

# Rogfast, analyse av TBM-driving gjennom svakhetszone med fokus på skvising

**Siri Todnem**

Tekniske geofag

Innlevert: juni 2014

Hovedveileder: Bjørn Nilsen, IGB

Medveileder: Øyvind Dammyr, IGB  
Ragnhild Slobodinski, Statens Vegvesen

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet  
Institutt for geologi og bergteknikk





## MASTEROPPGAVEN

**Kandidatens navn:** Siri Todnem

**Oppgavens tittel:** Rogfast, analyse av TBM-driving gjennom svakhetssone med fokus på skvising

**English title:** Rogfast subsea tunnel, analysis of TBM excavation through fault zone with emphasis on squeezing

**Utfyllende tekst:**

1. Denne masteroppgaven er en videreføring av kandidatens prosjektoppgave, hvor ulike utfordringer knyttet til TBM driving gjennom en antatt "worst case" svakhetssone på Rogfast ble analysert. Resultater fra prosjektoppgaven indikerer at deformasjon i form av skvising kan forekomme og være én av flere risikواسpekter som vil kunne gi betydelige utfordringer ved TBM driving. For å bedre vurderingsgrunnlaget rundt gjennomførbarhet for TBM driving legges det i masteroppgaven opp til følgende undersøkelser og analyser med fokus på skvising:

- Laboratorieundersøkelser og detaljert kartlegging av kjerneprøvemateriale fra svakhetssone og sideberg for å bestemme bergmassens styrkeparametere.
- Numerisk modellering i Phase<sup>2</sup> for å se på samvirke mellom tunnel, bergmasse og bergsikring. I dette inngår: 1) Å se på virkningen av ulike bergspenningskonstellasjoner og mulig ekstra påvirkning som følge av 2 parallelle tunnellop, 2) Å definere bergmassens deformasjonsforløp i form av en GRC (Ground Reaction Curve), og 3) Å foreslå bergsikringsfilosofi og installasjonstidspunkt som kan håndtere forventet deformasjon.
- Sammenligning og diskusjon av numeriske resultater opp mot analytiske og empiriske metoder samt mot erfaringer fra tilsvarende tunnelprosjekter.
- Diskusjon av drivetekniske utfordringer for TBM ved skvising og hvordan disse best kan løses.

På bakgrunn av arbeidet skal det gis en konklusjon om gjennomførbarhet for TBM driving under forventede skvisingforhold, og aspekter knyttet til dette som eventuelt bør undersøkes nærmere skal identifiseres.

2. Oppgaven gjennomføres ved IGB med Stipendiat Øyvind Dammyr som medveileder, og i samarbeid med Statens vegvesen, Region vest med ingeniørgeolog Ragnhild Øvrevik Slobodinski som kontaktperson og ekstern medveileder.

**Studieretning:** Ingeniør- og miljøgeologi

**Hovedprofil:** Ingeniørgeologi og bergmekanikk

**Tidsrom:** 14.01.-10.06.2014

Bjørn Nilsen, Professor



## Sammendrag

E39 Rogfast mellom Randaberg og Bokn vil bli verdens lengste undersjøiske veitunnel og Norges dypeste undersjøiske tunnel. I denne masteroppgaven er det blitt foretatt en analyse av TBM-driving gjennom en utvalgt svakhetszone på Rogfast med fokus på skvising. Hovedfokuset har vært på de bergmekaniske parameterne, analyse av deformasjonsforløp og installasjon av sikring med TBM for å bestemme gjennomførbarheten av TBM-driving gjennom sonen. I tillegg har det blitt gjort en vurdering av hvordan driving av to parallelle løp vil påvirke spenningskonsentrasjonen.

For å bestemme de bergmekaniske parameterne som er anvendt i analysen er det utført følgende laboratorieundersøkelser av materialet fra kjerneboringer: enaksiell trykkfasthet, frisvelling, XRD-analyse og kornfordelingskurve. I tillegg har kjerneprøvene blitt klassifisert med Q- og GSI-verdi. Deformasjonen er analysert ved bruk av numerisk modellering og empiriske og semi-analytiske metoder.

Rennfast og T-forbindelsen er to tunnelprosjekter som ligger i nærheten av Rogfast, og som har lignende geologi. Basert på erfaringer fra disse to tunnelprosjektene er det fare for svelling og skvising.

Resultatet fra modelleringen indikerer en maksimal deformasjon på 0,46 m 54 m bak stuff. Ved 3,7 m bak stuff er deformasjonen på 0,2 m i svakhetssonen. Med utgangspunkt i at en TBM vanligvis ikke kan installere sikring før 4-5 m bak stuff og normalt takler maksimalt 0,2 m deformasjon, blir TBM-alternativet mindre aktuelt. Drives det med overcut og en ombygget TBM med mulighet for å installere sprøytebetong over skjoldet, noe som tidligere har blitt utført i forbindelse med driving av Gotthard Base Tunnel, vil det trolig være mulig å drive gjennom svakhetssonen med TBM.

Ved driving av to parallelle tunnellop med 15 m avstand vil spenningskonsentrasjonen øke i løp nummer én når løp nummer to graves ut. Deformasjon ut fra modellering tilsier ekstreme skvisingsproblemer. Det vil derfor være nødvendig å sikre løp nummer én med mer sikring enn det som estimeres ut fra bergmassekvaliteten.



## Abstract

E39 Rogfast between Randaberg and Botn will be the world's longest subsea road tunnel and Norway's deepest undersea tunnel. In this thesis an analysis of TBM excavating through a weakness zone on Rogfast, focusing on squeezing has been conducted. The main focus has entered upon rock mechanical parameters, analysis of deformation and installation of rock support with TBM to determine the feasibility of the TBM excavating through the zone. In deciding the possibility to excavate through the zone with TBM, additions have been included to make the assessment of how the two parallel tunnels will affect the stress concentration.

To determine the rock mechanical parameters following laboratory research including material from the cores have been conducted: uniaxial compression test, free swelling test, XRD-analysis and grain size distribution curve. In addition, core samples were classified with Q and GSI value. The deformation is analyzed using numerical modeling and empirical and semi-analytical methods.

Rennfast and T-forbindelsen are two tunnel projects located in the same area as Rogfast, and therefore share a similar geology. Based on the experiences of these two tunnel projects there is a risk of squeezing and swelling.

The results of the modeling indicate a maximum deformation of 0,46 m at 54 meters behind the tunnel face. At 3,7 meters behind the tunnel face deformation of 0,2 meters occurs in the weakness zone. Given that a TBM usually is not able to install rock support until 4-5 meters behind face and normally can only handle a maximum of 0,2 meters of deformation makes this option less likely. Excavation with overcut and a converted TBM with the option to install shotcrete over the shield, previously been performed in connection with the tunneling of the Gotthard Base Tunnel, will probably make it possible to use a TBM to excavating through the weakness zone.

When excavation two parallel tunnels with 15 m spacing, the stress concentration will increase in the first tunnel when tunnel number two is excavated. Deformation based on suggesting extreme squeezing problems. It will therefore be necessary to use stronger rock support in tunnel number one than what is estimated from the rock mass quality, considering that the stress concentration will increase much when excavating tunnel number two.





## Forord

Denne masteroppgaven er utført ved Institutt for geologi og bergteknikk ved NTNU, våren 2014.

Oppgaven er gjennomført i samarbeid med Statens vegvesen, med ingeniørgeolog Ragnhild Ø. Slobodinski hos Statens vegvesen Region vest som kontaktperson.

