferdig i 1982 (Eiken et al., 1986). KVO eies av Statkraft (48,6%), TrønderEnergi Kraft (35%), Eidsiva (12%) og Nord Østerdal Kraftlag (4,4%). TrønderEnergi Kraft er operatør for kraftverkene. Brattset har en forventet årlig middelproduksjon på 400 GWh, som produseres av to aggregat på 40 MW (Statkraft, 2019; TrønderEnergi, 2019). Kraftverket utnytter et vannfall på omtrent 270 m mellom Storfosdammen og Brattset, som tidligere i vassdraget reguleres av Ulset og Litjossen kraftverk.



Figur 1.2: Brattset kraftstasjon, markert med rød prikk, ligger omtrent 2 km sør for Berkåk sentrum. Modifisert fra norgeskart.no.

1.2 Formål og omfang

Hovedformålet med denne masteroppgaven er å gjennomføre analyser av deformasjonene i kraftstasjonshallen ved Brattset. Arbeidet er en videreføring av prosjektoppgaven *Deformasjoner i Brattset kraftstasjon* (Gulbrandsen, 2019), der det ble utført innledende kartlegging og undersøkelser ved Brattset, samt litteratursøk som belyser problemstillingen og relevante prosjekter med liknende problemer. Prosjektarbeidet er i stor grad relevant og nyttig for analysen i denne oppgaven. Basert på analysene skal mulige konsekvenser vurderes, og eventuelle tiltak for å redusere deformasjonene skal presenteres. For å gjennomføre en pålitelig analyse, kreves innsamling av gode inngangsparametere og informasjon.

Oppgaven består av flere deler for å nå hovedmålet. Innledningsvis presenteres de viktigste funnene fra prosjektoppgaven, i kapittel 2. I kapittel 3 presenteres grunnleggende teori om bergmassens egenskaper som vil danne et nødvendig teorigrunnlag for det videre arbeidet.

Utvidet feltkartlegging og laborietesting i kapittel 4 vil gi mer detaljert informasjon om de ingeniørgeologiske forhold i kraftstasjonshallen, samt verdifulle inngangsparametere til numerisk analyse. Undersøkelsene inkluderer detaljert sprekkekartlegging (orientering og ruhet), kartlegging av bergartsfordeling, tetthetstest ved pyknometermetoden og enkle undersøkelser av sprekke- og bergartsstyrke med Schmidt-hammer. Sistnevnte metode kan verifiserte og komplementere verdier fra utført enaksjell trykktest fra prosjektoppgaven. I tillegg vil metoden gi informasjon om styrken til en bergart som er vurdert vanskelig testet i laboriet.

I kapittel 5 presenteres registrerte tegn på deformasjoner i kraftstasjonshallen, og basert på disse samt erfaringer fra kapittel 2 og 3, vurderes mulige årsaksteorier til deformasjonene. Et av hovedgrunnlagene for analysen av deformasjonene i hallen er tolking av utførte konvergensmålninger. Før oppstart av masterarbeidet ble forrige måling utført i 2013. En ny måling er derfor gjennomført i forbindelse med masterarbeidet for å se utviklingen frem til i dag. I kapittel 6 fremstilles og diskuteres prosedyre og resultater fra målingene.

Som en del av analysen skal det numeriske modelleringsverktøyet RS2 fra RocScience (2019b) benyttes. Korrekte inngangsparametere til modellen er essensielt for analyseresultatet. Derfor vurderes all innsamlet data fra feltkartlegging, laborieundersøkelser, litteratur og empiriske data fra både prosjekt- og masterarbeidet nøye i forhold til gyldighet og usikkerhet, i kapittel 7. I analysen i kapittel 8 undersøkes blant annet effekt av bergartsfordeling, nærliggende bergrom/tunneler, glideplan, samt effekten av både eksisterende sikring og eventuelle mulige deformasjonsreducerende tiltak. For å undersøke effekten av utvalgte usikre parametere er det også utført en parameterstudie av disse.

Til slutt sammenstilles og diskuteres observasjoner og resultater fra arbeidet, spesielt med hensyn til feilkilder og relevans. En vurdering av mest sannsynlig deformasjonsårsak presenteres sammen med mulige konsekvenser, tiltak og forslag til videre overvåkning.

1.3 Begrensninger

Det er flere begrensninger knyttet til masterarbeidet som er med på å påvirke sluttresultatet. Som antydnet i prosjektoppgaven, ble det ikke funnet ingeniørgeologiske rapporter fra byggeperioden til kraftverket. Kun enkelte møtereferater har blitt funnet. Eventuelle rapporter kunne gitt informasjon om geologiske faktorer som ikke er mulig å kartlegge med dagens konstruksjoner i hallen. Dessuten ville eventuelle spesielle hendelser under driften vært interessant å avdekke.

I den numeriske modelleringen vil analyseresultatet aldri bli mer nøyaktig enn inngangsparameterne som puttes inn. Antall parametere er mange og hver parameter kan gi ulikt utslag i resultatet. Noen av parameterne er bestemt fra laborieundersøkelser og feltarbeid. Disse er basert på «stikkprøver», og det er ingen garanti for at de representerer «det store bildet». I tillegg er det feilkilder ved testmetodene. Andre parametere er funnet fra tidligere utførte undersøkelser, og noen er basert på empiriske data. Disse er har antagelig enda større usikkerhet. I tillegg til usikkerhet ved inngangsparametere, er det gjort

forenklinger av blant annet geometri, bergartsfordeling, sprekker og elementantall ved oppbygging av modellen. Disse er langt mer komplekse i virkeligheten. For å kunne bruke analyseresultatene er det derfor nødvendig å vurdere dem med et kritisk blikk.

Uheldig geologi har gjort det vanskelig å utføre enkelte ønskede undersøkelser. På grunn av skifrig grafittglimmerskifer (en av to bergarter i kraftstasjonshallen) ble det vurdert at enaksielt trykkforsøk av bergarten ikke ville være gjennomførbart. Styrken på bergarten ble derfor bestemt med en enklere testmetode (Schmidt-hammer), mens E-modul og Poissons tall måtte bestemmes empirisk. En enaksial test ville kanskje gitt bedre resultater, og et større vurderingsgrunnlag.

Tilgjengelig tidsbruk vil alltid være en begrensende faktor når det kommer til geologisk kartlegging. I denne oppgaven har antall målinger blitt gjennomført som planlagt, og er i den forstand tilstrekkelig. Likevel ville flere målinger økt sikkerheten på anvendte verdier. Mer tilgjengelig tid ville også åpnet for eventuelt mer komplekse numeriske modelleringer.

Den 12.03.2020 ble NTNU stengt som følge av COVID-19-utbruddet og medfølgende lovpålagte restriksjoner. Dette gjorde det umulig å gjennomføre flere undersøkelser på laboratoriet ved NTNU etter denne datoen. To undersøkelser som kunne vært interessant å gjennomføre ble dermed forhindret. Den ene er en svellestest av grafittglimmerskiferen for å utelukke/bekreftede svellegenskaper for bergarten. Den andre er kvantifisering av grafittinnhold i samme bergart i tynnslip. Ingen av disse undersøkelsene er imidlertid avgjørende for masterarbeidet i sin helhet, men ville muligens gitt interessant informasjon.

1.4 Grunnlagsmateriale

Grunnlagsmateriale benyttet i oppgaven er oppsummert i listen på neste side. Listen inkluderer grunnlagsmateriale fra prosjektoppgaven. Materialet referert som KVO (1980) er upubliserte byggetegninger og møtereferat fra Kraftverkene i Orkla, og er hentet fra TrønderEnergi Kraft sitt arkiv.

Utover det tilgjengelige grunnlagsmaterialet er mye informasjon innhentet fra egne befaringer med kartlegging og møter ved Brattset. Veileder Bjørn Nilsen og kontaktperson fra TrønderEnergi Kraft, Tor Harald Landløpet, har vært til stede på flere av besøkene. Til sammen er fire besøk gjennomført gjennom prosjekt- og masterarbeidet, med datoene 13.09.2019, 05.02.2020, 24.02.2020 og 12.03.2020. Prøvemateriale uthentet fra Brattset er testet ved NTNUs bergmekaniske laboratorium. Gunnar Vistnes og Jon Runar Drotningshaug har vært behjelpelig med utførelsen av bergmekaniske tester og Mai Britt Mørk har bistått med analyse av tynnslip.

Innhenting av publisert litteratur til oppgaven har blitt gjort gjennom internettbaserte databaser og søkemotorer som *Oria* (Universitetsbiblioteket til NTNU), *Compendex engineering village* og *Google Scholar*. Disse har muliggjort svært spesifikke og effektive søk i akademisk litteratur. Publikasjoner fra *Fjellsprengningsdagen* fra Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk (NFF) har også vært benyttet. Her er erfaringer fra relevante tunnel- og bergromsprosjekter fra hele verden samlet hvert år siden 1963. Pensumlitteratur fra tidligere NTNU-emner innen ingeniørgeologi og bergmekanikk er også benyttet som oppslagsverk. Ellers har produktark for ulikt utstyr (bergsikring, måleutstyr etc.) blitt benyttet til spesi-
fikk informasjon om utstyret.

Liste med relevant grunnlagsmateriale for Brattset kraftverk:

- KVO (1980a) - *B14-218-1E Kraftstasjonsområde. Stiknings og sprengningsplan.* Byggetegning.
- KVO (1980b) - *B14-235-1 Brattset kraftverk, Sprengningsplan kraftstasjon, plan og tverrsnitt.* Byggetegning.
- KVO (1980c) - *B14-267-2 Brattset kraftverk, Bolteplan stasjonsheng.* Byggetegning.
- KVO (1980d) - *B14-285-1B, B14-287-1B Brattset kraftverk, Krandragere og søyler mot fjell.* Byggetegning.
- KVO (1980e) - *B14-288-2 Brattset kraftverk, Søyler mot fjell, armering.* Byggetegning.
- KVO (1980f) - *Møtereferat mellom byggherre KVO og Jernbetong AS.*
- Bjørn Sundset (2013) - *Målt avstand mellom skinnegang ved kranbane i Brattset kraftstasjon på oppmerkede punkt.*
- Anon. (2011) - *Notat med avstandsmålinger i Brattset kraftstasjon frem til 2011.*
- Hansen (1998b) - *Rock stresses and tectonic activity.* Bergspenningsmålinger ved Brattset.
- Halseth (2018) - *Stability assesment of the headrace tunnel system at Brattset Hydropower Project.* Masteroppgave ved NTNU.
- Blindheim (1982a) - *Fullprofilboring i anlegg med bergtrykksproblemer.* Erfaring fra overføringstunnelen ved Brattset.
- Nilsen (1979) - *Berggrunnskart RENNEBU, 1520 I, M 1:50 000*
- Nilsen og Wolff (1989) - *Berggrunnskart Røros og Sveg, M 1:250 000.*
- Tor Harald Landløpet, TrønderEnergi Kraft (2019, 2020) - *Personlig kommunikasjon (samtale og e-post).*
- Trond Smeplass, TrønderEnergi Kraft (2020) - *Personlig kommunikasjon (samtale).*
- Gulbrandsen (2019) - *Deformasjoner ved Brattset kraftverk.* Prosjektoppgave ved NTNU.

Kapittel 2

Erfaringer fra prosjektoppgaven

I dette kapittelet gjengis de viktigste funnene fra prosjektoppgaven *Deformasjoner i Brattset kraftverk* (Gulbrandsen, 2019). Hovedhensikten med prosjektoppgaven var å gjøre innledende undersøkelser av geologien ved Brattset, samt innhente relevant informasjon om deformasjonsproblemer ved andre vannkraftverk via litteratursøk. Arbeidet inkluderte blant annet innsamling av prøvemateriale og laboratorietesting. Funnene fra arbeidet dannet grunnlag for diskusjon av sannsynlige årsaker til deformasjonene ved Brattset, samt anbefalinger til videre deformasjonsmålinger.

2.1 Erfaringer fra andre kraftstasjoner

Litteratursøket resulterte i at fem kraftstasjoner med deformasjonsproblemer ble presentert. De fem kraftverkene ble valgt ut fordi de viste varierende relevans i forhold til Brattset kraftverk. Det ble lagt vekt på grunnforhold, hvordan deformasjonene utviklet seg over tid, hvilke problemer deformasjonene førte til, hvordan deformasjonene ble målt, samt eventuelle tiltak for å håndtere problemene. Detaljer om nevnte kategorier for hvert kraftverk er oppsummert i tabell 2.1.

Ved alle de fem kraftverkene skjer de største deformasjonene i forbindelse med utsprenget av bergrommene. En fellesnevner for kraftverkene Mingtan (Kina), Ertan (Taiwan) og Tala (Bhutan) er at områdene er preget av høye spenninger pga. tektonikk og/eller høy overdekning med dalsidespenninger. Geologien er imidlertid varierende, og dermed er deformasjonsproblematikken også ulik. Deformasjonsmålinger med MPBX (engelsk: «Multipoint Borehole Extensometer») samt målebolter og ankerlastceller på kabler viste seg som en hensiktsmessig målemetode. En nærmere beskrivelse av nevnte målemetoder mfl., er gitt i prosjektoppgaven. Data fra måleinstrumentene ga gode inngangsverdier til verdifull numerisk modellering av sikringstiltak. Ved de norske kraftverkene Tokke og Nea er de registrerte deformasjonene antagelig mer relevant ift. størrelse og observerte problemer ved Brattset kraftverk. Ved Nea kraftverk ga teip-ekstensometer for konvergensmåling og mikrometer til måling av sprekkeutvidelse gode resultater. Spenningsmålinger i betongelementer og bergmasse var mindre vellykket. En viktig lærdom fra Tokke kraftverk er at ekstensometere og bolter bør krysse eventuelle sprekkeplan dersom deformasjonen skjer langs disse. Både ved Tokke og Nea ble installasjon av bolter/stag anbefalt som tiltak, da utført sikring vurderes som mangelfull. Dette ble imidlertid vurdert vanskelig utført pga. begrenset arbeidsplass.

Tabell 2.1: Oppsummering av deformasjonsproblemer ved stasjonshallen til Mingtan, Ertan, Tala, Tokke og Nea vannkraftverk. Hentet fra prosjektoppgaven (Gulbrandsen, 2019).

Kraftverk (referanse)	Grunnforhold	Deformasjonsproblemer	Def.-måling/ Instrumentering	Tiltak
Mingtan (Hoek, 2007a)	Området er preget av tektonisk aktivitet med skjærkrefter og jordskjelvaktivitet. Sandstein med generelt god kvalitet. 8 svakhetssoner krysser kraftstasjonshallen parallelt med foliasjonen. Ca. 300 m overdekning.	Utvidelse av sprekker førte til avløsning av en blokk i hengen. Store deformasjoner ved utsprengning, lite på lang sikt pga. vellykket sikring.	Gyste multipunkts ekstensometere og ankerlastceller installert i utvalgte ugyste kabler i heng og vegger.	Fendrende sikring installert underveis gjennom utsprengning. Ustabil blokk ble sikret med supplerende kabelbolter.
Ertan (Birgisson, 1996; Zhu et al., 2008)	Ertan ligger i et tektonisk aktivt område, og bergartene rundt kraftstasjonshallen er granodioritt, gabbro og metabasalt. Bergmassekvaliteten er god, men høye spenninger fra tektonikk og dalsidespenninger gir en lav Q-verdi. 250-350 m overdekning.	Mye deformasjon under driving. Bergslag i områder med høy spenningskonsentrasjon, samt avskalling i sprøytebetong. Hendelser i forbindelse med jordskjelv eller under driving.	20-28 m lange ekstensometere og målebolter i heng og vegger.	Installasjon av fendrende sikring bestående av endeforankrede kabelbolter og stag forankret bak den stive sikringen. Områder med skadet sprøytebetong fikk installert nett.
Tala (Bhasin og Pabst, 2015; Li et al., 2012; Ingólfsson, 2014)	Sterkt deformert, anisotropisk, oppsprukket og dypforvitret bergmasse med skiftende lag av kvartsitt, fylittkvartsitt og amfibolittskifer. Svært dårlig til god bergmassekvalitet med relativt lav styrke. To store skyveforkastninger sørger for høye tektoniske spenninger. 410 m overdekning.	Konvergerende deformasjon i veggene (300 mm under driving, 74 mm i etterkant (2011)), sviktende, delvis utskutte bolter og sprekke dannelse i sprøytebetong.	Multipunkt ekstensometere i vegger, lastceller på stålbuer, ankerlastceller, piezometere, instrumenterte bolter, strekkklapper og totalstasjon med målskiver.	Energiabsorberende sikring ble anbefalt for hallveggene, bestående av tre lag med netting, D-bolt med flyteegenskaper, og deretter kabelbolter. Det ble anbefalt å øke styrken og lengden på boltene.
Tokke (Barton et al., 1988)	Sterkt oppsprukket kvartsskifer og stedvis glimmerskifer. Sprekkene er kontinuerlige, glatte og plane. Største hovedspenning parallelt med dalside, antagelig vridd fra opprinnelig retning langs hovedsprekkeretning (ugunstig).	Sammenpressing av maskinfundamenter, havari av styrelagre og overbikking av akslinger mellom turbin og generator. Sprekkeflater med glidespeil.	Seks borhullsekstensometere med noe uheldig plassering langs sprekkeplan (fanger ikke opp forskyvning langs sprekkeplan).	Anbefaling i 1988 er bolting av veggene. Retning på bolter i forhold til sprekker og skjærbevegelse er viktig for optimal effekt.
Nea (Aagaard og Todnem, 2003; Hansen, 1998a; Nilssen, 2002)	Oppsprukket grønnsteinsaktig skifer med biotittflak og gneisstruktur (ut fra visuell bedømmelse i hall). Høye horisontale spenninger er målt i hallens lengderetning (7,0 MPa) og ugunstige orienterte sprekkeplan.	Skjevheter i fundamentet for de midtre aggregater, sprekker i betong i nærheten av disse og i overgang betonggulv/dragar og bergvegg. Lagerjusteringer og lagerhavari.	Sprekkeutvidelsesmåling med mikrometer, konvergensmåling med teip-ekstensometer. Spenningsmåling i betongelementer og berg med 2D og 3D overboring.	Anbefaling i 2003: avvente og fortsette tidligere målinger. Andre muligheter er installasjon av stag eller kutte forbindelse mellom betong og bergvegg og dermed spenningsoverføring til aggregater.

2.2 Brattset kraftstasjon

Gjennom prosjektarbeidet ble feltarbeid, laboratorieundersøkelser og litteratursøk av Brattset utført for å samle relevant informasjon. Feltarbeidet ble utført den 13.09.2019 av undertegnede og veileder Bjørn Nilsen. Kontaktperson ved TrøndeEnergi Kraft, Tor Harald Landløpet var også tilstede. Laboratoriearbeidet ble gjennomført ved NTNU bergmekaniske laboratorium. De viktigste funnene fra arbeidet er gjengitt i dette delkapitlet.

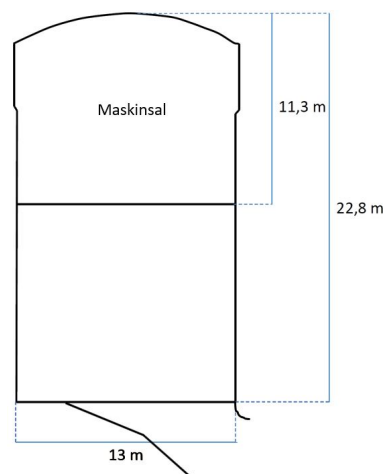
2.2.1 Utforming og bergsikring

Kraftstasjonshallen til Brattset kraftverk er sprengt ut i to sekvenser, øvre del i en toppstoll og nedre del i en bunnstoss. Dette kan sees ved hhv. horisontale og vertikale borpiper i konturen. Konturen er presplittet¹, som vil si at konturrasten er skutt før resten av salven slik at det dannes en sprekk langs konturen som fungerer som en energibarriere for resterende salver (Bruland og Olsen, 2016). Det er generelt utført lite fjellrensk¹, og i møtereferat mellom KVO og Jernbetong er det rapportert om godt fjell (KVO, 1980f). Tabell 2.2 oppsummerer dimensjoner til de mest essensielle detaljene til kraftstasjonshallen. Disse er utarbeidet fra byggetegninger KVO (1980a,b) og norgeskart.no. Et tverrsnitt på tvers av lengdeaksen er illustrert i figur 2.1. Hallen er forøvrig omringet av tunnelsystemer tilknyttet kraftverkskomplekset, deriblant et nærliggende lukekammer nedstrøms, illustrert i vedlegg C.1.

Tabell 2.2: Detaljer ved Brattset kraftstasjonshall.

Detalj	Verdi
Kraftstasjonshall	53 m x 13 m x 22,8 m (LxBxH)
Maskinsal	53 m x 13 m x 11,3 m (LxBxH)
Høydekote såle	237 moh.
Høydekote tak	260 moh.
Overdekning	~ 165 m
Retning lengdeakse	N027°Ø*

*Korrigert etter feilmåling i prosjektoppgaven.

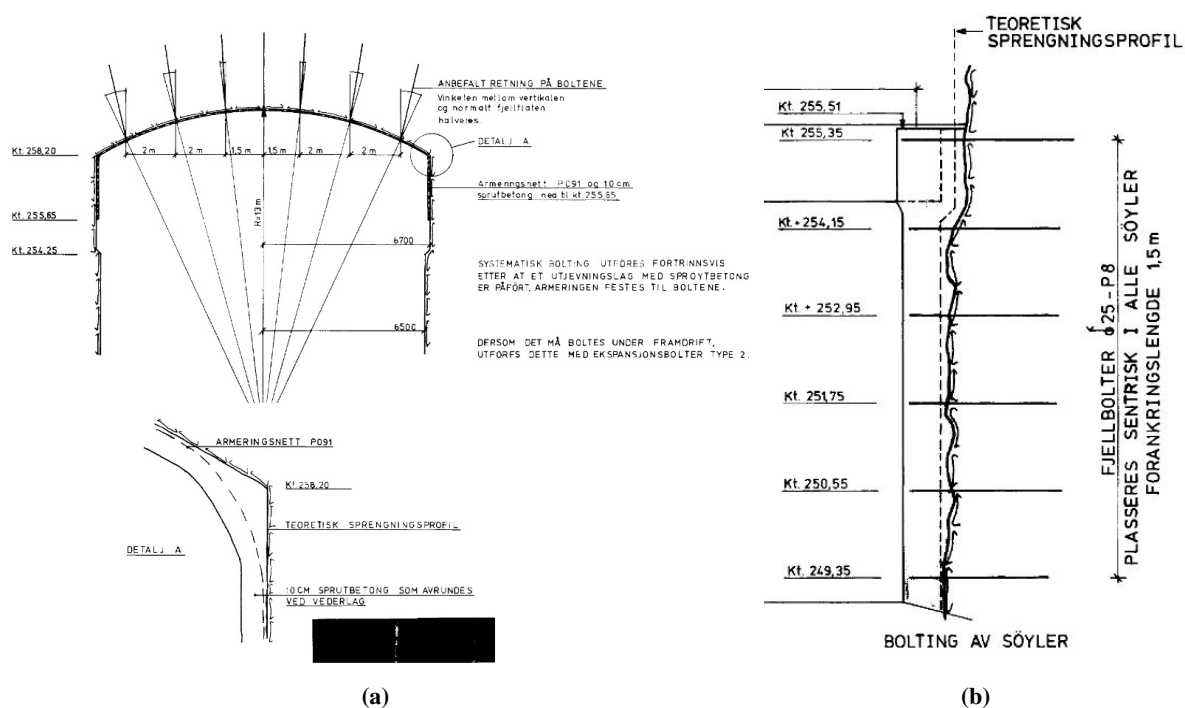


Figur 2.1: Profil med dimensjoner av Brattset Kraftstasjonshall. Utarbeidet fra KVO (1980b).

¹Tor Harald Landløpet, Trønderenergi Kraft AS, 2019 - personlig kommunikasjon (e-post).

Informasjon om bergsikring er hentet fra byggetegninger (KVO, 1980c,d), møtereferat mellom byggherre KVO og Jernbetong AS (KVO, 1980f), i tillegg til egen visuell inspeksjon. Taket er boltet med 3,1 m lange KS40 \varnothing 25 mm bolter. Senteravstand er 2 m, med unntak av midtre del der avstanden er 1,5 m, se figur 2.2a. Tak og vederlag ned til kote 255,65 er sprøytet med sprutbetong. Først et lag på 5 cm, deretter nye 5 cm etter bolting og armeringsnett av type P091.

Veggene i maskinsalen består av blottede bergoverflater. Langs hver av langsideveggene er 11 betongsøyler med flateareal 500x500 mm støpt mot fjell. Disse støtter opp betongdrager til kranbanen. I oppstrøms vegg går søylene fra såle til tak, mens i nedstrøms vegg utgjør nedre halvdel av hallen bygningskonstruksjoner slik at søylene kun er representert i hallens øvre del (maskinsalen). Hver av søylene er boltet med radielle bolter i fast høyde, med 1,5 m forankring i fjell, se figur 2.2b. Sikring i veggene utover dette er ikke kjent.



Figur 2.2: (a) Sikring i tak/vederlag. Hentet fra KVO (1980c). (b) Bolting av søyler i maskinsalen. Hentet fra KVO (1980e)

2.2.2 Vurderinger fra feltarbeidet

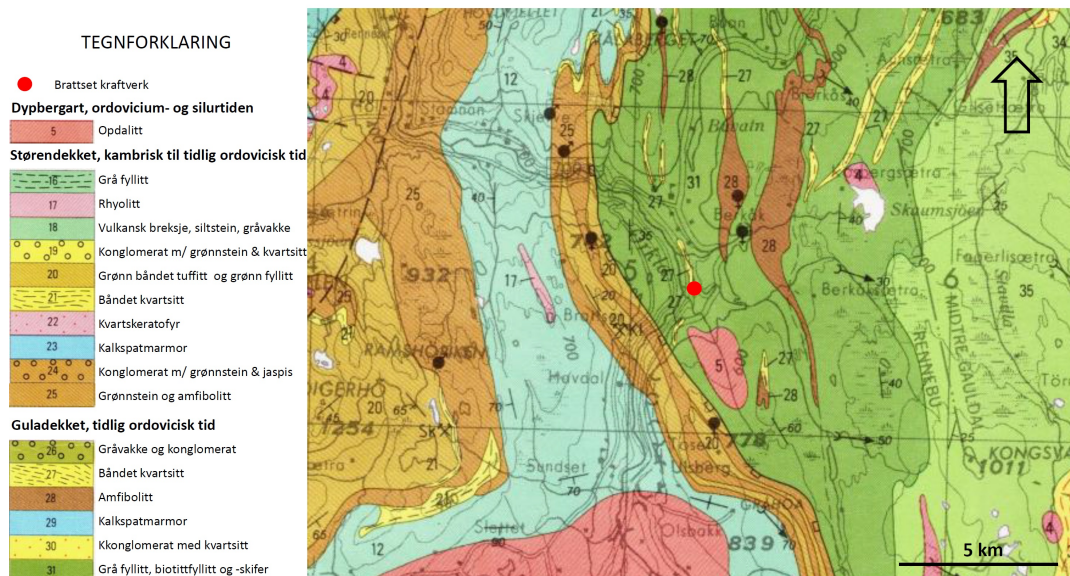
Bergartsvurdering

Under feltarbeidet ble det observert to bergartstyper i kraftstasjonshallen. En lys, massiv bergart hovedsakelig opptredende i nedstrøms sidevegg, og en mørk, foldet bergart hovedsaklig i oppstrøms sidevegg, samt delvis innesluttet i den lyse bergarten, se figur 2.3. Den lyse bergarten har en finkornet, gråhvit matriks med små lyse og mørke korn, samt noe glimmerglans. Bergarten viser ingen markant foliasjonsretning på kornnivå. Den mørke bergarten er foldet på desimeterskala, med stenglige, parallellorienterte korn som gjør bergarten svært anisotropisk. Fargen og strukturen vitner om en sedimentær bergart, avsatt under oksygenfattige forhold (derav den svarte fargen), som senere har blitt foldet under regionalmetamorfose. Den sverter ved kontakt, som indikerer grafittinnhold på sprekkeflater.



Figur 2.3: Lys, massiv bergart med inneslutninger av mørk, foldet bergart i nedstrøms vegg. Lys bergart med enkeltvis innhold av kismineraler og svart bergart sverter ved kontakt på sprekkeflate. Foto: Ingrid Gulbrandsen, 13.09.2019.

På bakgrunn av nevnte observasjoner samt studie av NGUs berggrunnskart *Røros og Sveg* (Nilsen og Wolff, 1989), figur 2.4, ble den lyse bergarten antatt å være enten opdalitt eller kvartskeratofyr. Den mørke bergarten ble antatt å være en slags svartskifer med mulig grafittinnhold. Etter laboratorieundersøkelser (gjengitt i kapittel 2.2.3) ble bergartene karakterisert som hhv. kvartskeratofyr og grafittglimmerskifer. Dette stemmer godt overens med bergarter som forventes å finne i skyvedekken Guladettet og Størendekket som opptrer i området ved Brattset. Disse er en del av øvre dekkserie fra de kaledonske skyvedekken, og ble skjøvet på plass i tidlig Ordovicisk tid (ca. 480 mill. år) (Nilsen, 1979; Nilsen og Wolff, 1989; Solli og Nordgulen, 2013).



Figur 2.4: Berggrunnskart over området rundt Brattset kraftverk. Brattset ligger på grensen mellom Guladettet og Størendekket i øvre dekkserie i det Kaledonske skyvedekket. Modifisert etter Nilsen og Wolff (1989).

Bergmasseklassifisering

Bergartenes styrke og kvalitet ble vurdert etter de to klassifiseringssystemene Q-metoden og GSI. En beskrivelse av metodene og resultater er gjengitt i følgende avsnitt.

Q-METODEN

Q-metoden er et empirisk system for klassifisering av bergmasser, og brukes ved de fleste tunnelprosjekter i Norge. Metoden er utviklet av Barton et al. (1974), og er senere oppdatert flere ganger av NGI (2015). Q-verdien bestemmes ved hjelp av seks parametere angitt i likning 2.1.

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF} \quad (2.1)$$

Hvor RQD/J_n (oppsprekkingsfaktor/tall for sprekkesett) beskriver bergmassens oppsprekkingsgrad, J_r/J_a (sprekkeruhetstall/tall for sprekkefylling) beskriver bergmassens minimale skjærfasthet og J_w/SRF (sprekkevannstall/spenningsfaktor) beskriver opptredende spenning. De seks parametere bestemmes ut fra skjema vist i vedlegg A.3. I tillegg til bergmasseklassifisering kan Q-verdien brukes for å anslå permanent sikring. Da inngår også bergrommets spennvidde og sikkerhetskrav (ESR). Klassifisering av ESR er vist i vedlegg A.1. Vedlegg A.2 viser diagram som benyttes for bestemmelse av permanent sikring.

Resultater

Q-verdiene for kvartskeratofyren og grafittglimmerskiferen ved Brattset er presentert i tabell 2.3. Disse vurderes å være representative for gjennomsnittlig tilstand til de to bergartene i hallen. Kvartskeratofyren fremstår av bedre kvalitet enn grafittglimmerskiferen. Grunnen til dette er at grafittglimmerskiferen er mindre intakt (lav RQD), og dessuten har et glatt belegg av grafitt på sprekkeflater. Det ble også gjort en vurdering av anbefalt permanent sikring i hallen basert på kartlagte Q-verdier. Disse er vist i tabell 2.4.

Tabell 2.3: Beregnede Q-verdier basert på observasjoner i Brattset kraftstasjon.

	Kvartskeratofyr	Grafittglimmerskifer
RQD	50-70	30
J _n	9	6
J _r	1,5 (plan, ru)	1,5 (glidespeil, bølgete)
J _a	1	4 (grafitt)
J _w	1	1
SRF	1	1
Q-verdi	8,3-11,7	1,9
Klasse	C-B (Middels til godt)	D (Dårlig)

Tabell 2.4: Anbefalt sikring i Brattset kraftstasjonshall basert på kartlagte Q-verdier og ESR=1 (kraftstasjon).

Bergart	Heng	Vegger
Kvartskeratofyr	Systematisk bolting 3 m lange bolter, senteravstand 2,3 m. 5-6 cm fiberforsterket sprøytebetong E500.	Systematisk bolting 5 m lange bolter, ~3 m senteravstand. Fiberforsterket sprøytebetong 5-6 cm, E500.
Grafittglimmerskifer	Systematisk bolting 3 m lange bolter, bolteavstand ~2 m. 6-9 cm fiberforsterket sprøytebetong E500.	Systematisk bolting 5 m lange, senteravstand 2.1 m. 5-6 cm fiberforsterket sprøytebetong E500.

GEOLOGISK STYRKEINDEKS, GSI

Geologisk styrkeindeks, GSI, er også et mye brukt klassifiseringssystem for bergmasse, utviklet av Hoek (1994). Indeksen er ofte en av flere inngangsparametere til numeriske modeller, slik som RS2 som benyttes i denne oppgaven (kapittel 8). GSI-verdien bestemmes av bergmassens struktur/oppsprekingsgrad og sprekkenes overflatetilstand. Ved hjelp av et standardisert skjema fra Hoek (2007b) gis en GSI-verdi mellom 1 (dårligst) og 100 (best).

Resultater

Figur 2.5 viser vurdert GSI for de to bergartene ved Brattset kraftstasjonshall. Kvartskeratofyren er vurdert til GSI mellom 67-75 (god kvalitet). Bergmassen har plane sprekker med lite overflateforvitring og oppsprekingsgraden vurderes til en kombinasjon av massiv/inntakt og kubisk blokkig. Grafitglimmerskiferen er vurdert til GSI mellom 35-50 (middels kvalitet). Bergmassen er «seamy», foldet og sprekkeflatene er lite til moderat forvitret.

GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000)		SURFACE CONDITIONS				
From the lithology, structure and surface conditions of the discontinuities, estimate the average value of GSI. Do not try to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than stating that GSI = 35. Note that the table does not apply to structurally controlled failures. Where weak planar structural planes are present in an unfavourable orientation with respect to the excavation face, these will dominate the rock mass behaviour. The shear strength of surfaces in rocks that are prone to deterioration as a result of changes in moisture content will be reduced if water is present. When working with rocks in the fair to very poor categories, a shift to the right may be made for wet conditions. Water pressure is dealt with by effective stress analysis.		VERY GOOD Very rough, fresh unweathered surfaces	GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces	FAIR Smooth, moderately weathered and altered surfaces	POOR Slackensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments	VERY POOR Slackensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings
STRUCTURE		DECREASING SURFACE QUALITY →				
	INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	90	80	70	N/A	N/A
	BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets		60	50		
	VERY BLOCKY - interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets			40		
	BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity			30		
	DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces			20		
	LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes	N/A	N/A		10	
		↑ DECREASING INTERLOCKING OF ROCK PIECES ↓				

Figur 2.5: Vurdering av GSI for kvartskeratofyr (gul) og grafitglimmerskifer (blå). Modifisert fra Hoek (2007b).

2.2.3 Laboratorieresultater

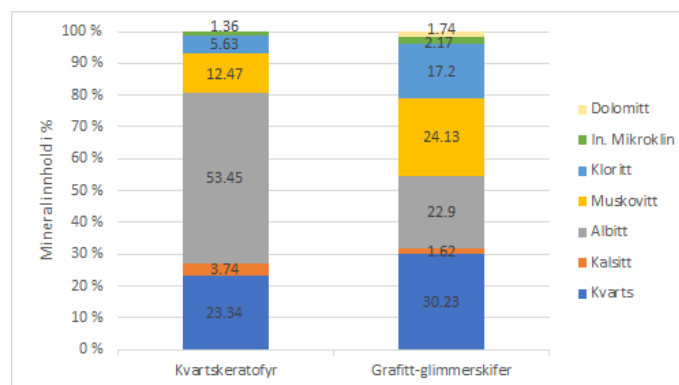
Under prosjektarbeidet ble det gjennomført laboratorieundersøkelser på en medbrakt blokk av kvartskeratofyren og et lite stykke av grafittglimmerskiferen fra kraftstasjonshallen ved Brattset. Utredning av bergartstyper og deres petrografiske egenskaper ble gjort med røntgendiffraksjon (XRD) og tynnslipsanalyse. Enaksiell trykktest ble utført på kvartskeratofyren for å bestemme styrke- og deformasjonsegenskaper. Tetthet og lydshastighet for bergarten ble også bestemt. Resultatene fra undersøkelsene er gjengitt i dette delkapittelet sammen med noe teori og metode. For detaljer henvises det til prosjektoppgaven.

XRD-analyse

Røntgendiffraksjon (XRD) benyttes for å bestemme mineralsammensetning i bergarter. Metoden går ut på at røntgenstråler med kjent bølgelengde λ sendes i en vinkel θ mot et mineral. Røntgenstrålene reflekteres og spres ved de ulike atomlagene i krystallgitteret til mineralet. Ved en gitt vinkel θ oppstår interferens ved at forskjellen i den reflekterte bølgelengden er lik $n\lambda$ (Mitchell og Soga, 2005). Fenomenet beskrives av *Braggs lov* med likningen $n\lambda = 2d\sin\theta$. Alle mineraltyper har en særegen avstand d mellom hvert atomlag. De ulike mineralene i en bergart kan dermed bestemmes ved å tolke de reflekterte bølgene. Metoden har imidlertid svakheter ved enkelte mineraler som kan ha overlappende hovedtopper.

Resultater

Røntgendiffraksjon ble gjennomført for både kvartskeratofyren og grafittglimmerskiferen. Resultatet er presentert som stolpediagram i figur 2.6, og som diffraktogram i vedlegg B.3.



Figur 2.6: Mineralinnhold i kvartskeratofyr og grafittglimmerskifer testet med røntgendiffraksjon.

I prosjektoppgaven ble det konkludert med at mineralsammensetningen til kvartskeratofyren stemmer svært godt overens med Torske (1965) sin beskrivelse av en intrusiv (magmatisk gangbergart) kvartskeratofyr. Både mineralsammensetning med blant annet albitt og kvarts som hovedmineraler og prosentvis fordeling stemmer godt. I grafittglimmerskiferen ble det identifisert glimmer i form av muskovitt og kloritt. Ut fra mengdene kunne skiferen karakteriseres som en glimmerskifer, eventuelt kvartsglimmerskifer. Etter feltobservasjon av grafitt på bergartens sprekkeflate, var det også ønskelig å teste bergartens grafittinnhold. XRD-resultatet viste kun $<1\%$ krystallinsk karbon, dog er ikke testen fullgod for testing av grafittinnhold. Grafitt kan være amorf og vises da ikke i diffraktogrammet. I tillegg overlapper hovedtoppene til grafitt og kvarts². En bedre utredning av grafitt ble utført i tynnslipsanalyse.

²Laurentius Tjhuis, Senioringeniør NTNU, 2019 - Personlig kommunikasjon ved XRD-analyse (e-post).

Tynnslipsanalyse

Tynnslip består av en glassplate med et pålimt tynt (ca. 0,03 mm) snitt av en bergart. Ved denne tykkelsen er de fleste mineraler gjennomsiktige slik at optiske egenskaper kan observeres med et polarisasjonsmikroskop (Røsholt, 1967). Tekstur, struktur, kornform, mineralsammensetning m.m. kan dermed studeres.

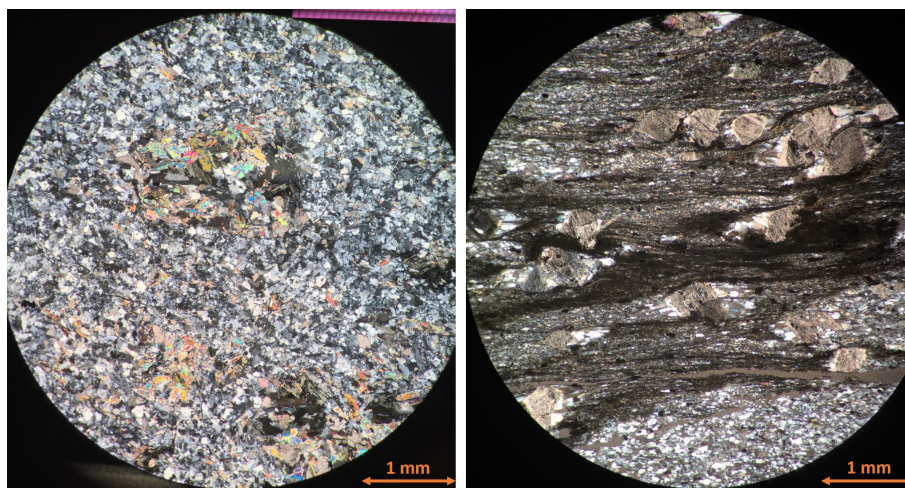
28x48 mm tynnslip av kvartskaratofyren og grafittglimmerskiferen ble preparert av personell ved sliplaboratoriet ved NTNU. Analysen ble gjort med et Nikon Eclipse 50 mikroskop. Mai Britt Mørk³ bistod med veiledning under analysen. Figur 2.7 viser de to tynnslipene i dobbelpolarisert lys med forstørrelse 5x. Et utsnitt med beskrivelse og bergartstolkning av de to tynnslipene er hentet ut fra prosjektoppgaven:

Kvartskaratofyren:

Tynnslipsbildet viser en svært finkornet matriks av kvarts og albitt med kornstørrelse <0,15 mm. Kornene er anhedrale (uregelmessig krystallutvikling) og opptrer i mosaikkmønster, med enkelte inneslutninger av muskovitt og kloritt. Matriksen inneholder plagioklasporfyrer som er delvis eller helt omvandlet til muskovitt, kloritt og kalsitt. Disse kornene er noe større enn matriksen, 0,15-0,4 mm. Mineralkornenes orientering fremstår som retningsløst kornet. Bergarten vurderes på bakgrunn av dette å være en metamorfosert porfyrisk bergart, med magmatisk opprinnelse, og oppfyller med dette flere av Torske (1965) sine beskrivelser av kvartskaratofyr (Gulbrandsen, 2019).

Grafittglimmerskiferen:

Denne bergarten viser svært folierte, parallellorienterte lag av muskovitt/kloritt/grafitt og kvarts/albitt. [...] Grafitten identifiseres ved at mineralkornene er opake (ugjennomsiktige), og dermed alltid utsløkket i dobbelpolarisert lys. [...] Kornstørrelsen i bergarten er generelt svært liten, og i muskovitt/kloritt/grafitt-lagene er det vanskelig å studere enkeltkorn. Kvarts/albittkornene er imidlertid i partier så store som 0,06 mm. Bergarten inneholder også større rombeformede korn av kalsitt eller dolomitt med kornstørrelse rundt 0,30-0,40 mm som er omvandlert og rotet under metamorfose. Ut i fra disse undersøkelsene kan bergarten defineres som en finkornet grafittglimmerskifer (Gulbrandsen, 2019).



Figur 2.7: Tynnslip av kvartskaratofyr (venstre) og grafittglimmerskifer (høyre) i dobbelpolarisert lys og forstørrelse 5x.

³Mai Britt Mørk, Professor NTNU, 2019 - Personlig kommunikasjon ved tynnslipsanalyse.