Jeg vil takke Ragnhild Ø. Slobodinski for hjelp til tilgang til grunnlagsmaterialet og kjerneboringer. Takk til gutta på Ingeniørgeologisk laboratorium ved NTNU/SINTEF som har vært veldig hjelpsomme. En stor takk må rettes til Gunnar Vistnes for prøvpreparering, veiledning og hjelp til utførelse av laboratorietestene. Takk også til Torill Sørløkk for hjelp til prøvpreparering av løsmasse materialet, og avdelingsingeniør Laurentius Tjihuis for utføring av XRD-analyse.

Takk til veileder Bjørn Nilsen, som har vært behjelpelig med informasjon og gode tips. En spesielt stor takk må rettes til min medveileder Øyvind Braamann Dammyr, PhD-stipendiat på instituttet. Han har vært en god støttespiller, veileder og diskusjonspartner gjennom hele arbeidet med oppgaven. Tusen takk for all veiledning, innspill og lærerike diskusjoner!

Til slutt vil jeg takke Ingrid Wold for korrekturlesning.

Siri Todnem

Trondheim, 16.juni 2014

Omslagsbildet: TBM i Gotthard Base Tunnel (Foto: *REUTERS/Arnd Wiegmann*)



## Innhold

Sammendrag .....	III
Abstract .....	V
Forord .....	VII
1 Innledning .....	1
1.1 Mål for masteroppgaven .....	1
1.2 Grunnlagsmateriale .....	1
1.3 Begrensninger .....	3
1.4 E39 Rogfast .....	3
1.4.1 Nøkkeldata .....	3
1.4.2 Geologi .....	5
2 Erfaring fra prosjektoppgaven .....	7
2.1 Internasjonale TBM-prosjekter .....	8
2.1.1 Gotthard Base Tunnel .....	8
2.1.2 Hallandsåsen .....	10
2.2 Vurdering av "worst case" scenario svakhetszone .....	11
2.3 Detaljanalyse av muligheten for skvisning i "worst case" scenario svakhetssonen .....	15
2.4 Diskusjon og konklusjon av TBM-driving ved skvisende forhold .....	17
3 Fenomenene skvisning og svelling .....	19
3.1 Øyeblikkelig skvisning .....	19
3.2 Tidsavhengig skvisning – Kryp .....	19
3.3 Svelling .....	20
4 Utvalgte studier av nærliggende prosjekter med skvisende og svellende grunnforhold .....	21
4.1 T-forbindelsen .....	21
4.2 Rennfastforbindelsen .....	21
5 Laboratorieundersøkelser og logging av kjerner .....	23
5.1 Logging av kjerner .....	23
5.1.1 Q-verdi .....	23
5.1.2 GSI .....	26
5.2 Laboratorieundersøkelser .....	28
5.2.1 Utførelse av anvendte laboratorieundersøkelser .....	28
5.2.2 Laboratorieresultater .....	33
6 Metode for analyse .....	43

6.1	Empiriske og semi-analytiske metoder for å kunne forutse skvising .....	43
6.1.1	Hoek og Marinos (2000) .....	43
6.1.2	Singh et al. (1992) .....	47
6.2	Bergmassens deformasjonsforløp .....	47
6.2.1	Ground reaction Curve .....	47
6.2.2	Longitudinal Displacement Profile .....	48
6.3	Bergsikringsfilosofi og installasjonstidspunkt .....	51
6.3.1	Beregning av sikring fra (Hoek 2007a) .....	51
6.3.2	Estimering av sikring fra sikringstrykk $\rho_0$ plottet mot tunnelradius $r_0$ .....	53
7	Analyse .....	57
7.1	Numerisk modellering .....	57
7.1.1	Spenningsforhold .....	57
7.1.2	Materialparametere .....	57
7.1.3	Resultater modellering .....	58
7.2	Parameter videre i analysen .....	68
7.3	Deformasjon ut fra analytiske metoder .....	69
7.3.1	Hoek og Marinos (2000) .....	69
7.3.2	Singh et al. (1992) .....	70
7.4	Analyse av bergmassens deformasjonsforløp .....	71
7.5	Analyse av sikring og installasjonstidspunkt .....	72
7.5.1	Beregning av sikring fra Hoek (2007a) .....	72
7.5.2	Estimering av sikring fra sikringstrykk $\rho_0$ plottet mot tunnelradius $r_0$ .....	73
7.5.3	Installasjonstidspunkt .....	73
8	Utfordringer ved TBM-driving under skvisende forhold .....	75
8.1.1	Gripper TBM .....	75
8.1.2	Enkeltkjolds TBM .....	77
8.1.3	Dobbelskjolds TBM .....	77
8.1.4	Tiltak ved bruk av TBM i skvisende grunn .....	77
8.1.5	Løsninger for TBM-driving under skvisendeforhold .....	80
8.1.6	Sikring .....	80
8.1.7	Valg av type TBM under skvisende forhold .....	81
9	Diskusjon .....	83
9.1	Sammenligning av resultater fra numerisk modellering opp mot empiriske metoder og tidligere erfaringer .....	83

9.2	Usikkerhet ved modellering og analyse.....	84
9.3	Diskusjon av drivetekniske utfordringer for TBM ved skvising.....	86
10	Konklusjon .....	89
11	Referanser.....	91
12	Vedlegg .....	95



# 1 Innledning

Følgende masteroppgave er skrevet i forbindelse med emnet TGB4930 Ingeniørgeologi og Bergmekanikk ved Institutt for geologi og bergteknikk på Norges tekniske- og naturvitenskapelige universitet (NTNU). Masteroppgaven er en videreføring av prosjektoppgaven som ble skrevet høsten 2013.

## 1.1 Mål for masteroppgaven

Masteroppgaven vil være en videreføring av prosjektoppgaven, hvor det som er regnet som "worst case" scenario svakhetszone på E39 Rogfast ble vurdert for TBM-driving. Ettersom resultatet fra prosjektoppgaven indikerer at skvisning kan forekomme i sonen, vil det være en av flere faktorer som kan gi utfordringer ved TBM-driving. Denne svakhetssonen blir videre vurdert og analysert i masteroppgaven med hensyn til muligheten for skvisning. Følgende punkter gir en beskrivelse av målene for masteroppgaven:

- For å få en oversikt over de grunnforholdene på Rogfast blir nøkkeldata og geologi presentert, i tillegg vil svakhetssonen bli beskrevet i en oppsummering av prosjektoppgaven. Her vil også resultatene av analysen i prosjektoppgaven inkluderes.
- Bergmassens styrke i svakhetssonen og sideberget rundt skal estimeres ved logging av kjerneboringene utført på Hestholmen, Krågøy og Krågøy Nord. I tillegg skal det utføres laboratorieundersøkelser av prøvemateriale fra borehullene.
- Det skal utføres numerisk modellering Phase<sup>2</sup>, i tillegg til empiriske og analytiske metoder for å vurdere deformasjon i svakhetssonen.
- Ut fra modelleringen vil det bli konstruert en GRC (Ground Reaction Curve) og LDP (Longitudinal Displacement profile) for å definere bergmassens deformasjonsforløp, og på den måten bestemme sikring og installasjonstidspunkt.
- Det vil bli beskrevet ulike type TBM-maskiner og generelle geotekniske utfordringer som kan oppstå under driving med TBM.
- Videre skal det gjøres en sammenligning av resultater fra den numeriske modelleringen opp mot resultatet fra de empiriske og analytiske metodene, og en diskusjon av drivetekniske utfordringer for TBM ved skvisning.
- Til slutt skal det konkluderes med gjennomførbarhet av TBM-driving gjennom svakhetssonen med hensyn på skvisning, samt hvilke aspekter som er knyttet til dette og må undersøkes nærmere.