Enaksiell trykktest

Enaksiell trykktest benyttes for å bestemme styrke- og deformasjonsegenskaper til intakt bergmasse. Testen utføres som regel i henhold til ISRM-standard (Bieniawski og Bernede, 1979), som krever at en sylindereformet kjerneprøve av bergmassen benyttes, med diameter 50 mm og lengde/diameter-forhold 2,5-3. Kjerneprøven plasseres mellom to parallelle lastceller som påføres en konstant lastøkning på 0,5-1,0 MPa/s. Påført last (P) samt radiell og aksial tøyning (ϵ_r og ϵ_a) registreres og plottes som en spenning-tøyningkurve inntil prøven går i brudd. Enaksiell trykkstyrke kan så finnes ved høyeste punkt (bruddlast) på kurven og trykkstyrke ($UCS=\sigma_c$) for bergmassen er gitt av likning 2.2 (Li, 2018).

$$UCS = \sigma_c = \frac{P_{max}}{A} \text{ [MPa]} \quad (2.2)$$

Der P_{max} er bruddlasten [kN] og A er kjerneprøvens tverrsnittsareal [mm^2]. De elastiske deformasjonsegenskapene til bergarten er beskrevet av parameterne E (E-modul) og ν (Poissons tall). Siden spenning-tøyningkurven er ikke lineær, er disse parameterne definert ved tangentpunktet til 50% av bruddlasten σ_c , der kurven er tilnærmet lineær. E og ν er gitt ved likning 2.3 og 2.4 (Li, 2018).

$$E = \frac{\Delta\sigma_{a,50\%}}{\Delta\epsilon_{a,50\%}} \text{ [MPa]} \quad (2.3) \quad \nu = -\frac{\Delta\epsilon_{r,50\%}}{\Delta\epsilon_{a,50\%}} \quad (2.4)$$

Preparering og resultater

Under prosjektoppgaven ble enaksiell trykktest utført på fem kjerneprøver av kvartskeratofyren. Grunnet oppsprukket prøveblokk med uheldige vinkler, illustrert i vedlegg B.2, ble diameteren på kjerneprøvene justert fra standard 50 mm til 40 mm. Hensikten var å få intakte kjerner med lengde/diameter-forhold mellom 2,5-3,0 i henhold til ISRM-standard. Til tross for nevnte justering, var det ikke mulig å få ut tilfredsstillende lange prøver. Testede kjerneprøver hadde l/d på 2,02-2,25, som imidlertid støttes av den amerikanske standarden (ASTM, 2014).

For å kompensere for redusert kjernediameter ($d=40$ mm) er σ_c justert med Hoek og Brown (1980) sin formel $\sigma_{c50} = \sigma_{cd}/(50/d)^{0,18}$, slik at styrken skal representere en kjerne med $d=50$ mm. Dette er fordi mindre prøver er antatt mer inntakt og dermed sterkere enn større prøver. Det er viktig å presisere at denne justeringen ikke kompenserer for lavt lengde/diameter-forhold.

Trykktesten ble utført med en GCTS RTR-4000 bergpresse ved NTNUs bergmekaniske laboratorium. Resultatene fra testen er oppsummert i tabell 2.5, og kjerneprøvene etter brudd er avbildet i vedlegg B.1. En gjennomsnittlig σ_c på 132 MPa indikerer høy styrke. En gjennomsnittlig E-modul på 38,8 GPa og Poissons tall på $\nu=0,38$ indikerer en relativ stiv bergart.

Tabell 2.5: Testresultater fra enaksiell trykktest for fem kjerneprøver av kvartskeratofyr.

Prøve	UCS= σ_c [MPa]	Bruddvinkel [°]	E-modul [GPa]	Poissins tall ν	l/d
1	117	19,9	37,35	0,42	2,25
2	127	18,7	35,5	0,39	2,12
3	106	22,6	34,44	0,34	2,12
4	172	25,4	47,52	0,38	2,02
5	139	15,1	39,16	0,39	2,25
Gj.sn (st.avk)	132 (22,7)	20,3 (3,9)	38,8 (5,2)	0,38 (0,03)	-

Diskusjon

I prosjektoppgaven ble resultatene diskutert i forhold til usikkerheter og gyldighet. To store svakheter ble spesielt trukket frem:

- For lavt og dessuten varierende l/d-forhold - bidrar til kunstig høy styrke pga. mer intakt prøve.
- Gjennomsettende sprekker/svakheter i tre av fem kjerner (nr. 1, 2 og 3) som bruddet utviklet seg langs - bidrar til kunstig lav styrke pga. mindre intakt prøve.

Den prøven som ble vurdert mest rettmessig i forhold til størrelse og intakthet var prøve 5. Styrken til denne ligger nær gjennomsnittet til alle prøver, og det ble derfor vurdert at gjennomsnittstyrken var en fornuftig verdi til tross for usikkerhetene.

Tetthet og lyd hastighet

På de preparerte kjerneprøvene til UCS-testen av kvartskeratofyren ble det utført enkle tester for måling av bergartens tetthet og lyd hastighet. Disse parameterne kan si noe om bergmassens tilstand i forhold til sprekker, porøsitet og kompakthet. Lav tetthet kan tyde på svakt, oppstrukket berg, mens lav lyd hastighet kan tyde på porøst berg eller tversgående sprekker som forsinker lyd hastigheten.

Tettheten ble beregnet fra kjerneprøvenes vekt (m) og volum (V) med likningen $\rho = m/V$. Det ga en gjennomsnittlig tetthet på $\rho=2,66 \text{ g/cm}^3$, med standardavvik $0,0036 \text{ g/cm}^3$.

Lyd hastigheten ble testet ved at lyd hastighetsmåleren Pundit lab sendte p-bølger gjennom kjerneprøvene og reisetiden ble registrert. Ti målinger ble registrert for hver kjerneprøve. Gjennomsnittlig lyd hastighet ble beregnet til 3565 m/s , med standardavvik 103 m/s . For detaljer av kjerneprøvenes dimensjoner, vekt og reisetid, se tabell i vedlegg B.1.

2.2.4 In situ bergspenninger

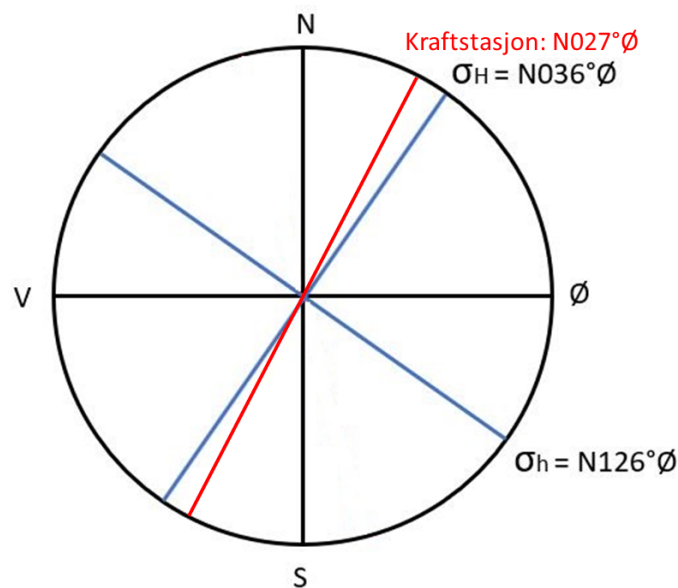
Spenningsmålinger i berg utført av SINTEF med 3D overboring er sammenstilt og presentert av Hansen (1998b). Sammenstillingen inkluderer en måling ved Brattset, oppsummert i tabell 2.6.

Tabell 2.6: Målte spenninger ved Brattset kraftverk, utarbeidet fra Hansen (1998b).

Komponent	Verdi [MPa]	Standardavvik [MPa]	Retning [N°Ø]	Fall [°]
σ_1	13,3	3,7	220	18
σ_2	6,3	2,5	092	45
σ_3	0,8	6,5	326	40
σ_v	4,7			
σ_h	3,2		126	
σ_H	12,3		036	
Teoretisk σ_v	4,6			
Teoretisk σ_h	0,5			

Målingene er rangert til B, på en kvalitetsskala fra A (best) til D (forkastet for videre analyse), dvs. relativt god kvalitet. Overdekningen ved målepunktet er oppgitt til 175 m, og stemmer dermed også godt overens med overdekningen til kraftstasjonshallen (165 m).

Figur 2.8 viser retningen på største og minste in situ horisontalspenning i forhold til retningen på kraftstasjonshallens lengdeakse, som for øvrig ligger tilnærmet parallelt med dalsiden. Legg merke til at største horisontalspenning står tilnærmet parallelt med hallens lengderetning. Hallens retning er utarbeidet fra (upubliserte) koordinater fra KVO (1980a). Her er det gjort en justering fra prosjektoppgaven, der hallens retning ble basert på en feilaktig måling i felt med kompass. Feilmålingen skyldes magnetfelt i kraftstasjonshallen som påvirket kompasset.



Figur 2.8: Retning på største og minste horisontalspenning (σ_H og σ_h) samt retning på kraftstasjonshallens lengdeakse.

2.3 Teorier og anbefalinger fra prosjektoppgaven

Basert på kartlagte observasjoner og laboratorieundersøkelser ble det i prosjektoppgaven presentert tre teorier for deformasjonsårsaker ved Brattset kraftverk. Disse er:

1. Glidende bevegelse mellom grafittglimmerskiferen og kvartskeratofyten i nedstrøms vegg.
2. Deformasjon av de svake lagene av grafittglimmerskifer innimellom kvartskeratofyren pga. antatt stor styrkeforskjell mellom de to bergartene.
3. Skjult svakhetssone inne i bergveggen med utvidende svelleleire.

I tillegg til disse teoriene ble det diskutert om mer sikring i veggene kunne forhindre deformasjon. Dette ble vurdert som sannsynlig ettersom anbefalt sikring etter Q-systemet ikke er tilfredsstillende. En dypere fremstilling av årsaksteorier med supplering fra masterarbeidet er gitt i kapittel 5.2.

I prosjektoppgaven ble det også lagt frem foreløpig forslag til videre deformasjonsmåling i kraftstasjonshallen. Forslagene ble delvis basert på et litteraturstudie av ulike målemetoder for deformasjoner i bergrom. Disse målemetodene er ikke gjengitt her, men kan leses i prosjektoppgaven (Gulbrandsen, 2019). I tillegg ble det tatt hensyn til tidligere utførte konvergenzmålinger i hallen. Forslagene til videre deformasjonsmåling ved Brattset gikk ut på å gjennomføre en ny konvergenzmåling, ettersom forrige utførte måling ble gjort i 2013. Det ble også anbefalt å installere borhullsekstensometer (MPBX). I etterkant av prosjektarbeidet ble disse forslagene vurdert av TrønderEnergi Kraft. Dette førte til at en ny konvergenzmåling ble gjennomført i mars 2020, mens MPBX ble nedprioritert i denne omgang. I kapittel 6 presenteres og analyseres utførte målinger, i tillegg til en presentasjon av fordeler og ulemper med MPBX.

Kapittel 3

Bergmassens mekaniske egenskaper

I dette kapitlet presenteres spesifikk teori, herunder begreper og inngangsparametere, som anvendes senere i oppgaven. Først presenteres bergmassens bruddkriterium som benyttes i numerisk analyse i kapittel 8. Relevante inngangsparametere gjøres rede for. Deretter presenteres bergmassens deformasjonsegenskaper og ulike deformasjonsforløp som er viktig både for å kunne diskutere ulike deformasjonsårsaker og for å forstå hvordan deformasjon modelleres numerisk. Så presenteres sprekkeoverflaters skjærstyrke, med relevante inngangsparametere som innsamles gjennom feltarbeid i kapittel 4 og senere anvendes til oppbygging av numerisk modell i kapittel 7.

3.1 Bruddkriterium

Bruddkriterier er teorier som forsøker å beskrive bruddprosessen i materialer (her bergmasser) med hensyn til relevante parametere. To mye brukte bruddkriterier i bergmekanikk er Mohr-Coulomb-kriteriet og Hoek-Brown-kriteriet. I kapittel 8 brukes det generaliserte Hoek-Brown-kriteriet i numerisk modellering. I dette delkapitlet gis derfor en beskrivelse av kriteriet, samt begrunnelse for valg av kriteriet.

Hoek-Brown kriteriet er et empirisk bruddkriterium utviklet av Hoek og Brown (1980), og beskriver styrken til bergmassen i forhold til største og minste hovedspenning. Kriteriet gir krumme bruddlinjer, vist i figur 3.1a. Denne kurveformede bruddlinjen stemmer godt overens med erfaringsdata fra triaksielle laboratorietester av intakt bergmasse og observerte brudd i oppsprukket bergmasse. Kriteriet beskrives av likning 3.1.

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + (m\sigma_c \cdot \sigma'_3 + s\sigma_c^2)^{1/2} \quad (3.1)$$

Hvor σ'_1 og σ'_3 er hhv. største og minste effektive hovedspenning, σ_c er den enaksielle trykkstyrken, og s og m er parametere som avhenger av bergartstypen.

Hoek-Brown-kriteriet er revidert flere ganger for å ta hensyn til både svake og sterke bergarter. Det *generaliserte Hoek-Brown-kriteriet* presentert av Hoek i 1994 er et resultat av dette, og er definert av likning 3.2. Kriteriet kan benyttes for svakere bergarter enn det opprinnelige Hoek-Brown-kriteriet (RocScience, u.å.).

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci}(m_b \cdot (\sigma_3'/\sigma_{ci}) + s)^a \quad (3.2)$$

Hvor c_{ci} er enaksiell trykkstyrke for intakt bergmasse, m_b , s og a er bergartsparemetere som bestemmes av hhv. likning 3.3, 3.4 og 3.5.

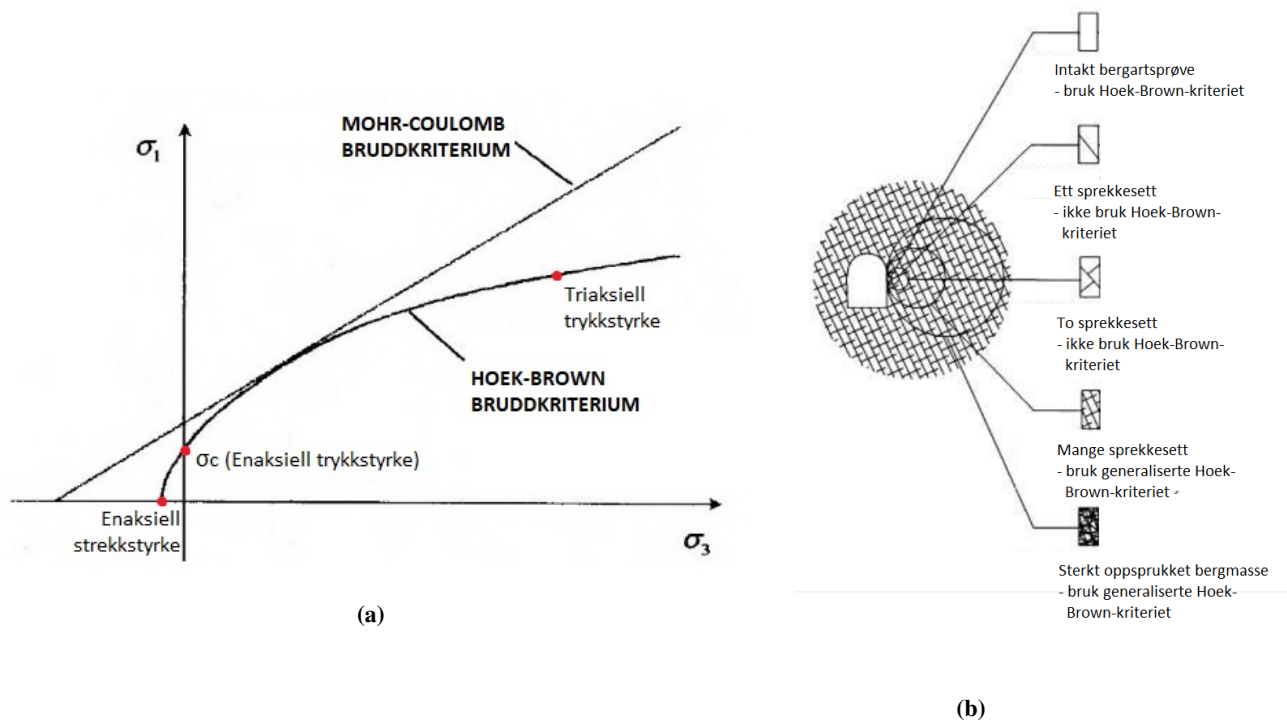
$$m_b = m_i \cdot \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right) \quad (3.3)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right) \quad (3.4)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}\left(e^{\frac{-GSI}{15}} - e^{\frac{-20}{3}}\right) \quad (3.5)$$

Hvor m_i er Hoek-Brown-konstanten, en materialkonstant for intakt bergmasse, GSI er geologisk styrkeindeks og D beskriver forstyrrelsen i konturen fra sprengningsarbeid og spenningsavløsning etter berguttak. Denne verdien varierer mellom 0 og 1.

Hoek-Brown-kriteriet antar isotrop bergmasse (Hoek, 2007b). Dersom kriteriet skal brukes for oppsprukket bergmasse, må analyseområdet være så stort i forhold til blokkstørrelsen at anisotropien i diskontinuiteter ikke er avgjørende for bruddannelsen, illustrert i figur 3.1b. Dette er vurdert som en forenklet, men gyldig beskrivelse av bergmassen rundt Brattset kraftstasjon.

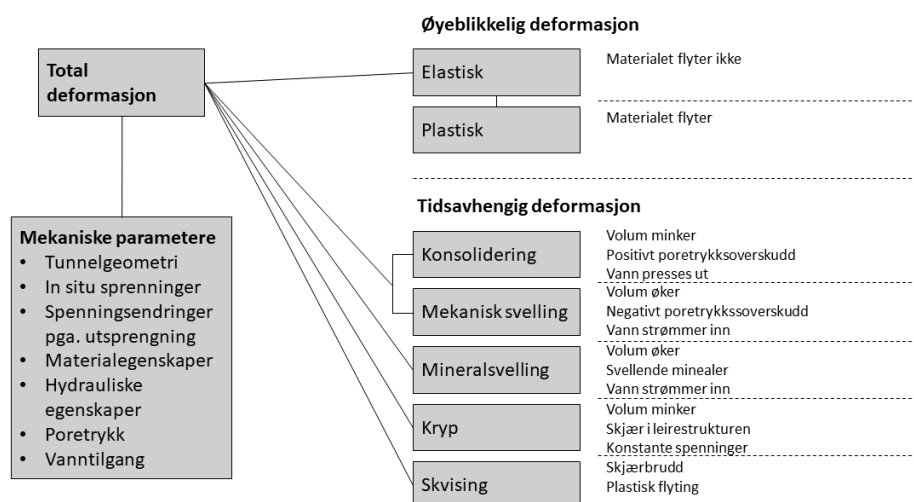


Figur 3.1: (a) Hoek-Brown-kriteriet viser krum bruddlinje til forskjell fra Mohr-Coulomb. (b) Gyldighetsområde for Hoek-Brown-kriteriet i forhold til antall sprekker og størrelse på analyseområde, fra isotropt og intakt til anisotropt med stor oppsprekking. Modifisert fra Hoek (2007b).

Hovedårsaken for valg av det generaliserte Hoek-Brown kriteriet i denne oppgaven er at det, i motsetning til Mohr-Coulomb-kriteriet, utviser en krum bruddlinje, som beskriver den ikke-lineære oppførselen av bergmassen ved økt omslutningstrykk, illustrert i figur 3.1a. I undergrunns bergrom som Brattset er det rimelig å anta slike høye omslutningstrykk. En annen grunn til å velge Hoek-Brown er at Mohr-Coulomb-kriteriet ikke viser fullgode resultater ved strekkspenninger (Li, 2018).

3.2 Deformasjonsmekanismer- og egenskaper

Ved etablering av tunneler/bergrom endres spenningsfordelingen i bergmassen rundt åpningen, og deformasjoner kan oppstå som et resultat av at berget prøver å gjenopprette likevekt. Deformasjonene kan deles inn i to hovedtyper, øyeblikkelig og tidsavhengig deformasjon (Høien, 2018). Disse kan igjen beskrives ved fem deformasjonsmekanismer, illustrert i figur 3.2. Deformasjonene som oppstår bestemmes av mekaniske parametere som in situ spenninger, tunnelens/bergrommets geometri, spenningsendringer ved utsprengning, bergmassens/sprekkers materialegenskaper samt vannets påvirkning. I de følgende avsnittene tas det utgangspunkt i figur 3.2 for å forklare deformasjonsmekanismene i bergmasse.



Figur 3.2: Ulike typer deformasjoner som kan oppstå pga. utsprengning av tunneler eller bergrom. Modifisert etter Høien (2018).

3.2.1 Øyeblikkelig deformasjon og egenskaper

Øyeblikkelig deformasjon er et resultat av spenningsendringer som oppstår når bergmasse tas ut. Ved drifing av tunneler starter deformasjonene omlag 0,5 tunneldiameter foran stoff og når maksimalstørrelse omlag 1,5 tunneldiameter bak stoff (Nilsen, 2016a). Øyeblikkelig deformasjon er avhengig av bergmassens elastiske og plastiske egenskaper.

Elastisk deformasjon

Ved elastisk deformasjon deformeres materialet uten å flyte. Deformasjonen er reversibel, som vil si at bergmassen går tilbake til sin opprinnelige tilstand etter avlastning tilsvarende pålastingen (Nilsen,

2016a). Den elastiske deformasjonen kan følge ulike spennings-tøyningskurver. Et lineært elastisk materiale deformeres proporsjonalt med spenningsøkningen (Li, 2018). Deformasjonsegenskapene kan dermed beskrives med parameterne Elastisitetsmodulen (E -modul) og Poissons tall (ν), som kan finnes ved enaksielt trykkforsøk på intakte kjerneprøver (omtalt i kapittel 2.2.3). Poissons tall beskriver aksial mot radiell tøyning, og er uttrykt ved likning 3.6.

$$\nu = \frac{-d\epsilon_r}{d\epsilon_a} \quad (3.6)$$

Der ϵ_r og ϵ_a er hhv. radiell og aksial tøyning. E -modul er uttrykt med Hooks lov og beskriver materialets motstand mot deformasjon ved likning 3.7.

$$E = \frac{d\sigma_a}{d\epsilon_a} \quad (3.7)$$

Hvor $d\sigma_a$ er aksial spenning og $d\epsilon_a$ er aksial tøyning. Både E og ν er bestemt ved 50% spenningsnivå av enaksiell trykkstyrke, σ_c , fordi det er erfart at dette området representerer elastiske deformasjonsegenskaper til bergarter (Li, 2018). Dersom elastisitetsmodulen ikke er tilgjengelig eller dersom testresultater er upålitelige pga. f.eks. oppsprukket kjerneprøve, kan E -modul bestemmes ved hjelp av likning 3.8 utviklet av Deere (1968) og Palmström og Singh (2001).

$$E = MR \cdot \sigma_c \quad (3.8)$$

Der MR er modulusforholdet (engelsk: «modulus ratio»), bestemt ved hjelp av skjema i vedlegg A.4.

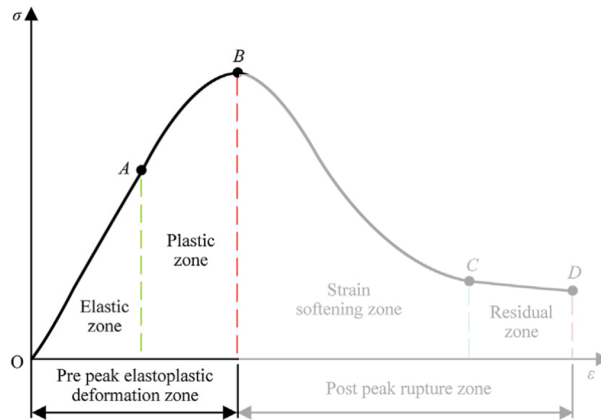
Likning 3.7 og 3.8 beskriver E -modul for intakt bergmasse, ettersom enaksiell trykktest utføres på intakte kjerneprøver. En bergmasse er derimot skjeldent intakt pga. sprekker og riss. Bergmassens E -modul (E_{rm}) er ofte mer interessant enn E -modul for intakt berg (E_i). Det er derfor utviklet flere formler for å estimere E_{rm} basert på korrelasjoner mellom E_i og relevante parametere. En av dem er utviklet av Hoek og Diederichs (2006), som uttrykker E_{rm} med likning 3.9. Formelen benyttes blant annet i modelleringsprogrammet RS2 (RocScience, 2019b), som er benyttet i kapittel 8 i denne oppgaven.

$$E_{rm} = E_i \left(0,02 + \frac{1 - D/2}{1 + e^{((60+15D-GSI)/11)}} \right) \quad (3.9)$$

Hvor E_i er intakt E -modul, GSI er geologisk styrkeindeks og D er forstyrrelsesfaktoren.

Plastisk deformasjon

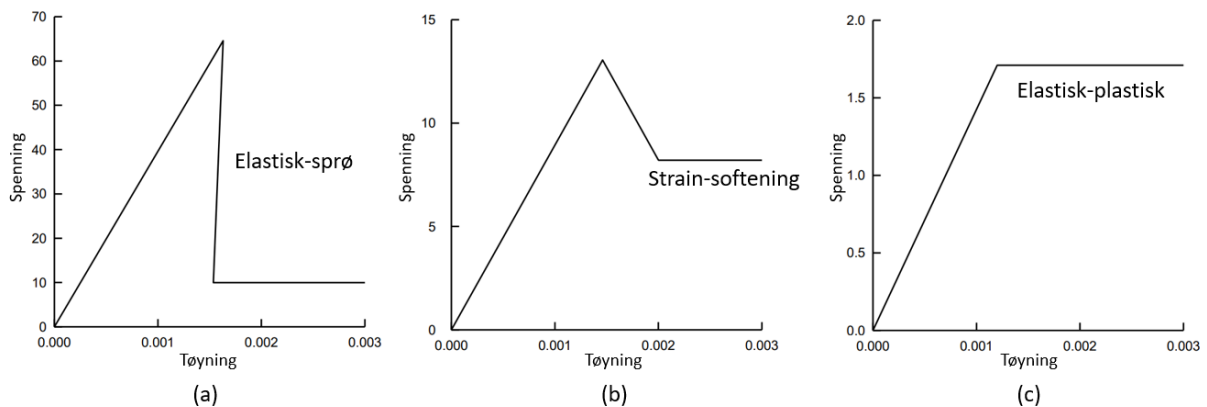
Plastisk deformasjon oppstår når spenningene overgår bergets styrke, og materialet begynner å flyte. Disse deformasjonene er irreversible, som vil si at bergmassen ikke går tilbake til opprinnelig tilstand etter avlastning. Et materiale i det plastiske deformasjonsområdet vil først ha gjennomgått elastisk deformasjon, og den plastiske sone ender med brudd, som illustrert i figur 3.3 (Wang et al., 2018). Størrelsesforholdet mellom elastisk og plastisk sone varierer for bergarter med ulik kvalitet.



Figur 3.3: Uthevet del av spennings-tøyningskurven viser elastisk og plastisk deformasjon. Punkt A er flytepunktet til materialet, og B er bruddpunktet. Modifisert fra Wang et al. (2018).

Deformasjon i postbrudd-tilstand for ulike bergmassekvaliteter

Etter at toppunktet på spennings-tøyningskurven er nådd, kan fortsatt deformasjoner i bergmassen skje. I numeriske modeller er det nødvendig å definere postbrudd-oppførselen til bergmassen. Dette forløpet er komplekst og sammensatt, og kan ikke beskrives med kun én karakteristikk. Hoek (2007b) presenterer tre forenklete modeller som beskriver postbrudd-oppførsel til bergarter med ulike kvaliteter. Disse er presentert som spennings-tøynings-kurver i figur 3.4. Harde bergarter av god kvalitet beskrives ofte med en elastisk-sprø modell (a). Materialet deformeres perfekt elastisk, dvs. proporsjonalt med spenningsøkningen. Når spenningsnivået når bergmassens styrke, går berget i sprøtt brudd og styrken avtar betraktelig til den stabiliserer seg på en residualverdi. Myke bergarter av dårlig kvalitet beskrives ofte med en elastisk-plastisk modell (c). Materialet deformeres perfekt elastisk inntil spenningsnivået når bergmassens maksimale styrke. Deretter deformeres bergarten plastisk og fortsetter å ta opp et spenningsnivå tilsvarende bruddspenningen. Bergarter av middels kvalitet beskrives med en såkalt «strain-softening» modell (b). Materialet deformeres perfekt elastisk inntil brudd. Deretter avtar styrken gradvis til residualstyrke er nådd.



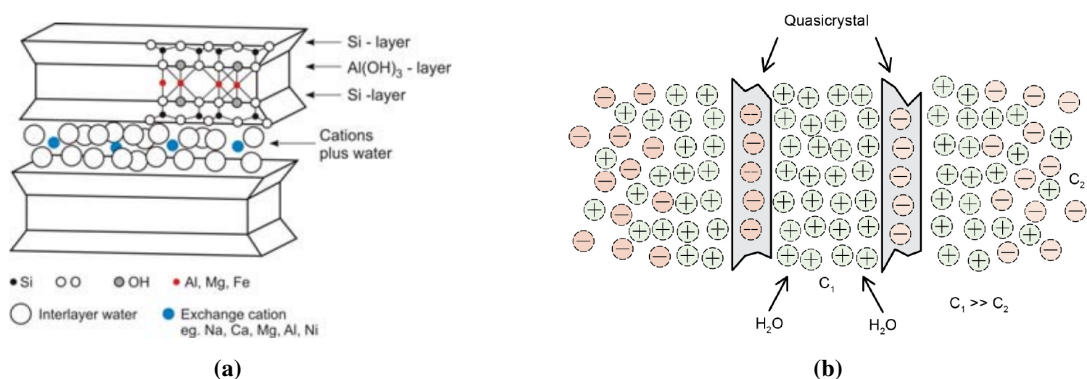
Figur 3.4: Spennings-tøyningskurver for bergmasser av ulike kvaliteter. (a) Hardt berg av god kvalitet. (b) Middels bergmassekvalitet. (c) Mykt berg av dårlig kvalitet. Modifisert etter Hoek (2007b).

3.2.2 Tidsavhengig deformasjon

Tidsavhengig deformasjon i bergrom eller tunneler kan oppstå gjennom prosesser som konsolidering/mekanisk svelling, mineralsvelling, kryp eller skvising - eller som en kombinasjon av disse (Høien, 2018). I tillegg er det oppdaget svelling i enkelte intakte bergarter som kan være, men ikke nødvendigvis er knyttet til mineralsvelling. Siden årsaken til denne typen svelling ikke er fullstendig kjent, er den ikke inkludert i figur 3.2.

Konsolidering og mekanisk svelling er prosesser som følger av negativt eller positivt overskuddsporetrykk pga. spenningsendringer (Høien, 2018). Ved positivt overskuddsporetrykk vil vann presses ut, og materialet rundt vil konsolidere (sammentrykkes). Dersom overskuddsporetrykket er negativt vil vann strømme til materialet og føre til mekanisk svelling (volumutvidelse). Disse fenomenene er først og fremst knyttet til etablering av tunneler/bergrom i jordarter med en viss permeabilitet, og ikke bergarter.

Mineralsvelling er svelling som skjer inne i svelleleirer ved tilgang på vann. Slike svelleleirer kan ofte finnes f.eks. i svakhetssoner som forvitringsoner eller knusesoner i bergmassen. Et leirmineral består av såkalte ryggradslag som er bygd opp av tetraeder- og oktaedersjikt, vist i figur 3.5a. I svelleleirer er bindingen mellom ryggradslagene svært svake, slik at vann med kationer enkelt kan trenge inn. Kationer (som K^+ , Na^+ , Ca^{2+} og Mg^{2+}) vil bindes til den negativt ladde overflaten til leirpartikkelen (Nilsen, 2016a). Vannet vil *hydratiseres* på leirpartikkeloverflaten pga. vannets dipolmoment og føre til en svelling på opptil 100% av opprinnelig tørt volum. Ettersom ionekonsentrasjonen mellom ryggradslagene er høyere enn utenfor mineralet (pga. tilførte kationer) vil mer vann strømme til mellom ryggradslagene for å oppnå likevekt, og mineralet sveller ytterligere, se figur 3.5b. Dette stadiet kalles *osmotisk svelling* og svellegraden avhenger av tilgang på vann, avstand mellom lagene og ionenes valens og konsentrasjon (Høien, 2018; Nilsen, 2016b). Dersom volumutvidelse ikke er mulig, vil svelleprosessen føre til oppbygning av høyt svelletrykk. Utfallet kan være forskyvninger, eller mer dramatiske utrasinger i bergrom/tunneler. Eksempler på svellende mineraler er anhydritt og montmorillonitt (smekttittgruppen) (NGI, 2015).

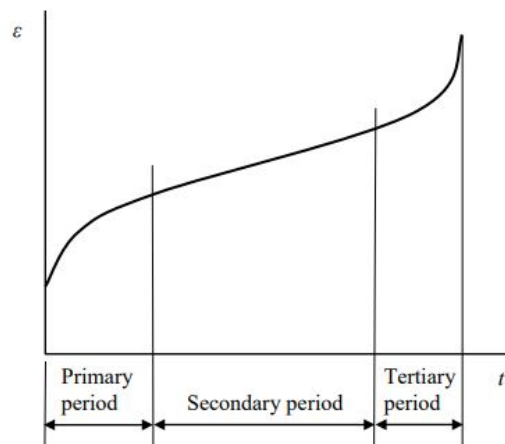


Figur 3.5: (a) Oppbygning av montmorillonitt med oktaederlag ($Al(OH)_3$) og tetraederlag (Si). Hydratisering ved adsorpsjon av vann på leirmineraloverflaten. Hentet fra (Nilsen, 2018). (b) Osmotisk svelling. Mineraloverflatene er negativt ladet og mellom dem er ionekonsentrasjonen høy, C1. Denne konsentrasjonen er mye høyere enn i porevannet, C2. Likevekt oppnås ved tilstrømming av vann mellom lagene. Hentet fra (Høien, 2018).

Noen intakte bergarter som svartskifer (spesielt alunskifer), finkornige vulkanske bergarter som tuffbergarter og andesitt kan også ha svelleegenskaper (Stefanussen, 2012; Dahl et al., 2013). Da er ikke svelle-

mekanismen nødvendigvis et resultat av mineralsvelling, som forklart i forrige avsnitt. Et forskningsprosjekt som SINTEF var en del av fra 2006-2009, kalt «Black Shale», viste nemlig at svelling av alunskifer ikke er relatert til smektittinnhold (Dahl et al., 2013). Svelling av intakte bergarter kan derfor være relatert til andre fysiske egenskaper eller kjemiske reaksjoner. Det er antatt at distinkt foliasjon og skifrihet i svartskifere vil kunne forårsake svelling gjennom kapillaritet når vann tilsettes den tørre bergmassen. Vann kan strømme til gjennom sprekkesystemer eller komme fra fukt i luften i bergrom. Mens svelleleirer aktiveres i løpet av noen uker, kan aktiveringen av svellende bergmasse ta flere år (Dahl et al., 2013).

Kryp er et fenomen som kan oppstå dersom berg med plastiske og viskøse egenskaper påvirkes av konstante spenninger som ligger *under* flytegrensen til bergmassen (Singh, 1975; Myrvang, 2001a). Krypprosessen kan deles inn i tre perioder, illustrert i figur 3.6. I primærperioden minker tøyingsraten og deformasjonen er reversibel. I sekundærperioden er tøyingsraten lineær og deformasjonen er irreversibel. Her oppstår en tidsavhengig skjærdeformasjon forårsaket av endring i bergartsstrukturen gjennom omorganisering av mineralkontakter (Høien, 2018). I tertiærperioden øker tøyingsraten, før berget går i brudd. Myke bergarter er mer utsatt for kryp enn harde bergarter.



Figur 3.6: Krypprosessen inndelt i tre perioder: primærperioden (minkende tøyingsrate, reversibel), sekundærperioden (konstant tøyingsrate, irreversibel) og tertiærperioden (økende tøyingsrate). Hentet fra Li (2018).

Skvising beskrives av ISRM (Barla, 1995) som tidsavhengig deformasjon som opptrer rundt bergromsåpninger, og er hovedsakelig assosiert med kryp forårsaket av at opptrедende spenninger *overskrider* bergmassens skjærstyrke. Det vil si at berget deformeres plastisk. Deformasjonen kan opphøre gjennom byggetiden eller fortsette i lang tid. Skvising er typisk i svake bergarter under høye spenningsforhold, men kan også oppstå i harde bergarter dersom spenningene er høye nok.

3.2.3 Mekaniske parametere med innvirkning på deformasjon i bergrom

Hvilke deformasjonsmekanismer som oppstår i bergrom avhenger av de mekaniske parametere i området (eksempelvis som gitt i figur 3.2). Barton et al. (1988) undersøkte deformasjoner ved ulike kraftverk i Norge. De kom frem til tre faktorer som sannsynliggjør deformasjoner i kraftstasjoner dersom de er tilstede samtidig eller i stor grad hver for seg. De tre faktorene er:

1. *Ugunstig geologi*

Plane diskontinuiteter i form av sprekker og slepper med uheldig fall og fallretning kan føre til glidebevegelser langs diskontinuitetene. Dette kan gi langtidsdeformasjoner i bergrommet. Sprekkeflatenes skjærstyrke mtp. ruhet og friksjon er avgjørende for bevegelsen. Glatt sprekkefyll med lav indre friksjon, som kloritt, talk og grafitt er ugunstig, og svelleleire er spesielt uheldig (Nilsen, 2016b).

Myke og svake bergarter er ugunstig da de er mer utsatt for kryp og skvising enn harde og sterke bergarter. Til gjengjeld kan hardt og sprøtt berg gi avskalling eller bergslag ved høye spenninger.

2. *Anisotropiske spenninger*

Anisotropiske spenninger kan føre til ugunstige spenningskonsentrasjoner rundt bergrommet. Sekundærspenningsbildet som dannes ved bergroms-etableringen avhenger av in situ spenninger og bergrommets geometri. Generelt gir skarpe hjørner høye spenningskonsentrasjoner og høye vegger lave spenningskonsentrasjoner. Dersom forholdet σ_1/σ_3 er stort kan minste tangentialspenning bli negativ slik at strekkspenninger oppstår (Li, 2018). Dette kan føre til utvidelse av riss og sprekker, som igjen reduserer sprekkefriksjonen og bergmassens indre friksjon (Nilsen, 2016a). Nye sprekker og riss kan oppstå i områder med høye tangentialspenninger, som et resultat av sprengningsarbeider eller endret spenningsbilde pga. tidsavhengige deformasjonsmekanismer (Nilsen, 2016a; Høyen, 2018).

3. *Økning i sprekkevannstrykk*

Vann er ugunstig i forhold til deformasjon, både fordi det bidrar til redusert friksjon langs diskontinuiteter, og fordi det kan føre til utvidelse av svelleleire. Ved utspregning av bergrom får vannet en fri flate å strømme mot gjennom sprekker i bergmassen. Bergmassen kan også gradvis absorbere fukt fra luften i bergrommet (NGI, 2015).

3.3 Skjærstyrke til sprekker (Barton-Bandis-kriteriet)

Barton-Bandis-kriteriet er et empirisk system som bestemmer skjærstyrken, τ , til sprekkeoverflater. τ er gitt av likning 3.10 (Grøneng og Nilsen, 2009).

$$\tau = \sigma_n \tan[JRC \log \frac{JCS}{\sigma_n} + \phi_r] \quad (3.10)$$

Hvor σ_n er normalspenning, ϕ_r er residual friksjonsvinkel, JRC er sprekkeruhetskoeffisient (engelsk: «Joint Roughness Coefficient»), og JCS er sprekkeoverflatens trykkstyrke (engelsk: «Joint wall Compressive Strength»). Grøneng og Nilsen (2009) presenterer metoder som vanligvis benyttes ved NTNU for å bestemme ϕ_r , JRC og JCS.

JCS kan måles direkte på sprekkeflater med et instrument kalt Schmidhammer. Schmidhammeren kan enkelt tas med i felt, og gjennomsnittlig avlesning fra instrumentet (Schmidthardheten) omregnes til JCS ved hjelp av korrelasjonsdiagram utviklet av Deere og Miller (1966). Diagrammet tar hensyn til bergmassens densitet og Schmidhammerens slagretning. En nærmere beskrivelse av bruken av instrumentet er gitt i kapittel 4.3, der Schmidhammeren også brukes til bestemmelse av enaksiell trykkstyrke (UCS).

JRC kan bestemmes ved flere metoder. En av dem er amplitudemetoden av Barton og Bandis (1990), som går ut på å måle ruhetsamplituder direkte på sprekkeflater. Alternativt kan JRC bestemmes ved å sammenlikne sprekkeoverflatens ruhet med standardisert ruhetsprofil. Førstnevnte metode er benyttet i kapittel 4.4, og en nærmere beskrivelse av metoden er gitt der.

ϕ_r bestemmes ved hjelp av likning 3.11.

$$\phi_r = (\phi_b - 20) + 20 \frac{r}{R} \quad (3.11)$$

Hvor ϕ_b er basis friksjonsvinkel, r er Schmidthardhet på våt, forvitret sprekkeflate og R er Schmidthardhet på tørr og fersk sprekkeflate. Med andre ord defineres residual friksjonsvinkel som friksjonsvinkelen på naturlige sprekkeoverflater, mens basis friksjonsvinkel defineres som friksjonsvinkelen på plane, jevne og ferske sprekkeoverflater. Grøneng og Nilsen (2009) presenterer flere metoder for å bestemme ϕ_b ved hjelp av tilt-tester på utborede kjerneprøver. Dersom kjerneprøver ikke er tilgjengelig kan ϕ_b bestemmes fra empiriske data fra tilt-tester på tilsvarende bergart. Dette gjelder kun dersom sprekkeoverflaten ikke er sterkt forvitret (Grøneng og Nilsen, 2009).

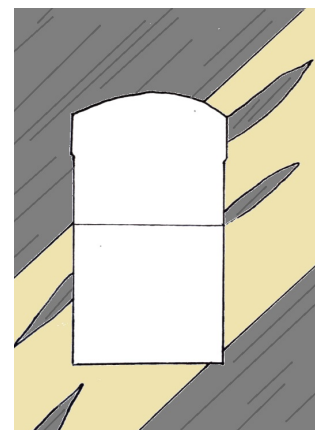
Kapittel 4

Feltkartlegging og laboratorieundersøkelser

I dette kapitlet presenteres ingeniørgeologisk feltkartlegging og laboratorieundersøkelser som er utført gjennom masterarbeidet. Disse supplerer undersøkelsene som ble utført gjennom prosjektarbeidet (kapittel 2.2). Arbeidet består av vurdering av geologi og bergartsfordeling, sprekkekartlegging (orientering og ruhet, JRC), bruk av Schmidthammer for test av sprekke- og bergartsstyrke, samt tetthetprøve av grafittglimmerskiferen. Hensikten med disse undersøkelsene er å innhente mest mulig korrekte parametere til numerisk modellering slik at analysen blir pålitelig. I tillegg gir undersøkelsene et bedre grunnlag for diskusjon og vurdering av deformasjonene i kraftstasjonshallen. Hvorfor akkurat disse undersøkelsene er relevante kommer tydeligere frem i kapittel 5, der deformasjonsproblematikken og årsaksteorier for deformasjonene i Brattset er detaljert beskrevet. Feltkartleggingen ble utført ved Brattset den 05.02.2020 og 24.02.2020, hvor sistnevnte var sammen med veileder Bjørn Nilsen. Laboratorietesten ble utført 28.02.2020 ved bergmekanisk laboratorium, NTNU med veiledning fra Gunnar Vistnes.

4.1 Bergartsfordeling

Som erfart fra prosjektarbeidet, består geologien i kraftstasjonshallen ved Brattset av to bergarter, grafittglimmerskifer og kvartskeratofyr. På bakgrunn av tynnslipsanalysen fra prosjektoppgaven samt visuell inspeksjon i hallen vurderes kvartskeratofyren å være av intrusiv opprinnelse. Det tolkes at bergarten har trengt seg opp parallelt med lagdelingen av grafittglimmerskifer. Enkelte steder har dette ført til isolerte linser av grafittglimmerskifer i kvartskeratofyren, se utarbeidet skisse i figur 4.1. Lagdelingen/foliasjonen til de to bergartene ligger dermed parallelt med hverandre med et gjennomsnittlig fall på 43° mot hallen fra nedstrøms sidevegg. Strøkretningen til bergartene ligger omtrent parallelt med hallens lengderetning. Kartleggingen av bergartsfordelingen er først og fremst gjort i maskinsalen og i forbindelsesgang til lukekammeret nedstrøms hallen, se vedlegg C.1. I hallens underetasjer er nedstrøms vegg tildekket av byggekonstruksjoner, mens oppstrøms vegg har delvis blottet berg slik som i maskinsalen.



Figur 4.1: Tolket bergartsfordeling rundt kraftstasjonshallen. Kvartskeratofyren (lys) som en intrusjon i grafittglimmerskiferen (mørk).