## 1.2 Grunnlagsmateriale

Her vil grunnlagsmaterialet som er av særlig relevans for oppgaven bli presentert. Det er utført mange undersøkelser og det eksisterer en vesentlig mengde litteratur som omhandler E39 Rogfastprosjektet. I oppgaven er det lagt vekt på det materialet som er tilknyttet Kvitsøy og området rundt den utvalgte svakhetssonen. Materialet om Rogfast er i hovedsak kommet fra Statens vegvesen (SVV). Annet materiale som er relevant for oppgaven er artikler som analysen er blitt utført på grunnlag av. All litteraturen brukt i denne oppgaven er videre oppført i litteraturlisten i kapittel 0.

Tabell 1: Litteraturliste

Publiseringsår	Tittel	Forfatter
2010	Geologisk samlerapport	Norges Geotekniske Institutt (NGI)
2012	Geologisk rapport for E39 Rogfast	COWI
2012	E39 Rogfast vurdering av TBM alternativ for Statens Vegvesen.	COWI
2011	Geological investigation by drill core logging for the Rogfast project.	Norges Geologiske Undersøkelser (NGU)
2013	Kjerne logging og bilder av kjerneprøver fra Sauholmen, Krågøy, Krågøy Nord, Alstein og Hestholmen.	Statens vegvesen (SVV)
2012	Bergspänningsmåtningar i borrhål BH-04-11	Daniel Ask, Pöyry Krågøy, Kvitsøy kommune
2011	Prøvningsrapport - Undersøkelse av svelleegenskaper til to prøver fra Krågøy, E39 Rogfast	SINTEF Byggforsk
2013	Rogfast, detaljanalyse av TBM-driving gjennom svakhetssone. Prosjektoppgave ved institutt for geologi og bergteknikk., NTNU,	Todnem, S.
2012	Rogfasttunnelen: Analyse av drivetekniske forhold, stabilitet og sikringsbehov for avgreining til Kvitsøy. Masteroppgave ved institutt for geologi og bergteknikk., NTNU	Friestad, L. E.,



### 1.3 Begrensninger

Masteroppgaven vurderer gjennomførbarhet av TBM-driving gjennom én utvalgt svakhetssone på E39 Rogfast med fokus på muligheten og omfanget av skvising. Derfor vil ikke grunnvann, poretrykk eller en eventuell endring i bergmassens egenskaper på grunn av for eksempel oppsprekking i kombinasjon med skvising vurderes i modelleringen, analysen eller diskusjonen. Scenarier som ras på stuff "ravelling ground" og "flowing ground", som er beskrevet i prosjektoppgaven (Todnem 2013), vurderes heller ikke denne oppgaven.

### 1.4 E39 Rogfast

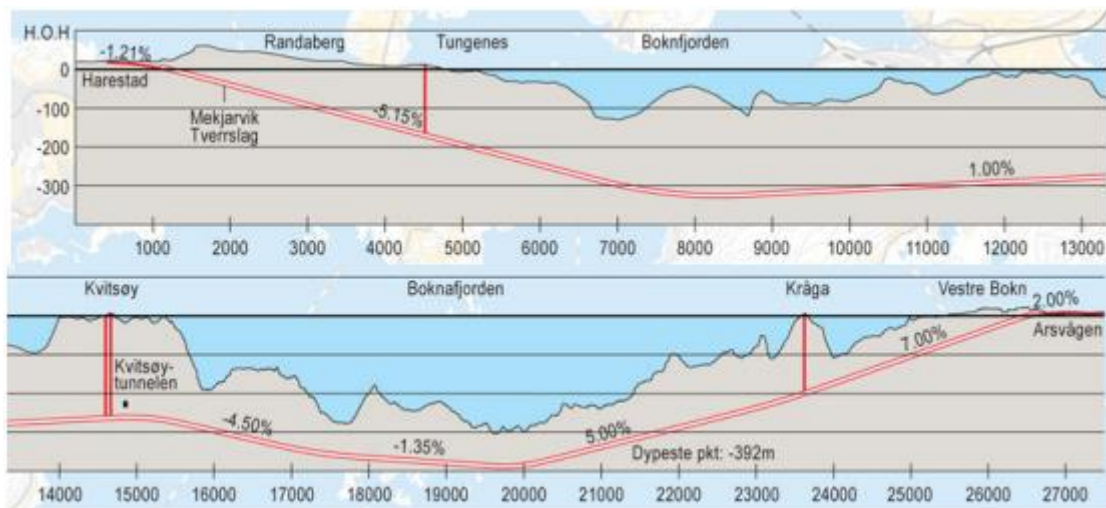


Figur 1: Oversiktsbilde over E39 Rogfast (SVV 2013b)

Prosjektet E39 Rogfast er planlagt med en undersjøisk tunnel fra Randaberg til Vestre Bo som vist i figur 1. E39 blir en del av den planlagte nasjonale transportkorridoren langs Vestlandskysten, og med en undersjøisk tunnel vil Boknafjorden kunne krysses fergefritt. Det vil gi en økt tilgjengelighet og redusere dagens reisetid (SVV 2013b).

#### 1.4.1 Nøkkeldata

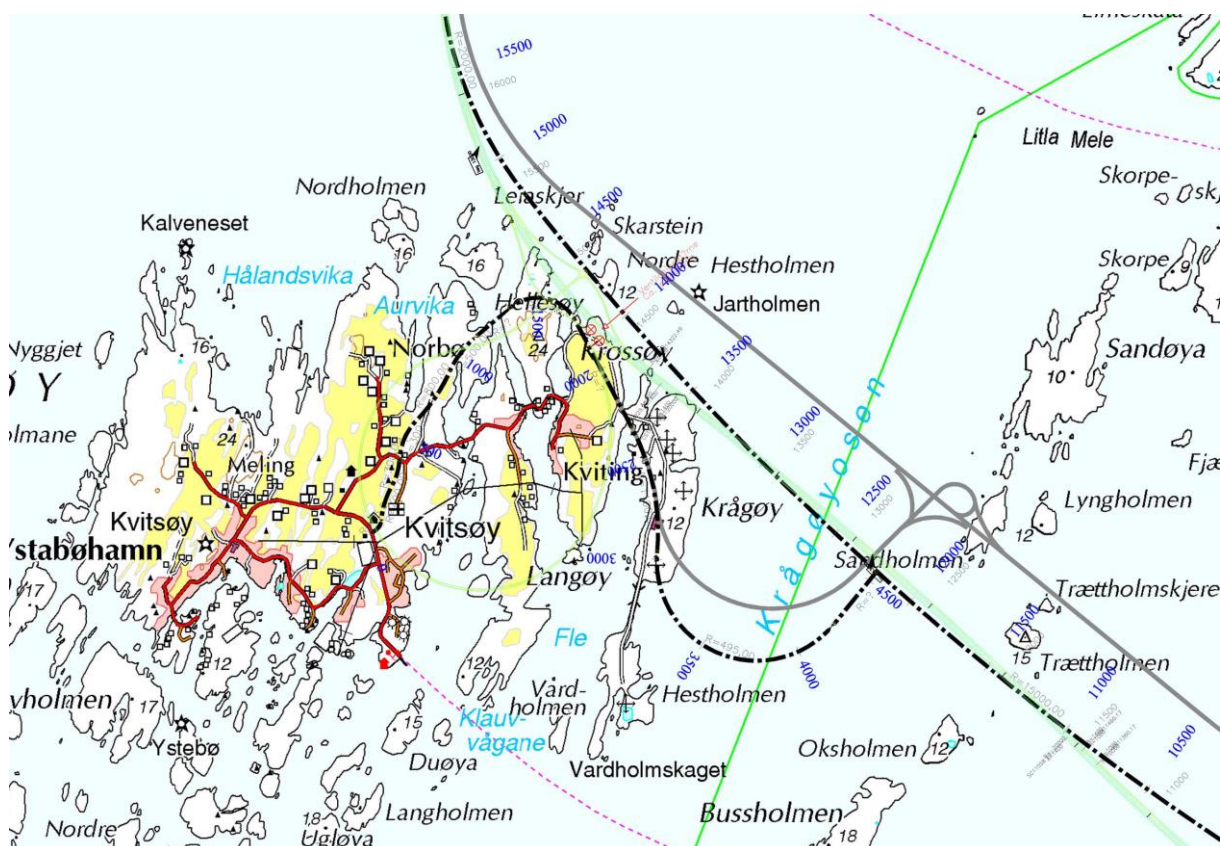
Hovedtunnelen vil bli verdens lengste og dypeste undersjøiske veitunnel på 25,5 km og 384,5 m under havet i tunnelhengen, som er vist i figur 2. I tillegg til hovedtunnelen vil det gå en ordinær ettløpstunnel med to kjørefelt opp til Kvitøy med en lengde på 3,9 km. Der hovedtunnelen og Kvitøytunnelen møtes vil det være et to-planskryss med ramper (COWI 2012b).



Figur 2: vertikal profil av tunnel (SVV 2012)

Tunnelen skal bygges drenert, det vil si at tunnelen kan ha noe innlekkasje etter ferdigstilling, det vil således ikke tillates en oppbygning av vanntrykket. En udrenert tunnel må designes for å motstå vanntrykket.

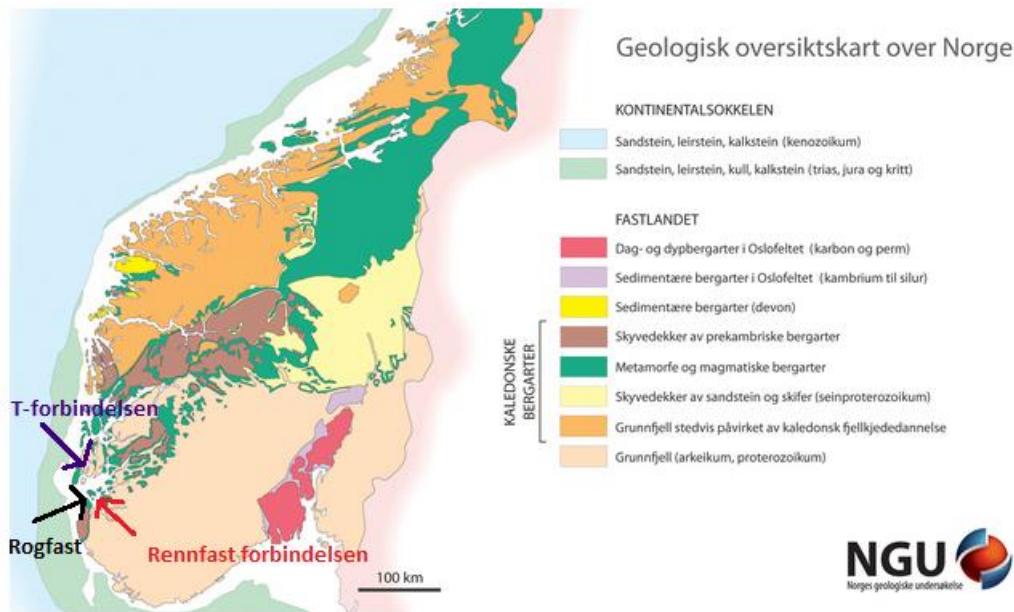
I februar 2014 ble arbeidet med en ny reguleringsplan startet ettersom tunnelen opp mot Bokn må bygges med en slakere stigning. Tunneltraseen blir dermed flyttet. Den nye traséen er vist i grått på figur 3 under (SVV 2014b)



Figur 3: Ny tunneltrasé for E39 Rogfast ved Kvitsøy (SVV 2014a)

## 1.4.2 Geologi

Regionalgeologien på Sør-Vestlandet består hovedsakelig av prekambrisk grunnfjell, metamorfe og magmatiske bergarter som vist i figur 4.



Figur 4: Geologisk kart over Norge (NGU 2014)

Mer detaljert består området rundt den planlagte tunneltraseen på Rogfast ved Bonk og påhuggsområdet i nord av flere skyvedekker fra Kambor-Silur som ligger over grunnfjellsgneisen. Det er usikkert hvor grensene mellom de ulike skyvedekkene går og hvor tykke de er ettersom det fortsatt ikke finnes en sikker strukturgeologisk modell for området (COWI 2012b). Et annet usikkerhetsmoment er hvorvidt tunneltraseen treffer bergarter tilhørende kontinentalsokkelen, det vil si yngre og lite konsoliderte sandsteiner som kan være svært permeable.

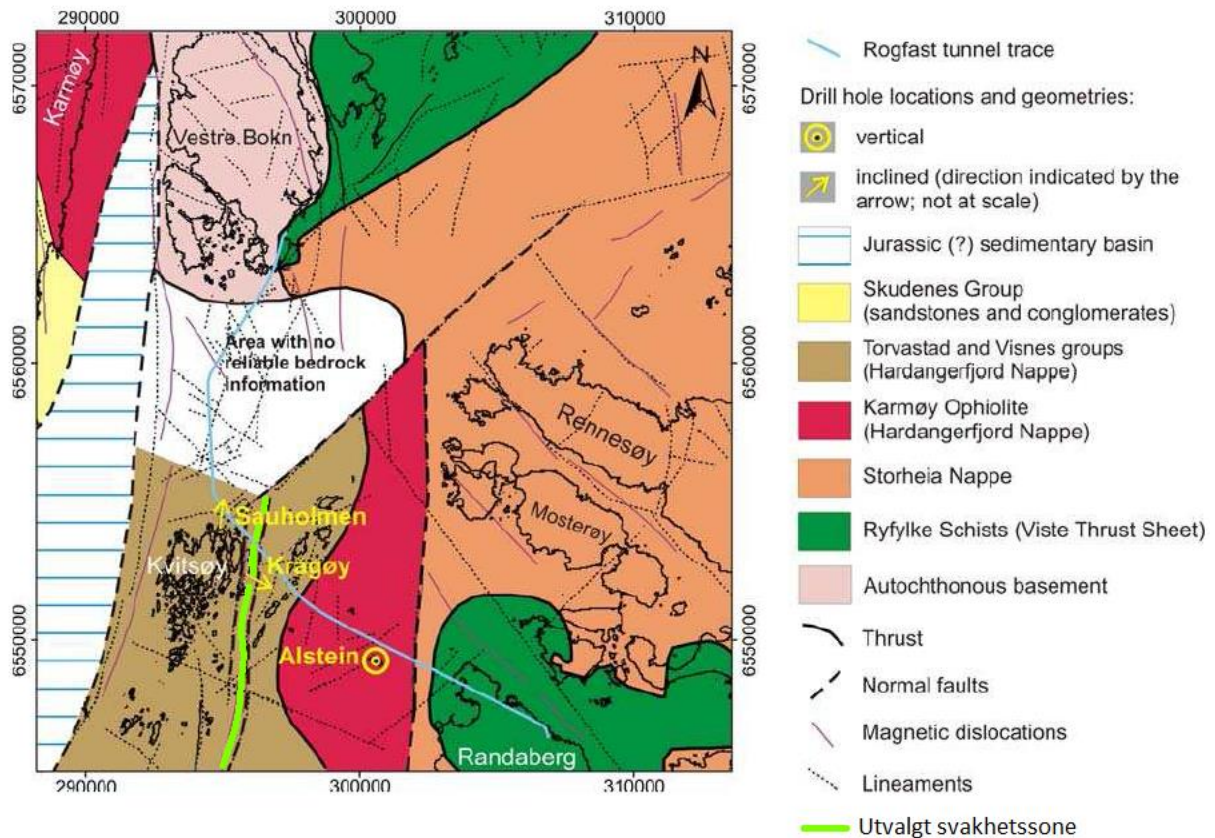


## 2 Erfaring fra prosjektoppgaven

I dette kapittelet vil de viktigste erfaringene fra prosjektoppgaven bli presentert. Prosjektoppgaven tok utgangspunkt i en "worst case" scenario svakhetszone med hensyn på TBM-driving. Masteroppgaven bygger videre på erfaringer gjort i dette arbeidet, det er derfor satt av stor plass til beskrivelse av svakhetssonen.