4.2 Sprekkekartlegging

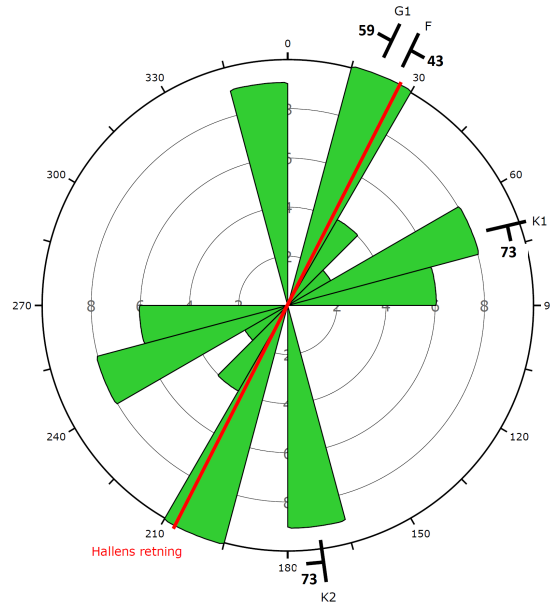
I dette delkapittelet presenteres kartlagte strøk/fall-målinger til hovedsprekkesett i bergmassen i stasjonshallen. Strøk og fall er betegnelser som brukes for å beskrive hvordan sprekkeflater er orientert i rommet. Strøk er retningen på skjæringslinjen mellom sprekkeflaten og horisontalplanet i forhold til nord, og fall er vinkelen mellom sprekkeflaten og horisontalplanet. Det var først tenkt å bruke de kartlagte hovedsprekkesettene i numerisk modellering, men det ble i ettertid bestemt å kun bruke ett av dem. Grunnen til det er diskutert i kapittel 7.2.4. På tross av denne avgjørelsen er det valgt å presentere alle resultatene, til bruk ved eventuelle fremtidige arbeider og for å skape et mer helhetlig inntrykk av bergmassene.

På grunn av detektert magnetisme i kraftstasjonshallen, ble sprekkenes strøkkretning ikke målt med kompass, men tegnet inn i forhold til hallens retning. Faktisk strøkkretning kunne dermed beregnes fra hallens kjente lengderetning. Ettersom strøkkretningen ble tegnet med øyemål, er det rimelig å anta en usikkerhet i størrelsesorden $\pm 10^\circ$. Fall ble målt «nøyaktig» ($\sim \pm 2^\circ$) med klinometeret i et geologisk kompass.

Kvartskeratofyten har to dominerende sprekkesett (K1 og K2), og et mindre opptredende foliasjonsplan (F_k) som danner kontaktflaten med grafittglimmerskiferen. K1 og K2 har en sprekkeavstand i størrelsesorden 20-50 cm, mens F_k varierer fra 20-40 cm til flere meter. Grafittglimmerskiferen har to dominerende sprekkesett. Ett parallelt med lagdelingen (F_g), og ett på tvers av lagdelingen (G1). F_g har omtrentlig sprekkeavstand 20 cm-1 m, og G1 har 20-60 cm. Sprekkeflatene er illustrert i figur 4.2. De 50 sprekemålingene som ble utført, danner grunnlag for utarbeidelse av sprekkerose, vist i figur 4.3. I de to figurene er F_k og F_g omtalt som F ettersom de utgjør samme plan. Av sprekkerosen fremkommer det at strøkkretningen til foliasjonsplanene står tilnærmet parallelt med hallens lengderetning.



Figur 4.2: Opptredende sprekkesett i grafittglimmerskifer (venstre) og kvartskeratofyr (høyre). Begge bilder er tatt mot nedstrøms vegg. Foto: Ingrid Gulbrandsen, 24.02.2020.



Figur 4.3: Sprekkerose basert på 50 sprekkemålinger i kraftstasjonshallen, utarbeidet i *Dips* (RocScience). Hallens lengderetning er markert med rød linje. K=kvartskeratofyr, G=grafittglimmerskifer, F=foliasjons-/lagdelingsplan.

4.3 Bestemmelse av UCS og JCS med Schmidthammer

Trykkstyrken til sprekkeflater (JCS) kan, som beskrevet i kapittel 3.3, testes i felt med et instrument kalt Schmidthammer. Instrumentet kan også brukes til testing av intakt bergmassestyrke (UCS) ettersom JCS ofte samsvarer med verdier fra enaksialt trykkforsøk. Denne sammenhengen bør imidlertid brukes med forsiktighet for lave og høye Schmidthardheter (R). For $R > 55$ er Schmidthammeren mindre sensitiv for variasjon i trykkfasthet, i tillegg til at spredningen øker (Deere og Miller, 1966). Enkelte bergarter med lav styrke kan også gi forhøyet Schmidthardhet.

Schmidthammeren består av et fjæroppspent stempel som utløses når instrumentet presses mot bergoverflaten. Energien som reflekteres av bergmassen registreres, og en Schmidthardhet (R for uforvitret, tørr flate, r for forvitret flate) kan leses av instrumentet. Hvor mye energi som reflekteres avhenger av bergmassens hardhet eller gjennomslag/skademotstand. JCS/UCS leses av et korrelasjonsdiagram utviklet av Deere og Miller (1966). Diagrammet tar hensyn til bergmassens egenvekt γ og Schmidthammerens helning ettersom dette påvirker Schmidthardheten.

I denne oppgaven er Schmidthammeren benyttet for å teste følgende parametere ved Brattset:

- **Trykkstyrke til grafittglimmerskiferen (UCS_g)**

Denne metoden er valgt fordi alternativet med uthenting av kjerneprøve til enaksial trykktest vurderes vanskelig pga. ingen tilgjengelig blokk og dessuten skifrig bergmasse som gjør det lite sannsynlig å få ut en hel kjerne med ønskelige dimensjoner. Styrken blir videre brukt i analyse.

- **Trykkstyrke til kvartskeratofyren (UCS_k)**

Fra prosjektoppgaven er bergarten allerede testet med enaksial trykktest, men verdier fra Schmidthammeren kan gi grunnlag for sammelikning og utvidet vurdering.

- **Trykkstyrke til grafittglimmerskiferens foliasjonsplan (JCS_g)**

Til modellering av potensielt glideplan med Barton-Bandis-kriteriet i kapittel 8.2.3.

Schmidthammeren brukt ved Brattset er av type L (Proceq), som er den anbefalte typen for testing av hardhet på berg (ISRM, 1978). Det ble forsøkt testet på representative områder av bergartene med jevne og sprekkefrie testflater, ettersom inhomogeniteter og sprekker kan gi feilkilder og kunstig lave verdier (Brencich et al., 2013; Aydin, 2008). Det ble gjort 20 målinger for hver overflate, der måleverdi og hammer-retning ble registrert. Gjennomsnittlig Schmidthardhet ble beregnet fra de 10 høyeste målingene i henhold til ISRM (1978). Dette er for å redusere feilkilder ved lokale inhomogeniteter i bergmassen. For å sikre kalibrering av Schmidthammeren ble det utført en kontrollmåling med to ulike Schmidthammere, der den ene var forhåndskalibrert. Gjennomsnittet av 10 målinger for hver Schmidthammer på samme sprekkeflate ga en korrelasjon på 99,4%. Schmidthammeren anses dermed som pålitelig.

I kvartskaratofyren ble det utført tester på de to opptredende sprekkesettene K1 og K2. Begge flatene er vurdert ikke/lite forvitret (noteres R) og er derfor relevant for bergmassens intakte trykkstyrke (UCS_k). I grafittglimmerskiferen ble det testet på lagdelingsflaten F og sprekkeflate G1. Sprekkeflate F er vurdert forvitret (noteres r, relevant for JCS_g), G1 vurderes som ikke/lite forvitret (noteres R) og er relevant for intakt trykkstyrke (UCS_g). Sprekkesett K1 og F ble også testet i lukekammeret nedstrøms kraftstasjons-hallen (se vedlegg C.1) for å ta hensyn til eventuelle variasjoner fra stasjonshallen.

Resultater

Tabell 4.1 viser gjennomsnittlig Schmidthardhet med standardavvik for de ulike sprekkeflatene. Alle verdier er konvertert til horisontal retning i henhold til Aydin (2008), med konverteringsskjema vist i vedlegg A.5. Det er utarbeidet tre totale gjennomsnitt som er benyttet til avlesing av hhv. UCS_k , JCS_g og UCS_g i korrelasjonsdiagrammet i figur 4.4. Der er enhetsvekten til de to bergartene hentet fra laboratorieundersøkelser i kapittel 2.2.3 og 4.5. Detaljerte enkeltmålinger for hver sprekkeflate er vist i tabell i vedlegg B.2.

Samlet resultat blir:

- Enaksiell trykkstyrke grafittglimmerskifer: $UCS_g = 170 \text{ MPa} \pm 70 \text{ MPa}$.
- Enaksiell trykkstyrke kvartskaratofyr: $UCS_k = 200 \text{ MPa} \pm 90 \text{ MPa}$.
- Trykkstyrke til forvitret sprekkeflate i grafittglimmerskifer: $JCS_g = 90 \text{ MPa} \pm 35 \text{ MPa}$.

Diskusjon

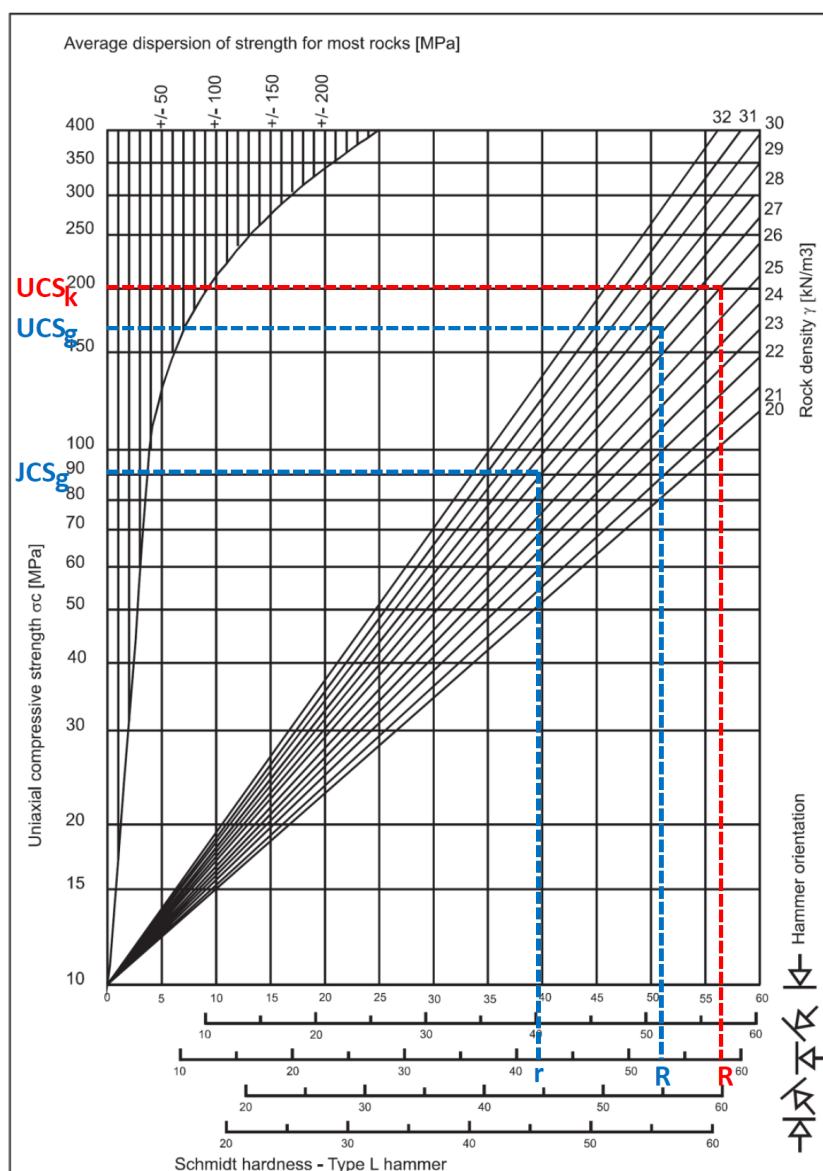
Schmidthammer-målingene gjort i stasjonshallen viser høyere styrke og mindre variasjon enn målingene gjort i lukekammeret, spesielt for grafittglimmerskiferen. Grunnen til dette antas å ha sammenheng med at konturen i stasjonshallen er presplittet, og dermed har mindre riss og sprekker enn i lukekammeret som er grovere sprengt. Dette er også tydelig visuelt. Ellers viser grafittglimmerskiferen generelt større variasjon i hardhet enn kvartskaratofyren. Variasjonen er større både i hver sprekkeflate og spesielt mellom de ulike sprekkeflatene. Dette tyder på at grafittglimmerskiferen er mer heterogen enn kvartskaratofyren.

I forkant av testen ble det antatt at grafittglimmerskiferen hadde betydelig lavere styrke enn kvartskaratofyren. Denne antagelsen var basert på erfaringsdata fra andre svartskiferbergarter i Myrvang (2001b). Resultatene fra testen viste at bergarten hadde en mye høyere styrke enn antatt (170 MPa mot antatt ~30-50 MPa). Også kvartskaratofyren viste betydelig høyere styrke enn den enaksiale testen fra prosjektoppgaven (200 MPa mot 132 MPa). Hvilke verdier som vil bli benyttet i den numeriske modelleringen i kapittel 8 diskuteres i kapittel 7.2.3, med hensyn til usikkerhet i målemetodene og resultater.

Tabell 4.1: Schmidthardhet på ulike sprekkeflater i kvartstaratofyr (K1, K2) og grafittglimmerskifer (F, G1). Standardavvik vises i parentes.

	Kvartskeratofyr			Grafittglimmerskifer		
	K1	K1	K2	F	F	G1
R	59 (3)	58 (5)*	58.5 (2)			53 (3)
r				51 (4)	33 (5)*	
Gjennomsnitt	58,5			42		53

*Testet i lukekammer.



Figur 4.4: Avlesing av UCS_k , UCS_g og JCS_g fra gjennomsnittlig Schmidthardhet og bergmassens egenvekt ($\gamma_k=26,1 \text{ kN/m}^3$, $\gamma_g=27,5 \text{ kN/m}^3$). Rød: kvartskeratofyr, blå: grafittglimmerskifer. Modifisert fra Grøneng og Nil-sen (2009).

4.4 Sprekkeruhetskoeffisient, JRC

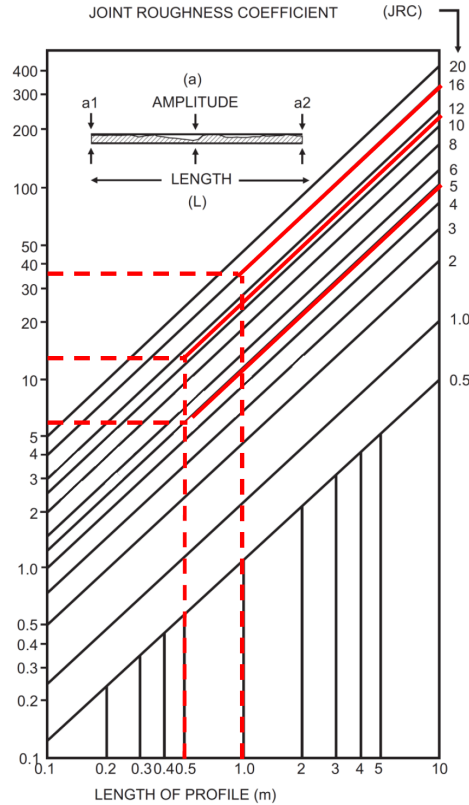
Sprekkeruhetskoeffisienten, JRC, er en empirisk indeks for bestemmelse av overflateruhet. Indeksen går fra 0 (plan, glidespeil) til 20 (ru, undulerende). JCS kan bestemmes med flere metoder, som beskrevet i kapittel 3.3. I denne oppgaven er amplitudemetoden av Barton og Bandis (1990) benyttet. Metoden går ut på at en målestokk av kjent lengde legges langs en sprekkeflate, og største amplitude ned til sprekkeflaten måles med en mindre linjal. Målingen bør gjøres langs fire retninger for hver sprekkeflate, langs med (0°), på tvers (90°), og $\pm 45^\circ$ på fallretningen. Målestokkens lengde og amplituden bestemmer JRC, som leses av fra diagram i figur 4.5, utviklet av Barton og Bandis (1990).

Sprekkeplanet av interesse i denne oppgaven er grafittglimmerskiferens lagdelingsflate F, vist i figur 4.2, da denne senere skal analyseres som glideflate mellom de to bergartene. På grunn av varierende utstrekning i sprekkeplanets retninger, var det ikke mulig å bruke utelukkende 100 cm lange profiler. Det er derfor brukt 50 cm på enkelte profiler. Resultatene er presentert i tabell 4.2, hvor avlesing er gjort i figur 4.5.

Tabell 4.2: Målestokklengde, amplitude og avlest JRC for fire ulike retninger på sprekkeplan av grafittglimmerskiferens lagdelingsflate.

Måleretning	0°	$+45^\circ$	90°	-45°
Lengde [cm]	50	100	50	100
Amplitude [mm]	6	35	12	35
JRC avlest	5	16	11	16
Gjennomsnitt JRC	12			

Ideelt sett burde det blitt gjort målinger på flere flater av det ønskede sprekkesettet. Grunnen til at dette ikke er utført er at da målingene ble gjort (05.02.2020) var tanken å kartlegge JRC på alle sprekkesett for modellering av et gjennomsnitt av dem. Dermed ble det kun gjort én JRC-bestemmelse for hvert sprekkesett. Til gjengjeld ble det under testingen forsøkt å finne representative flater for sprekkesettene. Derfor er det rimelig å si at JRC-bestemmelsen i tabell 4.2 er gyldig for senere analysebruk.



Figur 4.5: Avlesingsdiagram for JRC basert på målte sprekkeamplituder. Modifisert fra Grøneng og Nilsen (2009).

4.5 Tetthet av grafittglimmerskifer

Tettheten til grafittglimmerskiferen ble funnet ved pyknometertest ved NTNUs bergmekaniske laboratorium. Grunnen til at denne metoden er benyttet, og ikke vekt/volum-metoden som for kvartskeratofyren, er at kjerneprøve av bergarten med kjent volum ikke er tilgjengelig. Til testen ble restene av grafittglimmerskifer-biten som ble hentet ut under prosjektarbeidet 13.09.2019 benyttet. Den ble først veid i tørr tilstand (m_t). Deretter ble den lagt i vann i en uke for å sørge for fullstendig vannmetting. Prøven ble så veid nedsunken i vann (m_v). Siden tettheten til vann er kjent ($\rho_v=1 \text{ g/cm}^3$), er forskjellen i tørr vekt og vekt med oppdrift fra vann lik volumet til prøven (V), etter likning 4.1. Tettheten ρ kan dermed beregnes etter likning 4.2. Resultatet fra testen er gitt i tabell 4.3, som gir grafittglimmerskiferen en tetthet på $\rho=2,80 \text{ g/cm}^3$.

$$V [\text{cm}^3] = \frac{m_t [\text{g}] - m_v [\text{g}]}{\rho_v [\text{g/cm}^3]} \quad (4.1)$$

$$\rho [\text{g/cm}^3] = \frac{m_t [\text{g}]}{V [\text{cm}^3]} \quad (4.2)$$

Tabell 4.3: Målte og utregnede verdier for bestemmelse av tettheten til grafittglimmerskifer.

	Enhet	Verdi
Tørr vekt	g	497,9
Vekt i vann	g	319,9
Volum	cm^3	178
Tetthet	g/cm^3	2,80

Kapittel 5

Tegn og mulige årsaker til deformasjoner ved Brattset

I dette kapitlet presenteres registrerte hendelser som tyder på deformasjoner i kraftstasjonshallen ved Brattset. Teorier om årsaker til deformasjonene basert på observasjoner og undersøkelser presenteres avslutningsvis.

5.1 Indikasjoner på deformasjoner

5.1.1 Fastkjøring av kranbane

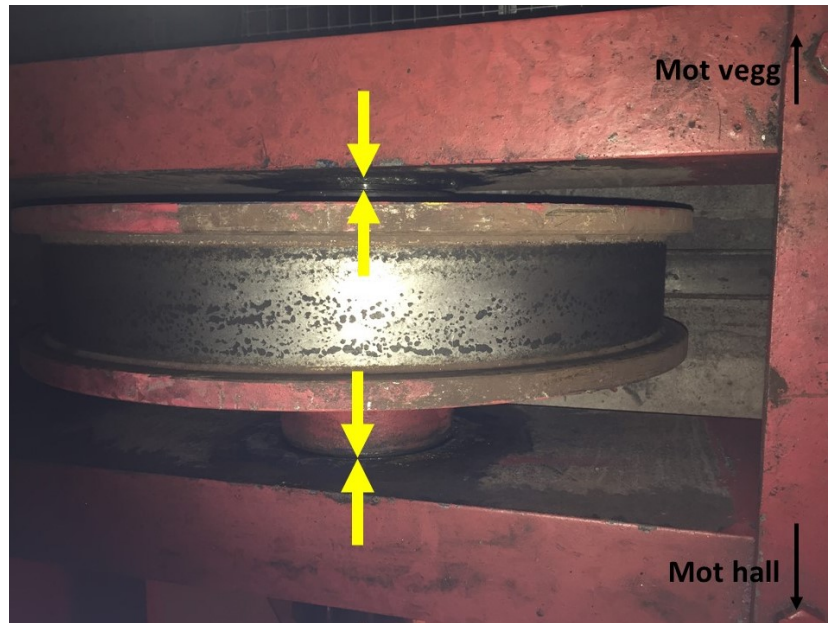
Kranbanen i maskinsalen går på skinner montert til betongdragere som støttes opp av betongsøylene langs sideveggene i hallen. Kranen har tidligere opplevd problemer ved at den har kilt seg fast ved midten av hallen. For å løse problemet har det vært nødvendig å justere hjullagrene på kranen. Dette ble sist gjort i 2011 og i 2015¹. Hjullagrene er i utgangspunktet designet slik at de har noe klaring på hver side av hjulet⁴. I dag (2020) er klaringen på indre side av hjulet svært liten, se figur 5.1. Fastkjøringen av kranen tyder på at midtre del av hallen har opplevd en konvergerende bevegelse. Om bevegelsen kommer fra oppstrøms vegg, nedstrøms vegg eller begge er usikkert utfra denne hendelsen.

5.1.2 Sammenpressing av gulvluker

Kraftstasjonshallen er konstruert med gulvluker i de tre øverste golvplan. Disse åpnes regelmessig ved bl.a. vedlikeholdsarbeid av turbiner. Gulvlukene er i utgangspunktet designet til å ha en klaring til gulvåpningen på 0,5 cm langs hver side. Det har ved flere anledninger vært nødvendig å slipe gulvlukene i retning parallelt med hallretningen for å få dem på plass etter åpning⁴. Dette ble sist gjort i 2016¹. I dag er derfor den opprinnelige totale klaringen på 1 cm parallelt med hallen, nå negativ (<0). Det er derfor rimelig å anta at det har vært en konvergerende bevegelse på minst 10 mm over de slipte gulvlukene. Figur 5.2 illustrerer en av gulvlukene i maskinsalen, hvor den reduserte klaringen fremgår.

¹Tor Harald Landløpet, Trønderenergi Kraft, 2019, 2020 - personlig kommunikasjon.

⁴Trond Smeplass, Trønderenergi Kraft, 2020 - personlig kommunikasjon.



Figur 5.1: Hjullager til kranbane er justert slik at det er svært lite å gå på ved indre side (mot hall), indikert med gule piler. Foto: Ingrid Gulbrandsen, 12.03.2020.



Figur 5.2: Hjørne til en av gulvlukene i maskinsalen. Avstanden mellom luken og åpningen er tydelig mindre langs hallretningen, som tyder på konvergens mellom langsideveggene. Bildet er noe misvisende da avstanden på motsatt side (utenfor bildet) er større. Foto: Ingrid Gulbrandsen, 24.02.2020.

5.1.3 Sprekker i betong og maling

I de to betongdragerne som ligger oppå betongsøylene langs sideveggene, kan det observeres mange vertikale riss i malingen. Dette kan tyde på at dragerne buler ut mot hallen slik at malingen sprekker opp. Antall riss fremstår som likt i de to dragerne, dvs. det er ikke noe som tyder på større deformasjon i den ene veggen i forhold til den andre.

I en av betongsøylene er det observert en dypere sprekk som kan tyde på at søylen har blitt belastet av deformasjoner fra bergmassen, se figur 5.3. Betongsøylen er plassert i nedstrøms vegg, nr. 4 fra nord, med senter 10,5 m nord for midten av hallen. Det er maling inni sprekken, som tyder på at sprekkdannelsen skjedde for en god stund siden, før malingen kom på.



Figur 5.3: Sprekk i betongsøyle i maskinsalen, nr. 4 fra nord i nedstrøms vegg. Foto: Ingrid Gulbrandsen, 13.09.2019.

5.1.4 Varmgang i turbinlager

Trond Smeplass fra TrønderEnergi forteller om en hendelse der det gikk varmgang i turbinlager nr. 2. Posisjonen til denne turbinen er omtrent 4 m sør for midten av hallens lengderetning, se figur 6.1. Varmgangen ble antatt å ha sammenheng med deformasjoner i fjellet, men dette er usikkert. Hendelsen vurderes alvorlig, spesielt dersom ytterligere deformasjon kan føre til flere problemer med turbinen.

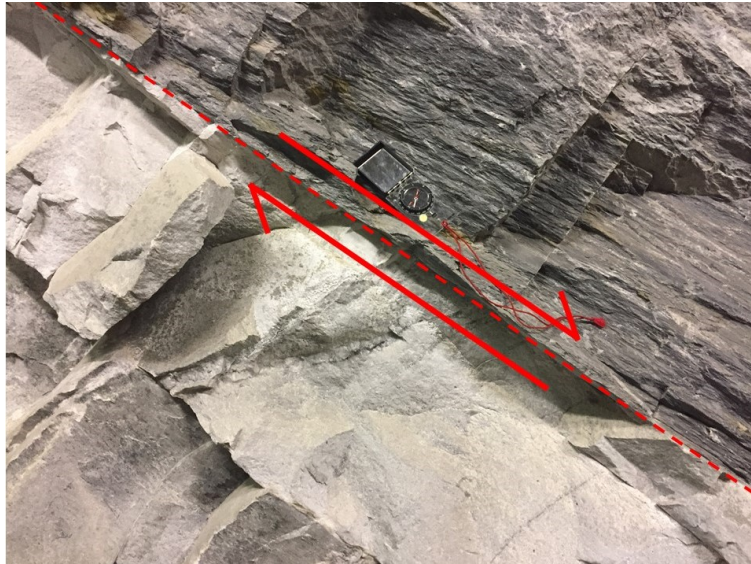
En liknende hendelse er også erfart ved et annet kraftverk i Orklavassdraget, nemlig Litjfossen kraftverk, markert i vedlegg C.2. Der oppstod det en bikking av et aggregatet mot oppstrøms side. Om årsaken var deformasjoner i fjellet eller feil i betong er imidlertid usikkert.

5.2 Teorier om deformasjonsårsaker

Årsaken til deformasjoner i bergrom, kan som beskrevet i kapittel 3.2 avhenge av mange ulike faktorer. Bergmassens kvalitet, styrke- og deformasjonsegenskaper, oppsprekking, in situ spenninger og bergrommets geometri er noen av de mest utslagsgivende faktorene. I prosjektoppgaven ble tre teorier om deformasjonsårsaker ved Brattset presentert. I dette delkapittelet presenteres en utvidet beskrivelse av dem.

5.2.1 Glidende bevegelse mellom bergartene

Den ene teorien er at deformasjoner oppstår pga. en glidende bevegelse mellom kvartskeratofyren og grafittglimmerskiferen i nedstrøms vegg. Fra kartlegging i kapittel 4.1 fremkommer det at planet mellom bergartene faller 43° , normalt mot hallen fra nedstrøms side. På sprekkeoverflaten til grafittglimmerskiferen er det tidligere observert grafitt, som er et mineral med lav indre friksjon (Nilsen, 2016b). Figur 5.4 viser antatt bevegelse på et bilde tatt mellom kraftstasjonshallen og lukekammeret nedstrøms hallen. På overflaten til grafittglimmerskiferen i figuren er det også observert et glatt belegg når hånden dras i fallretning, som et glideplan. En annen medvirkende faktor til glidende bevegelse er at konturen til lukekammeret fremstår røffere sprenget enn i kraftstasjonshallen. Sprengningsarbeidet kan ha bidratt til utvidelse av sprekker, brutte broer av intakt berg og dermed reduksjon av kontaktflatenes friksjonsegenskaper.



Figur 5.4: Antatt glideflate mellom kvartskeratofyr (nederst) og grafittglimmerskifer (øverst). Bildet er tatt i forbindelse med gang mellom kraftstasjonshall og lukekammer nedstrøms hallen. Foto: Ingrid Gulbrandsen, 24.02.2020.

Noe som forsterker teorien om glidende bevegelse mellom bergartene ved Brattset er en rapport av Berge (1983), som beskriver en liknende geologisk situasjon. I rapporten beskrives det geologiske kartet Masi-Suoluvuobme i Kautokeino i Troms og Finnmark. I et av områdene opptrer en foldet og brekset grafittskifer knyttet til lag av kvartskeratofyr. Altså tilsynelatende samme bergarter som ved Brattset. Berge (1983) beskriver at grafittskiferen har fungert som et glideplan for den omsluttete kvartskeratofyren. Ut fra denne beskrivelsen er det rimelig å anta at noe liknende kan hende ved Brattset.

Noe som derimot svekker teorien om glidebevegelse er betongsøylene i kraftstasjonshallen som er støpt med 5 meters mellomrom fra såle til vederlag i langsideveggene. Disse er forankret i fjell, og bør forhindre utglidning langs bergartslagene. Likevel kan det antas at en svært langsom glidebevegelse kan gi en gradvis større lastoverføring og mulig forskyvning eller oppsprekking av betongsøylene.

5.2.2 Krypdeformasjon av grafittglimmerskiferen

I prosjektoppgaven ble det antatt at grafittglimmerskiferen hadde betydelig lavere styrke og E-modul enn kvartskeratofyren. Denne antagelsen var utgangspunktet for en teori om at grafittglimmerskiferen deformeres pga. styrkeforskjeller mellom bergartene. Teorien var delvis basert på registrert utbukling av skifrig fyllitt i overføringstunnelen til Brattset (Blindheim, 1982b; Halseth, 2018). Etter undersøkelser av grafittglimmerskiferens styrke i kapittel 4.3 viser imidlertid grafittglimmerskiferen en betydelig høyere styrke enn antatt. Likevel er styrken tydelig lavere enn styrken til kvartskeratofyren, og det er derfor valgt å beholde teorien. En krypbevegelse av bergmassen kan være en mulig forklaring på langtidsdeformasjonen pga. bergartens elastiske, plastiske og viskøse egenskaper, og de høye in situ horisontalspenningene i området. E-modulen til grafittglimmerskiferen er ikke testet eksperimentelt, men den henger ofte sammen med bergartsstyrken, og den antas derfor lavere enn kvartskeratofyren. Krypdeformasjon av grafittglimmerskiferen favoriserer deformasjon i oppstrøms side, ettersom bergarten primært opptrer der. Siden overliggende terreng stiger mot oppstrøms vegg er det også rimelig å anta at denne siden er utsatt for høyere dalsidespenninger enn nedstrøms side.

5.2.3 Svakhetsone med svelleleire

En skjult svakhetsone med innhold av svelleleire i bergveggen kan også være en kilde til deformasjon i hallen. Halseth (2018) skriver i sin masteroppgave om stabilitet i tilløpstunnelen til Brattset kraftverk. Hun beskriver et område der utrasing i tunnelen har skjedd pga. en svakhetsone med svelleleire. Svelleleire vil som kjent utvides over tid ved tilgang på vann. Dersom utvidelse ikke er mulig, vil et høyt svelletrykk bygges opp, som kan føre til utrasing - eller forskyvninger i berget. Ved tilfellet beskrevet av Halseth (2018) var det en tydelig forsenkning i terrenget over hendelsen, som ofte kan være en indikator på svakhetsone. I terrenget over kraftstasjonshallen ved Brattset er det ut fra kartstudier ingen indikasjoner på en slik forsenkning. Terrenget er imidlertid ikke fysisk undersøkt, og svakhetsoner kan ikke utelukkes.

5.2.4 Svelling av den intakte grafittglimmerskiferen

Som beskrevet i kapittel 3.2.2, er svelling i intakt bergmasse observert i noen typer bergarter, blant annet enkelte svartskifere. Grafittglimmerskiferen ved Brattset er en type svartskifer, og dette danner grunnlag for en teori om svelling i den intakte bergmassen som en årsak til deformasjonene i kraftstasjonshallen.

Det er flere måter å teste svelleegenskaper til intakt bergmasse. Fri svellestest av nedknust materiale kan si noe om svellepotensialet til bergarter som inneholder svellemineraler. XRD-analyser kan også avdekke eventuelle svellemineraler. Testing av svelletrykk kan utføres ved ødometertest på nedknust bulk-materiale eller diskere av intakt materiale. Det er også utviklet en testmetode av NTNU/SINTEF for 3-dimensjonal fri svelling på kubeformede prøver av bergmassen. (Dahl et al., 2013; Skippervik et al., 2014). De to sistnevnte metodene vil kunne si noe om svellepotensiale uavhengig av svellemekanisme, og ikke kun mineralsvelling. Detaljert beskrivelse av testmetodene går ikke nærmere inn på her, ettersom de ikke er utført i denne oppgaven. For beskrivelse av aktuelle metoder, henvises det til Dahl et al. (2013) og Skippervik et al. (2014).

I grafittglimmerskiferen ved Brattset avdekker ikke den utførte XRD-analysen i kapittel 2.2.3 svelle-

mineraler i smektittgruppen. Skippervik et al. (2014) beskriver likevel at mineraler med strukturer av distinkte sjiktsilikater kan forårsake svelling pga. forskjellig lengde og mellomrom på lagene, samt evne til å holde på utskiftbare kationer og vannmolekyler. Av relevante sjiktsilikater er muskovitt og kloritt som utgjør henholdsvis 24 % og 17 % av grafittglimmerskiferen. For å avdekke eventuelt svellepotensiale i mineralene var det planlagt å utføre fri svellestest på nedknust materiale av bergarten. Dette ble imidlertid forhindret av restriksjoner pga. COVID-19-utbruddet. Eventuell testing av svelletrykk på intakte disketter eller kuber ville også vært interessant, men preparering ble vurdert svært krevende pga. bergartens skifrihet og utilgjengelighet.

5.2.5 Utilfredsstillende bergsikring (indirekte årsak)

Utilfredsstillende bergsikring alene kan ikke betegnes som en direkte årsak til deformasjoner, men dersom sikring kunne forhindret deformasjonen, er det en indirekte årsak. Dette ble blant annet konkludert som en indirekte årsak til deformasjonene i Tokke kraftverk fra litteraturstudiet i prosjektoppgaven, oppsummert i kapittel 2.1. I Mingtan kraftverk fra litteraturstudiet ble det erfart at vellykket sikring førte til lite deformasjon på lang sikt.

I tabell 2.4 ble det gjort en estimering av anbefalt bergsikring i vegger og heng ved Brattset kraftstasjons-hall basert på Q-metoden og kartlagte Q-verdier. I hengen er utført sikring tilfredsstillende i forhold til anbefaling fra Q-metoden. Anbefalingen i veggene i kvartskaratofyren ble systematisk bolting med 5 m lange bolter og ca. 3 m senteravstand, samt 5-6 cm E500 sprøytebetong. Samme anbefaling gjelder for grafittglimmerskiferen, bortsett fra at senteravstanden til botene skal være 2,1 m. Ettersom bergsikringen i veggene i dag kun består av 1,5 m lange bolter til forankring av betongsøyler, regnes utført sikring som utilfredsstillende. Det er rimelig å anta at dette kan ha innvirkning på omfanget av deformasjonene som har oppstått i hallen. På den annen side har selve betongsøylene antagelig en effekt i forhold til stabilisering og støtte mot deformasjoner.

5.2.6 Høye horisontale spenninger

Fra in situ spenningsmålingene beskrevet i kapittel 2.2.4 fremgår det at største horisontalspenning ved Brattset er svært høy, $\sigma_H=12,3$ MPa. Retningen til σ_H er oppgitt nesten parallell (9°) med kraftstasjonshallens lengderetning, noe som er gunstig med tanke på stabilitet og deformasjoner. Spenningsmålingen er rangert til B på en kvalitetsskala fra A til D. Det vil si at kvaliteten på målingen er noe dårligere enn optimalt (A). Dersom målt retning er upresis kan dette eventuelt ha stor innvirkning på deformasjonen i hallen. Verst tenkelig scenario er at største horisontalspenning står vinkelrett på lengdeaksen. Dette scenariet undersøkes nærmere i numerisk parameterstudie av in situ spenninger i kapittel 8.3.1.

5.2.7 Nærhet til lukekammer

I vedlegg C.1 illustreres kraftstasjonshallen til Brattset med nærliggende tunnelsystemer samt et lukekammer. Lukekammeret er plassert 9,5 m nedstrøms kraftstasjonshallen. En teori er at lukekammerets størrelse og relativt korte avstand til kraftstasjonshallen kan gi lave sekundærspenninger, strekkspenninger og dermed være en medvirkende årsak til deformasjoner. Dessuten kan som sagt observasjonen av den røffere sprengte kontur i lukekammeret ha bidratt til lavere innspenning og redusert sprekkefriksjon.

Enkelte av teoriene presentert i dette kapitlet vil undersøkes i kapittel 8, der numerisk modellering og analyse av problemstillingene vil presenteres. Resultatene vil videre diskuteres i kapittel 9. Her vil også deformasjonstegnene i hallen diskuteres med hensyn til alvorlighetsgrad, konsekvenser og eventuelle tiltak.

Kapittel 6

Deformasjonsmålinger

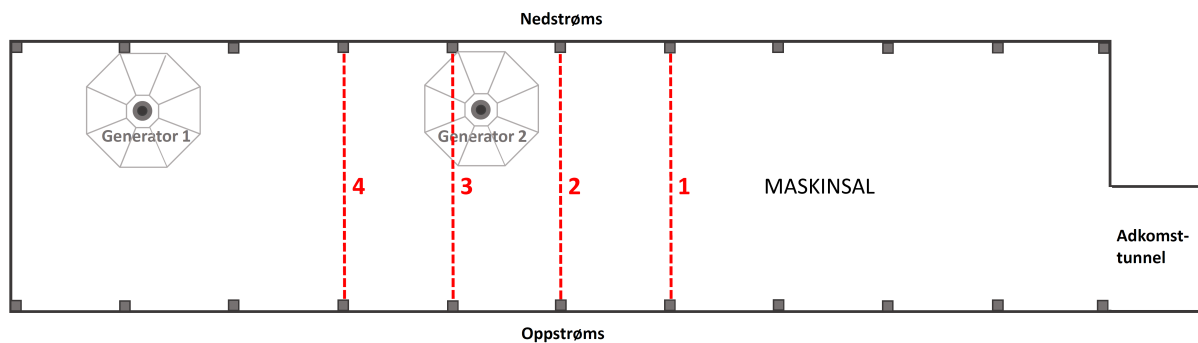
Innledningsvis i dette kapitlet presenteres og diskuteres deformasjonsmålinger som er gjort i Brattset kraftstasjon. Målingene består av konvergensmålinger med to ulike målemetoder, hvorav siste måling ble gjort under masterarbeidet. I prosjektoppgaven ble også installasjon av borhullseksstensometer (MPBX) foreslått for TrønderEnergi Kraft. Etter evaluering bestemte de seg for å ikke installere MPBX i denne omgang, men fortsette med konvergensmåling med laser. For eventuell senere evaluering av installasjon av MPBX, er fordeler og ulemper med metoden presentert. Avslutningsvis diskuteres andre mulig hensiktsmessige målemetoder for deformasjon ved Brattset.

6.1 Konvergensmålinger

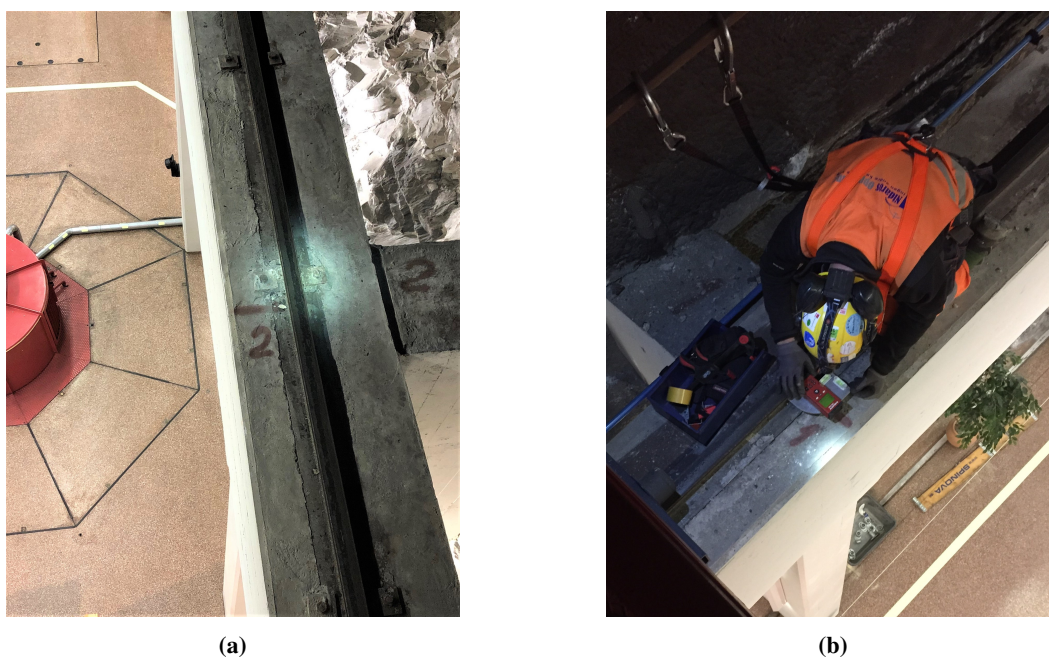
Konvergensmålinger er avstandsmålinger mellom faste punkt i et bergrom som kan avdekke absolutt deformasjon ved gjentatte målinger. I kraftstasjonshallen til Brattset er slike målinger gjort ved seks anledninger fra 1988 til 2020. Målingene er gjort mellom faste, oppmerkede punkter (1-4) oppå betongdrageren, inntil skinnegangen til kranbanen, illustrert i figur 6.1 og 6.2a. Punktene er sentrert i forhold til betongsøylen som står under målepunktene. I tillegg er det gjort kontrollmålinger ved port og ved indre ende av hallen, men disse er ikke markert, og posisjon er dermed noe usikker. To forskjellige målemetoder har vært benyttet. Fra 1988 til 2011 ble målebånd med fjærvekt brukt. Det er opplyst at målebåndet var av stål og fjærvekten ble spent til 2 kg. Fra 2011 til 2020 har laser blitt benyttet.

Den siste målingen ble gjort i forbindelse med masteroppgaven 12.03.2020. Nidaros Oppmåling AS utførte målingene. Tor Harald Landløpet og Trond Smeplass fra TrønderEnergi Kraft samt undertegnede var også tilstede. Det ble benyttet en laser av type Leica Disto D510 med nøyaktighet ± 1 mm (Leica Geosystems AG, 2014). Laseren ble lagt inntil skinnegangen ved oppmerket punkt og holdt vannrett ved hjelp av fastklemt plate med libeller, vist i figur 6.2b. Avlesing ble gjort mot tilhørende oppmerket punkt på skinnegangen på motsatt side av hallen. For å kontrollere om kranbanens nærhet hadde innvirkning på måleresultatet, ble det på ett av punktene målt med og uten kranbanen i nærheten. Dette ga ingen utslag.