For å vurdere hvilken svakhetszone på Rogfast som er "worst case" scenario, ble det utført et litteraturstudium av det eksisterende grunnlagsmaterialet på Rogfast E39. Gjennomførbarheten av å drive med TBM gjennom den utvalgte sonen har blitt drøftet med utgangspunkt i internasjonal litteratur på bergmassekvalitet og deformasjonsegenskaper, samt erfaringer fra utenlandske TBM prosjekter der det er drevet med TBM gjennom svakhetssoner.

Figur 5 viser et foreløpig geologisk kart laget av NGU (2011) på grunnlag av resultatene fra kjerneboringen som ble utført i 2011. Svakhetssonen som ble regnet som "worst case" scenario er merket med stiplet grønn linje.



Figur 5: Geologisk kart utarbeidet fra resultater fra kjerneboringer. (NGU 2011).

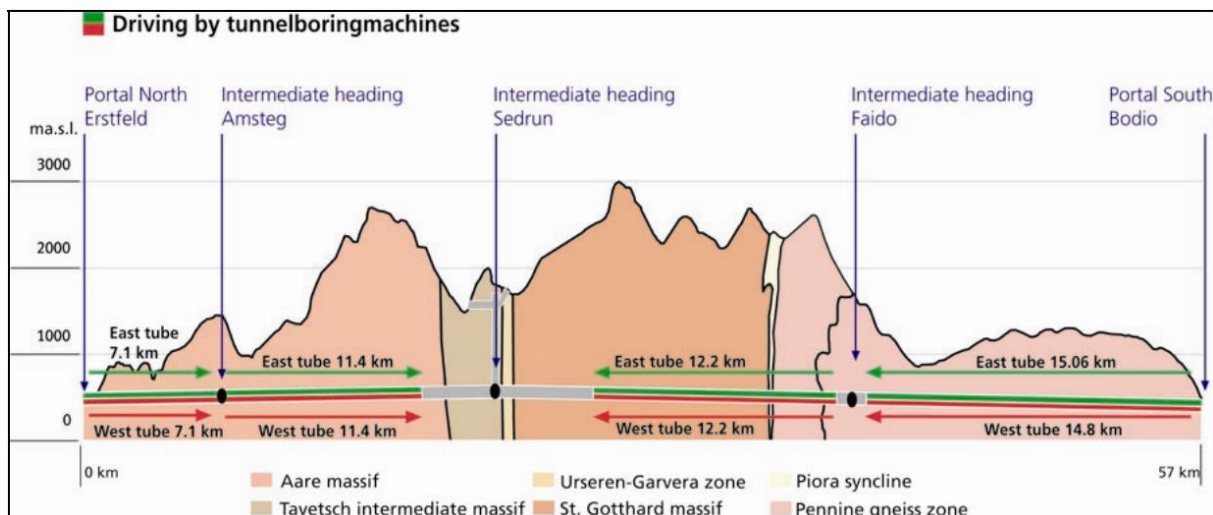
Det er viktig å påpeke at det kan eksistere flere parallelle svakhetssoner vest og øst for den grønne linjen. Disse kan ha et enda dårligere utgangspunkt for TBM-driving, men foreløpig finnes det ikke kjerneprøver fra disse områdene. Det hvite området på kartet er ikke enda kartlagt med kjerneboring, her er det også stor sannsynlighet for at det også finnes store svakhetssoner med svært dårlig bergkvalitet.

## 2.1 Internasjonale TBM-prosjekter

En vesentlig del av prosjektoppgaven var å se på internasjonale TBM-prosjekter for å identifisere mulige utfordringer ved TBM-driving gjennom en svakhetssone, og hvilke løsninger som kan brukes for å takle de problemer som kan oppstå. Flere av de utenlandske tunnelprosjektene som var tema for litteraturstudiet i prosjektoppgaven opplevde skvising i tunnel, noe som skapte problemer for TBM-maskinen, Gotthard Base Tunnel er et eksempel på et prosjekt der dette var et problem.

### 2.1.1 Gotthard Base Tunnel

Gotthard Base Tunnel er et tunnelprosjekt i Sveits, der det er drevet en 57 km lang jernbanetunnel med en overdekning opptil 2000 m. En åpen gripper TBM er blitt brukt til å drive 65 % av jernbanetunnelen, de resterende 35 % er drevet konvensjonelt. Prosjektet har opplevde store utfordringer med skvising på grunn av den ekstreme overdekningen. For mer informasjon om Gotthard Base Tunnel, se Ehrbar (2008).



Figur 6: Geologisk profil av Gotthard Base Tunnelen (Ehrbar 2008)

Skvising forekom flere steder under driving, og over lengre strekninger. Deformasjon av berget førte enkelte steder til at TBM-maskinen satt seg fast (Ehrbar 2008).

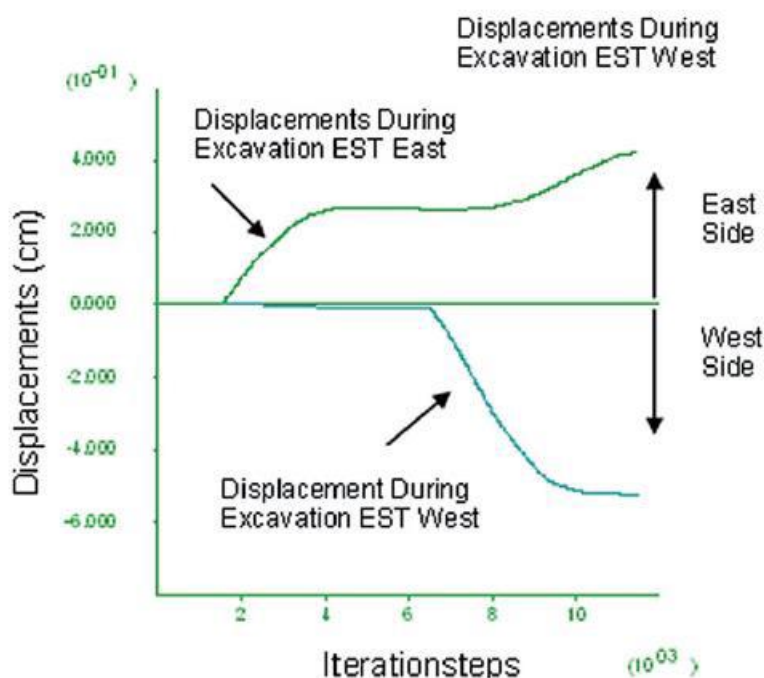
I starten av "Intermediate heading Sedrun" ble det drevet konvensjonelt, se figur 6, et område bestående av 70 % myke bergarter. Det ble observert mye skvising og deformasjon opptil 70 cm. Med en tunneldiameter på 10-13 m førte dette en strain (radiell deformasjon/tunneldiameter) på 10-14 %. Skvisingen ble håndtert ved å legge inn 70 cm ekstra plass til deformasjoner, i tillegg til installasjon av bergsikring som kan ta takle mye deformasjon som stålbuer og bergankre (Ehrbar 2008).

Erfaringene fra Gotthard viste at det var vanskeligere å velge riktig midlertidig sikring ved bruk av TBM enn ved konvensjonell driving. Dette på grunn av plass mangel og den lave fleksibiliteten en TBM-maskin gir under skvisende forhold. I den østre tunnelen i "Bodio section" satt TBM-maskinen med en diameter på 8,9 m seg fast selv om det var lagt inn 30 cm ekstra plass til sikring. Bergarten var en biotitt rik gneis med lav skjærstyrken og overdekningen på rundt 1000 m. Deformasjonen ble registrert til 17 cm rundt 55 m bak stoff

(3,7 % strain). Det var ikke plass nok til både sikring og deformasjon rundt maskinen, og det førte til at maskinen satt seg fast. TBMen ble skutt løs med salvehull fylt med svært små mengder sprengstoff (Vicenzi et al. 2007).

Problemene som oppstod under driving ble løst med ulike metoder. Under drivingen av "Fadio section" førte skvising til at sikringen, i form av sprøytebetong, stålbuer, bolter og forsterket nett ble deformert og sprakk opp. Derfor ble det drevet med overcut, profilet ble boret større enn skjolddiameteren, og TBM-maskinen ble bygget om slik at sprøytebetongen kunne påføres over skjoldet. Den midlertidige sikringen kunne da påføres på stuff og deformasjonen i tunnelperiferen ble redusert bak stuff. I tillegg ble det brukt sterkere og mer fleksibel sikring. Et eksempel på dette er installasjonen av langsgående deformasjonsslisser fylt med polystyren slik at sikring kunne ta opp mer deformasjon. Med et slikt sikringssystem ble det oppnådd høy nok inndrift til at maskinen ikke satt seg fast (Gollegger et al. 2009).

Den ekstreme overdekningen i kombinasjon med myke bergarter førte til skvising og deformasjon. Andre faktorer som også påvirket deformasjonen var boring av parallelle tunnellop. Under drivingen av "Fadio section" startet den østre tunnelen drivingen noen måneder før den vestre tunnelen, og det var en pilar på 40 m mellom de to tunnelene. Kun en måned etter TBMen startet opp i den vestre tunnelen ble det observert oppsprekking i sprøytebetongen i den østre tunnelen. Undersøkelser med 3D-skanning viste forflytning av profilet. En "continuum-model"(FLAC 2D) ble laget for å registrere oppførselen til bergmassen med hensyn til deformasjonen. Observasjoner og resultater fra den matematiske modelleringen tilsa at tunnelene påvirket hverandre. Modellering indikerte at kombinasjonen av lav bergmasse styrke og et økt spenningsnivå ga en deformasjon på 22 cm (4,6 % strain) i det ene løpet, og førte til ras på stuff i det andre løpet (Gollegger et al. 2009). Utviklingen av deformasjonen i de to løpene er illustrert i figur 7.



Figur 7: Deformasjon i tunnelene (Gollegger et al. 2009)

Følgende krav til TBMen for å gjennomføre suksess full driving ved skvisendeforhold er listet opp under etter erfaringer fra drivingen av "Fadio section " (ut fra så langt de hadde drevet i 2009):

- Størst mulig overcut
- Robust skjold og kuttere
- Kortest mulig skjold
- Stor nok matekraft
- Muligheten til å installere fleksibel sikring rett bak skjoldet
- Mulighet for å installere sikring samtidig med tunneldrivingen

Disse funksjonskravene kan virke innlysende, men skaper vanskeligheter ved praktisk gjennomføring. Ulike produsenter tilbyr maskiner med hydraulisk uttrekkbare "overcutting" mekanismer med inkluderte "buckets", men det har vist seg at det ikke fungerte i Fadio og Bodio, der det var høy bergmassestyrke. Flytting av kutterne har vist seg å være vellykket, men økningen av diameteren er begrenset til 10 cm. Et "partial" skjold med variabel diameter kan gi mer plass til bergmassen for å deformere seg. Et kortere skjold vil redusere faren for at maskinen setter seg fast og gir mulighet for tidligere installering av sikring (Gollegger et al. 2009). Det som førte til skvising i Gotthard var kombinasjonen av ekstrem overdekning og myke bergarter, i tillegg ble det erfart at 50 % av deformasjonen oppstod 5 m bak stuffen og således er installasjonstidspunktet for den midlertidige sikringen svært viktig. Det viste seg også at boring av parallelle tunnellop kan være en påvirkende faktor for deformasjoner (Gollegger et al. 2009).

### 2.1.2 Hallandsåsen

Hallandsåsen er et stort jernbanetunnelprosjekt under bygging sør i Sverige. Prosjektet har en lang forhistorie, for mer informasjon, se Burger & Dudouit (2009) og Struk et al. (2011).

Geologien i prosjektet ansees som komplisert med tre store forkastninger som hver har en bredde på flere hundre meter hver og som krysser tunneltraseen. Prekambrisk gneis er hovedbergarten med amfibolitt i ganger og lag. Det er mye forvitring og flere soner med nedknust bergmasse, i tillegg er noen av disse sonene også vannførende med et trykk opptil 15 bar. Dette har vist seg å være veldig utfordrende for TBM-drivingen (Sturk et al. 2011).

August 2010 ble øst-tunnelen (den første av de to parallelle jernbanetunnelene) ferdigstilt. Øst-tunnelen er på totalt 8,7 km, hvorav 5,5 km er drevet med TBM. Gjennomslaget skjedde 18 år etter de første meterne av tunnelen ble gravd ut i den myke, leirete bergmassen. Når tunnelen startet opp i 1992 valgte entreprenøren en åpen "hard rock" gripper TBM med forhåpninger om å ferdigstille de to tunnelene på fire år. Dessverre viste det seg å være en feil avgjørelse å velge en åpen TBM i den sterkt forvitrede bergmassen, og dette markerte starten på en svært vanskelig driveprosess. Den nåværende entreprenøren valgte i 2003 å bruke mer avansert teknologi, blant annet en "hard rock" Mix shield TBM med diameter på 10,6 m og vanntette betongelementer for å kontrollere vanninnlekkasjene (Sturk et al. 2011).