Resultater fra alle avstandsmålinger er oppsummert i tabell 6.1. Figur 6.3 viser utviklingen av målt avstand grafisk. Grafen gir indikasjoner på en konvergerende bevegelse, men omfanget er noe overdrevent grunnet måleavvik ved bruk av forskjellig målemetode. Denne forskjellen er korrigert for i kapittel 6.1.1.



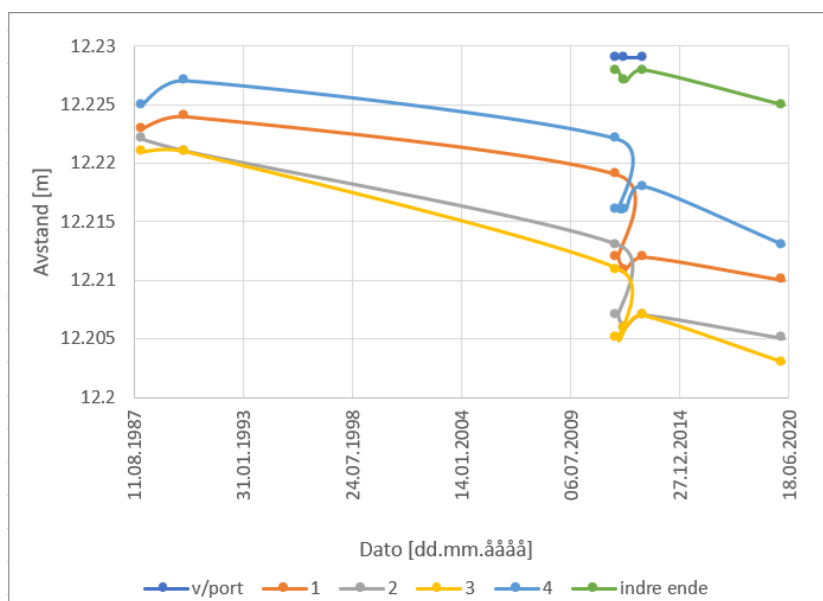
Figur 6.1: Enkel planskisse over maskinsal som viser plassering av søyler og generatore. Målepunkter for konvergenzmålinger er vist med stiptet, rød linje.



Figur 6.2: (a) Oppmerket punkt (2), sentrert ift. søylen. Foto: Trond Smepllass, 24.02.2020. (b) Plassering av Leica Disto D510 ved oppmerket punkt (1) oppå fastklemt plate med libeller. Laseren sikter mot oppmerket punkt på skinngang på motsatt side av hall. Foto: Ingrid Gulbrandsen, 12.03.2020.

Tabell 6.1: Målt avstand mellom skinngang ved kranbane i Brattset kraftstasjon på oppmerkede punkter. Frem til og med 21.11.2011 ble avstanden målt med målebånd og fjærvekt (2,0 kg). Fra og med 21.11.2011 er avstanden målt med laser.

Dato	11.01.1988	15.03.1990	21.11.2011	21.11.2011	10.04.2012	25.02.2013	12.03.2020
Målemetode	målebånd	målebånd	målebånd	laser	laser	laser	laser
Målepunkt	Avstand [m]						
v/porten				12,229	12,229	12,229	
1	12,223	12,224	12,219	12,212	12,211	12,212	12,210
2	12,222	12,221	12,213	12,207	12,206	12,207	12,205
3	12,221	12,221	12,211	12,205	12,206	12,207	12,203
4	12,225	12,227	12,222	12,216	12,216	12,218	12,213
indre ende				12,228	12,227	12,228	12,225



Figur 6.3: Utvikling av målte avstander, uten korrigerte måleverdier.

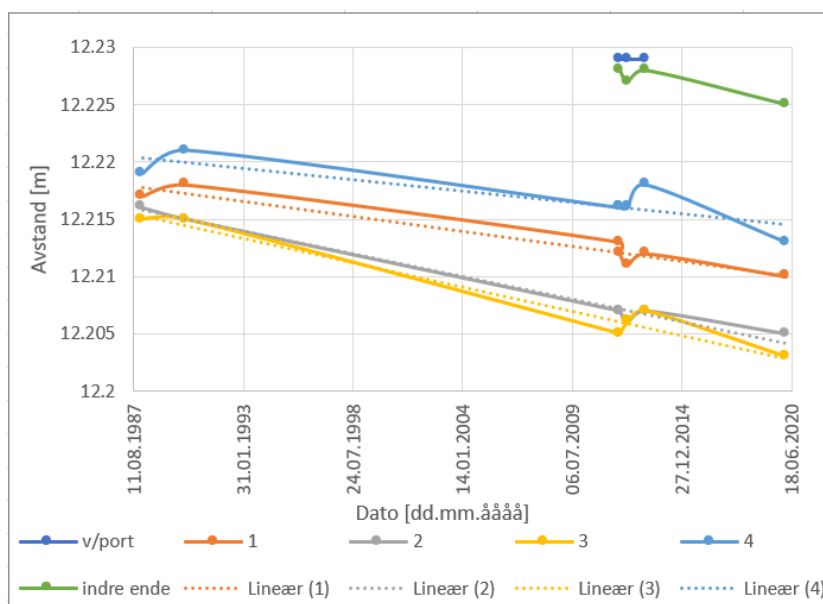
6.1.1 Korrigering av måledata

Da målemetoden gikk fra målebånd til laser i 2011, ble begge metodene brukt ved samme dato for å kalibrere eventuelle forskjeller mellom dem. Resultatet viser at alle målepunktene indikerer en kortere avstand ved bruk av laser i forhold til målebånd. Denne forskjellen antas å komme av manglende strekk i målebåndet. For å kunne anvende resultatene til tolkning av hallens konvergens, er det nødvendig å korrigere dataene slik at de samsvarer med hverandre.

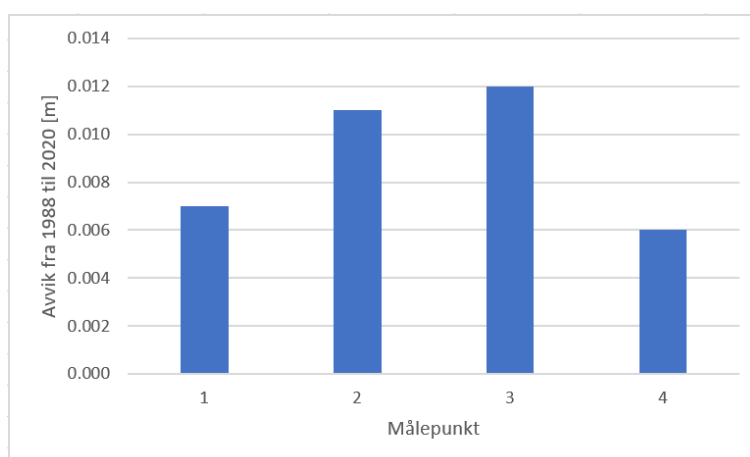
Forskjellen mellom målemetodene på tre av fire punkter er 0,006 m (0,007 m på den fjerde). 0,006 m er derfor valgt å bruke som korreksjonsfaktor. I tabell 6.2 er målebånd-verdiene redusert med korreksjonsfaktoren. Figur 6.4 viser konvergens-utvikling med korrigerte verdier, og figur 6.5 fremstiller reduksjon av avstand mellom punkt 1-4 fra første til siste måling med korrigerte verdier.

Tabell 6.2: Korrigerte avstandsmålinger (gjelder for de tre første målingene, de fire siste er uendret).

Dato	11.01.1988 Korrigert	15.03.1990 Korrigert	21.11.2011 Korrigert	21.11.2011	10.04.2012	25.02.2013	12.03.2020
Målepunkt	Avstand [m]						
v/porten				12,229	12,229	12,229	
1	12,217	12,218	12,213	12,212	12,211	12,212	12,210
2	12,216	12,215	12,207	12,207	12,206	12,207	12,205
3	12,215	12,215	12,205	12,205	12,206	12,207	12,203
4	12,219	12,221	12,216	12,216	12,216	12,218	12,213
indre ende				12,228	12,227	12,228	12,225



Figur 6.4: Utvikling av målte avstander med korrigerte måleverdier for målinger gjort med målebånd. Trendlinjer er lagt til for målepunkt 1-4.



Figur 6.5: Konvergens mellom punkt 1-4 fra første til siste måling i henhold til korrigerte verdier.

6.1.2 Diskusjon av måleresultater

Det fremgår av figur 6.5 at målepunkt 2 og 3 har gjennomgått størst konvergens med henholdsvis 11 mm og 12 mm fra 1988 til 2020. Denne konvergensen stemmer godt overens med antagelsene gjort basert på problemene med gulvlukene i kapittel 5.1. Figur 6.4 antyder tilnærmet lineær utvikling, som dermed gir en gjennomsnittlig konvergenshastighet på 0,36 mm/år. Mot hallens ender er konvergens mindre. Målepunkt 1 og 4 viser henholdsvis 7 mm og 6 mm konvergens over samme tidsrom, som gir en gjennomsnittlig konvergenshastighet på 0,20 mm/år. Om deformasjonsraten faktisk er lineær er derimot usikkert mtp. flere feilkilder. Det vil være naturlig å anta at konvergens avtar med tid.

Det er indikasjoner som tyder på usikkerheter ved målingene. Ved noen av innmålingene øker avstanden fra tidligere målinger. Dette kan virke unaturlig, men kan ha en naturlig forklaring. For det første kan temperaturforskjeller i vann og luft gjennom året føre til små endringer i bergmassen. Dette ble erfart gjennom litteraturstudie i prosjektoppgaven ved både ved Tala og Nea kraftverk, der det oppstod en tilbakegående tendens gjennom vinteren. For det andre er det en nøyaktighet i måleinstrumentene som er brukt. Laseren har som nevnt en nøyaktighet på ± 1 mm. Variasjoner innenfor denne avstanden må derfor neglisjeres. Nøyaktigheten til målebåndet som ble brukt ved Brattset er ukjent. Men et estimat kan gjøres fra Hultafors Group (u.å), som produserer relevant håndverktøy. Det er oppgitt at et stålmålebånd med trekraft 50 N (tilsvarer ~ 5 kg.) har en nøyaktighet på $\pm 1,3$ mm for målelengde på 12 m for *EU klasse I* (strengeste klasse). Siden trekraften ved Brattset er oppgitt til 2 kg, er det rimelig å anta at unøyaktigheten er større enn dette. Hultafors Group (u.å) oppgir også at stålmålebånd endrer lengde etter lufttemperatur, men siden kraftstasjonshallen har liten variasjon i temperatur gjennom året kan denne usikkerheten neglisjeres. Til tross for nevnte unøyaktigheter og mindre økninger i avstand på enkelte målinger, er den tydelige tendensen med sikkerhet en konvergerende bevegelse.

Største konvergens ligger ikke i midten av hallens lengderetning, som man ville forventet dersom geometri, geologi og konstruksjoner hadde vært symmetrisk. Målepunkt 2 er plassert midt i hallens lengderetning, se figur 6.1. Ut fra måleresultatene ligger punktet med størst konvergens et sted mellom målepunkt 2 og 3, altså 2-3 m sør for hallens midtparti. Årsaken til forskyvningen av konvergensmaksimum i dette tilfellet kan være flere. Den kanskje mest sannsynlige årsaken er nærheten til lukekammeret, som er plassert parallelt med hallen i nedstrøms vegg i sydlige ende, se vedlegg C.1 En annen årsak kan være adkomsttunnelen i nordre del av hallen, men effekten fra denne ville mer sannsynlig vært motsatt. Geologien kan også være en årsak til forskyvningen, men ut fra synlig geologi i hallen, virker den rimelig symmetrisk i lengdeaksen.

Målepunktene «ved port» og «indre ende» har blitt målt siden målemetoden gikk over til laser i 2011. Disse punktene har blitt brukt som en indikasjon på at måleutstyret viser riktige verdier, da det er antatt at det ikke pågår deformasjoner ved disse punktene¹. Den nøyaktige posisjonen til disse punktene er ikke kjent da de ikke er oppmerket i hallen. Det gjør at usikkerheten ved disse kontrollpunktene øker. Ved målingen 12.03.2020 ble kun indre ende forsøkt målt. Resultatet viste 3 mm kortere avstand enn tidligere. Men på grunn av usikkerhet med punktets posisjon er det ikke lagt vekt på disse endringene i forhold til de andre punktenes nøyaktighet.

6.2 Fordeler og ulemper med MPBX

Selv om det ble bestemt å ikke installere MPBX (engelsk: «multipoint borehole extensometer») ved Brattset i denne omgang, kan det komme opp for diskusjon ved en senere anledning. Av den grunn presenteres fordeler og ulemper med installasjon og bruk av MPBX i dette delkapittelet. For beskrivelse av selve instrumentet vises det til prosjektoppgaven (Gulbrandsen, 2019).

¹Tor Harald Landløpet, TrønderEnergi Kraft, 2020 - personlig kommunikasjon.

6.2.1 Fordeler

Hovedfordelen med MPBX er at det kan måle forskyvning mellom forskjellige fastpunkter i bergmassen og referansepunktet ved bergvegskonturen. På den måten fås både informasjon om hvor deformasjonen er størst og hvor langt inn i bergmassen deformasjonen skjer. Dette kan gi mer informasjon om deformasjonsårsak.

En annen fordel med målemetoden er at avlesing kan gjøres enkelt og regelmessig, enten manuelt eller digitalt. Målenøyaktigheten er stor, oppmot 0,001 mm (Sve et al., 2008). Dersom MPBX-målinger kombineres med konvergensmålinger eller dersom en MPBX installeres i hver vegg kan en få informasjon om i hvilken vegg deformasjonen er størst.

6.2.2 Ulemper

Den største ulempen med MPBX er at selve installasjonen er kostbar. Et prisoverslag for et 8 m langt instrument med hode, tre ankere samt automatisk avlesing ved Brattset er motatt av SINTEF⁵. Kjernebo-ring estimeres til 136200 NOK og innkjøp og installasjon av ekstensometer med automatisk avlesning til 112000 NOK. Totalt blir prisen rundt 248200 NOK for ett ekstensometer. Dersom flere ekstensometere installeres samtidig vil imidlertid kostnaden per ekstensometer reduseres.

En svakhet med MPBX i forhold til konvergensmålinger er at det ikke gir informasjon om total konvergens i bergrommet. Likevel kan det som nevnt installeres et ekstensometer i motstående vegg, slik at total forskyvning for de to instrumentene vil gi konvergensdata. En annen ulempe med at deformasjonsmålingene er relative og ikke absolutte, er at dersom ekstensometeret er for kort i forhold til utstrekning på deformasjonen i bergmassen, vil ikke all deformasjon registreres.

6.3 Andre mulige målemetoder ved Brattset

Konvergensmåling med laser og MPBX er de to mest prioriterte målemetodene for deformasjoner ved Brattset. Hovedgrunnen er at de gir kvantitativ informasjon om deformasjon i bergmassen, og er dessuten relativt enkle å installere/utføre (gjelder spesielt konvergensmåling). Det finnes imidlertid en rekke andre metoder for å måle deformasjoner i bergrom. Noen av disse er presentert i prosjektoppgaven (Gulbrandsen, 2019). Der ble det også foreslått en mulig tredje målemetode ved Brattset, nemlig spenningsmåling i bergmasse- eller betongkonstruksjoner (gulv, søyler). Dette kan gjøres vha. trykkceller, lastceller eller 2D/3D overboring, avhengig av ønsket formål. Hensikten med en slik måling ville være å undersøke belastningen på konturen eller konstruksjoner i hallen som følge av deformasjoner. Ved plassering på kritiske steder kan målingen bekrefte/avkrefte skadepotensiale. Resultatene fra denne typen tester kan imidlertid være mer usikker enn konvergensmåling og MPBX. I Nea kraftverk ga slike målinger varierende resultater (Nilssen, 2002), og dette gjør at metoden ikke er prioritert ved Brattset.

Deformasjonsmålingene presentert i dette kapittelet gir nyttig informasjon om omfanget og forløpet til deformasjonene i hallen, og diskuteres videre i kapittel 9, der anbefaling for videre måleopplegg presenteres.

⁵SINTEF v/Trond Larsen, februar 2020 - Personlig kommunikasjon (e-post) via veileder Bjørn Nilssen

Kapittel 7

Modellbeskrivelse, modelloppsett og inngangsparametere

Numerisk modellering er et svært nyttig verktøy som kan brukes til å beregne komplekse ingeniørgeologiske problemstillinger. I bergmekanikk brukes det til å beregne blant annet spenningsfordeling, stabilitet, deformasjoner og virkning av bergsikring i bergromsåpninger. I dette kapitlet presenteres og diskuteres inngangsparametere og modelloppsett til den numeriske analysen med RS2 (RocScience, 2019b) i kapittel 8. Innledningsvis gis en begrunnelse for valg av modelleringsprogram med muligheter og begrensninger, samt en beskrivelse av hvordan programmet opererer for bedre forståelse av prosessene som skjer.

7.1 Valg av modell og modellbeskrivelse

7.1.1 Kontinuum vs. diskontinuummodell

I utgangspunktet kan numeriske modeller klassifiseres i to hovedtyper, kontinuums- og diskontinuummodeller (Myrvang, 2001a). I kontinuumsmodeller anses bergmassen som sammenhengende, der effekten av diskontinuiteter i liten grad inkluderes, og deformasjonsfeltet i modellen er kontinuerlig. I diskontinuummodeller er deformasjoner i berget beskrevet med deformasjonsmekanismer i bergmassens diskontinuiteter. Deformasjon skjer ved glidning, separasjon og rotasjon langs sprekkeflater. Ved bruk av slike modeller kan det være svært vanskelig å gjenskape et riktig bilde av oppsprekkingen, noe som kan føre til urealistiske analyser. I denne oppgaven er det valgt å bruke kontinuumsmodellen. Denne gir mulighet for analyse av deformasjoner som et resultat av spenningsfordeling og bergmassens deformasjonsegenskaper. Effekten av oppsprekking kan implementeres gjennom materialparametere (f.eks. GSI), og kritiske diskontinuitetsplan kan legges inn og håndteres spesifikt av det benyttede programmet.

7.1.2 Endelig elementmetoden

Ettersom kraftstasjonshallen ved Brattset har en enkel geometri, er en 2-dimensjonal modell tilstrekkelig for analysen. Softwareprogrammet RS2 fra RocScience (2019b) som muliggjør blant annet stegvis utgraving og sikringsdesign, er derfor valgt. Dette programmet bruker en beregningsmetode kalt endelig elementmetoden (FEM: «Finite Element Method»).

Ved modellering med FEM, defineres et avgrenset område som skal modelleres, et modell-domene. Domenet må være så stort at spenningsfeltet rundt bergromsåpningen ikke påvirkes av randeffekter fra domenets yttergrenser. Domenet deles inn i et endelig antall elementer, avgrenset av knutepunkter kalt noder (Myrvang, 2001a). Hvert element kan tildeles ønskede egenskaper i form av bergartsstyrke, deformasjonsegenskaper, densitet, med fler. Dette gjør at modellen kan håndtere eventuelle heterogeniteter i bergmassen, som f.eks. ulike bergartstyper. I tillegg defineres in situ spenninger og bruddkriterium for modellen.

Det forhåndsdefinerte spenningsfeltet gjøres om til enkeltlaste som påvirker nodene i domenets randsoner. Et sett med likninger beskriver sammenhengen mellom krefter og forskyvninger i de endelige elementene i modellen (Myrvang, 2001a). Kraftene og forskyvningene i et element påvirker sine nabo-elementer via nodene, og på denne måten overføres krefter fra element til element i hele modellen. Et komplekst likningssystem beregner krefter og forskyvning i alle elementene inntil likevekt er innstilt.

Størrelsen på de endelige elementene og antall noder avgjør nøyaktigheten til resultatet. Jo fler noder, desto mer nøyaktig blir simuleringene. På den annen side medfører fler noder kompliserte og tidkrevende utregninger. Nøyaktigheten avhenger dermed av tilgjengelig tid og datakapasitet. En annen avgjørende faktor for analysekvaliteten er kvaliteten på inngangsparameterne som puttes inn i modellen (dette gjelder alle numeriske modeller). Målemetoder for inngangsparametere kan ofte være upresise eller lite representative. Det er derfor viktig å være kritisk til de tilsynelatende profesjonelle analyseresultatene. En parameterstudie av de ulike inngangsparameterne kan gi informasjon om hvilke parametere som gir utslagsgivende effekter for resultatet. Disse parameterene kan dermed undersøkes nærmere for et mer presist resultat.

7.1.3 Forutsetninger ved bruk av RS2

Modelleringsprogrammet RS2 simulerer 2-dimensjonale tverrsnitt, som medfører noen antakelser. For det første er det antatt at to av hovedspenningskomponentene ligger i utgravingsplanet (horisontalt og vertikalt) og den siste står normalt på planet. Dette er sjeldent tilfellet i virkeligheten, slik at de virkelige 3D spenningskomponentene må dekomponeres for å samsvare med 2D-modellen. Dekomponeringen gjør at skjærkrefter neglisjeres. Feilen dette konstruerer er imidlertid antageligvis lavere enn usikkerheten i selve spenningsmålingene⁶. En annen antagelse som gjøres er at utgravingen er uendelig lang i retning ut av planet. På denne måten tar ikke modellen hensyn til de 3-dimensjonale endeeffektene som oppstår ved enden av tunneler eller bergrom. For at denne antagelsen skal gjelde, må bergrommet være av en viss lengde i forhold til tverrsnittet, slik at partiet som modelleres ikke påvirkes av endeeffektene. For korte bergrom eller bergrom med varierende tverrsnitt er 3D-modeller en bedre løsning.

7.1.4 Elastisk og plastisk materiale i RS2

RS2 muliggjør analyse med både elastisk og plastisk materiale. Et elastisk materiale i RS2 kan ikke gå i brudd, men tillater en beregning av overspenning. Styrkeparameterne i materialet brukes da kun til å beregne en styrkefaktor, mens spenning og deformasjoner er upåvirket av materialets styrke (RocScience, u.å.). Av den grunn vil ikke en elastisk analyse gi en korrekt kvantifisering av deformasjoner. I en plastisk

⁶Bjørn Nilsen, NTNU 2020 - Personlig kommunikasjon, veiledning.

analyse vil materialet flyte når materialstyrken er nådd. Etter flyting/brudd vil materialet ha en residualstyrke som defineres i bruddkriteriet. En plastisk analyse er derfor mer egnet til analyse av bruddutvikling i berg og til å kvantifisere deformasjonsstørrelser.

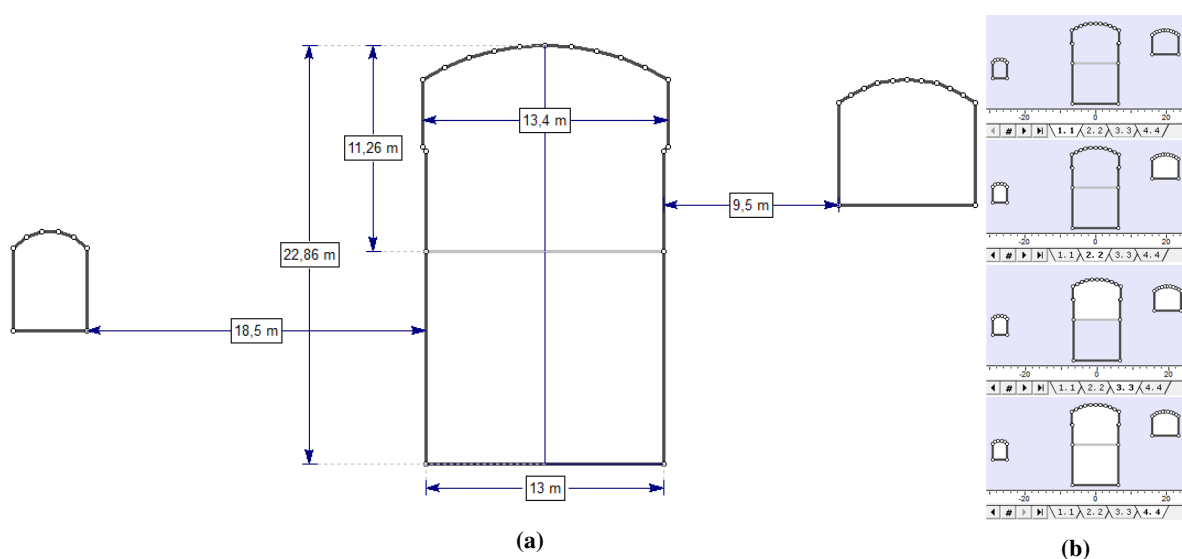
Ved den numeriske analysen av Brattset i kapittel 8 er både elastisk og plastisk analyse benyttet innledningsvis. Utover i analysen øker modellens kompleksitet (ulike bergarter, sikringsinstallasjon etc.). Dette gjør det vanskelig å gjennomføre en plastisk analyse som krever betydelig større beregningskapasitet enn en elastisk analyse. For å gjennomføre en plastisk analyse av en kompleks modell, må eventuelt nodeantallet reduseres så mye at resultatene likevel blir upålitelige. Siste del av analysen er derfor kun utført med elastisk materiale.

7.2 Inngangsparametere og modelloppsett

Modelleringsprogrammet RS2 består av to komponenter. En CAD-basert del der modellen defineres og bygges, og en tolkningsdel der analysen foregår. I dette delkapittelet vil valg av oppsett og inngangsparametere til CAD-delen presenteres. Analyseresultater presenteres i kapittel 8.

7.2.1 Geometri og grensebetingelser

Det modellerte tversnittet av kraftstasjonshallen til Brattset står normalt på, og i midten av hallens lengdeakse, som illustrert ved profil A-A' i vedlegg C.1. Antagelsen om uendelig bergromslengde i RS2 anses som gyldig fordi hallen har relativt lang utstrekning i forhold til tversnittet, slik at endeeffekter ikke/i liten grad påvirker hallens midtparti. Modelltversnittet, som vises i figur 7.1a, er sett mot sør-sørvest. Geometrien er basert på tegninger fra KVO (1980b).



Figur 7.1: (a) Modell-tversnitt (profil A-A') med transporttunnel til venstre (oppstrøms), stasjonshall i midten og lukekammer til høyre (nedstrøms). (b) Modellert stegvis utsprenningssekvens.

Hallen er omgitt av en rekke tunnelsystemer som kan ha innvirkning på spenningsbildet og deformasjoner. I kapittel 5.2.7 ble det lagt frem en teori om at lukekammeret nedstrøms hallen kan ha innvirkning på de opplevde deformasjonene. Etter testing både med og uten ulike tunneler i modellen, er det valgt å ta med transporttunnelen oppstrøms og lukekammeret nedstrøms, illustrert i figur 7.1a. Grunnen til dette er at de skaper en liten anisotropi i både spenningssituasjonen og deformasjoner. Endringen er imidlertid liten. Selv om lukekammeret i realiteten er plassert noen meter sør for profil A-A', er det valgt å modellere full størrelse i modellen for å se effekten av den. Kraftstasjonshallen er i realiteten sprengt ut i en toppskive og en bunnstross. Denne sekvensielle utsprengningen er modellert som ulike steg, vist i figur 7.1b. I modellen er tunnel og lukekammer tatt ut før selve hallen.

Størrelsen på modelldomenet er designet slik at spenningsfeltet fra bergromsåpningen ikke påvirker modelldomenets yttergrenser. Grensebetingelsene er definert ved at ingen deformasjon tillates normalt på yttergrensene, kun parallelt med grensene. I hjørnene tillates ingen forskyvning slik at lekkasje ikke oppstår.

7.2.2 In situ spenninger

In situ spenningsfeltet i modellen er definert som gravitasjonsfelt. Det vil si at spenningen varierer med dybden (RocScience, 2019b). Vertikalspenningen i modellen er definert ved $\sigma_v = \gamma h$, hvor γ er enhetsvekten til bergmassen og h er overdekningen.

Horisontalspenningene i modellen er definert som i- og ut-av-plan i forhold til tverrsnittet. Disse finnes ved å dekomponere σ_h og σ_H presentert i kapittel 2.2.4. Feilen denne tilnærmingen gir pga. ekskludering av skjærspenninger er minimal ettersom σ_H i utgangspunktet står tilnærmet parallelt med hallen (9°). Det antas at feilmarginen i selve in situ målingene er klart større. De dekomponerte kreftene, overdekningen og bergmassens enhetsvekt tillagt modellen, er presentert i tabell 7.1, sammen med et scenario der retningen på horisontalspenningene har byttet plass. Dette scenarioet undersøkes i en parameterstudie i kapittel 8.3.1 for å se på hvor stor effekt spenningsretningene har på deformasjon og stabilitet.

Tabell 7.1: Inngangsparametere for spenningsfelt med dekomponerte horisontale spenninger. Scenario 1 er målt spenningsfelt, og brukes som standard spenningsfelt. Scenario 2 er alternativt spenningsfelt som kun analyseres i parameterstudiet.

Parameter	Enhet	Verdi	
Spenningsfelt		Gravitasjon	
Overflatehøyde	m	425	
Enhetsvekt, γ	MN/m ³	0,027	
σ_h dekomponert	MPa	5,09	
σ_H dekomponert	MPa	12,65	
Scenario		1	2
Hor/vert i plan		1,083	2,692
Hor/vert ut-av-plan		2,692	1,083

7.2.3 Materialparametere

For å beskrive bergmassens oppsprekkingsgrad, styrke- og deformasjonsegenskaper i RS2, må en rekke materialparametere defineres. Disse er definert av bruddkriteriet, det *generaliserte Hoek-Brown* bruddkriterium, beskrevet i kapittel 3.1. Dette gjelder for både kvartskeratofyren og grafittglimmerskiferen. En oppsummering av materialparametere for begge bergarter brukt i både elastisk og plastisk modell er presentert i tabell 7.2. Begrunnelse for valg av parametere er gitt i de følgende avsnittene.

Tabell 7.2: Inngangsparametere for materialeegenskaper til kvartskeratofyr og grafittglimmerskifer for elastisk og plastisk modell. Verdier i parentes er residualverdier brukt eksklusivt i den plastiske modellen.

Parameter	Kvartskeratofyr	Grafittglimmerskifer
<i>Input</i>		
Enhetsvekt [kN/m ³]	0,026	0,0275
Poissons tall, ν	0,38	0,20
UCS [MPa]	200	170
GSI	72 (27)	42 (24)
m_i	27	6
D	0	0
E_i [MPa]	38800	34000
Dilation (utvidelse)	(0)	(0)
<i>Output</i>		
m_b	9,9328 (1,9911)	0,7560 (0,3975)
s	0,0445 (0,0003)	0,0016 (0,0002)
a	0,5012 (0,5273)	0,5099 (0,5334)
E_{rm} [MPa]	29820	6221

Enhetsvekten til begge bergartene er funnet i laboratorieforsøk i kapittel 2.2.3 og 4.5. Poissons tall for kvartskeratofyr er basert på enaksiell trykktest fra prosjektarbeidet (kapittel 2.2.3). For grafittglimmerskiferen er ikke Poissons tall testet eksperimentelt. Den er satt til $\nu=0,2$, ettersom dette er gjennomsnittlig for skiferbergarter (Gercek, 2007).

Enaksiell trykkstyrke, UCS, for kvartskeratofyren er testet både med enaksielt trykkforsøk (kapittel 2.2.3) og Schmidthammer (kapittel 4.3). Trykkforsøket ga betydelig lavere gjennomsnittsverdi (UCS=132 MPa) enn Schmidthammeren (UCS=200 MPa). Begge testene har feilkilder ved seg. Laboratorietestene ble utført på kjerneprøver som hadde gjennomsettende sprekker/svakhetsplan som bruddet utviklet seg langs og kan derfor utvise lavere styrke enn realiteten. Dessuten var ikke dimensjonen til kjerneprøvene i henhold til ISRM-standarden. Når det gjelder Schmidthammertesten bør den, som antydnet, brukes med forsiktighet for Schmidthardheter $R>55$, som er situasjonen for kvartskeratofyren ($R\approx 59$). For grafittglimmerskiferen er bergartsstyrken kun testet med Schmidthardhet, og resultatene ligger under $R=55$, og regnes derfor som forholdsvis pålitelige. Likevel må det kommenteres at en UCS=170 MPa for skiferbergart er mye høyere enn hva som er forventet (<100 MPa i følge Myrvang (2001b)). Samtidig er det ingen grunn til at testresultatene ikke skal være troverdig, ettersom Schmidthammeren ble kalibrert og datavariasjonen var forholdsvis liten. Den høye styrken kan f.eks. komme av bergartens høye kvartsinnhold (30 %). På bakgrunn av resultatene fra begge testene er det valgt å undersøke tre scenarier for

styrkeforholdene til de to bergartene, lav, middels og høy styrke. Disse er vist i tabell 7.3. Gjennomsnittsverdien fra Schmidthammertesten er brukt som «middels», mens «lav» og «høy» bestemmes av spredningen fra Schmidthammertesten. For kvartskeratofyr brukes enaksjell trykktest-resultatet for «lav»-scenariet, da det er lite sannsynlig med verdier lavere enn denne. De ulike scenariene testes i en parameterstudie i kapittel 8.3.3. Utenom parameterstudiet er det valgt å benytte scenariet «middels» som standard bergstyrke.

Tabell 7.3: Tre scenarier for parameterstudie av bergartsstyrke (UCS). Scenario «middels» brukes som standard i de numeriske modellene utenom parameterstudiet.

Bergart	Lav [MPa]	Middels [MPa]	Høy [MPa]
Kvartskeratofyr	132	200	290
Grafittglimmerskifer	100	170	240

Geologisk styrkeindeks, GSI, for de to bergartene er basert på kartlegging i hallen, presentert i kapittel 2.2.2. Ettersom vurdering av GSI er subjektivt, antas det en mulig usikkerhet i verdiene. GSI kan dessuten variere lokalt i bergrommet. Det er derfor valgt å utføre et parameterstudie av også denne parameteren. Spredningen i kartlagt GSI-verdi er valgt å bruke som «lav» og «høy» scenarier, presentert i tabell 7.4.

Tabell 7.4: Tre scenarier for parameterstudie av GSI. «Middels» brukes som standard i de numeriske modellene utenom parameterstudiet.

Bergart	Lav	Middels	Høy
Kvartskeratofyr	66	72	79
Grafittglimmerskifer	35	42	48

Ved plastisk analyse defineres bergartens residuale styrke etter brudd av en residualverdi av GSI, nemlig GSI_r . Cai et al. (2007) presenterer likning 7.1 for beregning av GSI_r for bergarter med $40 < GSI < 80$. Denne er benyttet for å finne GSI_r som fremkommer i tabell 7.2.

$$GSI_r = GSI \cdot e^{-0.0134 \cdot GSI} \quad (7.1)$$

Forstyrrelsesfaktoren D (engelsk: «disturbance factor») beskriver grad av forstyrrelse i konturen grunnet sprengningsarbeid. Det er oppgitt at konturen i kraftstasjonshallen er presplittet, og det kan dermed antas at det gjenstående sideberget er minimalt forstyrret av sprengningsarbeidet. Det er også observert borpiper flere steder i konturen, som indikerer forsiktig sprenging. Dette vil i følge klassifikasjonsskjema i vedlegg A.6 gi en forstyrrelsesfaktor på $D=0$. Denne antagelsen er antagelig noe optimistisk, men i mangel på annen data vil det være naturlig å gjøre denne antakelsen. I lukekammeret derimot, er det observert en kontur som er røffere sprengt enn kraftstasjonshallen. I en av modellene i kapittel 8 er det derfor inkludert en sone på 2 m rundt lukekammeret der materialet har en $D=0,6$. Denne verdien er valgt ettersom «very poor quality blasting» på $D=0,8$ i vedlegg A.6 er vurdert for konservativt.

Hoek-Brown-konstanten, m_i , er bestemt av empiriske verdier fra RocData (RocScience, 2019a). For grafittglimmerskiferen er verdien for skifer brukt, mens for kvartskeratofyren er et gjennomsnitt mellom dioritt og granodioritt benyttet, ettersom disse bergartene har liknende mineralsammensetning. De tre bergartsparameterne m_b , s og a med residualverdier regnes ut automatisk av RS2 med likning 3.3, 3.4 og 3.5. I den plastiske analysen defineres en utvidelsesparameter (engelsk: «dilation») for volumutvidelse etter skjærbrudd (RocScience, u.å.). Denne er satt til 0 pga. mangel på annen info.

Intakt E-modul, E_i , for kvartskeratofyren er basert på enaksielt trykkforsøk i kapittel 2.2.3. For grafittglimmerskiferen er parameteren bestemt fra likning 3.8 ettersom E-modul for bergarten ikke er tilgjengelig. Modulusforholdet (MR) i likningen er hentet fra RocData (RocScience, 2019a), som for skiferbergarter oppgir MR=200. Det gir en $E_i = 34$ GPa. For bestemmelse av E-modul for bergmassen, E_{rm} , benytter RS2 likning 3.9.

7.2.4 Sprekkeegenskaper

Diskontinuitetsplanet mellom grafittglimmerskiferen og kvartskeratofyren utgjør et mulig glideplan som det er interessant å analysere effekten av. I kapittel 8.2.3 er glideplanet lagt inn i bergartsgrensene i modellen, og gitt skjærstyrke-egenskaper etter Barton-Bandis-kriteriet beskrevet i kapittel 3.3. Inngangsparameterne til skjærstyrkekriteriet er presentert i tabell 7.5, og representerer foliasjonsplanet til grafittglimmerskiferen (F_g), ettersom dette er det mest kritiske potensielle glideplanet.

Tabell 7.5: Inngangsparametere til numerisk modellering av skjærstyrke til sprekkeplan F i henhold til Barton-Bandis-kriteriet.

Parameter	Verdi
ϕ_r	22,9
JRC	12
JCS	90 MPa

Inngangsparameterne JRC og JCS er bestemt i kapittel 4.3 og 4.4 i henhold til metode beskrevet av Grøneng og Nilsen (2009). For bestemmelse av ϕ_r benyttes likning 3.11, der og ϕ_b , r og R må bestemmes. ϕ_b er ikke bestemt etter anbefalt metode med tilt-test, fordi denne metoden krever kjerneprøver med diameter 50 mm og lengde/diameter-forhold på 2,5. Grafittglimmerskiferen ved Brattset er svært skifrig og det er ikke funnet tilgjengelige prøver av tilfredsstillende størrelse. ϕ_b er derfor bestemt vha. empiriske data for relevant bergart presentert av Grøneng og Nilsen (2009). For skifer er $\phi_b=27$. Dette er antagelig noe optimistisk med tanke på grafitten som er observert på grafittglimmerskiferen. Grafitt har lav indre friksjon, som bør påvirke ϕ_b negativt. Men på grunn av mangel på annen data er det valgt å benytte empiriverdien. R og r er bestemt i kapittel 4.3 til r=42 og R=53, som gir $\phi_r = 22,9$. RS2 beregner selv skjærstyrken på bakgrunn av disse parameterne og induserte normalspenninger i modellen.

Begrunnelse for forkasting av modellering av fullstendig sprekkesett

I RS2 er det mulig å legge inn flere fullstendige sprekkesystem i hele modellen. Det er tre årsaker til at dette ikke er gjort. For det første er RS2 lite egnet for modellering av detaljert sprekkesystem. Dette er fordi RS2 er en kontinuumsmodell hvor bergmassen betraktes som et kontinuerlig medium, og de-

formasjon *ikke* primært skjer ved glidning mellom blokker. Dersom deformasjon i sprekkesystemet skal undersøkes er det bedre å bruke en diskontinumsmodell som f.eks. UDEC. For det andre er detaljopp-sprekkingen ved Brattset antatt mindre betydningsfull for deformasjon og stabilitet i hallen. Det omtalte potensielle glideplanet mellom de to bergartene er mye mer interessant. For det tredje vil det ikke være mulig å modellere sprekkesystemet eksakt slik det fremgår i virkeligheten, og resultatene kunne potensielt blitt misvisende og lite pålitelig.

7.2.5 Bergsikring

I dette delkapittelet presenteres egenskaper til bergsikring brukt i modellen. Først presenteres eksisterende sikring, deretter egenskaper til modellerte mulige tiltak.

Utført sikring per 2020

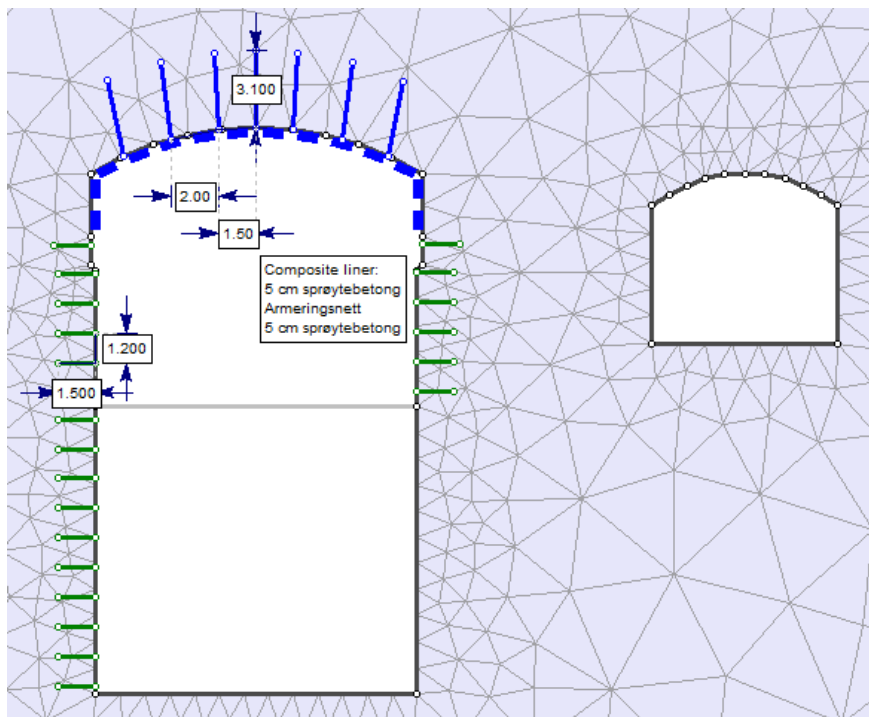
Påføring av eksisterende sikring i modellen skal representere den beskrevne bergsikringen i kapittel 2.2.1. Boltene av typen KS40 \varnothing 25mm er en såkalt kamstål-bolt, en limt bolt (engelsk: «fully bonded»). Denne bolttypen har en flytegrense på 380 N/mm^2 i følge Vegdirektoratet (2003). For diameter \varnothing 25 tilsvarer dette 186,6 kN. Boltene i taket er ikke installert radielt i modellen, men mest mulig lik vinkelen i figur 2.2a. Armeringsnettet av typen P091, har tråd-tykkelse 3,4 mm og maskevidde 100x100 mm (Norsk Stål, u.å.). Sprøytebetongtypen er ukjent og det benyttes derfor egenskapene til en standard C35 sprøytebetong, som er vanlig i Norge (Trinh og Jonsson, 2013). Sprøytebetongen og armeringsnettet er påført i modellen som en sammensatt kledning (engelsk: «composite liner») slik at armeringsnettet kommer mellom to 5 cm tykke sprøytebetonglag. Alle egenskaper til påført sikring er oppsummert i tabell 7.6. Tykkelser, lengder og senteravstander er som beskrevet i kapittel 2.2.1.

Tabell 7.6: Inngangsparametere for egenskaper til utført, eksisterende sikring i RS2: bolter, sprøytebetong og armeringsnett.

Bolter	Enhet	Verdi	Sprøytebetong	Enhet	Verdi	Armeringsnett	Enhet	Verdi
Diameter	mm	25	E-modul	MPa	30000	Type		Wire mesh
E-modul	MPa	200000	Poissons tall		0.2	Diameter	m	0,0034
Strekk-kapasitet	MN	0.1866	Materialtype		Plastisk	Maskeavstand	m	0,1
Residual strekk-kapasitet	MN	0.01	Trykkstyrke (maks.)	MPa	35	E-modul	MPa	200000
Ut-av-plan avstand	m	2	Trykkstyrke (res.)	MPa	5	Poissons tall		0,25
Oppspennings-kraft	MN	0	Strekkstyrke (maks.)	MPa	5	Trykkstyrke	MPa	400
			Strekkstyrke (res.)	MPa	0	Res. styrke	MPa	400

I oppstrøms sidevegg går betongsøylene fra såle til tak, med forankrede bolter langs hele høyden. Disse boltene er modellert i den numeriske modellen. I nedstrøms sidevegg er forankring i betongsøylene modellert ned til gulvet i maskinsalen. Under maskinsalen er det støpte betongkonstruksjoner. For enkelhets skyld er ikke disse tatt med i modellen. Det er likevel antatt at betongkonstruksjonene og søylene i realiteten har en viss støttende effekt. Modellen er dermed noe konservativ.

Sikringen i modellen er installert i samme sekvens som de tilsvarende deler av hallen tas ut. Dette er for at sikringen skal kunne ta opp last og deformasjoner som følge av det videre uttaket av hallen. Figur 7.2 viser utført sikring i modellen.



Figur 7.2: Utført sikring per 2020 i den numeriske modellen. Lengder og avstand på bolter, samt det sammensatte laget av sprøytebetong og armeringsnett er vist.

Modellerte mulige tiltak

I kapittel 8.2.5 modelleres mulige sikringstiltak for å begrense deformasjoner i hallen. Tiltakene består av stag/kabelbolter og betongstøp. Hvorfor disse tiltakene er valgt, er beskrevet i kapittel 8.2.5. Stagene som er benyttet er endeforankrede av typen GEWI Plus (Dywidag, 2009) med høy kapasitet (2,12 MN). Stagene oppspennes til 50 % av flytespenningen for å mobilisere friksjon og dermed hindre videre utvikling av deformasjon i berget (Nilsen, 2016a). Ulike lengder og senteravstand på stagene er utprøvd og beskrevet i kapittel 8.2.5. Betongdekket er lagt inn som et eget materiale i modellen, med tykkelse 30 cm. Egenskapene er basert på en upublisert rapport fra Multiconsult for Nea kraftverk med liknende modellering av betongstøp. Verdiene er justert i samråd med veileder Bjørn Nilsen. Egenskapene til stagene og betongstøpet er oppsummert i tabell 7.7.

Tabell 7.7: Egenskaper til modellerte tiltak i RS2, i form av høykapasitets stag og betongdekke.

GEWI Plus stag	Enhet	Verdi	Betongstøp	Enhet	Verdi
Boltetype		Endeforankret	UCS	MPa	40
Bolte-modulus	MPa	200000	GSI		100
Strekk-kapasitet	MN	2,12	mi		10
Res. strekk-kapasitet	MN	0	D		0
Ut-av-plan avstand	m	2	E_i	MPa	32000
Oppspenningskraft	MN	1,06	Poissons tall, ν		0,3
			m_b		10
			s		1
			a		0,5
			Enhetsvekt	MN/m ³	0,027

Alle vurderinger som er gjort ved valg av parametere i dette kapitlet har som hensikt å skape en mest mulig realistisk modell i forhold til Brattset kraftverk, uten å gjøre den for kompleks. Likevel kan usikkerheten i enkelte av parameterne være større enn antatt. Det er derfor viktig å være kritisk ved analyse av resultatene i kapittel 8.

Kapittel 8

Resultater fra numerisk analyse

I dette kapittelet presenteres analyseresultater fra numerisk simulering. Innledningsvis presenteres et litteraturstudie med erfaringer fra numeriske analyser knyttet til to andre kraftverk. Hensikten er å se på mulige fremgangsmåter, vinklinger og verktøy. Deretter presenteres egne analyseresultater fra Brattset kraftverk, fra tolkningsdelen i RS2. I analysen undersøkes effekten av bergartsfordeling, glideplan, nåværende sikring og mulige tiltak. Avslutningsvis presenteres en parameterstudie av utvalgte parametere ved Brattset for å se på sensitiviteten ved endringer.

8.1 Numerisk analyse av andre kraftstasjonshaller

Kraftverkene som er valgt å studere er Tala (Norge) og Xiangjiaba (Kina). Tala kraftverk er tidligere presentert i prosjektoppgaven (oppsummert i tabell 2.1), og problemstillingen ved kraftverket er derfor kjent. I prosjektoppgaven ble det ikke lagt vekt på numerisk analyse, og en fordypning i dette kan gi relevant informasjon i forhold til analysen ved Brattset. Analysene har mange likheter med utførte analyser fra Brattset i kapittel 8.2. Xiangjiaba kraftverk er valgt å ta med fordi det er utført en analyse av tidsavhengig deformasjon samt effekt av sikring i forhold til deformasjoner og strekkspenninger, som er interessant og relevant i forhold til Brattset. Her er det benyttet et annet modelleringsprogram enn ved Brattset, som gir andre muligheter for analysen.

8.1.1 Tala kraftverk

Kraftstasjonen til Tala kraftverk opplevde store deformasjoner under og etter utbygging. Det ble målt en konvergens på opptil 300 mm under driving, og i etterkant ble det mellom 2003 og 2011 målt ytterligere 74 mm konvergens. Deformasjonene førte blant annet til overbelastning og svikt i bergbolter og sprekkdannelse i sprøytebetong.

Ingólfsson (2014) gjorde i sin masteroppgave numeriske analyser av kraftstasjonshallen. Han brukte kontinuumsmodeller med Phase² (i dag kalt RS2), Examine2D og Examine3D som modelleringsverktøy. Hoek-Brown ble benyttet som bruddkriterium. Analysene bestod av studie av størrelse og posisjon til sekundære hovedspenninger, styrkefaktor og deformasjoner. Både elastisk og plastisk materiale ble analysert. For å få modellene til å samsvare med målte deformasjoner ble det utført en tilbake-kalkulering

i den plastiske modellen. Dette ble gjort ved å variere (kun) E-modul inntil deformasjonsverdiene samsvarte. Største hovedspenning i modellen, σ_1 er parallell med lengdeaksen til hallen (liknende Brattset).

Relevante funn fra analysen er oppsummert i listen under:

- Bruddsonen (bestemt av styrkefaktor < 1) i de elastiske modellene indikerte en utbredelse på 19 m i oppstrøms vegg og hele pilaren mot transformatorhall i nedstrøms vegg. For strukturell stabilitet burde pilaren vært bredere.
- De elastiske modellene viste betydelig mindre deformasjon (40% av plastisk). Grunnen er muligheten for sviktede elementer i plastisk materiale. Fysiske deformasjonsmålinger fra hallen er også mye høyere enn den elastiske analysen viser.
- Selv om de elastiske modellene gir et for optimistisk anslag av deformasjonsstørrelse, gir de en god indikasjon på hvor deformasjonene oppstår.
- Høy spenningskonsentrasjon opptrer i tak og hjørner i hallen.
- Størst deformasjon opptrer i oppstrøms vegg, der også strekkspenninger opptrer.
- I pilaren mellom kraftstasjonshall og transformatorhall er forskyvningen i bergmassen størst mot kraftstasjonshallen (størst åpning).
- På grunn av modellenes svakhet i forhold til sprekker og varierende materiale, viste alle modellene mindre deformasjoner enn fysiske målinger.
- Ved tilbake-kalkulering ble E-modul redusert fra 7950 MPa til 4250 MPa for å oppnå deformasjoner tilsvarende målt konvergens. Dette ga betraktelig økning i deformasjon (nesten dobling), men ingen nevneverdig utslag på andre analytiske parametere (spenningsfelt, bruddsone, antall bruddelementer). Ved overføring av tilbakekalkulert E-modul til elastisk modell var fortsatt deformasjonen ca. 40% av plastisk modell.
- God overensstemmelse for 2D og 3D modeller med unntak av hallens endeområder, der den strukturelle stabiliteten er høyere. 3D modell har en fordel i forhold til å optimalisere design av tiltak ved disse områdene.

8.1.2 Xiangjiaba kraftverk

Xu et al. (2011) har utført numeriske analyser på langtidsstabiliteten av kraftstasjonshallen ved Xiangjiaba kraftverk, sørvest i Kina. Kraftstasjonshallen er en av de største i verden. Geologien er preget av myke bergartslag blant sandstein og siltig leirstein som gir store deformasjoner og dermed stabilitetsutfordringer. Under driving av hallen ble det derfor utført numeriske analyser for å finne langtidsstabiliteten og optimalt tidspunkt for installasjon av sikring.

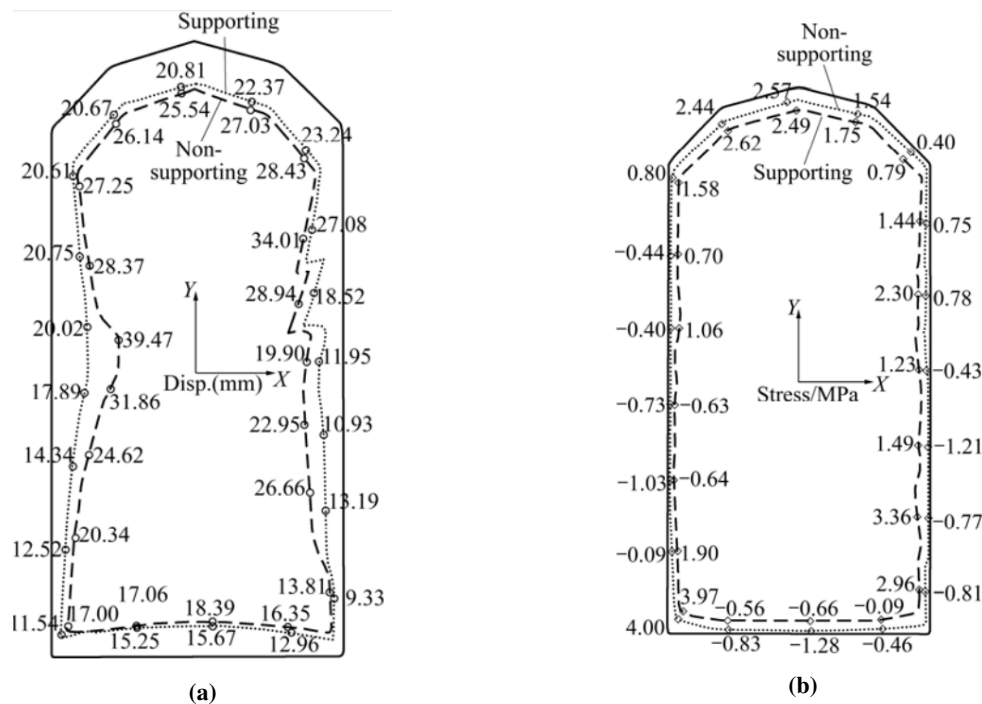
En 3-dimensjonal endelig element, visko-elasto-plastisk modell er brukt for å simulere den tidsavhengige deformasjonen i hallen. I modellen tas hallen ut i syv steg, og medregnet omkringliggende tunneler har modellen totalt elleve steg. Faktisk utgravningstid er definert som reologisk tid etter hvert steg, totalt 1190 dager fra drivestart (Xu et al., 2011). De mekaniske egenskapene til bergartene er hentet fra triaksiell kryptest.

Relevante funn fra den numeriske analysen er listet under:

- Stegvis uttak ble først analysert uten sikring, med hensyn til deformasjon som funksjon av tid for

ulike faste punkter i modellen.

- Optimal tid for installasjon av sikring ble bestemt ut fra forhåndbestemt kriterium om maksimal deformasjon etter en gitt tid. Analysen ga en tid på 5-8 dager før installasjon av sikring.
- Analyser av maksimal deformasjon ved ulike punkter er analysert, med 24,30 mm som høyeste verdi midt i sidevegg oppstrøms. Analysen viser også at det vil gå 126 dager før en tilstand med langtidsstabilitet er oppnådd. Denne analysen er basert på reologisk teori.
- Analyse av effekten av fortløpende sikring (bestående av ankerbolter, ankerkabler og sprøytebetong) ble også utført. Sammenlikning av deformasjon og σ_3 uten og med sikring er presentert for utvalgte punkter, illustrert i figur 8.1a og 8.1b. Med innlagt sikring ble deformasjonen redusert med 14,79%–47,43% for fire utvalgte punkter. For de samme punktene økte σ_3 med 37,86%–201,65% med sikring. Effekten av sikringen var størst i nedstrøms vegg der deformasjonene var mindre påvirket av nærliggende tunneler/haller.



Figur 8.1: (a) Deformasjon med og uten sikring i Xiangjiaba kraftstasjonshall (b) σ_3 rundt konturen til Xiangjiaba kraftstasjonshall med og uten sikring. Hentet fra Xu et al. (2011).

Av nyttige erfaringer fra de to kraftverkene nevnes spesielt utstrekning av bruddsonen i pilaren mellom transformatorhallen og kraftstasjonshallen ved Tala. Dette er en problemstilling som også er relevant for Brattset. Forholdet i deformasjonsstørrelse mellom elastisk og plastisk modell, samt målt konvergens er også interessant. Ved Xiangjiaba er det interessant å se at sikringen indikerte såpass stor effekt på deformasjoner og spenninger.

8.2 Resultater fra numerisk analyse av Brattset kraftstasjonshall

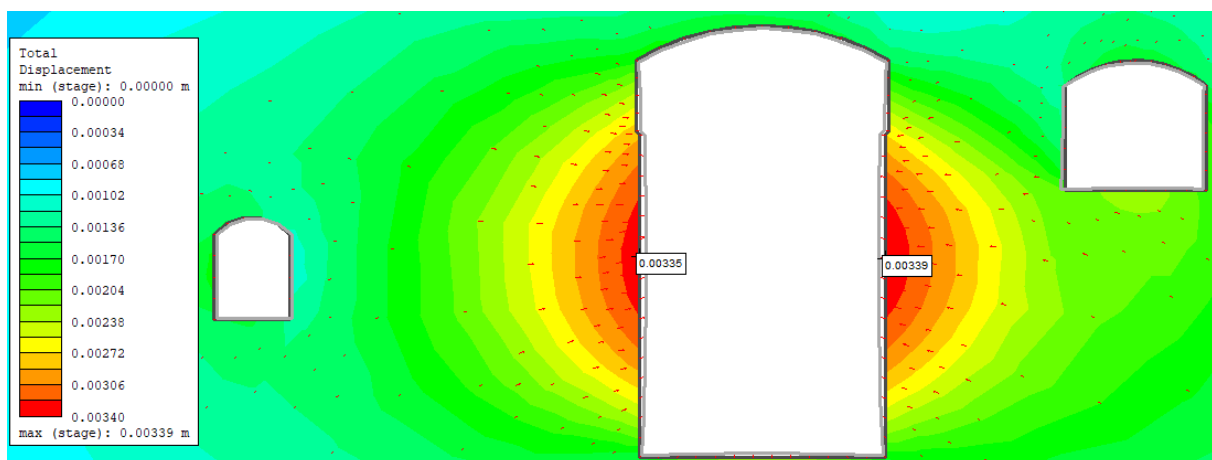
I dette delkapittelet presenteres analyseresultater fra numerisk simulering av Brattset kraftstasjon, utført i tolkningsdelen av RS2 (RocScience, 2019b). Først vurderes de to bergartene kvartskeratofyr og grafittglimmerskifer hver for seg. Deretter presenteres en modell som skal representere den reelle bergartsfordelingen rundt hallen. Nevnte analyser utføres både med elastisk og plastisk materiale. Videre vurderes effekten av innlagt glideplan mellom bergartene, samt effekten av dagens sikring. Avslutningsvis presenteres mulige tiltak for å ta hånd om deformasjonene. De tre sistnevnte analysene utføres kun med elastisk materiale.

8.2.1 Én bergart

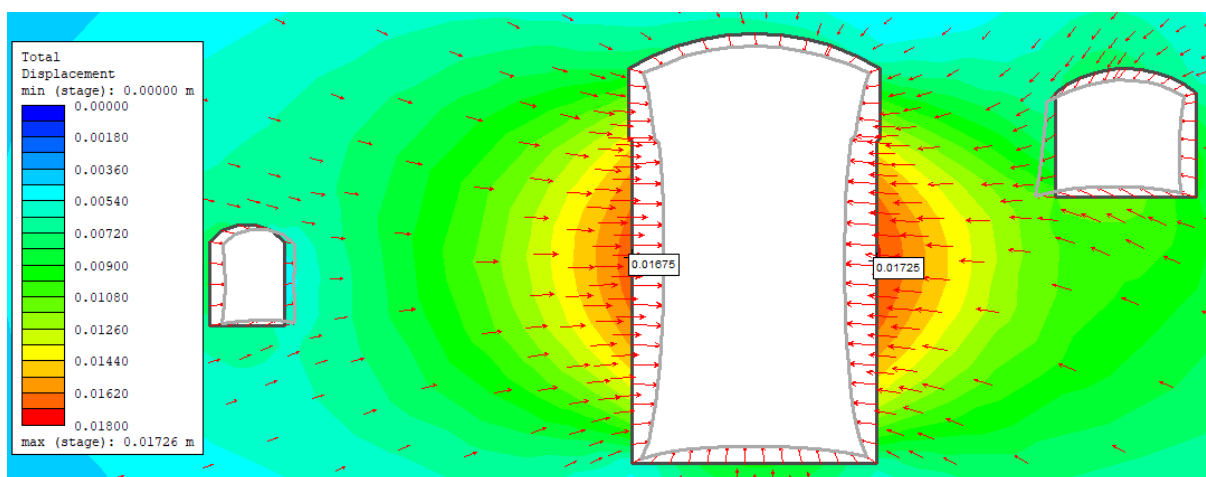
For å se på egenskapene til de to bergartene isolert sett, og for å se på effekten av de nærliggende mindre åpningene rundt kraftstasjonshallen, er det valgt å se på analyse av én bergart om gangen. Analysene er utført både med elastisk og plastisk modell for å studere de plastiske egenskapene til bergartene, bruddsoner og for å få et mest mulig realistisk bilde av deformasjonsstørrelsene.

Elastisk modell

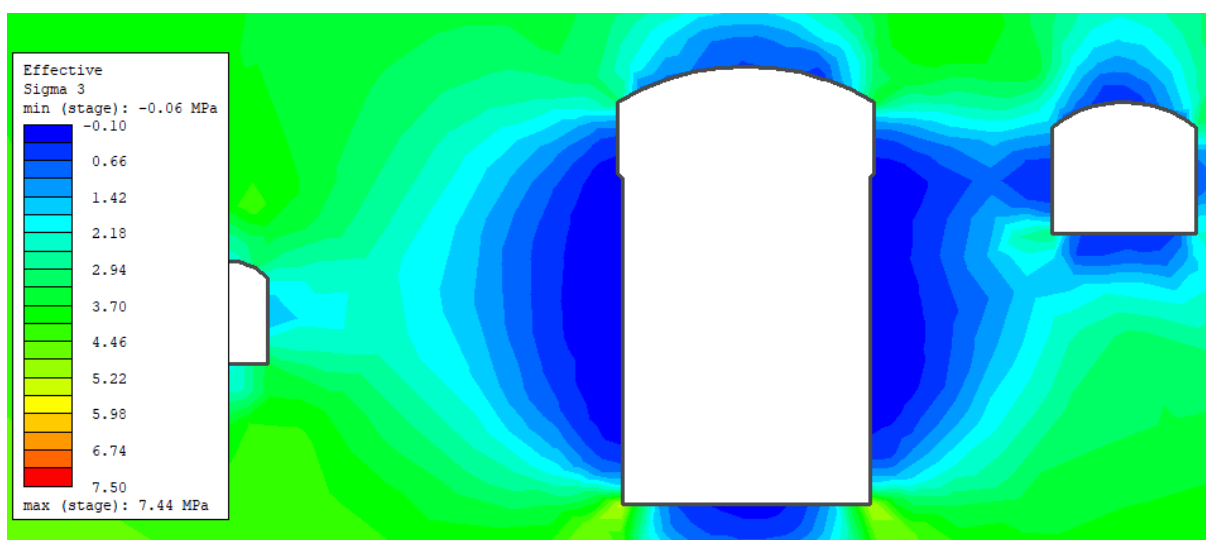
Konturplott av deformasjonen rundt hallen med kvartskeratofyr er vist i figur 8.2 og med grafittglimmerskifer i figur 8.3. Begge analyseresultatene viser at lukekammeret nedstrøms kraftstasjonshallen medfører en noe større deformasjon i nedstrøms vegg enn i oppstrøms vegg. Figur 8.4, som viser konturplott av minste hovedspenning, indikerer også at σ_3 er lav ($<0,8$ MPa) i pilaren mellom de to åpningene. Transporttunnelen oppstrøms ser ikke ut til å ha en betydelig innvirkning på deformasjonen i kraftstasjonshallen. En annen viktig observasjon er at grafittglimmerskiferen viser betydelig større deformasjon (maks. 17,26 mm) enn kvartskeratofyren (maks. 3,39 mm). Begge modellene viser at den største deformasjonen skjer midt på hallens vegger, som tilsvarer gulvnivået til maskinsalen.



Figur 8.2: Konturplott av deformasjon rundt hallen omgitt av kun kvartskeratofyr, elastisk materiale. Deformasjonsvektorene viser retningen på deformasjonen og har en skalafaktor på 100.

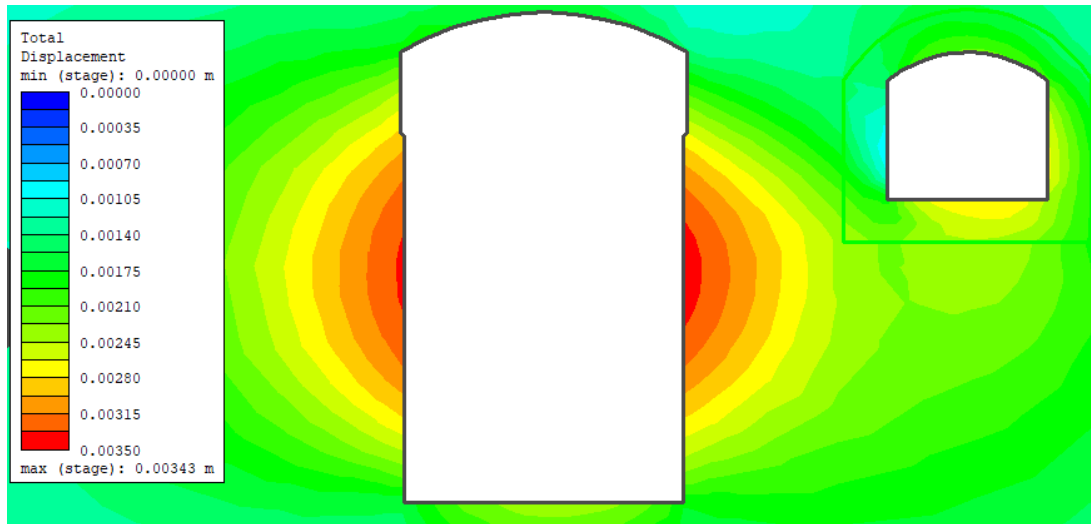


Figur 8.3: Konturplott av deformasjon rundt hallen omgitt av kun grafittglimmerskifer, elastisk materiale. Deformasjonsvektorene viser retningen på deformasjonen og har en skalafaktor på 100.



Figur 8.4: Konturplott av σ_3 i elastisk modell med grafittglimmerskifer. σ_3 er lav ($<0,8$ MPa) mellom kraftstasjonshallen og lukekammeret nedstrøms.

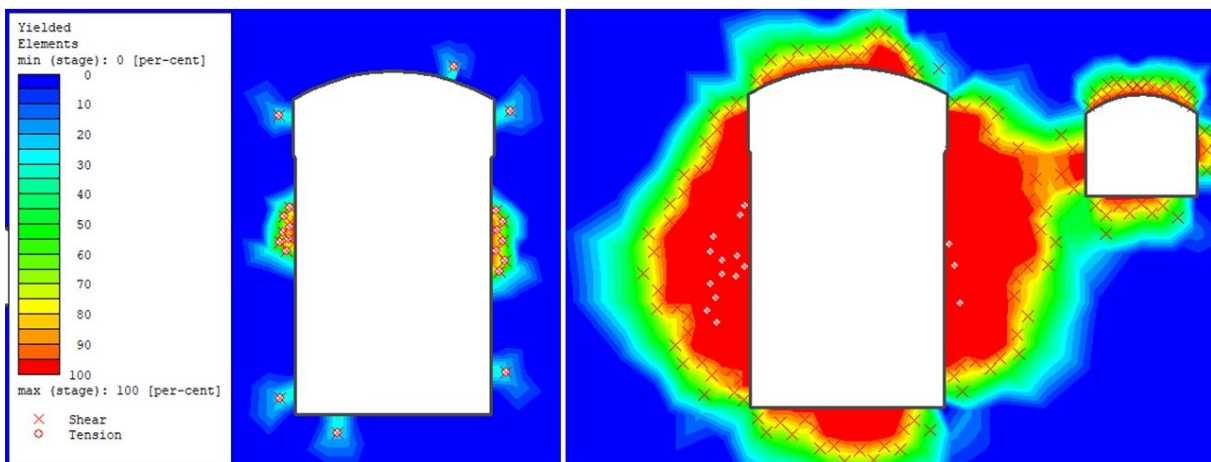
For å undersøke om den røffe sprengningen av lukekammeret har en effekt på deformasjonen i kraftstasjonshallen, er det konstruert en modell med 2 m bred sprengningssone rundt lukekammeret. Sonen har forstyrrelsesfaktor $D=0,6$, og er lagt til modellen med kvartskeratofyr, ettersom dette i følge kartlegging er hovedbergarten rundt lukekammeret. Figur 8.5 viser konturplott av deformasjon med innlagt sprengningssone. Det kan observeres at deformasjonen er noe større i nedstrøms vegg enn uten forstyrrelsessonen (figur 8.2), men forskjellen er ganske marginal (0,04 mm). Det kan også nevnes at σ_3 blir noe lavere pga. forstyrrelses-sonen, men dette er også marginalt.



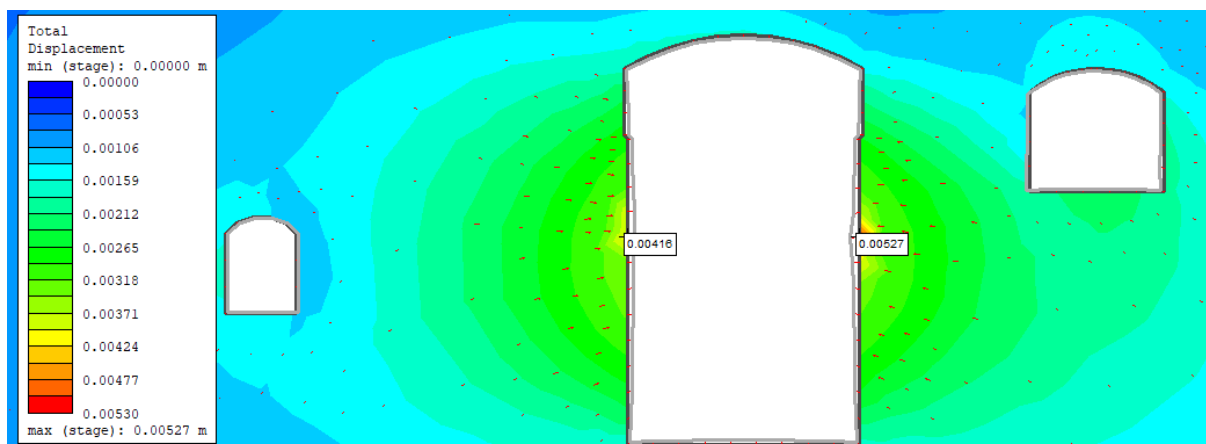
Figur 8.5: Konturplott av deformasjoner med innlagt 2 m bred forstyrrelses-sone rundt lukekammeret. Elastisk modell med kvartskeratofyr.

Plastisk modell

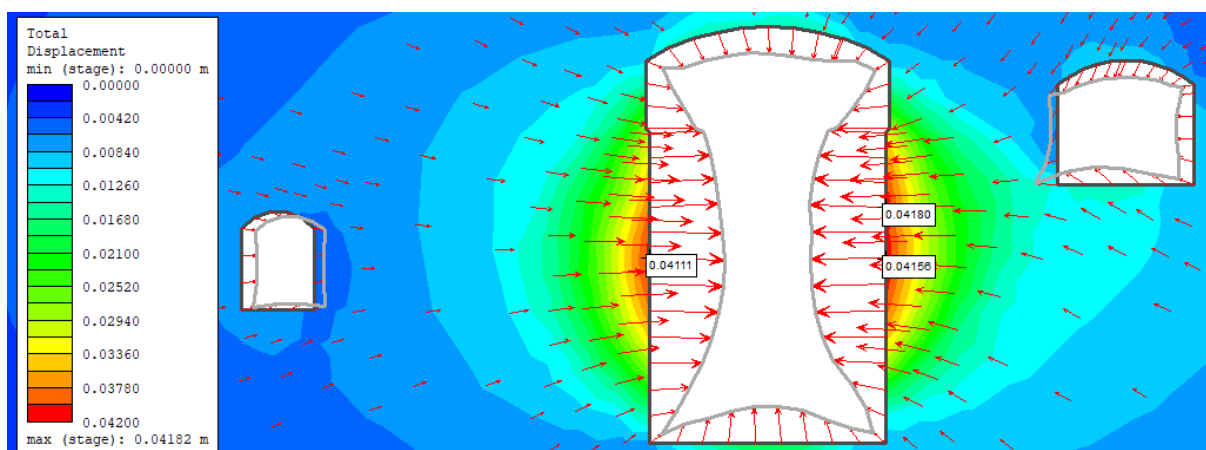
Ved plastisk analyse kan bruddsone og bruddelementer i bergmassen analyseres. Figur 8.6 viser bruddelementer rundt bergromsåpningen for de to bergartsmodellene. Modellen med kvartskeratofyr viser knapt noen bruddelementer, som tyder på at bergarten har en tilnærmet elastisk oppførsel. Grafittglimmerskiferen derimot, viser en bred bruddsone på maksimalt ~ 7 m ut fra hallens oppstrøms vegg. Bruddtypen er hovedsakelig skjær, indikert av X-ene i konturplottet. Her har også nærheten til lukekammeret effekt på bruddsonen, som nesten streker seg mellom de to bergrommene. Bruddsonen har imidlertid ikke kontakt med transporttunnelen oppstrøms. Figur 8.7 og 8.8 viser deformasjons-konturplott for de to bergartene. I kvartskeratofyren er maksimal deformasjon 5,27 mm, som gir en økning på 55 % fra den elastiske modellen. I grafittglimmerskiferen er maksimal deformasjon 41,8 mm, dvs. en prosentøkning på 142 % ift. elastisk modell. Dette styrker antakelsen om at grafittglimmerskiferen har en mer plastisk oppførsel.



Figur 8.6: Bruddzone for modell med kvartskeratofyr (venstre) og grafittglimmerskifer (høyre), plastisk materiale. Rød sone viser område med 100% brudd, X står for skjærbrudd og O står for strekkbrudd.



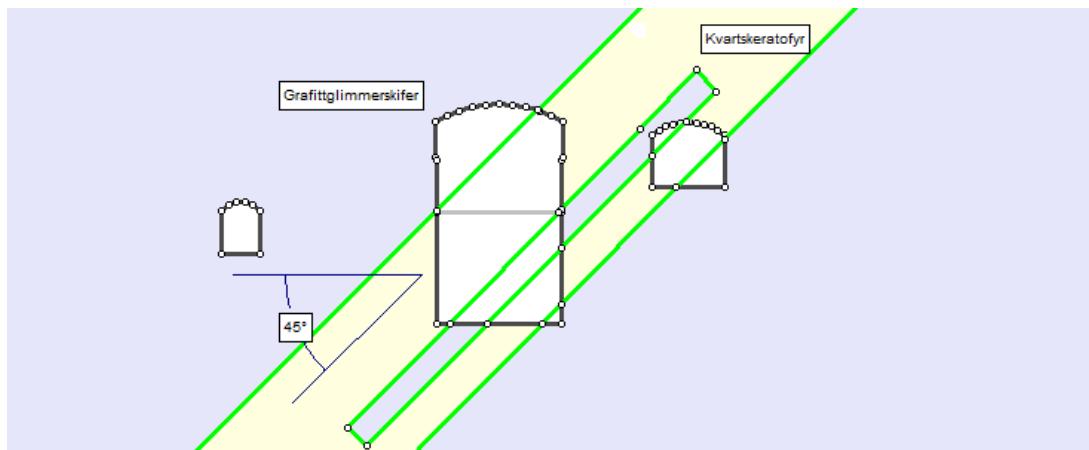
Figur 8.7: Konturplott av deformasjon for modell med kvartskeratofyr, plastisk materiale. Deformasjonsvektorene viser retningen på deformasjonen og har en skalafaktor på 100.



Figur 8.8: Konturplott av deformasjon for modell med grafittglimmerskifer, plastisk materiale. Deformasjonsvektorene viser retningen på deformasjonen og har en skalafaktor på 100.

8.2.2 Blandet geologi

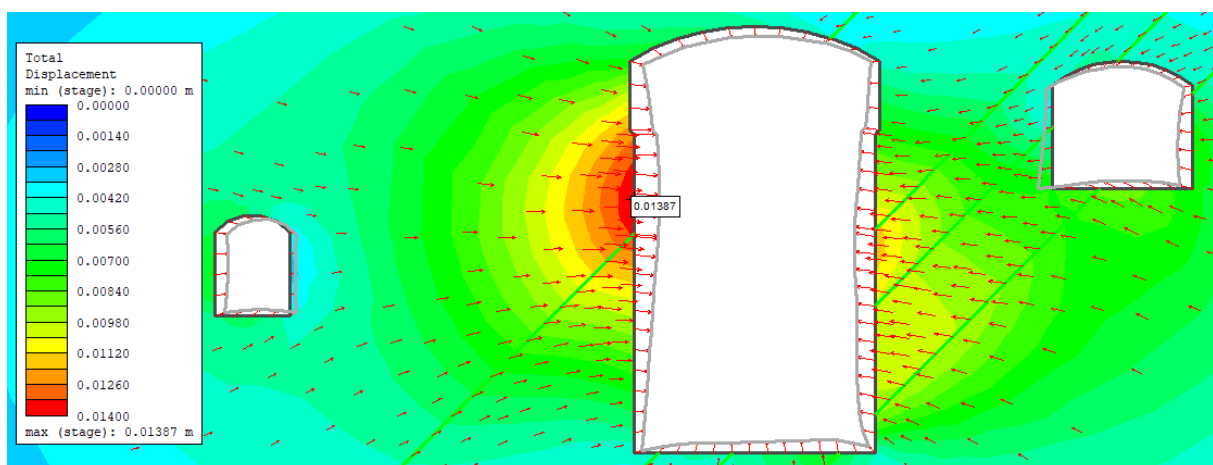
I dette delkapittelet er det forsøkt å etterlikne bergartsfordelingen rundt kraftstasjonen. Hensikten er å skape et mest mulig realistisk deformasjons- og spenningsbilde rundt hallen. Figur 8.9 viser modellert fordeling som er en forenklet versjon av tolket bergartsfordeling i figur 4.1. Kvartskeratofyren inneholder isolerte linser av grafittglimmerskifer som er illustrert i modellen med én sone av grafittglimmerskifer i kvartskeratofyren. Fallet på kvartskeratofyr-intrusivet er avrundet fra 43° til 45° for enkelhets skyld.



Figur 8.9: Modellert etterlikning av reell bergartsfordeling rundt kraftstasjonshallen, fra CAD-delen av RS2.

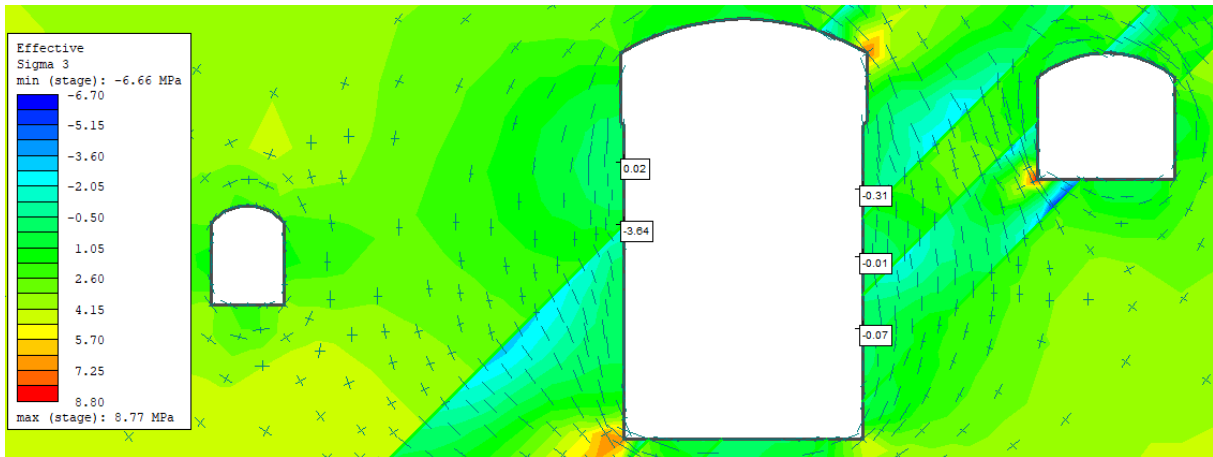
Elastisk modell

Figur 8.10 viser konturplott for deformasjoner rundt hallen. Deformasjonen er klart størst i grafittglimmerskiferen. Sånn som geologien er fordelt i modellen gir dette størst utslag i oppstrøms vegg, i nedre del av veggen i maskinsalen. Den innesluttede biten av grafittglimmerskifer inne i kvartskeratofyren gir lite utslag på deformasjonen i forhold til kvartskeratofyren rundt.



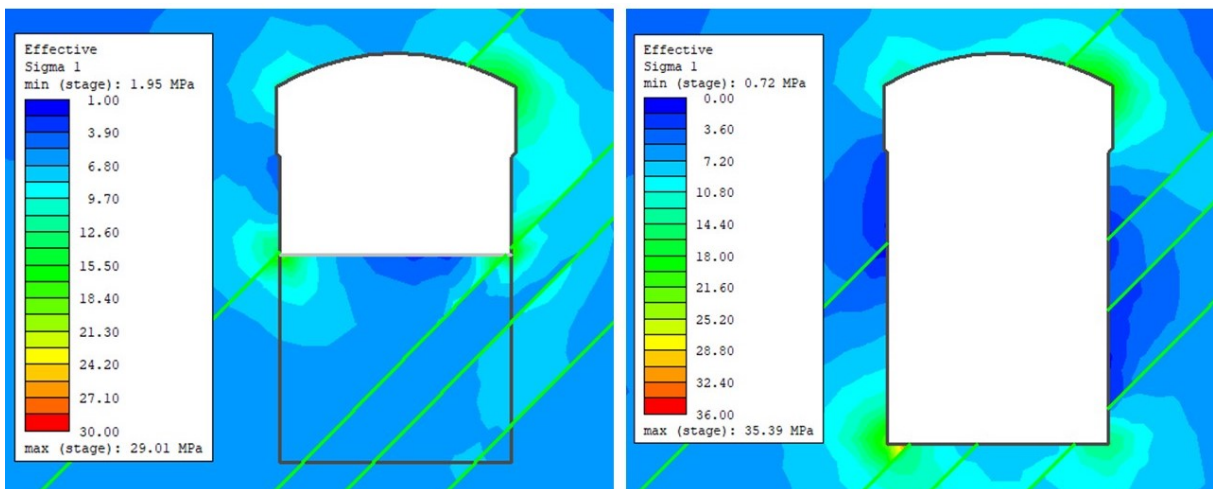
Figur 8.10: Konturplott av deformasjoner med blandet geologi, elastisk materiale. Deformasjonsvektorene viser retningen på deformasjonene og har en skalafaktor på 100.

Figur 8.11 viser konturplott av minste hovedspenning, σ_3 . Langs veggene pendler σ_3 rundt 0 MPa, uten noen betydelig forskjell i de to bergartene. Med andre ord er veggene påvirket av svake strekkspenninger. Ved skillet mellom de to bergartene er σ_3 lavere, ca. -3 MPa.



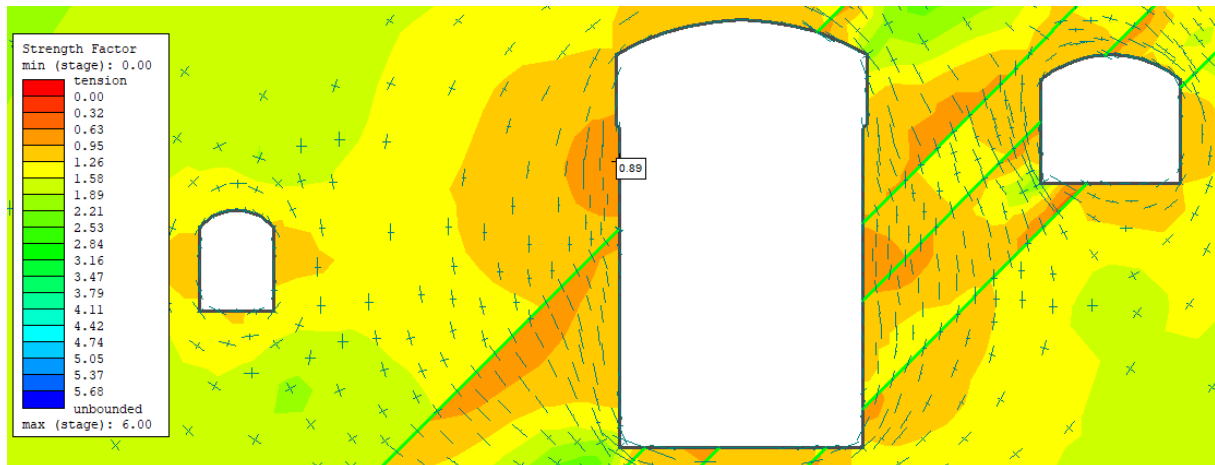
Figur 8.11: Konturplott av σ_3 med blandet geologi, elastisk materiale. Spenningkryss viser størrelsen på σ_1 og σ_3 .

Figur 8.12 viser σ_1 rundt hallen gjennom den stegvise utspengningen av kraftstasjonshallen. Ved uttak av toppskiven er spenningskonsentrasjonen forholdsvis høy (>15 MPa) i hjørnene som befinner seg ved maskinsalens gulvnivå. Etter stross av nedre del flytter de høye spenningene midt i hallen seg til hallens nedre hjørner. Hjørnene i kvartskeratofyr opplever størst spenningskonsentrasjoner (~20 MPa). Spenningskonsentrasjonen i veggens midtdel synker mot 0 MPa. Nevnte parti har dermed opplevd store spenningsforandringer gjennom utspengningen. Dette kan ha ført til f.eks. økt riss- og sprekkdannelse i disse områdene.



Figur 8.12: Utvikling av σ_1 rundt hallen gjennom sekvensiell utspengning i blandet geologi, elastisk materiale.

Figur 8.13 viser styrkefaktoren (SF, engelsk: «Strength Factor») rundt kraftstasjonshallen. Styrkefaktoren i RS2 finnes ved at modellen dividerer materialstyrken (definert av bruddkriteriet) på de induerte spenningene i alle knutepunkter (noder) (RocScience, u.å.). Alle tre hovedspenninger (σ_1 , σ_2 og σ_3) har en påvirkning på styrkefaktoren, slik at resultatet kan betraktes som 3-dimensjonal. Siden materialet er elastisk, tillates overspenning, og styrkefaktoren kan derfor være under 1. På den måten kan verdier under 1 gi en indikasjon på mulig bruddutvikling selv om dette ikke tillates i elastiske modeller. Som figur 8.13 viser, er SF i veggene på hallen ca. 1,1 i kvartskeratofyren og 0,9 på det laveste i grafittglimmerskiferen. Det indikerer en mulig bruddutvikling i sistnevnte. Også langs bergartsgrensene er SF < 1.



Figur 8.13: Konturplott for styrkefaktor med blandet geologi, elastisk materiale. SF < 1 i enkelte områder med grafittglimmerskifer, som indikerer mulig bruddannelse.