I forbindelse med drivingen av Øst-tunnelen i Hallandsåsen ble det utført frysing av bergmassen da TBM-maskinen skulle gjennom drive seg gjennom MBZ (Molleback Fault

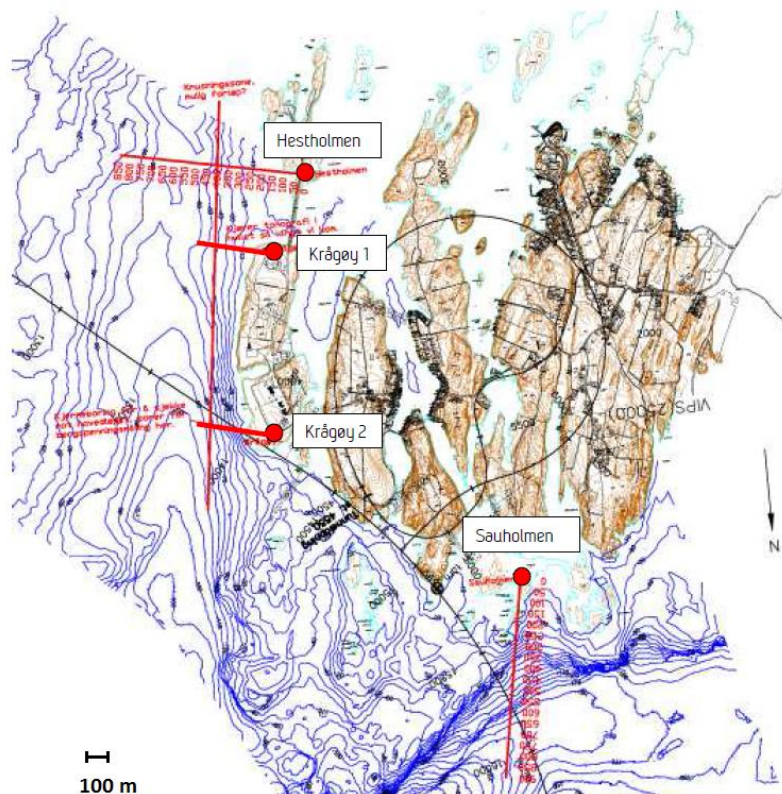


Zone). Det var planlagt frysing på grunn av risikoen ved å drive gjennom sonen. Det ble laget en frossen ring lokalisert på 2 meter utenfor TBM-maskinens diameter. Før drivingen startet ble det utført vedlikehold på maskinen for å unngå stopptid gjennom sonen. Deretter ble det gravd ut en 600 m lang tilgangstunnel opp til MBZ fra den eksisterende tunnelstufen på nordre siden av prosjektet. En pilotunnel ble drevet i den frosne sylindren for å nå den sørlige delen av MBZ slik at det kunne forinjiseres og fryses videre. En lengde på 200 meter ble fryst og TBM-maskinen drev seg gjennom sonen uten store problemer (Sturk et al. 2011).

## 2.2 Vurdering av "worst case" scenario svakhetszone

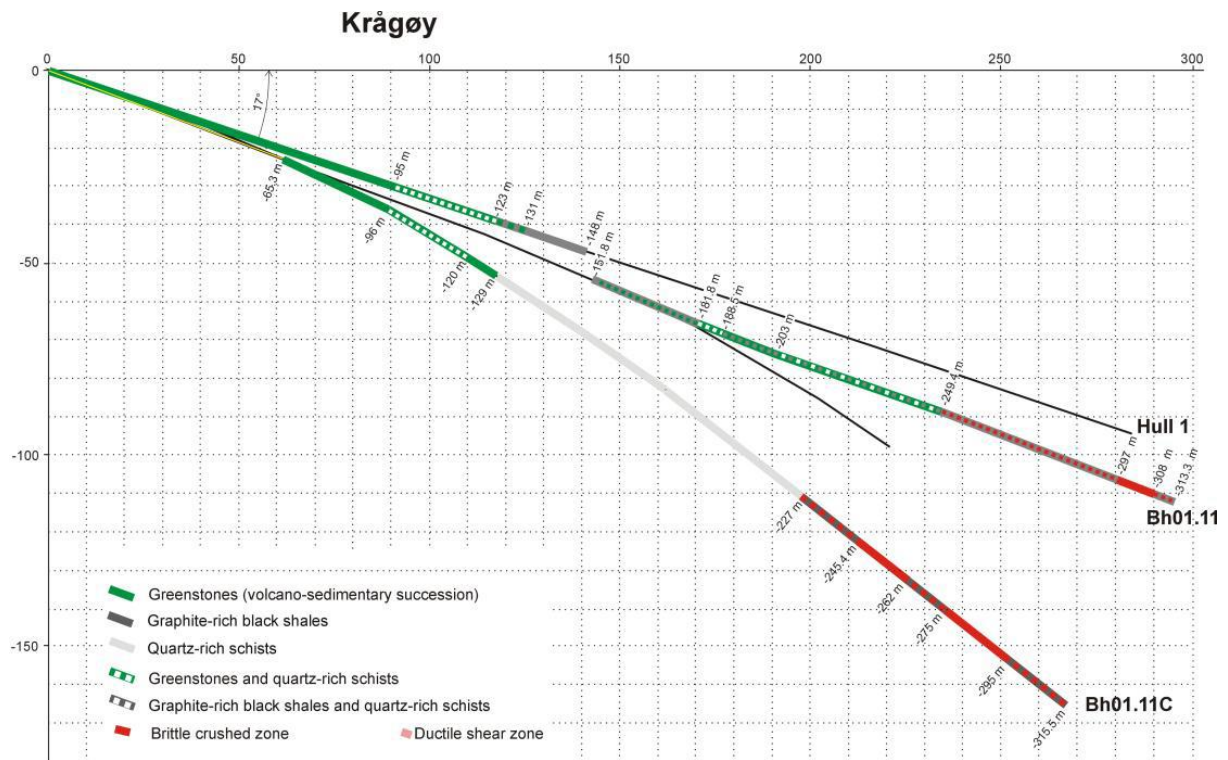
Svakhetssonen som er antatt å være "worst case" scenario er påviste ved kjerneboring fra Hestholmen og Krågøy (NGU 2011) som en regional N-S forkastning like øst for Kvitsøy. Materialet i kjernene blir beskrevet som (NGU 2011, egen oversettelse) tykke knusingssoner bestående av leire og skarpkantede bruddstykker av kvarts i en ellers meget oppkjust kvarts og grafittrik glimmer/svartskifer. Det antas ut fra beskrivelsen av sonen at den har en total lengde på cirka 60 m.

For å vurdere sonen ble i hovedsak kjernelogger fra borehullene på Krågøy, og Hestholmen brukt. I tillegg ble vurdering supplementert med vanntapsmålinger vurdert av COWI (COWI 2012b) bergspenningsmålinger gjort av Pöyry (Pöyry 2012), svellemålinger gjort av SINTEF (SINTEF 2011) og målinger av styrkeparametere fra Rogfast utført i forbindelse med Friestad sin masteroppgave om Rogfast (Friestad 2012).



Figur 8: Kart med boring fra Kvitsøy oppsummert. Rød prikk markerer startpunktet, mens rød linje viser planlagt forløp (COWI 2012b)

Det er boret tre kjernehull fra lokaliteten Krågøy, et opprinnelig hull med 17° inklinasjon i tillegg til hull B og C som grener av nedover fra det opprinnelige borehullet. Ettersom det oppstod problemer med boringen gjennom knusingssonen øst for Kvitsøy ble det utført en siste kjerneboring lengre nord på Krågøy. Der det ble boret et opprinnelig hull A mot øst nær vertikalt inklinasjon og et hull B som grener nedover fra opprinnelig bane (COWI 2012b). Logging av kjernene fra Krågøy og Krågøy Nord viser at sideberget til sonen består av grafitt- og kvartsrik skifer og grønnstein, mens selve sonen består av svært oppknust grafittrik svartskifer, noe grønnstein og breksje med sleppemateriale/leire, samt noe kvarts pegmatitt (NGU 2011).