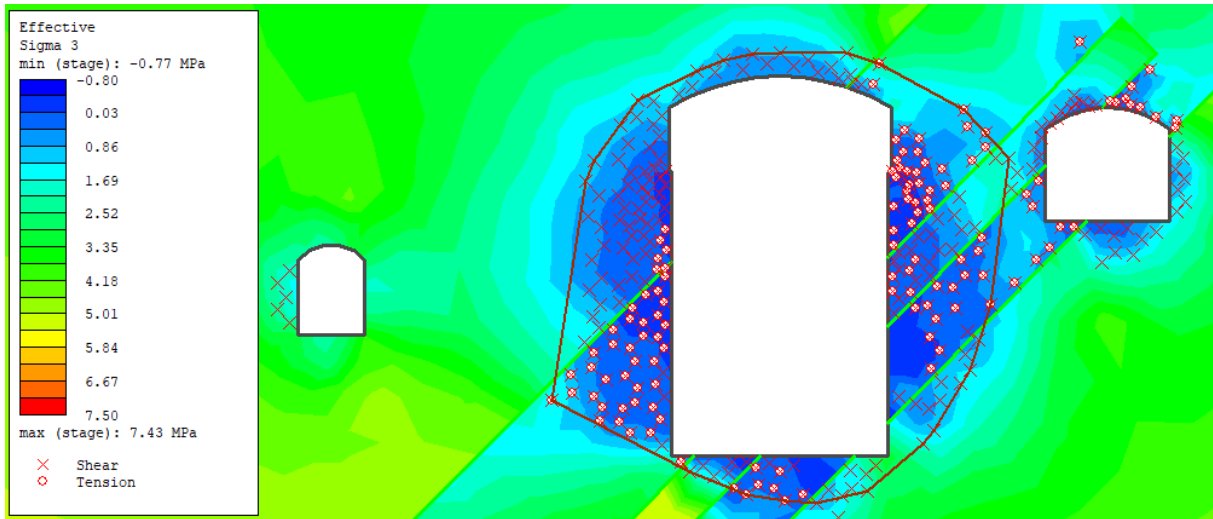
Plastisk modell

I den plastiske analysen var det nødvendig å redusere element-tettheten og øke toleransen for at modellen skulle konvergere på grunn av økt kompleksitet med blandet geologi. Dette gjør at nøyaktigheten på den plastiske modellen er mindre enn på den elastiske modellen. Antall elementer i modellen er 2387 til forskjell fra den elastiske modellen som har 2955 elementer.

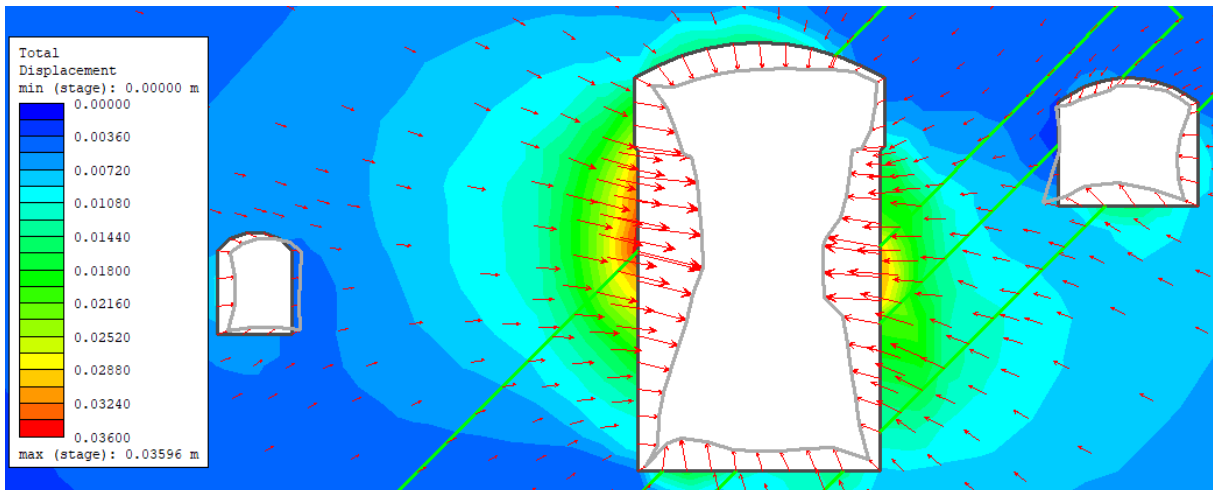
Figur 8.14 viser konturplott av σ_3 rundt hallen med bruddelementer og bruddlinje. Figuren viser at store deler av veggene opplever strekkspenninger ($\sigma_3 < 0$, mørkeblå områder). Bruddelementene viser en klar forskjell mellom de to bergartene. Grafittglimmerskiferen opplever først og fremst skjærbrudd, slik som i analysen av én bergart. Kvartskeratofyren opplever både skjær- og strekkbrudd, til forskjell fra analysen av én bergart der den i liten grad viste bruddannende oppførsel. Antall bruddelementer i de to bergartstypene fremsår som jevnt fordelt. Bruddlinjen strekker seg maksimalt ca. 7 m ut fra oppstrøms vegg, mens i nedstrøms vegg er den så og si i kontakt med bruddelementene fra lukekammeret.

Figur 8.15 viser konturplott av deformasjonen rundt hallen. Det er flere ting som utmerker seg annerledes fra den elastiske modellen. For det første er maksimal deformasjon i den plastiske modellen 35,96 mm, mens den elastiske modellen maksimalt viser 39 % av denne deformasjonen (13,87 mm). Dette prosentforholdet likner Ingólfsson (2014) sin erfaring fra modellering av Tala kraftverk (ref. kapittel 8.1.1). For det andre kommer det tydeligere frem i den plastiske modellen at laget av grafittglimmerskifer i

kvartskeratofyr også får en større deformasjon enn kvartskeratofyren rundt. For det tredje er deformasjonsgradienten høyere for den plastiske modellen, dvs. deformasjonen avtar forttere ut fra hallveggen. Åtte meter ut fra veggen ved maksimal forskyvning, er total forskyvning redusert til under 10 mm. Dvs. at 72 % av deformasjonen skjer innen denne avstanden fra hallen. Innen åtte meter ut fra veggen ved maksimal forskyvning i den elastiske modellen derimot, skjer kun 39 % av deformasjonen.



Figur 8.14: Konturplott av σ_3 med blandet geologi, plastisk materiale. Mørkeste blåfarge indikerer strekkspenninger. Bruddelementer vises X for skjærbrudd og O for strekkbrudd. Bruddlinjen viser bruddelementenes utstrekning.



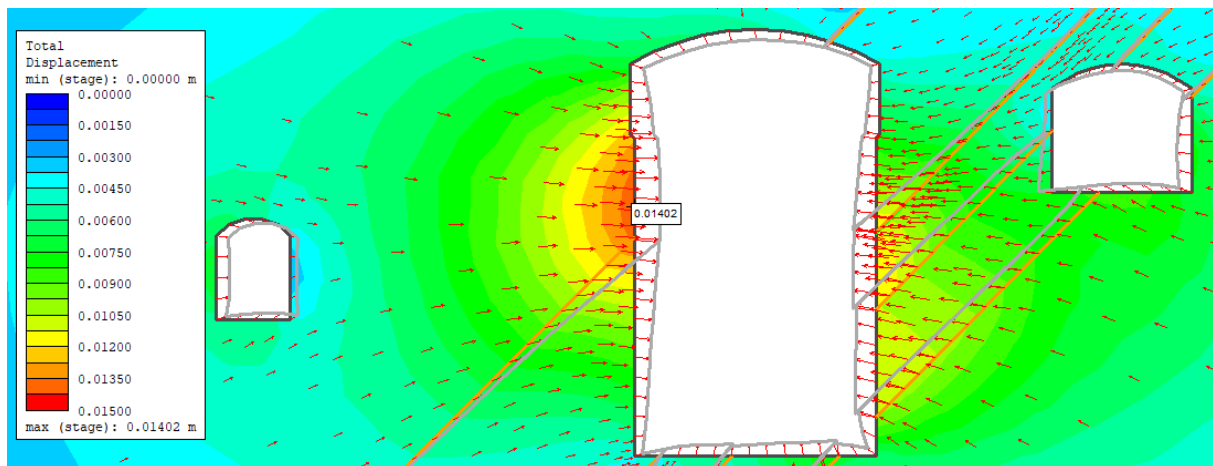
Figur 8.15: Konturplott av deformasjoner med blandet geologi, plastisk materiale. Deformasjonsvektorene viser retningen på deformasjonen og har en skalafaktor på 100.

For de videre analysene vil kun den elastiske modellen benyttes. Grunnen er at den plastiske modellen er vanskelig å konvergere med mye informasjon (blandet geologi, glideplan og sikring), og ville krevd en betydelig reduksjon av elementer og dermed nøyaktighet. Det kan derfor være nyttig å ha i bakhodet at deformasjonen i den elastiske modellen utgjør ca. 39% av den plastiske.

8.2.3 Glideplan mellom bergartene

Sprekkeplan F i grafittglimmerskiferen (beskrevet i kapittel 4.2) utgjør grensen mellom bergartene i kraftstasjonshallen. Gjennom feltarbeidet ble det observert grafitt og dessuten et glideplan-liknende belegg på sprekkeplanet til grafittglimmerskiferen. Belegget var glatt i fallretningen på sprekkeplanet. I dette delkapittelet ønskes det å undersøke om glideplanet har en effekt på deformasjonen i hallen. I modellen er det lagt inn glideplan mellom bergartene med kartlagte egenskaper etter Barton-Bandis-kriteriet, beskrevet i kapittel 7.2.4.

Figur 8.16 viser konturplott av deformasjonen med det innlagte glideplanet. Største deformasjon er på 14,02 mm, i oppstrøms vegg. Dette er kun 0,15 mm mer enn uten innlagte glideplan (figur 8.10). Økningen er større i nedstrøms vegg, hvor største forskjell er på 1,2 mm. Her er det flere glideplan som krysser veggen, i tillegg til at planene faller mot hallen. Til tross for den synlige deformasjonsøkningen ved innlagte glideplan, anses forskjellen som såpass liten at det er valgt å utelukke glideplanene i de videre analysene. Betydningen av eventuelle glideplan er videre diskutert i kapittel 9.



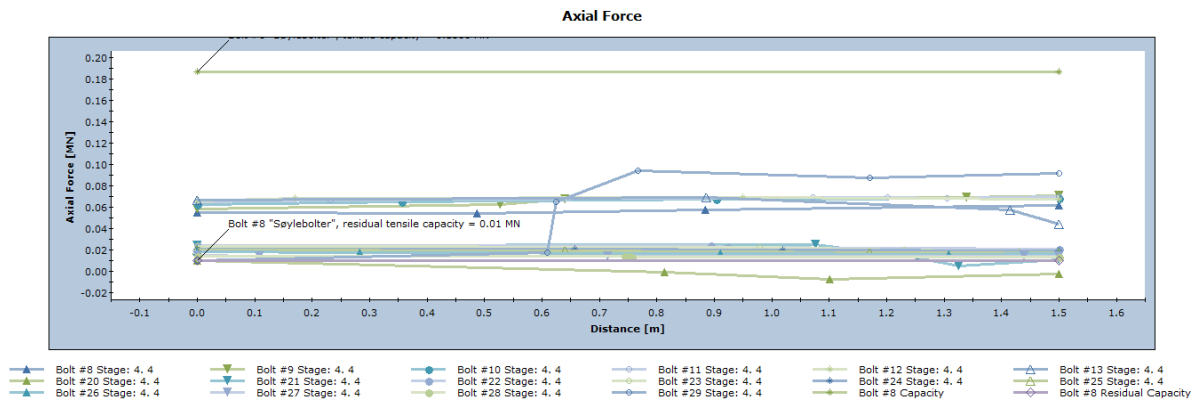
Figur 8.16: Konturplott av deformasjon med innlagt glideplan langs bergartsgrensene. Elastisk materiale. Deformasjonsvektorene viser retningen på deformasjonene og har en skalafaktor på 100.

8.2.4 Evaluering av nåværende sikring

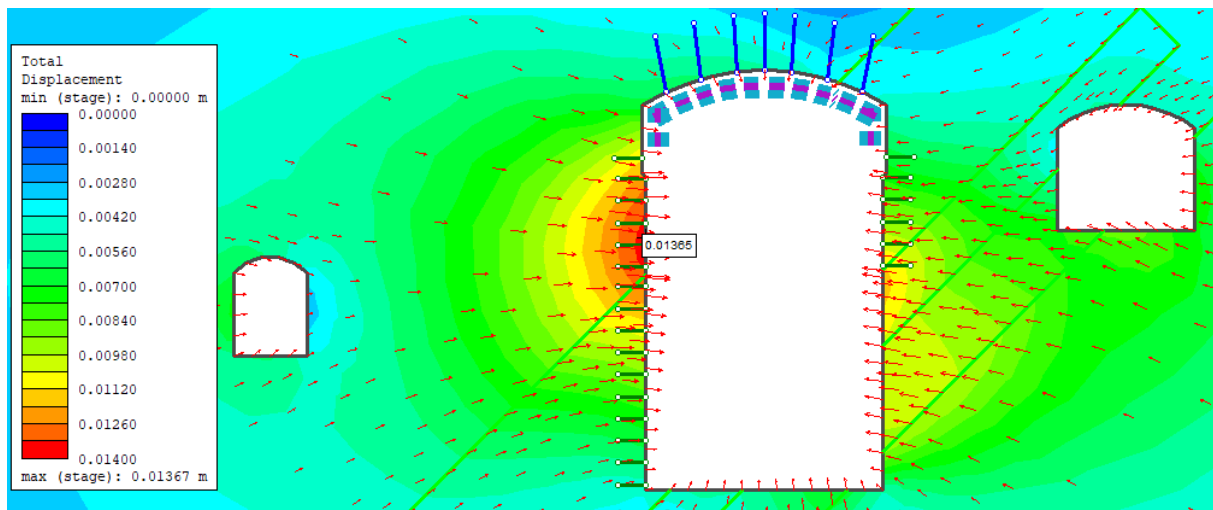
I denne delen evalueres effekten av nåværende sikring illustrert i figur 7.2, med tanke på deformasjoner og last. Egenskaper til sikringen er gitt i tabell 7.6. Sikringen er modellert på blandet geologi, da denne modellen er mest representativ for bergartsfordelingen i hallen.

Figur 8.17 viser aksiallasten langs boltene i oppstrøms vegg. Seks av 16 bolter bærer en aksiallast på omtrent 0,06 MN. Dette gjelder de seks øverste boltene i hallen som er installert i grafittglimmerskifer. De resterende boltene bærer en last på omtrent 0,02 MN. Disse er installert i kvartskeratofyr. Alle boltene viser tilnærmet konstant last langs boltelengden. Siden lasten ikke avtar mot boltenes lengde kan det tyde på at boltene med fordel kunne være lengre, og dermed tatt opp mer last innover i bergmassen. Ingen av boltene er imidlertid i nærheten av lastkapasiteten til boltetypen (0,1886 MN), som tyder på at boltene er sterke nok. Denne konklusjonen er imidlertid noe usikker ettersom modellen er elastisk og ikke plastisk, slik at eventuell bruddutvikling i boltene ikke vises. Boltene i nedstrøms vegg tar ikke opp last utover

residualstyrken til boltene, med unntak av de to boltene som er forankret i grafittglimmerskifer ved kote 249 og 250. De tar opp omtrent 0,05 MN ved forankringspunktet. Det er med andre ord en markant forskjell i effekt på boltene i de to bergartene, der boltene i grafittglimmerskiferen har størst effekt. Denne effekten er likevel relativt liten. Ved sammenlikning av konturplott av deformasjoner med og uten sikring (figur 8.10 og 8.18), er forskjellen på maksimal deformasjon kun 0,19 mm. Det kan derfor konkluderes med at boltene i betongsøylene har liten deformasjonsreducerende effekt.



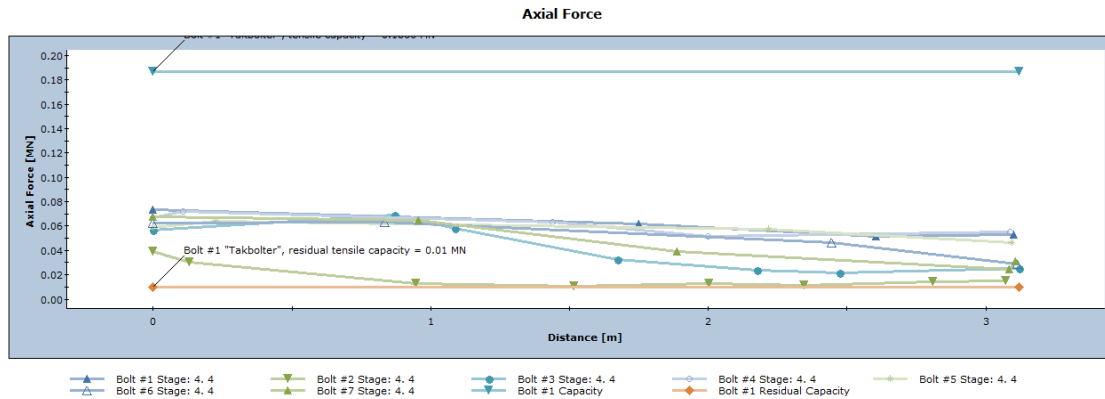
Figur 8.17: Last på bolter i oppstrøms vegg som funksjon av avstand fra hallkonturen.



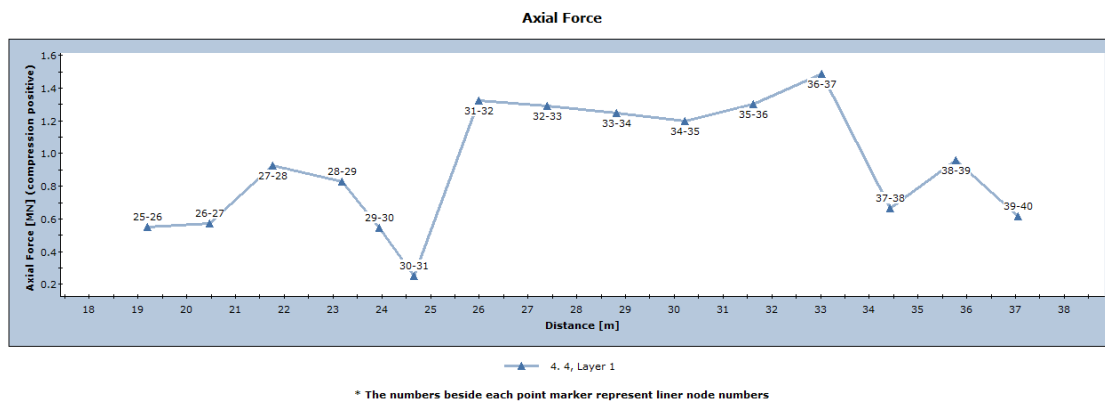
Figur 8.18: Konturplott av deformasjon med nåværende sikring. Elastisk materiale. Deformasjonsvektorene viser retningen på deformasjonene og har en skalafaktor på 100.

For sammenlikning av støtteeffekten til veggboltene er lasten på takbolter (figur 8.19) og sprøytebetong/armeringsnett (figur 8.20) i taket studert. Takboltene bærer en last på omtrent 0,08 NM ved konturen, og lasten avtar mot boltens ende til omtrent 0,05 NM. Sprøytebetongen/armeringsnettet tar opp omtrent 1,3 NM ved grafittglimmerskiferen og omtrent 0,05 MN i kvartskeratofyren. Lasten er noe mindre i vederlagene. Ut fra analysene vurderes nåværende sikring i tak og vederlag som mer tilfredsstillende mot stabilitet og deformasjoner enn sikringen i veggene. Samme konklusjon er gjort basert på anbefalt sikring fra kartlagte Q-verdier i kapittel 2.2.2. På den annen side er ikke betongsøylene og betonggulv

tatt med i analysen. Disse vil også ha en viss støttende effekt, både for stabilitet og deformasjoner. Det må også nevnes at hensikten med nåværende sikring i tak og vegger antagelig er forskjellig. I tak og vederlag opptrer høye spenningskonsentrasjoner på 10-20 MPa (indikert i figur 8.12), som kan føre til avskalling eller rissdannelse og eventuelt nedfall uten sikring. Sikringen i veggene er først og fremst en forankring av betongsøyler til betongdrager for kranbanen. Bergmassen rapporteres tross alt som «godt fjell og akseptabelt for kraftstasjonshall» i møtereferat fra KVO (1980f).



Figur 8.19: Last på bolter i tak som funksjon av avstand fra hallkonturen.



Figur 8.20: Last på sprøytebetong og armeringsnett i tak og vederlag.

8.2.5 Mulige deformasjonsreducerende tiltak

I dette delkapittelet undersøkes effekten av mulige tiltak for å redusere deformasjonsprosessen i kraftstasjonshallen. Tiltakene som er undersøkt er stag/kabelbolter og kontaktstøp av betong med egenskaper gitt i tabell 7.7. Disse tiltakene er valgt undersøkt ettersom de vurderes praktisk gjennomførbare, med mulig god effekt. Stag og kabelbolter er blant annet brukt ved enkelte kraftverk fra litteraturstudiet i prosjektoppgaven (oppsummert i tabell 2.1), og betongskive er modellert i en upublisert rapport fra Multiconsult for Nea kraftverk⁷, med god effekt.

Betongstøp

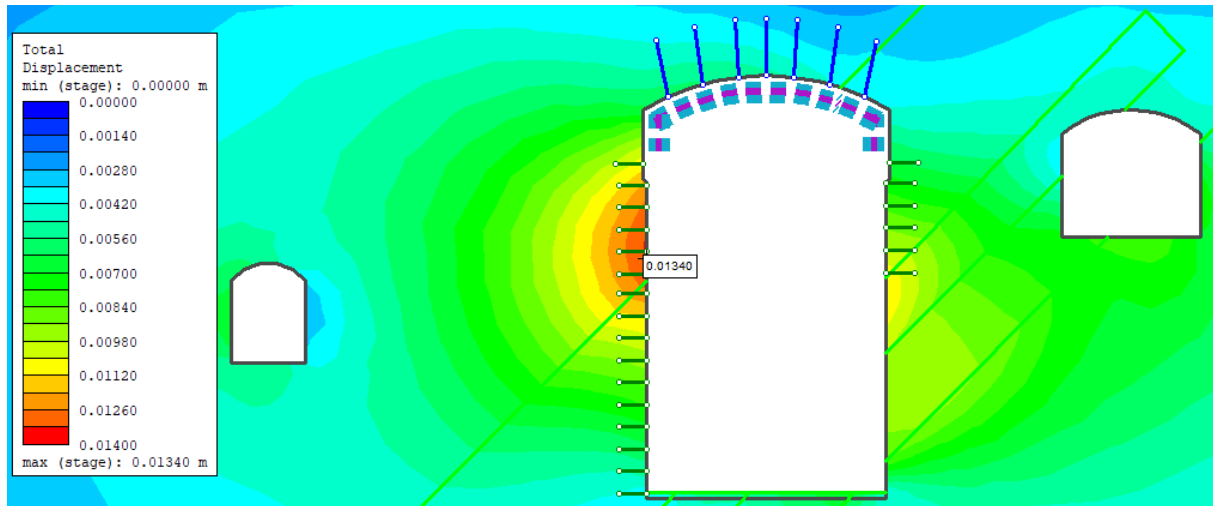
Betongstøp er undersøkt i to områder av hallen, i sålen og i midten av hallen. Siden den faktiske forde-

⁷Toralf Øverås, Statkraft, 2020 - Personlig kommunikasjon (e-post), for tilgang på intern rapport for Nea kraftverk.

lingen av betongkonstruksjoner i hallens nedre halvdel ikke kommer frem av modellen, er de undersøkte områdene kun prinsippmessig. Det vil i realiteten være andre steder som er mer praktisk egnet.

I såle av hall

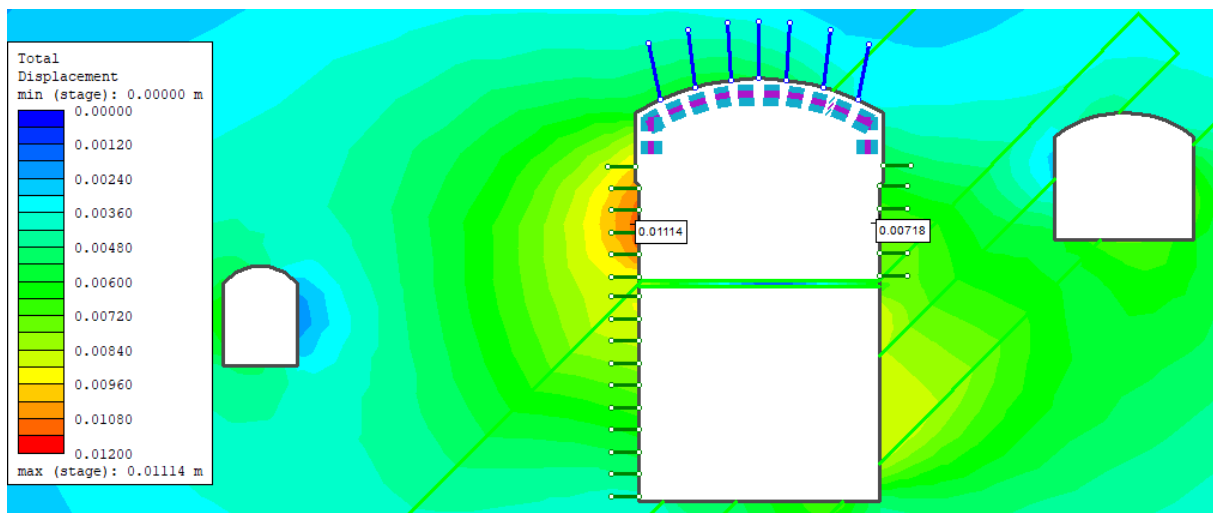
Figur 8.21 viser deformasjoner rundt hallen med et 30 cm tykt sålestøp. Maksimal forskyvning (i oppstrøms vegg) er redusert med 0,5 mm i forhold til uten sikring. Av konturplottet kan det observeres at deformasjonene er noe redusert i hallens nedre del, spesielt i nedstrøms vegg, mens i hallens øvre del er konturplottet tilnærmet uforandret.



Figur 8.21: Konturplott av deformasjoner med 30 cm tykk sålestøp i betong. Elastisk modell.

Midt i hallen

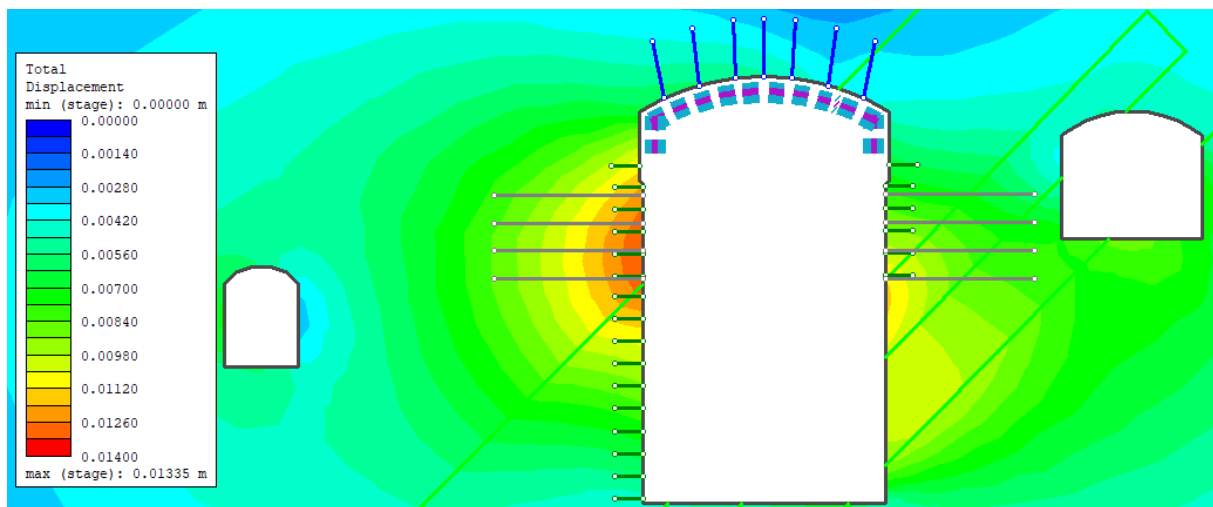
Figur 8.22 viser deformasjoner rundt hallen med 30 cm tykk betongstøp i maskinalens gulvnivå. I modellen er betongen lagt til i samme steg som øverste del av hallen tas ut. Tiltaket viser god effekt i forhold til sålestøpet. Maksimal forskyvning i oppstrøms vegg er redusert med 2,7 mm i forhold til modell uten sikring. Det kan også observeres at posisjonen for maksimal forskyvning er forskjøvet opp på hallveggen som følge av betongstøpen.



Figur 8.22: Konturplott av deformasjoner med 30 cm tykk støp i betong i ved maskinalgulv.

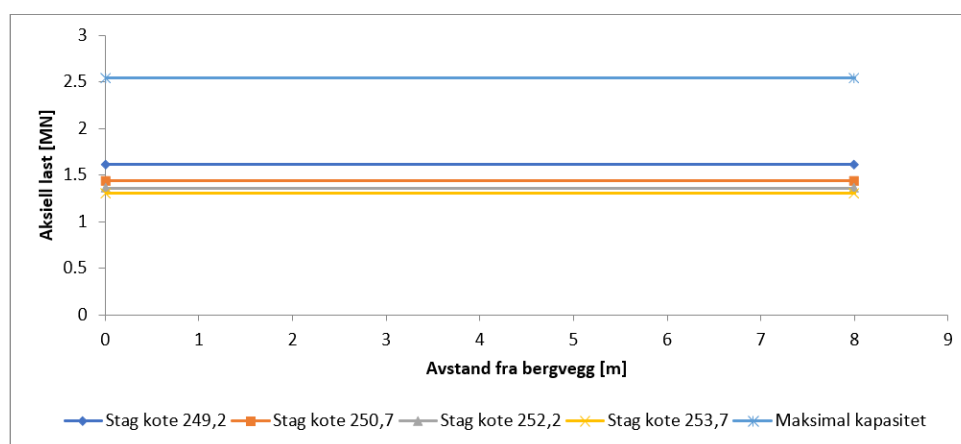
Stag/kabelbolter

Det er forsøkt å redusere deformasjonen ved å installere stag/kabelbolter i maskinsalveggen. Dette er det området i kraftstasjonshallen hvor en slik installasjon er praktisk gjennomførbar med tanke på tilgjengelig plass, ettersom nedre del består av ulike installasjoner. Figur 8.23 viser deformasjoner rundt hallen ved installasjon av 8 m lange GEWI Plus stag med egenskaper beskrevet i tabell 7.7. Denne lengden er valgt på bakgrunn av bruddlinjen i figur 8.14 som strekker seg maksimalt 7 m ut fra oppstrøms vegg. Stagene har en synlig effekt på reduksjon av deformasjoner, selv om effekten er noe mindre enn for betongstøp i maskinsal-gulvnivå. Maksimal forskyvning er redusert med 0,52 mm i forhold til modellen uten sikring og 0,34 mm i forhold til modellen med dagens sikring.



Figur 8.23: Konturplott av deformasjon rundt hallen med GEWI Plus stag med kapasitet på 2.12 MN og 50% oppspenning. Staglengde 8 m, senteravstand i plan 1,5 m.

Figur 8.24 viser at de nederste stagen (nær hallens midtre høyde) bærer størst last. Stagen er forspent til 50 % av flytespenning, som tilsvarer 1,06 MN. Alle stagen bærer høyere last enn dette, som tyder på god utnyttelse av stagen. Stagen har også mye å gå på i forhold til kapasiteten, som betyr at de kan ta imot last fra eventuelle langtidsdeformasjoner som ikke kommer frem av modellen.



Figur 8.24: Aksial last på høykapasitets stag i oppstrøms vegg.

For å studere effekten av lengde og avstand til stagene, er maksimal forskyvning i oppstrøms vegg sammenliknet for tre ulike staglengder (8, 10 og 12 m) og tre ulike avstander i planet (1, 1,5 og 2 m). Resultatet er vist i tabell 8.1. Reduksjon av avstand mellom stagene fremstår som mer effektivt for deformasjonsreduksjon enn økt staglengde. I den plastiske modellen i figur 8.15 fremgår det at deformasjonsgradienten avtar kraftig etter ca. 5,5 m ut fra bergveggen. Dette gjør at økning i staglengde over 8 m neppe vil gi stor effektøkning i virkeligheten heller. Staglengder på 8-10 m vil være praktisk mulig å installere i hallen, ettersom bredden på hallen er 13 m. Blir stagene lengre, kan installasjon bli vanskelig. For lengre forankringer bør heller kabelbolter benyttes, da disse kan fraktes på rull. Kabelbolter kan, i likhet med stag, bære svært store laster slik som fler-wire kabelbolter med kapasitet på 200 tonn (Hoek, 2007c). Den største effekten på deformasjonsreduksjonen er imidlertid ikke knyttet til staglengde eller avstand, men til størrelsen på oppspent kraft i stagene (i følge eksperimentering i den numeriske modellen). Dywidag (2009) tilbyr GEWI Plus-stag med opptil 2960 kN i flytekapasitet.

Tabell 8.1: Maksimal forskyvning [m] i oppstrøms vegg ved varierende staglengde og avstand i plan. Avstand ut-av-plan er konstant 2 m.

Boltelengde [m]/ Avstand i plan [m]	8	10	12
1	0,01320	0,01312	0,01308
1,5	0,01335	0,01331	0,01329
2	0,01341	0,01338	0,01339

Endelig forslag til tiltak i kraftstasjonshallen for deformasjonshåndtering diskuteres i kapittel 9, der resultatene fra RS2-analysen sees i sammenheng med andre hensyn som må legges til rette for.

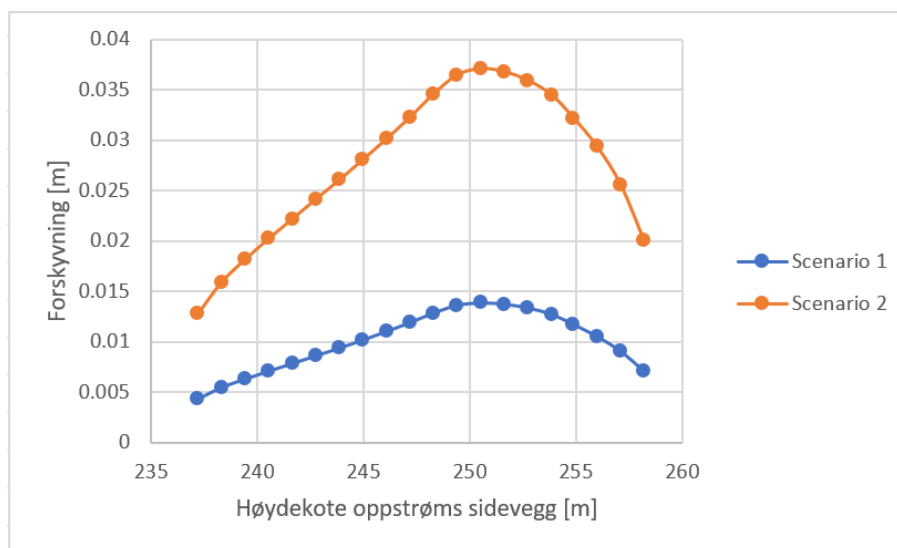
8.3 Parameterstudier

For å undersøke noen av de mindre sikre parameterne effekt på det numeriske analyseresultatet, er det valgt å utføre en parameterstudie av disse. Parameterne som undersøkes er størrelse og retning på in situ spenninger, GSI og UCS. Parameterstudiene er utført på elastisk modell med blandet geologi, uten bergsikring.

8.3.1 Størrelse og retning på in situ spenninger

I parameterstudiet av horisontal spenningsretning er to scenarier analysert. Scenario 1 representerer den målte spennings situasjonen, presentert i tabell 2.6. Scenario 2 representerer en alternativ spennings situasjon der σ_H og σ_h er rotert med 90° i horisontalplanet, slik at største horisontalspenning står vinkelrett på kraftstasjonshallens lengderetning. Se tabell 7.1 for detaljer. Scenario 2 representerer den mest ugunstige spenningsretningen i forhold til stabilitet og deformasjoner.

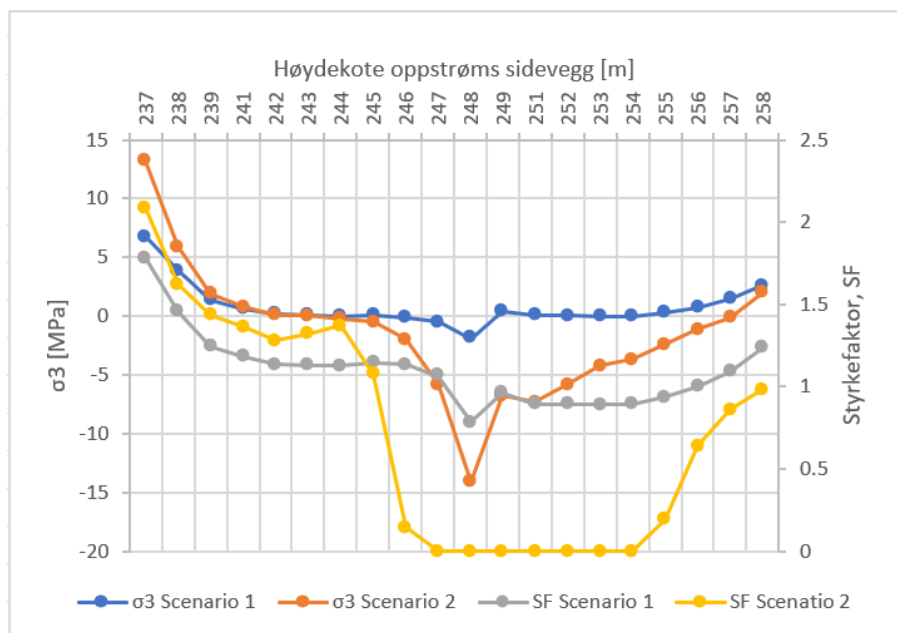
Figur 8.25 viser forskyvning i oppstrøms sidevegg for de to scenariene. Figuren indikerer betydelig større deformasjon for scenario 2 enn scenario 1. Ved kote 250, der forskjellen er størst, viser scenario 2 168% større forskyvning enn scenario 1. Selv om størrelsen på forskyvningene for de to scenariene varierer mye, er fordelingen av konturplottet i modellene tilnærmet identisk.



Figur 8.25: Parameterstudie med to scenarier av in situ spenning. 1 (målt spenningsretning) og 2 (alternativ spenningsretning, 90° i forhold til målt horisontalspenningsretning).

Figur 8.26 viser σ_3 og styrkefaktor for de to scenariene i oppstrøms vegg. I nedre del av vegg (i kvartskeratofyren), er forskjellen mellom de to scenariene liten. σ_3 er omtrent identisk og SF er litt høyere for scenario 2 enn 1. Høyere opp på vegg, når bergartsgrensen nærmer seg, øker forskjellen både for σ_3 og SF. Både σ_3 og SF blir betydelig lavere for scenario 2. Den store forskjellen opprettholdes til en viss

grad for σ_3 og i stor grad for SF oppover i grafittglimmerskiferen. Til forskjell fra forskyvningsanalysen varierer konturplottet både for σ_3 og SF for de to scenariene. Ved scenario 2 er de ekstreme verdiene mer konsentrert rundt kraftstasjonshallen, mens for scenario 1 er gradienten lavere ut fra hallen.

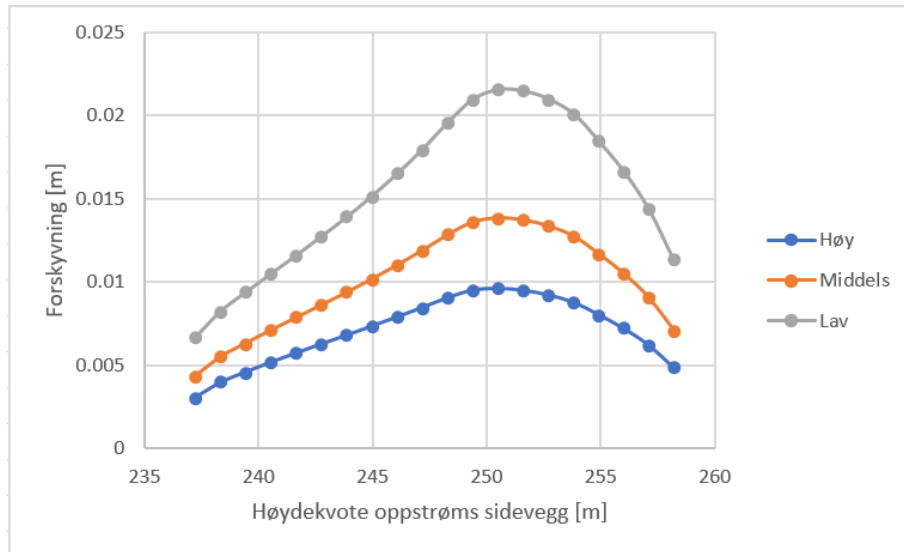


Figur 8.26: Parameterstudie av σ_3 og styrkefaktor for spenningsscenario 1 og 2. Utslaget er lite i kvartskeratofyren, og stort i grafittglimmerskiferen. Bergartsgrensen går ved kote 248.

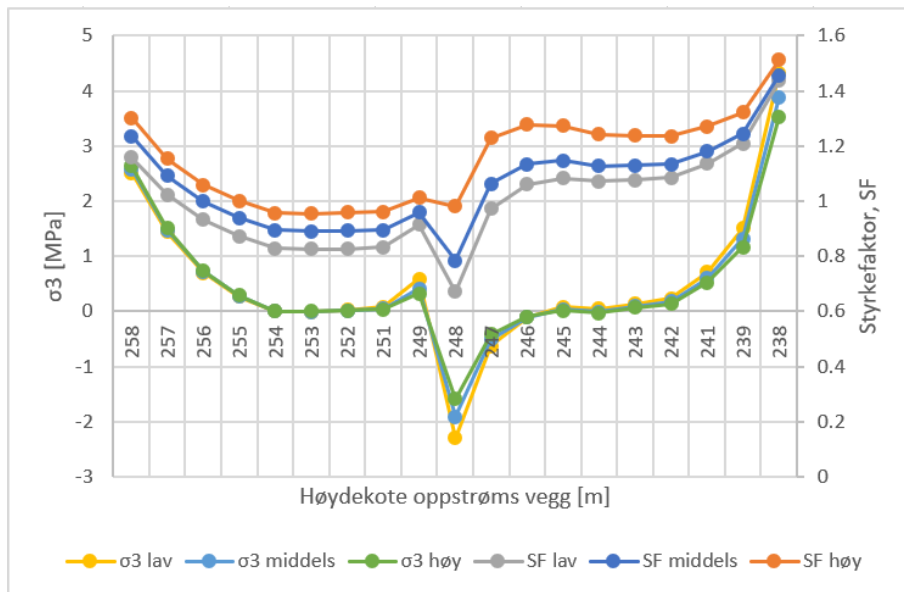
Scenario 2 viser seg dermed som svært uheldig, med styrkefaktor på 0 i store deler av veggen, betydelige strekkspenninger og store deformasjoner. I realiteten er det svært lite sannsynlig at det reelle spenningsbildet er i nærheten av scenario 2, men at det kan variere noe fra scenario 1 er sannsynlig. Dette kan som erfart fra denne parameterstudien gi synlige utslag på størrelsen av forskyvning, sekundærspenning og styrkefaktor.

8.3.2 GSI

Hensikten med å variere GSI-verdien er å simulere variasjon i oppsprekkingsgrad og sprekkenes overflatetilstand, da RS2 egner seg dårlig til direkte modellering av sprekker. Det er undersøkt tre scenarier: høy, middels og lav, definert i tabell 7.4. Figur 8.27 viser at forskyvningen i oppstrøms vegg varierer mye med GSI-verdien. Scenario «lav» viser omtrent dobbelt så stor forskyvning som scenario «høy». Figur 8.28 viser styrkefaktoren og σ_3 langs oppstrøms vegg for de tre ulike GSI-senariene. σ_3 er tilnærmet upåvirket av endring i GSI, mens SF varierer betydelig mer. Scenario «lav» er også her minst gunstig. Modellen er med andre ord svært sensitiv for variasjon i oppsprekkingsgrad, ettersom de undersøkte scenariene representerer et relativt smalt usikkerhetsområde i kartlagte GSI-verdier, som hverken er ekstreme eller usannsynlige verdier.



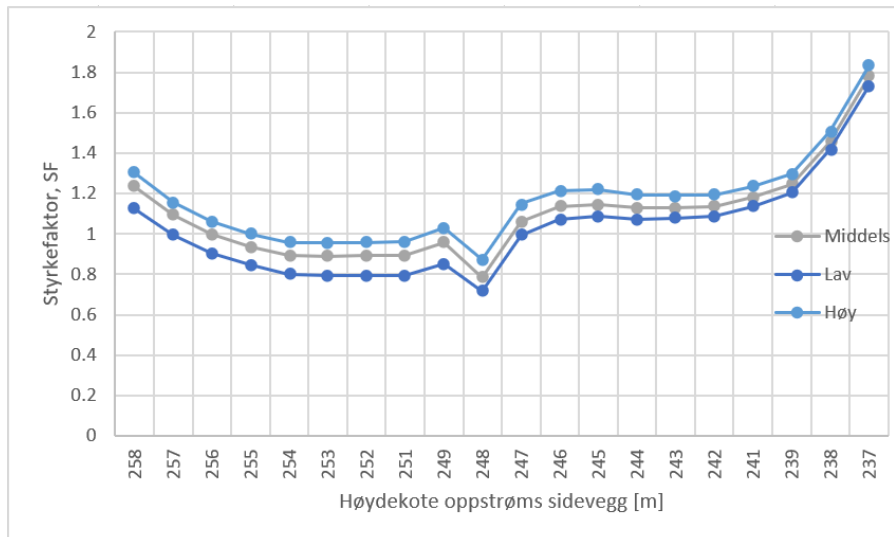
Figur 8.27: Parameterstudie av forskyvning i oppstrøms vegg med tre scenarier av GSI: lav, middels og høy.



Figur 8.28: Parameterstudie av σ_3 og styrkefaktor i oppstrøms vegg for tre scenarier av GSI: lav, middels og høy.

8.3.3 Intakt bergstyrke

Det er testet tre scenarier av bergartsstyrke: lav, middels og høy. Disse er basert på usikkerheten i testet bergartsstyrke i de to bergartene, definert i tabell 7.3. De tre scenariene gir ingen synlig forskjell i deformasjonsstørrelse og spenningsfordeling langs konturen. Dette er fordi modellen er elastisk, slik at spenninger og deformasjoner er upåvirket av materialets styrke. For plastisk analyse ville det mest sannsynlig vært en forskjell. Styrkefaktoren viser derimot en økende verdi for høyere bergartsstyrke, ettersom SF er definert av materialstyrken. SF i konturen i oppstrøms vegg for de ulike scenariene er vist i figur 8.29. Forskjellen fra scenario høy til lav er ikke dramatisk stor i forhold til den relativt store variasjonen i UCS. På det meste er forskjellen 0,2. For alle tilfeller er styrkefaktoren under 1 i øvre del av hallveggen. Dette er imidlertid kritisk lavt, og indikerer som tidligere nevnt en mulig bruddutvikling.



Figur 8.29: Parameterstudie av styrkefaktor for tre UCS-scenarier: lav, middels og høy.

Av de tre undersøkte parameterne viser GSI seg som mest utslagsgivende for deformasjon i hallen. Retning på in situ horisontalspenning ga også stort utslag, men her var scenario 2 et «worst-case scenario» og svært usannsynlig. Betydningen av resultatene fra parameterstudiene med hensyn til de tidligere utførte numeriske analysene er diskutert i kapittel 9.

Kapittel 9

Diskusjon

I dette kapitlet diskuteres funn fra masterarbeidet. Det legges vekt på usikkerheter ved egne målinger og vurderinger, betydning av observasjoner og resultater fra numerisk analyse. En totalvurdering legger til rette for presentasjon av mest sannsynlige deformasjonsårsak, mulige konsekvenser og mulige tiltak for å håndtere problemene.

9.1 Vurdering av utførte feltundersøkelser og laboratorietester

Gjennom prosjekt*- og masterarbeidet har feltundersøkelser og laboratorietester bestått av:

- Kartlegging av bergartsfordeling og strukturer.
- Bergmasseklassifisering med GSI og Q-metoden i felt.*
- Test av UCS og JCS med Schmidt-hammer i felt.
- Test av kvartskeratofyrens styrke- og deformasjonsegenskaper med enaksiell trykktest i laboratorium.*
- Test av sprekkeruhetskoeffisient (JRC) med amplitudemetoden i felt.
- Test av bergartstetthet med volum/vekt-beregning* og pyknometertest for hhv. kvartskeratofyr og grafittglimmerskifer i laboratorium.
- Petrografiske undersøkelser av begge bergarter med tynnslipsanalyse og røntgendiffraksjon.*
- Sprekkekartlegging i felt.

Tolket bergartsfordeling er basert på kartlegging av synlige bergblotninger i kraftstasjonshallen. Dette begrenser seg til hallens øvre halvdel, forbindelsesgang til lukekammer og deler av oppstrøms vegg i nedre halvdel. Avvik fra tolket bergartsfordeling, spesielt i hallens nedre del, er derfor sannsynlig. GSI og Q-verdiene vurderes som representative etter helhetsinntrykk av hallens bergmasse. Likevel viser parameterstudiet av GSI at denne parameteren er utslagsgivende for numerisk analyseresultat. Dersom videre analyser skal utføres ved et senere tidspunkt bør det derfor gjøres en utvidet kartlegging av GSI i hallen. Dette gjelder spesielt fordi parameteren påvirkes av subjektive vurderinger.

Schmidthammer-målingene ble utført i henhold til anbefalt metode etter Grøneng og Nilsen (2009). Schmidt-hammerens kalibrering ble testet og bekreftet, og det ble samlet data fra flere overflater. Selve

testingen anses derfor som tilfredsstillende. Likevel har selve apparatet en redusert sensitivitet ved Schmidt-hardheter $R > 55$, som (marginalt) var tilfellet for kvartskeratofyren. Noen av målingene hadde også relativt stor variasjon, og flere undersøkelser ville antagelig gitt et større grunnlag for representativ gjennomsnittsverdi. Schmidhammeren bør også brukes med forsiktighet til bestemmelse av UCS, men for grafittglimmerskiferen var ingen bedre metode tilgjengelig pga. krevende prøvepreparering av bergarten. For kvartskeratofyren ble derimot enaksiell trykktest for testing av UCS utført gjennom prosjektarbeidet, men som diskutert i kapittel 2, hadde også denne testen flere feilkilder. På grunnlag av disse vurderingene vurderes kvaliteten av Schmidhammer-testene som middels til god. Resultatene fra testen ga overraskende høye bergartsstyrker for begge bergarter. For grafittglimmerskiferen var forskjellen på forhåndsantatt og målt styrke over 100 MPa, og gikk fra antatt svak/moderat styrke til høy styrke i henhold til ISRM.

Måling av sprekkeruhetskoeffisient med amplitudemetoden hadde utfordringer ved at sprekkeflatene varierte i utstrekning i ulike retninger. Dette ble imidlertid tatt hensyn til ved avlesing av korrelasjonsdiagramet. Det kunne med fordel også blitt tatt flere målinger av benyttet sprekkeflate. Kvaliteten vurderes derfor som middels. Måling av sprekkeorientering ble forenkelt ved at strøkretning ikke kunne måles med kompass pga. magnetisme i hallen. Derimot ble fall målt nøyaktig og strøkretning tegnet i forhold til hallretning. Siden det ikke ble stort behov for nøyaktige sprekkeretninger i denne oppgaven, vurderes målingene som mer enn tilfredsstillende nok for å vurdere deformasjonsmekanismer i forhold til *det store bildet*. Beregning av tetthet for de to bergartene, tynnslipsanalysen og XRD-analysen vurderes tilfredsstillende. Disse testmetodene har få feilkilder ved seg.

9.2 Forhindrede undersøkelser og deres betydning for analysen

På grunn av COVID-19-utbruddet og medfølgende stenging av NTNU med laboratorier den 12.03.2020, ble to planlagte undersøkelser forhindret. Disse er fri svellestest av grafittglimmerskiferen og kvantifisering av grafittinnhold av samme bergart i tynnslip.

En fri svellestest på fragmentert prøvemateriale av grafittglimmerskiferen kunne gitt informasjon om svellepotensialet til bergarten i forhold til innhold av mineraler med mulig svellepotensiale (ref. deformasjonsteori i kapittel 5.2.4). Testen kan potensielt gi ny informasjon om deformasjonsårsaken i kraftstasjonshallen. På den annen side vil testing på intakte deler av bergmassen (disk eller kube) antagelig gi bedre informasjon om svelletrykk-potensialet til bergarten uavhengig av svellemekanisme, men igjen vurderes preparering vanskelig pga. bergartens karakter og tilgjengelighet.

Ved tynnslipsanalysen utført under prosjektarbeidet, ble det avdekket grafitt i grafittglimmerskiferen. I felt er det også observert grafitt på bergartens sprekkeflater - og spesielt foliasjonplanet. En detaljert kvantifisering av grafittinnholdet i tynnslipet kunne gitt nyttig informasjon om bergartens friksjonsegenskaper, ettersom grafitt er et mineral med lav friksjon og XRD-analysen ikke ga fullgode resultater. Det er imidlertid ikke sikkert at grafittinnholdet i tynnslipet er representativt for grafittinnholdet på bergartens sprekkeflater. Det antas nemlig at sprekkeflatens friksjon har større betydning for deformasjon i kraftstasjonshallen (i form av glidebevegelse) enn grafittglimmerskiferens indre friksjon.

Ingen av de to nevnte undersøkelsene har vært av avgjørende betydning for sluttresultatet i denne masteroppgaven. Likevel vil begge testene være interessant å utføre ved en senere anledning.

9.3 Vurdering av numeriske analyseresultater

Den numeriske analysen i kapittel 8 gir tilsynelatende klare indikasjoner og flotte figurer som i følgende avsnitt vil diskuteres og vurderes med et kritisk blikk.

Analysen med de to bergartene hver for seg viser at kvartskeratofyren i liten grad utviser plastiske egenskaper, og dessuten gir klart mindre deformasjoner enn grafittglimmerskiferen. I modellen der de to bergartene er kombinert, opptrer riktignok største deler av deformasjonene i grafittglimmerskiferen, dvs. i oppstrøms maskinsalvegg i kraftstasjonshallen. Et stort spørsmål er om E-modulen og Poissons tall til grafittglimmerskiferen, som er vurdert på grunnlag av JCS og empirisk data for skifer, er realistisk. Disse parameterne definerer de elastiske egenskapene til bergarten (RocScience, 2019b), og har derfor stor innvirkning på deformasjonen. Sannsynligvis er det en viss feilmargin i disse parameterne. Men siden E-modul ofte henger sammen med bergartsstyrke (ref. likning 3.8), er det sannsynlig at den største deformasjonen i hallen likevel skjer i grafittglimmerskiferen, som i følge utførte tester har en lavere styrke enn kvartskeratofyren. Størrelsesforholdet i deformasjonen i de to bergartene er imidlertid mindre sikkert.

Elastisk og plastisk modell viser samme tendens i forhold til hvor de største deformasjonene opptrer, men størrelsen på deformasjonen i den elastiske modellen er kun ca. 39% av den plastiske modellen. Ut fra målt konvergens i kapittel 6 og observerte hendelser i kapittel 5.1 er det antatt at konvergens i hallen er i størrelsesområdet 10-12 mm fra langsidevegg til langsidevegg. Den plastiske modellen viser imidlertid maksimalt 66 mm konvergens over begge vegger, som er betydelig større enn faktiske målinger viser. Også den elastiske modellen viser større konvergens, maksimalt 24,8 mm over begge vegger. Om konvergens fra modellene er relevant for kraftstasjonen i Brattset er vanskelig å vurdere pga. to hovedpunkter. For det første har antagelig store deformasjoner i hallen skjedd i løpet av utsprenningen, før andre installasjoner i hallen kom på plass. For sammenlikning ble det i Tala kraftstasjon målt 300 mm konvergens under driving, og 74 mm i etterkant (Bhasin og Pabst, 2015). Ettersom deformasjoner ikke ble målt under byggeperioden av Brattset kraftstasjonshall er det umulig å si hvor store deformasjonene eventuelt var ved dette tidspunktet. For det andre tar ikke RS2 hensyn til tid eller langtidsdeformasjoner når deformasjonsstørrelser simuleres. Det er derfor ikke sikkert (antydningvis ikke) at all deformasjon har skjedd i hallen ved nåværende tidspunkt. Modellresultatene kan derfor være en pekepinn på at potensialet for videre konvergens er til stede. På grunn av nevnte faktorer understrekes det at modellene ikke er pålitelige i forhold til tolkning av deformasjonsstørrelser, men bør heller benyttes for tolkning av hvor deformasjonene opptrer og hva som påvirker størrelsene.

Innlagte glideplan mellom bergartslagene i modellen hadde en viss effekt på økt deformasjon. Effekten var størst i nedstrøms vegg, der forskjellen i deformasjon med og uten glideplan var 1,2 mm. Siden modellen viser en forenklet vekslning mellom bergartene (i realiteten er det flere innsalg av grafittglimmerskifer med varierende størrelse i kvartskeratofyren), er det antatt at flere innsalg av grafittglimmerskiferen kan gi flere glideplan og dermed eventuelt større bidrag til deformasjon i nedstrøms vegg. I tillegg er modellen antatt noe optimistisk ettersom grafitten som er observert på sprekkeflaten til grafittglimmerskiferen ikke fremkommer av friksjonskoeffisienten i Barton-Bandis-kriteriet til sprekkeflaten. Planet har derfor mest sannsynlig betydelig større betydning for deformasjonen i hallen enn modellen viser. På den annen side er ikke betongsøylen i hallen modellert. Disse er plassert hver 5,27 m i langsideveggene, er forankret i fjell, og vil derfor ha en støttende effekt og forhindre fullstendig utglidning mellom planene.

Modellering av mulige tiltak for håndtering av langtidsdeformasjoner indikerer at betongstøp er mest effektivt, men at også oppspente høykapasitets stag har en synlig effekt. Modellen har imidlertid noen svakheter med tanke på modellering av nevnte tiltak. For det første er bruken av elastisk modell ikke ideelt. Både fordi synlige deformasjoner er såpass små at det ikke fører til særlig lastopptak i stagene, og at eventuelt bruddutvikling i stagene ikke kan studeres. For det andre viser ikke modellen tidsavhengig deformasjon. Deformasjonen som vises i modellen skjer øyeblikkelig fra ett steg til et annet. Det er derfor vanskelig å bedømme om modellerte tiltak har effekt på langtidsdeformasjoner. I modellen må sikringen installeres «samtidig» som uttak av ekvivalent bergrom for at de skal ta opp last. Det gjør at sikringen i modellen tar opp mer last enn den ville gjort om den ble installert i dag, etter at store deler av deformasjonen allerede har hendt.

Som tidligere nevnt vil analyseresultatene fra modellen aldri bli mer nøyaktig enn parameterene som puttes inn. I parameterstudiet kom det frem at enkelte parametere gir relativt store utslag ved variasjon. GSI ble vurdert mest utslagsgivende av de testede parameterne, ettersom utslaget var relativt stort ved relativt små variasjoner av parameteren. Det betyr at modellen er sårbar for høy oppsprekingsgrad og ugunstige sprekkeoverflate-tilstander. Retning på in situ horisontalspenning ga også stort utslag, men her var verste scenario et såkalt «worst case», og lite sannsynlig ettersom registrerte spenningsmålinger er klassifisert til en kvalitetsfaktor B. B er imidlertid dårligere enn A, som indikerer en liten usikkerhet i målingene. Som diskutert i kapittel 9.1 har også flere av egne innsamlede parametere usikkerheter og feilkilder ved seg. I tillegg er modellen forenklet ved at f.eks. betong søyler og gulvdekker ikke er inkludert, som gjør at modellen er noe konservativ. Dette understreker viktigheten med å kombinere numerisk analyse med ingeniørgeologisk kartlegging, observasjoner og erfaringer.

9.4 Diskusjon av deformasjonsårsaker

Et av hovedformålene med denne oppgaven har vært å analysere mulige årsaker til deformasjonene i kraftstasjonshallen ved Brattset. I følgende avsnitt diskuteres hvilke av de fremlagte teorier (i kapittel 5.2) som fremstår mest sannsynlig, på bakgrunn av observasjoner, målinger og numeriske analyser. Deformasjonsmekanismen trenger ikke å skyldes kun én av teoriene, men kan være et resultat av en kombinasjon av disse.

På bakgrunn av ingeniørgeologisk kartlegging og vurdering fremstår glidebevegelse mellom grafittglimmerskiferen og kvartskeratofyren som en sannsynlig hovedårsak til deformasjonen i hallen. Dette til tross for at den numeriske modellen ikke viste ekstremt stor effekt av fenomenet. Faktorer som taler for glidebevegelsen er:

- Plane, parallelle lagdelinger av grafittglimmerskifer og kvartskeratofyr med fall på $\sim 45^\circ$, normalt mot hallen fra nedstrøms vegg.
- Observasjon av grafitt på grafittglimmerskiferens sprekkeplan, samt lokalt glidespeil-liknende belegg på kontaktflaten mot kvartskeratofyren. Disse observasjonene kom ikke fram i den numeriske modellen på en god måte.
- Røff sprengning av lukekammer nedstrøms hallen har ført til mer oppsprukket bergmasse mot nedstrøms kraftstasjonsvegg og trolig medfølgende sprekkeutvidelse og reduksjon av friksjon. Den

-
- numeriske analysen av fenomenet viser en noe redusert innspenning og økt deformasjon.
- Plasseringen av lukekammeret i forhold til kraftstasjonshallen medfører i følge numeriske analyser en (marginalt) større utstrekning av lave spenninger (σ_3) i nedstrøms vegg. Dette gir lav innspenning, og mulig reduksjon av sprekkefiksjon. Konvergensmålinger i hallen viser også at maksimal deformasjon er noe forskjøvet mot sør, som antas å ha sammenheng med lukekammerets posisjon.
 - Av spekkekartleggingen i kapittel 4.2 fremkommer det også at grafittglimmerskiferen har et sprekkesett (G1) som kan fungere som avløsende sprekkesett i forhold til utglidning.
 - Berge (1983) sin beskrivelse av glidebevegelse mellom kvartskeratofyr og grafittskifer i Kautokeino underbygger teorien om at en liknende mekanisme kan være sannsynlig ved Brattset.

En full utglidning er derimot forhindret av de massive betongsøylene som er forankret i sideveggene i hallen. Det betyr at betongsøylene i nedstrøms vegg eventuelt tar opp potensielt store laster fra bergmassen som forsøker å gli ut mot hallen. Denne kontinuerlige lasten kan være årsaken til langtidsdeformasjonene i hallen.

Den numeriske modelleringen og de vertikale sprekkeene som er observert i betongdragerne oppstrøms tyder på at det ikke kun er nedstrøms vegg som er påvirket av deformasjoner. Fra de numeriske analysene er oppstrøms vegg i maskinsalen det stedet i kraftstasjonshallen som er mest utsatt for deformasjoner pga. grafittglimmerskiferens høye deformasjonsegenskaper i forhold til kvartskeratofyren. Store deler av elastiske og plastiske deformasjoner har imidlertid trolig skjedd umiddelbart etter, eller i forbindelse med, utsprengning i hallen. Hvor store eventuelle langtidsdeformasjoner er, er vanskelig å vurdere utfra modellen. Trolig kan langtidsdeformasjoner av grafittglimmerskiferen knyttes til krypbevegelse i bergarten, selv om omfanget er uklart.

Teorien om svelling - enten i svelleleire i skjult svakhetsone inne i bergmassen, eller i grafittglimmerskiferen som intakt bergmasse, har ikke vært mulig å undersøke under masterarbeidet. Teorien kan dermed ikke utelukkes. En potensiell svakhetsone vil ved alle forhold være svært vanskelig å undersøke på en enkel og rimelig måte. Det hadde vært mulig å modellere en potensiell svakhetsone, men det vurderes unødvendig ettersom det ikke er noen forutsetninger for å vite hvor en svakhetsone eventuelt befinner seg. Dessuten er det åpenbart at utvidelse av svelleleire vil kunne føre til deformasjoner i bergmassen. Svelling i intakt grafittglimmerskifer vil som sagt være mulig (og anbefalt) å undersøke ved en senere anledning. Dette kan gjøres ved en fri svellestest av prøvemateriale av grafittglimmerskiferen.

Konvergensmålingene i kapittel 6.1 indikerer en lineær konvergerende bevegelse mellom langsidedeggene de siste 32 årene. Dette tyder på at en utvidelse av svelleleire i svakhetsone er lite sannsynlig ettersom svellingen normalt vil avta raskt over tid. En lineær bevegelse kan derimot stemme bedre overens med sekundærperioden i krypbevegelse i bergmasse (illustrert i figur 3.6). Likevel er 32 år en lang tid foren slik bevegelse. En glidende bevegelse mellom bergartene vurderes mest sannsynlig å kunne gi en lineær bevegelse over så lang tid. Denne teorien bekreftes dermed som vurdert hoved-deformasjonsårsak i kraftstasjonshallen ved Brattset, i mulig kombinasjon med krypbevegelse av grafittglimmerskiferen.

9.5 Vurdering av mulige konsekvenser ved videre deformasjon

Deformasjonsmålingene i kraftstasjonshallen viser ingen antydninger til at konvergens vil avta, og det må derfor antas at deformasjonen fortsetter også i fremtiden. Dette vil kunne føre til utvikling av problemer i hallen. Etersom denne problematikken er utenfor hovedtematikken for masteroppgaven, er det i de følgende avsnittene kun gjort en enkel vurdering av mulige konsekvenser av videre deformasjoner.

Hjullagrene til kranbanen har tilsynelatende lite å gå på i forhold til videre deformasjoner. Muligheten for videre justering er derfor sterkt begrenset, og utskiftninger av maskindeler virker uunngåelig ved større deformasjoner. Selv med tilpassing av hjullagere kan det tenkes at stor forskyvning på banens midtparti i forhold til banens endepunkter gjør at en tilpassing ikke vil håndtere forskjellen. Dette kan føre til at selve skinnegangen må justeres.

Problemet med sammenpressing av gulvluker kan håndteres relativt enkelt, ettersom disse kan slipes slik at de passer. Likevel kan i verste fall store deformasjoner i hallens gulvdekker føre til større oppsprekking i betongen, slik som erfart ved Nea kraftverk (ref. tabell 2.1). Det er imidlertid ingen tegn til dette i dag.

Betongsøylene i kraftstasjonshallen er støpt og forankret til fjell, og vil derfor forskyves med forskyvningene fra bergmassen. På betongdrageren som ligger oppå betongsøylene er det som sagt observert vertikale riss i malingen. Dette tyder på en svak utbuling av drageren. Likevel er ikke utbulingen stor nok til å skape dypere riss og sprekker i selve betongen. Den ene sprekken som er observert i betongsøylen i nedstrøms vegg er som antydning antatt gammel pga. maling i sprekken, og kan muligens kobles til korttidsdeformasjoner ifm. utbygging av hallen. På bakgrunn av disse observasjonene er det ikke vurdert at betongsøylene og dragerne tar store skader av deformasjonene i hallen, uten å gå videre inn på egenskaper til betong og armering. Dersom det skulle oppstå nye sprekker og riss i selve betongen er det derimot større grunn for bekymring.

Hendelsen med varmgang i turbinen har en usikker tilknytning til deformasjonene i hallen. Det kan likevel ikke utelukkes. Dersom hendelsen kan knyttes til deformasjoner kan konsekvensene potensielt være alvorlige ved videre deformasjon, ettersom turbinen er en stor installasjon med svært viktig funksjon.

9.6 Forslag til mulige tiltak for å håndtere deformasjonsproblemer

I dette delkapittelet vurderes mulige tiltak for å håndtere deformasjonsproblemer ved Brattset kraftstasjon. Det skilles mellom strukturelle og ikke-strukturelle tiltak. Førstnevnte er tiltak som stopper/begrenser deformasjonene, mens sistnevnte er tiltak som bidrar til å overvåke deformasjonene, og løse oppståtte problemer på et kortsiktig perspektiv.

9.6.1 Ikke-strukturelle tiltak

1. Det viktigste ikke-strukturelle tiltaket er å fortsette konvergensmålingene med laser, som demonstrert i kapittel 6.1. Dette er viktig for å overvåke den videre utviklingen av deformasjonene i hallen, som i dag fremstår lineær. Det anbefales å sette opp en plan for regelmessig måling, da dette danner et best mulig datagrunnlag. Selve målingen er såpass enkel at f.eks. én måling hvert

tredje år kan være et godt forslag. Siden registrerte målinger fra kapittel 6.1 indikerer en konvergens på 0,36 mm/år i hallens midtre del, kan det forventes en konvergens på omtrent 1 mm hvert tredje år. Det vil imidlertid ta flere måleperioder før en tendens kan fastslås, ettersom laseren har en nøyaktighet på ± 1 mm. Dersom kurven begynner å flate ut, tyder det på at deformasjonene avtar. Dersom bevegelsen mot formodning skulle begynne å akselerere positivt, kan det tyde på en kritisk situasjon med f.eks. brutte broer, sprekkeutvikling eller akselererende svelling. En slik situasjon vil kreve nøyere årsaksutredning og overvåking.

2. Som presentert i kapittel 6.2 har installasjon av borhullsekstensometer (MPBX) flere fordeler i forhold til regelmessig overvåking og for informasjon om deformasjonene innover i bergmassen. Selv om det ble vurdert å ikke installere MPBX i denne omgang, kan det bli aktuelt med en ny vurdering ved en senere anledning. Dette anbefales. Ved Brattset vil det være hensiktsmessig å installere to MPBX-er, en i hver langsidevegg, ved midten av hallen, og i arbeidshøyde fra maskinsalgulvet.
3. Ettersom hjullagrene til kranbanen har lite å gå på i forhold til videre deformasjon, kan en mulig løsning være å rette ut skinnegangene som er festet til betongdrageren. Dette er potensielt en krevende operasjon, og dessuten garanterer det ikke at fastkjøring av kranbanen forhindres ved eventuelt videre deformasjon. Det kan likevel tenkes at en slik kortsiktig justering kan bli akutt nødvendig.
4. Betongsøylene i hallen fungerer som en overfører for deformasjoner fra bergmassen til kranbanen. Å kutte/slisse forbindelsen mellom søylene og bergmassen ville fjernet denne overføringsmekanismen. Dette tiltaket ble blant annet diskutert i en rapport for Nea kraftverk (Aagaard og Todnem, 2003). Dette tiltaket anbefales imidlertid *ikke* ved Brattset. Ved å kutte forbindelsen til bergmassen, forsvinner også den støttende effekten søylene har, og det er ikke lenger en sikkerhet mot utglidninger. Dessuten vil en eventuell videre deformasjon i etterkant av tiltaket igjen føre til bergkontakt for søylene.

9.6.2 Strukturelle tiltak

1. Installasjon av stag eller kabelbolter er et tiltak som vil kunne redusere videre deformasjoner i kraftstasjonshallen. Installasjonsprosessen er relativt enkel, men begrenser seg til installasjon i maskinsalen, ettersom nedre del av hallen er utformet med diverse konstruksjoner. I følge numerisk analyse i kapittel 8.2.5 har endeforankrede, høykapasitets stag (2,12 MN) med 50 % oppspenning en synlig effekt på deformasjonene, selv om kvantitativ effekt ikke kan uthentes fra analysene. I følge plastisk modell i kapittel 8.2.2, strekker bruddsonen i bergmassen seg maksimalt 7 m ut fra oppstrøms vegg. En staglengde på 8 m er derfor et minimum her. Innen denne avstanden fra hallveggen oppgir også modellen at 72 % av deformasjonen skjer. Om dette er relevant for langtidsdeformasjonene er mindre sikkert. Kontroll av langtidsdeformasjonenes utstrekning i bergmassen kan eventuelt utføres med installasjon av borhullekstensometer. Med hensyn til tilgjengelig plass for installasjon, bør ikke staglengdene overgå 10-12 m. For lengre forankringer kan heller høykapasitets kabelbolter benyttes. Men ettersom årsaken til konvergens i hallen i mindre grad tolkes som krypbevegelse av grafittglimmerskiferen, og den numeriske modellen viser liten effekt av økt staglengde, vurderes lengder over 8-10 m lite hensiktsmessig i oppstrøms

vegg. Mellom kraftstasjonshallen og lukekammeret nedstrøms er det en avstand på 9,5 m. Her kan eventuelle stag spennes opp mellom bergrommene. Dette er anbefalt ettersom den numeriske modellen indikerer at bruddelementer nesten gjennomsetter pilaren mellom bergrommene.

I følge Hoek (2007*d*) er en skjæringsvinkel mellom bolter og sprekkeplan på 15° - 30° optimalt, da dette vil indusere høyest skjærstyrke langs et eventuelt glideplan. I kraftstasjonshallen betyr dette at stagene i nedstrøms vegg bør vinkles 15° - 30° oppover fra horisontal retning. I oppstrøms vegg faller foliasjonsplanene vekk fra hallen, og en utglidning mot hallen er ikke aktuelt her, ei heller vinkling av stagene. Radiell retning ut fra veggen bør gi tilfredsstillende effekt her.

2. Et alternativt tiltak som har blitt undersøkt i denne oppgaven er betongstøp. Den numeriske modelleringen viste svært god effekt av tiltaket, spesielt ved et 30 cm tykt dekke midt i hallens høyde. I praksis vil neppe en slik utstrekning av utstøpningen være gjennomførbart med tanke på diverse konstruksjoner i hallen. En mulig gjennomførbar løsning kan derimot være betongutstøpning av enkeltvise bjelker eller pilarer i hallens nedre del. Her kan bjelker/pilarer muligens støpes mot eksisterende betongkonstruksjoner. Så lenge det er kontakt fra bergvegg til bergvegg vil det være en viss avstivende effekt, selv om dekket ikke strekker seg horisontalt utover hele hallen. Jo høyere opp mot maskinsalen bjelkene installeres, desto større stabiliserende effekt vil de ha (ref. betongstøp-analysen i kapittel 8.2.5). Som en kompensasjon for redusert horisontalutsrekning kan eventuelt tykkelsen på bjelker/pilarar økes. Betongen bør også armeres.

Kapittel 10

Konklusjon

Denne masteroppgaven har hatt som hovedformål å analysere deformasjoner i Brattset kraftstasjon. Det har blitt foretatt ingeniørgeologisk kartlegging og laboratorietesting for innsamling av data til analysene. Vurderinger har også blitt gjort på bakgrunn av utførte avstandsmålinger i hallen, hvor seneste måling ble gjennomført i forbindelse med masteroppgaven i mars 2020. Numerisk modellering har blitt brukt til analyse av deformasjonsteorier og til mulige tiltak. En anbefaling for videre overvåking samt mulige tiltak er gitt med bakgrunn i utførte analyser og vurderinger. Arbeidet har gitt følgende konkluderende bemerkninger:

- I kraftstasjonshallen til Brattset kraftverk er det kartlagt to bergartstyper, identifisert som kvartskeratofyr og grafittglimmerskifer. Kvartskeratofyren er massiv, men blokkig og har høy bergartsstyrke. Grafittglimmerskiferen er skifrig, svært anisotropisk, og har innhold av grafitt både på sprekkeflater og i foliasjonen. Den testede bergartsstyrken var overraskende høy, men likevel markant lavere enn styrken til kvartskeratofyren. Kvartskeratofyren tolkes som et intrusiv som har trengt seg opp langs grafittglimmerskiferens lagdeling og etterlatt enkelte inneslutninger av grafittglimmerskifer. Bergartenes foliasjon ligger følgelig parallelt i forhold til hverandre med et fall på $\sim 45^\circ$, normalt mot hallen fra nedstrøms side.
- Langtidsdeformasjoner i bergmassen har ført til konvergens mellom kraftstasjonshallens langsidervegger. Dette har gitt problemer med bl.a. fastkjøring av kranbane og sammenklemming av gulvluker. I tillegg er det observert sprekker i betong samt en episode med varmgang i turbin som antas å ha sammenheng med deformasjonene.
- Konvergensmålinger med målebånd (1988-2011) og laser (2011-2020) mellom fire faste punkter i hallen indikerer en maksimal konvergens på 11-12 mm i hallens midtre del i løpet av måleperioden. Mot hallens ender er konvergens mindre. Deformasjonsbevegelsen viser en lineær kurve, som tyder på et vedvarende deformasjonsforløp i nærmeste fremtid. Dette gir behov for videre overvåking av deformasjonene.
- Hovedfunn fra numerisk analyse i RS2 er at grafittglimmerskiferen viser betydelig større deformasjon enn kvartskeratofyren. Mye av dette er antatt knyttet til korttids elastiske og plastiske defor-

masjoner ved utsprenning av hallen, men kan også indikere potensiale for langtids krypbevegelser i bergmassen. Kvarteratofyren alene utviser tilnærmet utelukkende elastisk oppførsel. Ved kombinasjon av bergartene viser plastisk modell en bruddsone som strekker seg maksimalt 7 m ut fra oppstrøms vegg, og delvis gjennomsetter pilaren til lukekammeret i nedstrøms vegg. Lukekammerets nærhet til kraftstasjonshallen har en liten, men merkbar effekt på deformasjonene i nedstrøms vegg. Det innlagte glideplanet mellom bergartene i modellen har en synlig effekt på deformasjoner. Den virkelige effekten av glideplan antas likevel å være større pga. glatte mineraler (grafitt) som ikke kommer fullstendig frem av skjærstyrke-kriteriet i modellen.

- Av modellerte mulige tiltak i RS2 har betongutstøpning i hallens midtre høyde størst effekt i forhold til reduksjon av deformasjoner. Likevel viser også endeforankrede, høypasitets stag med 50 % oppspenning en synlig effekt. Med hensyn til både gjennomførbarhet og effekt, vurderes installasjon av stag som det beste deformasjonsreducerende tiltak ved Brattset. Eventuelle betongstøp må reduseres til pilarer/bjelker i hensyn til andre installasjoner i hallen.
- Av fremlagte teorier, vurderes glidende bevegelse mellom grafittglimmerskiferen og kvarteratofyren som mest sannsynlig årsak til langtidsdeformasjonene i kraftstasjonshallen. Dette favoriserer at største del av deformasjonene skjer i nedstrøms vegg. Lukekammerets nærhet og røffe utsprenning antas å ha en medvirkende effekt på bevegelsen i nedstrøms vegg. Det vurderes også at krypbevegelse av grafittglimmerskiferen (hovedsaklig i oppstrøms vegg) er en medvirkende årsak til deformasjonene.
- Det anbefales å sette opp en plan for videre konvergenzmåling med laser, eksempelvis hvert tredje år. Her understrekes viktigheten av å benytte samme målemetode og prosedyre som beskrevet i kapittel 6.1 for å få sammenlignbare resultater. Videre anbefales en ny vurdering av installasjon av borhullsektensometer (MPBX), siden dette kan gi ny informasjon om deformasjonene innover i bergmassen. Det anbefales én MPBX i nedstrøms vegg og én i oppstrøms vegg, i midten av hallen og i arbeidshøyde fra maskinsalgulvet.

Kapittel 11

Forslag til videre arbeid

Utførte konvergenzmålinger i Brattset kraftstasjonshall tyder på at deformasjonene i bergmassen ikke kommer til å avta i nærmeste fremtid. Utover allerede foreslått arbeid med videre overvåking og mulige tiltak, er det også andre undersøkelser og fokusområder som kan arbeides videre med. Disse vil kunne supplere dagens forståelse av deformasjonene ved Brattset, og bidra til å opprettholde kontroll på situasjonen. Forslag til videre arbeid er:

- For å utelukke eller bekrefte svellepotensiale i grafittglimmerskiferen anbefales utførelse av fri svelletest på nedknust prøvemateriale.
- Kvantifisering av grafittinnhold i grafittglimmerskiferen ved hjelp av tynnslipsanalyse kan gi informasjon om bergartens friksjonsegenskaper. Dette kan gi en enda bedre forståelse av omtalt glidebevegelse av grafittglimmerskiferen.
- Dersom numerisk modellering skal utføres ved et senere tidspunkt, anbefales spesielt en utvidet kartlegging av GSI, ettersom små variasjoner i denne parameteren viste relativt store utslag i deformasjonen i den numeriske modellen. For eventuell dypere undersøkelse av sprekkenes effekt på deformasjoner, kan en diskontinuumsmodell som f.eks. UDEC gi bedre svar enn en kontinuumsmodell som er brukt i denne oppgaven. I så fall bør også friksjonsegenskapene til grafitt på enkelte sprekkeflater implementeres i modellen på en bedre måte enn hva som ble gjort i denne oppgaven.
- En nærmere fordypning i materialtekniske egenskaper til betongkonstruksjoner under belastning kan undersøkes for en bedre prediksjon av konsekvenser av deformasjonene i kraftstasjonshallen. Fokuset bør deriblant rettes mot betongsøyler og dragere, samt området rundt turbinene, ettersom disse er kritiske installasjoner i hallen.

Referanser

- Aagaard, b. og Todnem, T. (2003), Nea kraftverk, deformasjonen i kraftstasjonen, Behov for videre undersøkelser og eventuelle tiltak, Notat 2476, O.T. Blindheim AS, Trondheim.
- ASTM (2014), 'Standard test methods for compressive strength and elastic moduli of intact rock core specimens under varying states of stress and temperatures'. American Society for Testing and Materials International.
- Aydin, A. (2008) 'ISRM suggested method for determination of the Schmidt hammer rebound hardness: revised version', in 'The ISRM Suggested Methods for Rock Characterization, Testing and Monitoring: 2007-2014'. Springer, s. 25–33.
- Barla, G. (1995) 'Squeezing rocks in tunnels', *ISRM News Journal*, 2(3), s. 44–49.
- Barton, N. og Bandis, S. (1990) 'Review of predictive capabilities of JRC-JCS model in engineering practice', in 'Rock Joints, Proc int symp on rock joints, Loen, Norway (eds N. Barton and O. Stephenson)', s. 603–610.
- Barton, N., By, T. L. og Aadnesen, L. (1988) *Deformasjoner i kraftverk, rapport 1988*. Vassdragsregulantenenes forening. Asker.
- Barton, N., Lien, R. og Lunde, J. (1974) 'Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support', *Rock mechanics*, 6(4), s. 189–236.
- Berge, K. (1983), Beskrivelse til geologisk kart Masi- Suoluvuobm, Rapport fra Bergvesenet Sydv 1352, Sydvaranger A/S, Trondheim.
- Bhasin, R. og Pabst, T. (2015) 'Finite element and distinct element analysis of the stability of a large underground hydropower machine hall in the Himalayas', *KSCE Journal of Civil Engineering*, 19(3), s. 725–732.
- Bieniawski, Z. og Bernede, M. (1979) 'Suggested methods for determining the uniaxial compressive strength and deformability of rock materials: Part 1. suggested method for determination of the uniaxial compressive strength of rock materials', *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts*, 16(2), s. 137–137.
- Birgisson, G. (1996) 'Store spenninger og deformasjoner i Ertananlegget i Kina', in Arne Myrvang, e. a. (red.) *Fjellsprengningsteknikk, bergteknikk, geoteknikk*. Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund, Oslo: Tapir, Kapittel: 41, s. 442–455.
- Blindheim, O. T. (1982a) 'Fullprofilboring i anlegg med bergtrykksproblemer', in A. M. Heltzen, e. a. (red.) *Fjellsprengningsteknikk, bergteknikk, geoteknikk*. Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund, Oslo: Tapir, Kapittel: 25.A, s. 1–19.

-
- Blindheim, O. T. (1982b) 'Fullprofilboring i anlegg med bergtrykksproblemer', in A. M. Heltzen, e. a. (red.) *Fjellsprengningsteknikk, bergteknikk, geoteknikk*. Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund, Oslo: Tapir, Kapittel: 25.A, s. 1–19.
- Brencich, A., Cassini, G., Pera, D. og Riotto, G. (2013) 'Calibration and reliability of the rebound (Schmidt) Hammer test', *Civil Engineering and Architecture*, 1, s. 66–78.
- Bruland, A. og Olsen, V. (2016), 'Anleggsteknikk GK Kompendium - Del III'. Trondheim: Institutt for bygg, anlegg og transport, NTNU.
- Cai, M., Kaiser, P., Tasaka, Y. og Minami, M. (2007) 'Determination of Residual Strength Parameters of Jointed Rock Masses Using the GSI System', *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol. 44, s. 247–265.
- Dahl, F., Hagen, S. og Holmøy, K. H. (2013) 'Utvikling innenfor testing av svelleegenskaper - testapparaturer og metodikk - svelleleirer og bergarter', in Frogner, E., Aunaas, K., Holmøy, K. H. og Engen, S. (red.) *Fjellsprengningsteknikk, bergteknikk, geoteknikk*. Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund, Oslo: Tapir, Kapittel: 19, s. 1–17.
- Deere, D. (1968), 'Geological considerations. Rock Mechanics in Engineering Practice, Stagg and Zienkiewicz'.
- Deere, D. U. og Miller, R. P. (1966), 'Engineering classification and index properties for intact rock'. Defense Technical Information Center.
- Dywidag (2009), 'GEWI@Plus Geotechnical Systems', [Datablad]. Dywidag-system international b.v. Tilgjengelig fra: http://www.dywidag-norge.no/wp-content/uploads/2013/06/DSI_GEWI-Plus_Geotechnical_Systems_e.pdf (Hentet: 15.04.2020).
- Eiken, A., Berge, B. H. og Bredeveien, J. (1986) *Orklautbyggingen: en oversikt over utbyggingen*. Kraftverkene i Orkla, BJÆRUM grafiske AS. Berkåk.
- Gercek, H. (2007) 'Poisson's ratio values for rocks', *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 44(1), s. 1–13.
- Grøneng, G. og Nilsen, B. (2009) *Procedure for determining input parameters for Barton-Bandis joint shear strength formulation*. Vol. 38 av *Rapporter fra Institutt for geologi og bergteknikk (trykt utg.)*. Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet, Institutt for geologi og bergteknikk. Trondheim.
- Gulbrandsen, I. (2019), *Deformasjoner i Brattset kraftstasjon*. Prosjektoppgave, Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet. Institutt for geovitenskap og petroleum. Trondheim.
- Halseth, R. T. (2018) *Stability assesment of the headrace tunnel system at Brattset Hydropower Project*. Master's thesis. NTNU.
- Hansen, S. E. (1998a), *Spenningsmålinger Nea Kraftverk*, Rapport STF22 F98052, SINTEF Bygg og miljøteknikk Bergteknikk, Trondheim.
- Hansen, T. H. (1998b) 'Rock stresses and tectonic activity', in Alten, T., Hermann, S. og Berg, K. (red.) *Fjellsprengningsteknikk, bergteknikk, geoteknikk*. Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund, Oslo: Tapir, Kapittel: 29, s. 1–23.
- Hoek, E. (2007a) 'Design of large caverns', in 'Practical Rock Engineering', North Vancouver, British Columbia, Kapittel: 13, s. 1–29.

-
- Hoek, E. (2007b) 'Rock mass properties', in 'Practical Rock Engineering', North Vancouver, British Columbia, Kapittel: 11, s. 1–47.
- Hoek, E. (2007c) 'Rockbolts and cables', in 'Practical Rock Engineering', North Vancouver, British Columbia, Kapittel: 14, s. 1–21.
- Hoek, E. (2007d) 'Structurally controlled instability in tunnels', in 'Practical Rock Engineering', North Vancouver, British Columbia, Kapittel: 5, s. 1–11.
- Hoek, E. og Brown, E. T. (1980) *Underground excavations in rock*. CRC Press.
- Hoek, E. og Diederichs, M. (2006) 'Empirical estimation of rock mass modulus', *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 43(2), s. 203–215.
- Hultafors Group (u.å), 'Målebånd - mål med presisjon'.
Tilgjengelig fra: <http://www.hultafors.no/utforsk/malebånd-med-presisjon2/mal-med-presisjon/>
(Hentet: 17.03.2020).
- Høien, A. H. (2018), 'Applicability of Reinforced Ribs om Sprayed Concrete in Sections of Poor Quality and Swelling Rock Mass'. NTNU.
- Ingólfsson, J. T. (2014) *3D BEM Modelling of Tala Hydroelectric Powerhouse Complex, Bhutan*. Master's thesis. Institutt for geologi og bergteknikk, NTNU.
- ISRM (1978) 'Suggested methods for determining hardness and abrasiveness of rocks', *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts*, 15(3), s. 89–97.
- KVO (1980a), 'B14-218-1E Brattset kraftverk Kraftstasjonsområde stiknings- og sprenningsplan', Byggetegning. Kraftverkene i Orkla.
- KVO (1980b), 'B14-235-1 Brattset kraftverk, Sprengningsplan kraftstasjon, plan og tverrsnitt', Byggetegning. Kraftverkene i Orkla.
- KVO (1980c), 'B14-267-2 Brattset kraftverk, Bolteplan stasjonsheng', Byggetegning. Kraftverkene i Orkla.
- KVO (1980d), 'B14-285-1B, B14-287-1B Brattset kraftverk, Krandrager og søyler mot fjell', Byggetegning. Kraftverkene i Orkla.
- KVO (1980e), 'B14-288-2 Brattset kraftverk, Søyler mot fjell, armering', Byggetegning. Kraftverkene i Orkla.
- KVO (1980f), Møtereferat mellom byggherre KVO og Jernbetong AS. Kraftverkene i Orkla.
- Leica Geosystems AG (2014), 'Leica DISTO Den originale laseravstandsmåleren', [Datablad].
Tilgjengelig fra: https://www.instrumentcompaniet.no/files/Leica/Disto_family_2014.pdf (Hentet: 13.03.2020).
- Li, C. C. (2018) *Rock Mechanics*, Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet, Kapittel: 3: Mechanical properties of rock and rock mass, s. 24–82.
- Li, C. C., Dorji, G. og Bhasin, R. K. (2012) 'Høye bergspenninger i kraftstasjon ved Tala vannkraftverk i Bhutan', in Frogner, E., Aunaas, K., Holmøy, K. H. og Engen, S. (red.) *Fjellsprenningsteknikk, bergteknikk, geoteknikk*. Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund, Oslo: Tapir, Kapittel: 30, s. 1–7.
- Mitchell, J. K. og Soga, K. (2005) *Fundamentals of soil behavior*. 3 utgave. John Wiley & Sons. Hoboken, NJ.
-

-
- Myrvang, A. (2001a) 'Bergmekanikk', *Norwegian University of Science and Technology, Department of Geology and Mineral Resources Engineering, Trondheim*, .
- Myrvang, A. (2001b), 'Vedlegg 1: Bermekaniske data for bergarter i bergmekanikklaboratoriet, NTH, NTNU, SINTEF'. Bergmekanikk, Institutt for geologi og bergteknikk, NTNU.
- NGI (2015), 'Bruk av Q-systemet-Håndbok'. Norges Geotekniske Institutt, Oslo.
- Nilsen, B. (2016a) *Ingeniørgeologi-Berg Grunnkurskompendium*, Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet, Institutt for geologi og bergteknikk., Kapittel: 9: Stabilitet og sikring av tunneler og bergrom, s. 165–198.
- Nilsen, B. (2016b) *Ingeniørgeologi-Berg Grunnkurskompendium*, Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet, Institutt for geologi og bergteknikk., Kapittel: 4: Sleppematerialer, s. 67–78.
- Nilsen, B. (2018), 'Berggrunnens svakhetssoner, sleppematerialer', [Forelesningspresentasjon fra TGB4185 Ingeniørgeologi grunnkurs, 12.09.2018]. Institutt for geovitenskap og petroleum, NTNU.
- Nilsen, O. (1979) 'Berggrunnskart RENNEBU, 1520 I, M 1:50000', *Norges geologiske undersøkelse*, .
- Nilsen, O. og Wolff, F. (1989), 'Berggrunnskart Røros og Sveg, M 1:250 000, Norges Geologiske Undersøkelse'.
- Nilssen, P. (2002), Spenningmålinger Nea Kraftverk, Rapport STF22 F02166, SINTEF Bygg og miljøteknikk Berg og Geoteknikk, Trondheim.
- Norsk Stål (u.å.), 'Armeringsnett', Produktkatalog.
Tilgjengelig fra: <https://produktkatalog.norskstaal.no/produkt/armeringsnett/> (Hentet: 03.03.2020).
- Palmström, A. og Singh, R. (2001) 'The deformation modulus of rock masses-comparisons between in situ tests and indirect estimates', *Tunnelling and Underground Space Technology*, 16(2), s. 115–131.
- RocScience (2019a), 'RocData 5.0'. Toronto: Rocscience Inc.
- RocScience (2019b), 'RS2. v. 10.006'. Toronto: Rocscience Inc.
- RocScience (u.å.), 'Material Model Manuals'.
- Røsholt, B. (1967) *Mikroskopering*. Geologisk institutt, N.T.H. Trondheim.
- Singh, D. P. (1975) 'A study of creep of rocks', in 'International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts', Vol. 12, Elsevier, s. 271–276.
- Skippervik, C. P., Panthi, K. K. og Dahl, F. (2014) 'Svellekarakter/svelleegenskaper til noen utvalgte skifrige bergarter', in Vikane, K., Tvedt, G., Mathiesen, T. K. og Engen, S. (red.) *Fjellsprengningsteknikk, bergteknikk, geoteknikk*. Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund, Oslo: Tapir, Kapittel: 25, s. 1–17.
- Solli, A. og Nordgulen, O. (2013), Berggrunnskart over Norge og kaledoniene i Sverige og Finland. Norges geologiske undersøkelse, M 1:2000000.
- Statkraft (2019), 'Brattset'.
Tilgjengelig fra: <https://www.statkraft.no/Energikilder/vaare-kraftverk/norge/Brattset> (Hentet: 09.09.2019).
- Stefanussen, W. (2012) 'Tunneldriving i svellende bergarter', in Frogner, E., Aunaas, K., Holmøy, K. H. og Engen, S. (red.) *Fjellsprengningsteknikk, bergteknikk, geoteknikk*. Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund, Oslo: Tapir, Kapittel: 26, s. 1–10.

-
- Sve, R., Elvøy, J., Sagen, T., Backer, L., Holter, K., Bollingmo, P., Boge, K., Pedersen, K. og Aarset, A. (2008) 'Tung bergsikring i undergrunnsanlegg, håndbok nr. 05', *Norsk forening for fjellsprenningsteknikk*, .
- Torske, T. (1965) *Geology of the Mostadmarka and Selbustrand area, Trøndelag*. number 232. Universitetsforlaget.
- Trinh, N. og Jonsson, K. (2013) 'Design considerations for an underground room in a hard rock subjected to a high horizontal stress field at Rana Gruber, Norway', *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol.38, s. 205–212.
- TrønderEnergi (2019), 'Brattset'.
Tilgjengelig fra: <https://tronderenergi.no/produksjon/kraftverk/brattset> (Hentet: 09.09.2020).
- Vegdirektoratet (2003), 'Bruklassifisering: lastforskrifter for klassifisering av bruer og ferjekaier i det offentlige vegnett: normaler [håndbok 238]'.
- Wang, R., Li, C., Xu, J. og Pan, L. (2018) 'Development and verification of large deformation model considering stiffness deterioration and shear dilation effect in FLAC3D', *International Journal of Mining Science and Technology*, 28(6), s. 959–967.
- Xu, W., Nie, W., Zhou, X., Shi, C., Wang, W. og Feng, S. (2011) 'Long-term stability analysis of large-scale underground plant of Xiangjiaba hydro-power station', *Journal of Central South University*, 18(2), s. 511–520.
- Zhu, W., Sui, B., Li, X., Li, S. og Wang, W. (2008) 'A methodology for studying the high wall displacement of large scale underground cavern complexes and it's applications', , 23(6), s. 651–664.

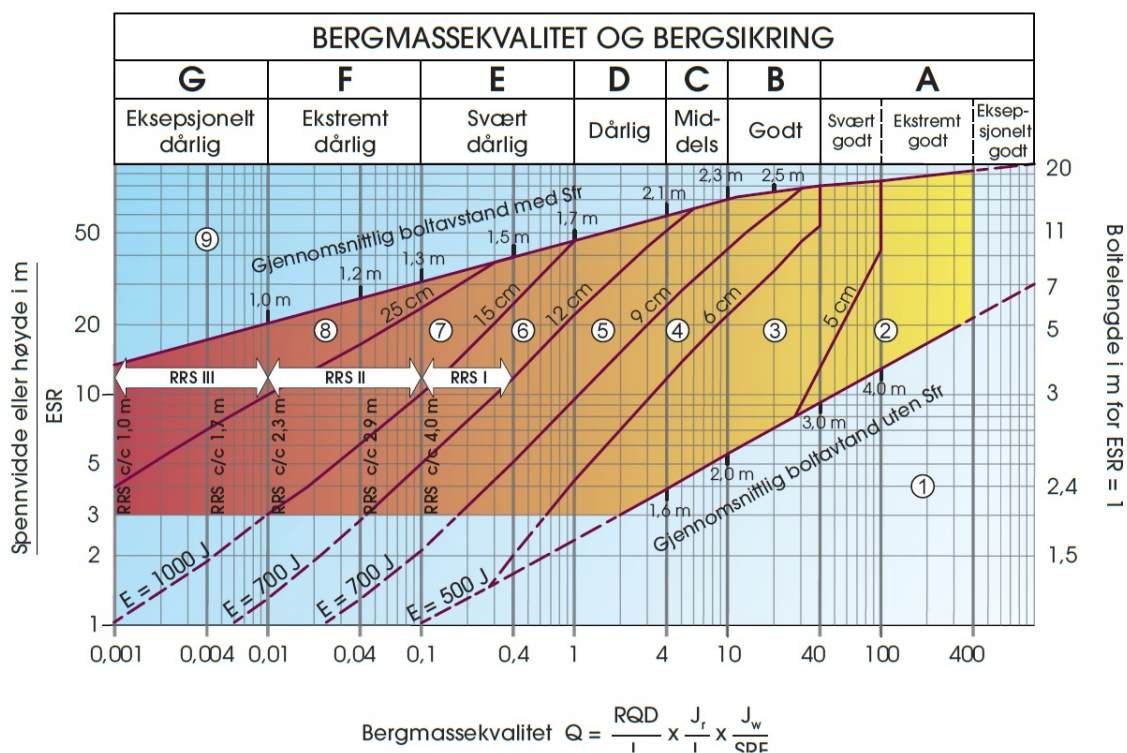
Vedlegg

Vedlegg A

Klassifikasjonsskjema

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

Figur A.1: Sikkerhetskrav (ESR) til ulike berganlegg, til bruk ved Q-metoden. Hentet fra NGI (2015).



Sikringskategorier

- ① Usikret eller spredt bolting
- ② Spredt bolting, **SB**
- ③ Systematisk bolting, fiberforsterket sprøytebetong, 5-6 cm, **B+Sfr**
- ④ Fiberforsterket sprøytebetong og bolting, 6-9 cm, **Sfr (E500)+B**
- ⑤ Fiberforsterket sprøytebetong og bolting, 9-12 cm, **Sfr (E700)+B**
- ⑥ Fiberforsterket sprøytebetong og bolting, 12-15 cm + forsterkede ribber med sprøytebetong og bolting, **Sfr (E700)+RRS I +B**
- ⑦ Fiberforsterket sprøytebetong >15 cm + forsterkede ribber med sprøytebetong og bolting, **Sfr (E1000)+RRS II+B**
- ⑧ Støpt betongforing, **CCA** eller **Sfr (E1000)+RRS III+B**
- ⑨ Spesiell vurdering

Boltavstand er hovedsaklig basert på Ø20 mm

E = Energiabsorpsjon i fiberforsterket sprøytebetong

ESR = Utgravingens sikringsgrad

Områder med prikkede linjer har ingen empiriske data

RRS - avstand relatert til Q-verdi

Si30/6 Ø16 - Ø20 (spennvidde 10m)
 D40/6+2 Ø16-20 (spennvidde 20m)

Si35/6 Ø16-20 (spennvidde 5m)
D45/6+2 Ø16-20 (spennvidde 10m)
 D55/6+4 Ø20 (spennvidde 20m)

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

Si30/6 = Enkelt lag med 6 armeringsjern, 30 cm tykkelse med sprøytebetong

D = Dobbelt lag med armeringsjern

Ø16 = Armering diameter er 16 mm

c/c = RSS avstand, senter - senter

Figur A.2: Sikringstabell og sikringskategorier for bestemmelse av permanent sikring basert på Q-metoden. Hentet fra NGI (2015).

1. Oppsprekkingstall	Antall sprekker per m ³	RQD
A Meget sterkt oppsprukket	>27	0 - 25
B Sterkt oppsprukket	20-27	25 - 50
C Moderat oppsprukket	13-19	50 - 75
D Lite oppsprukket	8-12	75 - 90
E Meget lite oppsprukket	0-7	90 - 100

Anm.: i) Når RQD ≤ 10 (inkludert 0), blir verdien 10 brukt ved utregning av Q-verdi.
ii) RQD-intervaller på 5, dvs. 100, 95, 90, osv. er tilstrekkelig nøyaktig.

2. Tall for sprekkesett	J _n
A Massivt, ingen eller få sprekker	0.5-1
B Ett sprekkesett	2
C Ett sprekkesett + sporadiske sprekker	3
D To sprekkesett	4
E To sprekkesett + sporadiske sprekker	6
F Tre sprekkesett	9
G Tre sprekkesett + sporadiske sprekker	12
H Fire eller flere sprekkesett, meget sterkt oppsprukket, sukkerbitberg osv.	15
J Oppknust berg, jordaktig	20

Anm.: i) Ved tunnelkryss brukes (3 × J_n)
ii) I portaler brukes (2 × J_n)

3. Sprekkeruhetstall	J _r
a) Bergkontakt og b) bergkontakt for 10 cm skjærdeformasjon	
A Diskontinuerlig, ru eller glatte og hakkete	4
B Ru, bølgete	3
C Glatte, bølgete	2
D Glidespeil, bølgete	1.5
E Ru, plane	1.5
F Glatte, plane	1
G Glidespeil, plane	0.5
Anm.: i) Første del av beskrivelsen (ruhet) går på små strukturer, mm, cm, mens andre del (planhet) går på strukturer i størrelsesorden dm, m	
c) Ingen bergkontakt /ea skjærdeformasjon	
H Sorekkfylling med leir, silt, grus, sand eller knust berg tykk nok til å hindre bergkontakt	1
Anm.: i) Når sprekkeavstanden i det aktuelle sprekkesettet er mer enn 3 m adderes 1 til ruhetstallet. ii) J _r = 0,5 brukes for plane sprekker med glidespeil og lineasjon der lineasjonen er orientert langs sannsynlig bevegelsesretning.	

4. Tall for sprekkfylling	φ _r ca.	J _s
a) Bergkontakt (friske eller sammenvokste sprekker, belegg)		
A Sammenvokste sprekker med harde mineraler som kvarts, feltspat, eocit		0,75
B Uomvandlede sprekkelater, bare overflateoksidasjon	25-35°	1
C Svakt omvandlede sprekkelater. Uoppbløtlig mineralbelegg, sandpartikler, oppknust berg, uten leir	25-30°	2
D Siltig eller sandig sprekkbelegg, litt leir (ikke svelleleire)	20-25°	3
E Oppbløtlig leirbelegg med lav friksjon, f.eks. kaolinitt eller glimmer. Også kloritt, talk, gips, grafitt o.a. Kun små mengder svelleleire.	8-16°	4
b) Bergkontakt for 10 cm skjærdeformasjon (tynn mineralifylling)		
F Sandige partikler, oppknust berg, ikke leir	25-30°	4
G Sterkt overkonsolidert fylling (kontinuerlig, tykkelse <5 mm)	16-24°	6
H Middels eller litt overkonsolidert sprekkfylling av leirmateriale (kontinuerlig, tykkelse <5 mm)	12-16°	8
J Fylling av svelleleire (kontinuerlig, tykkelse <5 mm), J _s -verdien avhenger av prosentvis innhold av svelleleire.	6-12°	3-12
c) Ingen bergkontakt /ea skjærdeformasjon (tykk mineralifylling)		
K Soner og band av knust eller desintegret berg. Sterkt overkonsolidert fylling.		6
L Soner og band av leir, knust eller desintegret berg. Middels til litt overkonsolidert eller oppbløtlig fylling.		8
M Soner og band av leir, knust eller desintegret berg. Innenholder svelleleire. J _s -verdien avhenger av prosentvis innhold av svelleleire.	6-24°	8-12
N Tykke, kontinuerlige soner eller bånd med leir. Sterkt overkonsolidert.		10

O Tykke, kontinuerlige soner eller bånd med leir. Middels til litt overkonsolidert.		13
P Tykke, kontinuerlige soner eller bånd med leir. Innenholder svelleleire. J _s -verdien avhenger av prosentvis innhold av svelleleire.	6-24°	13-20

5. Sprekkevannsfaktor	ca. vanntrykk (kg/cm ²)	J _w
A Tørre bergrom, fukt eller spredte drypp.	<1	1
B Dryppregn. Stevnis utvasking av sprekkfylling.	1-2.5	0.66
C Strålelekkasjer eller høyt trykk i massivt berg med sprekker uten fylling.	2.5-10	0.5
D Stor innlekkasje eller høyt trykk. Utvasking av sprekkfylling.	2.5-10	0.33
E Meget stor innlekkasje eller vanntrykk ved utsprenning. Avtagende med tiden.	>10	0.2-0.1
F Meget stor innlekkasje eller vanntrykk. Ikke avtagende.	>10	0.1-0.05

Anm.: i) Faktorene C til F er antatte. J_w-verdien økes når dreneringstiltak blir gjort.
ii) Spesielle stabilitetsproblemer ved isdannelse er ikke vurdert.

6. Spenningsfaktor	SRF
a) Svakhetssoner som skjærer tunnelen og som kan medføre nedfall	
A Hyppig oppreden av svakhetssoner som inneholder leir eller kjemisk omvandlet berg. Avspent sideberg. Alle dybder.	10
B Enkle svakhetssoner som inneholder leir eller kjemisk omvandlet berg. Anleggets dybde ≤ 50 m.	5
C Enkle svakhetssoner som inneholder leir eller kjemisk omvandlet berg. Anleggets dybde > 50 m.	2.5
D Hyppig oppreden av svakhetssoner i kompetente (stive) bergarter (uten leir). Avspent sideberg. Alle dybder.	7.5
E Enkle svakhetssoner i kompetente (stive) bergarter (uten leir). Anleggets dybde ≤ 50 m.	5
F Enkle svakhetssoner i kompetente (stive) bergarter (uten leir). Anleggets dybde > 50 m.	2.5
G Ukonsoliderte, åpne sprekker, sterkt oppsprukket, sukkerbitberg. Alle dybder.	5
Anm.: i) SRF-verdiene reduseres med 25-50% når svakhetssonene bare innvirker på stabiliteten, men ikke skjærer anlegget.	

b) Harde, kompetente bergarter, bergtryksproblemer	σ _c /σ ₁	σ ₁ /σ _c	SRF
H Lave spenninger, åpne sprekker. Uttall av blokker pga. lav spenning. Vanligvis nær overflaten.	>200	<0.01	2.5
J Middels høye spenninger, gunstige spenningsforhold.	200-10	0.01-0.3	1
K Høye spenninger. Vanligvis gunstige stabilitetsforhold, men kan være ugunstig for veggstabilitet.	10-5	0.3-0.4	0.5-2
L Moderat avskalling etter mer enn 1 time i massivt berg.	5-3	0.5-0.65	5-50
M Avskalling og bergslag etter få minutter i massivt berg.	3-2	0.65-1	50-200
N Intens bergslag og umiddelbart dynamisk deformasjonsbrudd i massivt berg.	<2	>1	200-400

Anm.: ii) I tilfeller med sterkt anisotrop, jomtruelig spenningsrett (dersom målinger foreligger): når $5 \leq \sigma_1/\sigma_3 \leq 10$, reduseres σ_c til $0.75\sigma_c$. Når $\sigma_1/\sigma_3 > 10$, reduseres σ_c til $0.5\sigma_c$, hvor σ_c = enaksial trykk fasthet, σ_1 og σ_3 er henholdsvis største og minste hovedspenning og σ_c = maksimal tangentialspenning (antatt fra elastisitetsteorien).
iii) Når tunnelhengens dybde under fjelloverflaten er mindre enn spennvidden, økes SRF fra 2.5 til 5, unntatt ved høye horisontal-spenninger.

c) Tyteberg: plastisk flyting av inkompetente bergarter under påvirkning av høye spenninger	σ _c /σ _c	SRF
O Moderat tyteberg	1-5	5-10
P Intens tyteberg	>5	10-20

Anm.: iv) Tilfeller av tyteberg kan forekomme for dybder H>350 Q^{0.5}. Bergmassenes trykkfasthet kan estimeres fra $\sigma_c = 0.7 \gamma Q^{0.5}$ (MPa) hvor γ = bergartens egenvekt i kN/m³.

d) Sveinløse berg: Kjemisk sveileaktivitet som avhenger av tilgangen på vann	SRF
R Moderat sveiling	5-10
S Intens sveiling	10-15

Anm.: For J_r og J_s brukes verdier fra det sprekkesett eller diskontinuitet hvor utgjøning mest sannsynlig vil skje.

$$Q = \frac{RCD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF}$$

Figur A.3: Detaljert beskrivelse av parametere for bestemmelse av Q-verdi (NGI, 1997).

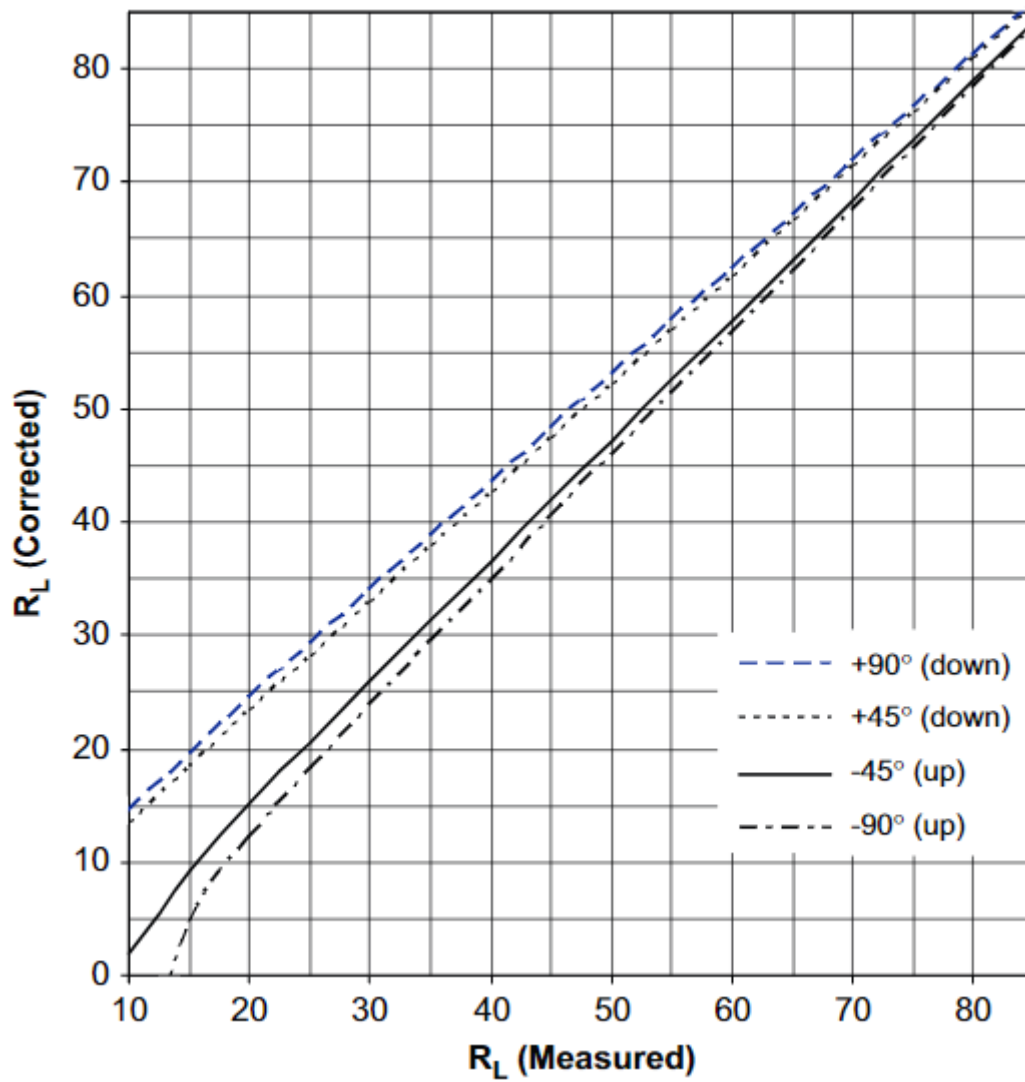
	Class	Group	Texture			
			Coarse	Medium	Fine	Very fine
SEDIMENTARY	Clastic		Conglomerates 300-400	Sandstones 200-350	Siltstones 350-400	Claystones 200-300
			Breccias 230-350		Greywackes 350	Shales 150-250 * Marls 150-200
	Non-Clastic	Carbonates	Crystalline Limestone 400-600	Sparitic Limestones 600-800	Micritic Limestones 800-1000	Dolomites 350-500
		Evaporites		Gypsum (350)**	Anhydrite (350)**	
	Organic				Chalk 1000+	
METAMORPHIC	Non Foliated		Marble 700-1000	Hornfels 400-700 Metasandstone 200-300	Quartzites 300-450	
	Slightly foliated		Migmatite 350-400	Amphibolites 400-500	Gneiss 300-750*	
	Foliated*			Schists 250-1100*	Phyllites /Mica Schist 300-800*	Slates 400-600*
IGNEOUS	Plutonic	Light	Granite+ 300-550 Granodiorite+ 400-450	Diorite+ 300-350		
		Dark	Gabbro 400-500 Norite 350-400	Dolerite 300-400		
	Hypabyssal		Porphyries (400)**		Diabase 300-350	Peridotite 250-300
	Volcanic	Lava		Rhyolite 300-500 Andesite 300-500	Dacite 350-450 Basalt 250-450	
		Pyroclastic	Agglomerate 400-600	Volcanic breccia (500)**	Tuff 200-400	

* Highly anisotropic rocks: the value of MR will be significantly different if normal strain and/or loading occurs parallel (high MR) or perpendicular (low MR) to a weakness plane. Uniaxial test loading direction should be equivalent to field application.



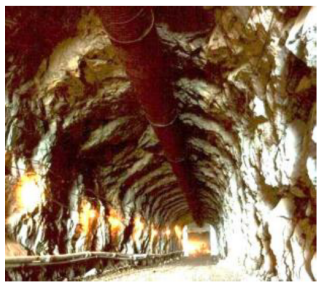


+ Felsic Granitoids: Coarse Grained or Altered (high MR), fined grained (low MR).

** No data available, estimated on the basis of geological logic.

Figur A.4: Retningslinjer for bestemmelse av modulusforhold (MR), utviklet fra Deere (1968) og Palmström og Singh (2001).



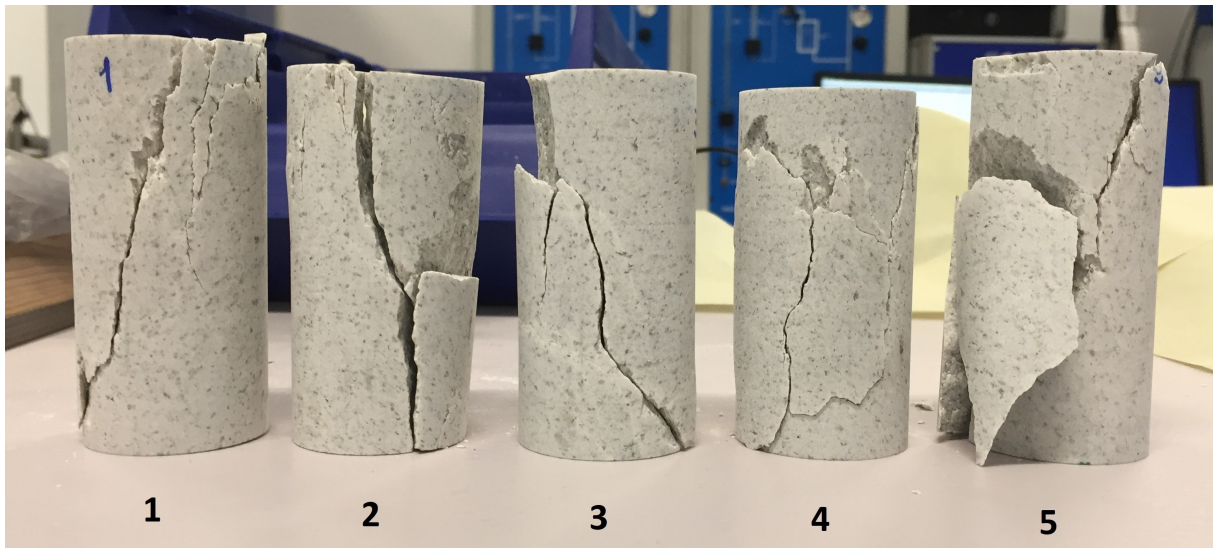
Figur A.5: Normalisering av Schmidthardhet-verdier for Schmidthammer type L. Hentet fra Aydin (2008).

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

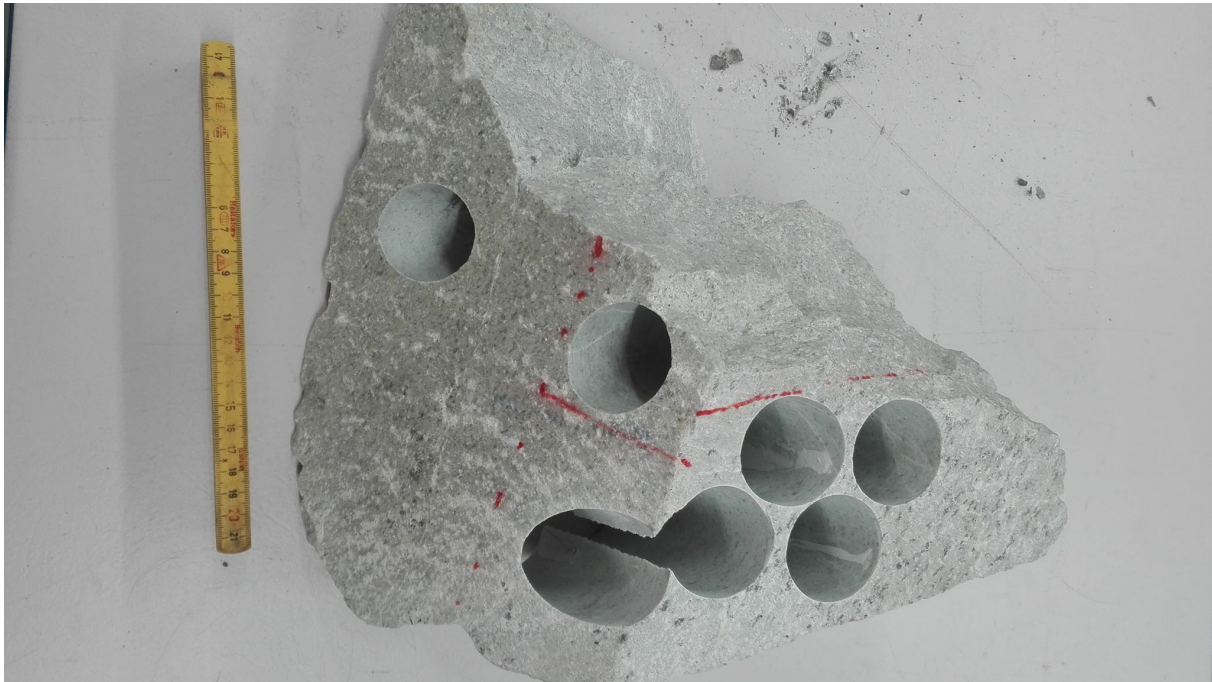
Figur A.6: Retningslinjer for estimering av forstyrrelsesfaktoren, D. Hentet fra Hoek (2007b).

Vedlegg B

Felt- og laboratorieresultater



Figur B.1: Brudd i kjerneprøve 1-5 etter enaksiell trykktest. I prøve 1-3 gikk bruddet gjennom synlige svakheter i prøven. I prøve 4 og 5 gikk prøvene i diagonalt skjærbrudd med noe avskalling på sidene. Foto: Ingrid Gulbrandsen.



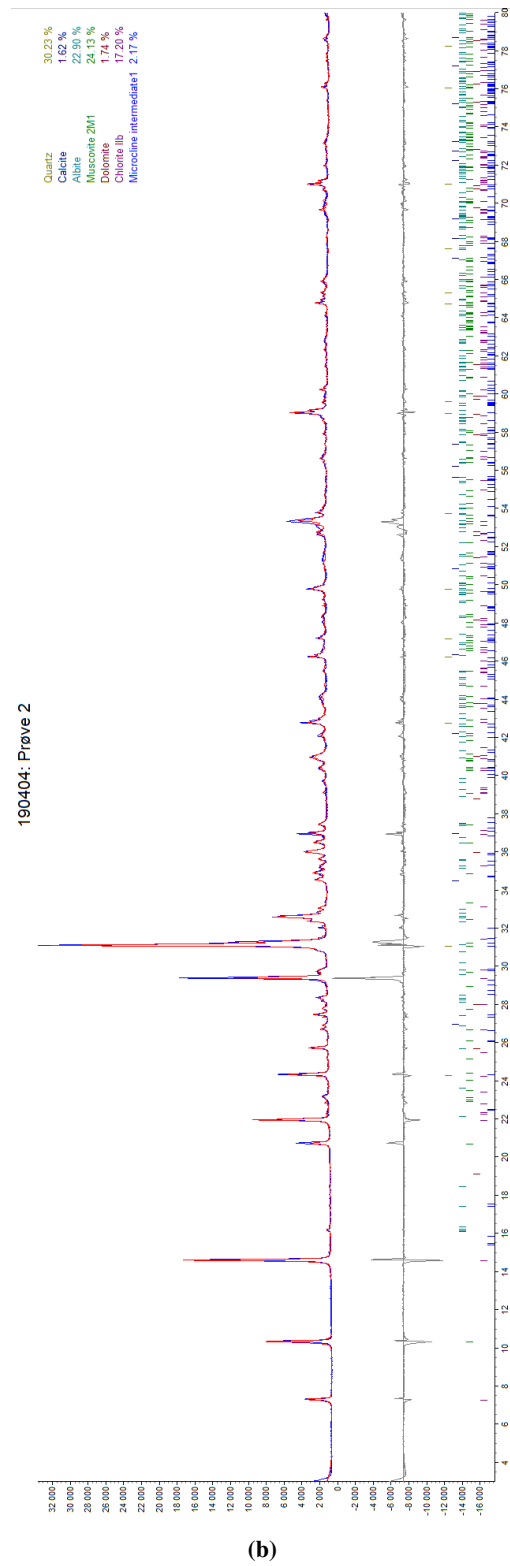
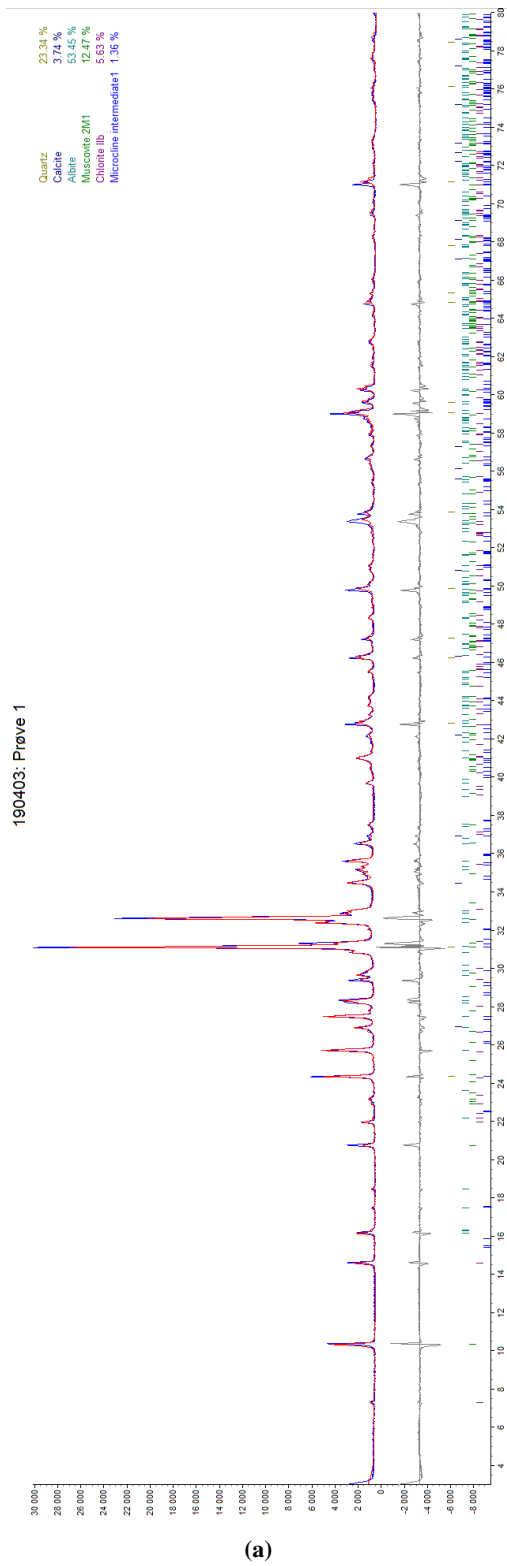
Figur B.2: Prøveblokk etter utboring av kjerneprøver. Blokken har uheldige vinkler og enkelte sprekker streket opp med rødt, som gjorde det vanskelig å preparere kjerner med optimal størrelse.

Tabell B.1: Målte dimensjoner, vekt og lydshastighet for fem kjerneprøver av kvartskeratofyr.

Prøve	Lengde [mm]	Diameter [mm]	Volum [cm ³]	Vekt [g]	Tetthet [g/cm ³]	Lydtid [ms]	Lydshastighet [m/s]
1	91,36	40,68	118,7	312,56	2,66	25,4	3597
2	86,05	40,68	111,8	297,42	2,66	23,7	3631
3	86,04	40,68	111,8	297,42	2,66	24,9	3455
4	82,52	40,68	107,3	285,98	2,67	22,4	3684
5	91,34	40,68	118,7	315,65	2,67	26,4	3460

Tabell B.2: Schmidthardhet (de 10 høyeste verdiene) fra Schmidt-hammer type L på ulike sprekkeflater i kvartstatofyr og grafittglimmerskifer. Målingne er tatt på blottet berg i stasjonshallen (S) og i lukekammeret (L). Verdiene er til slutt normalisert til horisontal retning etter figur A.5.

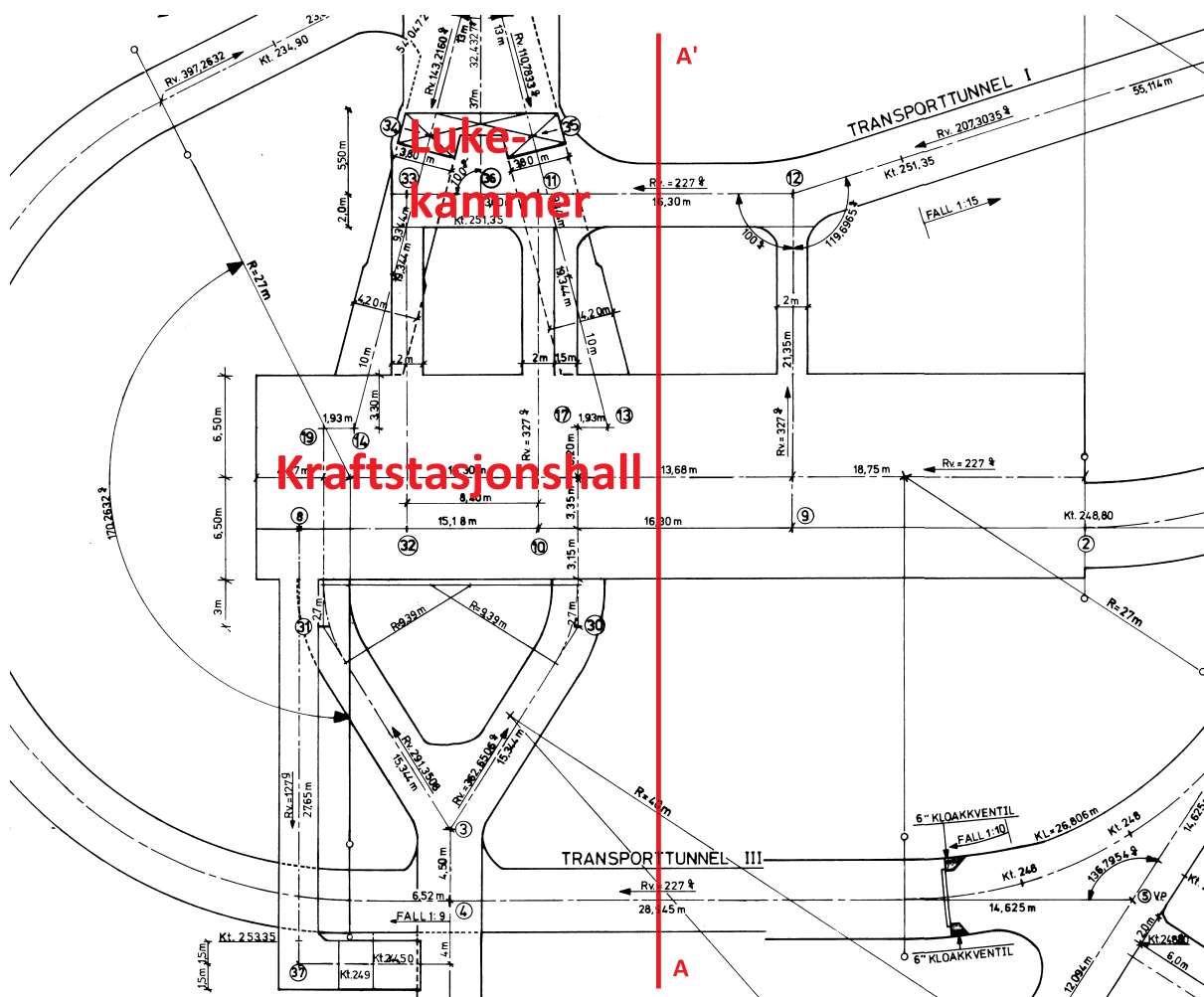
Sprekkeplan SH-retning Sted	Kvartskeratofyr			Grafittglimmerskifer		
	K1	K1	K2	F	F	G1
	↙	↙	←	↙	↖	↖
	S	L	S	S	L	S
R-verdier	64	63	62	55	45	60
	60	62	61	52	43	59
	59	60	60	51	40	56
	58	58	60	48	38	55
	58	56	59	48	38	54
	57	55	58	47	36	53
	56	54	57	46	33	53
	55	51	56	46	32	53
	55	50	56	45	31	53
	55	50	56	44	30	52
Gjennomsnitt R	57.7	55.9	58.5			54.8
Gjennomsnitt r				48.2	36.6	
Standardavvik	3	5	2	4	5	3
Horisontal verdi	59	58	58,5	51	33	53



Figur B.3: Diffraktogram fra røntgendiffraksjon (XRD) av (a) kvartskeratofyr og (b) grafitglimmerskifer.

Vedlegg C

Kart og tegninger



Figur C.1: Plan av kraftstasjonshall med omkringliggende tunnelsystemer, deriblant lukekammer nedstrøms. Modellert tversnitt, profil A-A', er markert med rød linje. Modifisert etter KVO (1980a).



Figur C.2: Oversiktskart over kraftverkene i Orklavassdraget. Hentet fra Eiken et al. (1986)