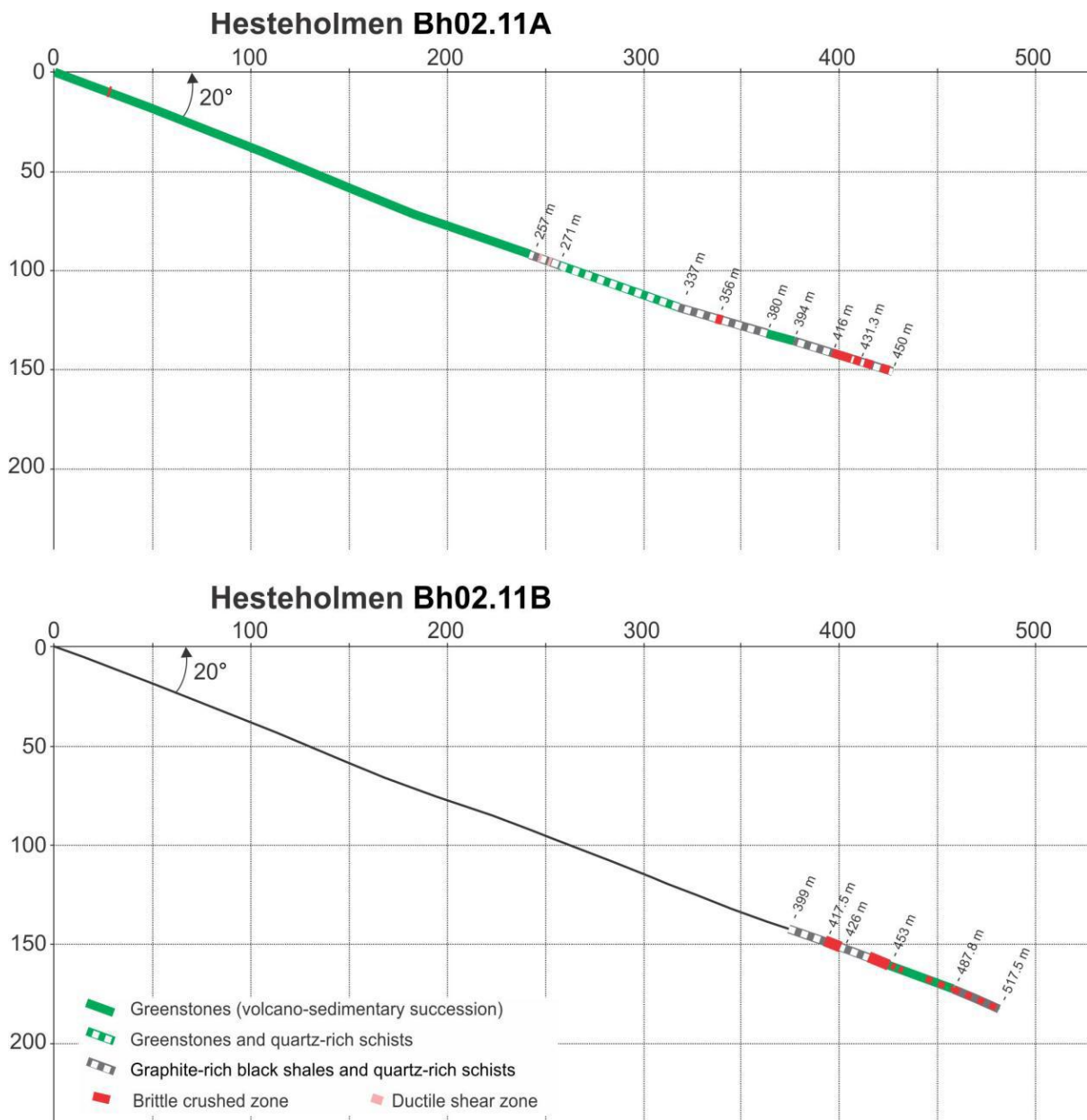


Figur 9: Geologisk profil over borehull på Krågøy BH-03-11C (NGU 2011)



Figur 10: Bilde av svakhetssone med breksje og oppsprukket svartskifer med innhold av sleppemateriale/leire i borehull Krågøy BH-03-11C (foto: Øyvind Dammyr)

Det antas at kjernene fra Hestholmen viser den samme svakhetssonen, der det fra 400 m og utover er registrert en grafitt- og kvartsrik knusningssone med sleppemateriale/leire og breksje på flere meters tykkelse med kornstørrelse lik silt og sand. I tillegg er det innslag av folierte og foldede grønnsteiner med kvarts- og kalsittårer (NGU 2011).



Figur 11: Geologisk profil over borehull fra Hestholmen (NGU 2011)

Det er blitt utført en rekke undersøkelser av tunneltraseen på Rogfast som ble brukt i prosjektoppgaven (Todnem 2013) til vurderingen av "worst case" scenario svakhetssonen. Resultatet av tidligere undersøkelser ved Rogfast og vurderingen av svakhetssonen er oppsummert i følgende tabell 2:

Tabell 2: Undersøkelser og resultater av bergmassen i og ved "worst case" scenario svakhetszone brukt i prosjektoppgaven (Todnem 2013)

Undersøkelser av:	Resultat av målinger			
<b>Spenninger</b>		Vertikalt dyp [m]	$\sigma_v$ [MPa]	$\sigma_h$ [MPa]
	Målt av Pöyry (2012)	75,21	1,7	0,4
		198,32	11,1	4,4
	Beregnete teoretiske	200 (+100 m vann)	6,4	2,13
300		8,1	2,7	
<b>Svelling</b>	Fri svelling = 163 - 166 % Meget aktivt	Svelletrykk = 0,28 MPa Inaktivt - aktivt		
<b>Vann</b>	Krågøy, borehull A (151,6 til 310,4 m): 0-1,02 Lugeon Krågøy, borehull B (164,0 til 286,6): 0-1,02 Lugeon Krågøy, borehull C (57,1 til 315,5m): 0-2,61 Lugeon Krågøy Nord, borehull A (100-339,7 m): 0-0,62 Lugeon Krågøy Nord, borehull B (131,7-369,1 m): 0-0,89 Lugeon Hestholmen, borehull A (100-446,4 m): 0-1,09 Lugeon Hestholmen, borehull B (253,5-514 m): 0-1,15 Lugeon Hestholmen, borehull C (151,2-419 m): 0-0,62 Lugeon			
<b>Enaksiell trykkfasthet til bergmassen</b>	Sideberg	$\sigma_{cm}$ (RockLab 7.0) = 7,024		
	Kjerne	$\sigma_{cm}$ (RockLab 7.0) = 1,57 MPa		
		$\sigma_{cm}$ (Standford University 2013) = 0,025-0,1 MPa		
<b>Q-verdi</b>	Snitt i kjerne svakhetszone	$Q_{snitt C} = 0,039$		
	Minimum i kjerne svakhetszone	$Q_{min C} = 0,00065$		

### Kommentarer til undersøkelsene og vurderingene:

#### *Spenningsmålingene:*

På grunn av problemer med målingene ble det kun utført to registreringer, og bare i homogen grønnstein (Pöyry 2012). Det ble også beregnet spenninger med 200 m bergoverdekning og 100 m vann, i tillegg til et "worst case" scenario som vil være en bergoverdekning på 300 m over svakhetssonen. I følge Pöyry (2012) er det stor usikkerhet i resultatene ettersom målingene ikke ble utført helt etter standarden, for mer informasjon, se Pöyry (2012).

#### *Enaksiell trykkfasthet:*

I Friestad (2012) sin masteroppgave er det blitt gjort testing av styrkeparametere på kjerneprøver fra Rogfast ved laboratoriet til IGB, NTNU. Resultatet viser en trykkfasthet på  $\sigma_c = 28,5$  MPa i sideberget. Ut fra håndbok 02 av NBG (2000) er dette definert som en bergartsprøve med medium styrke. I prosjektoppgaven ble trykkfastheten for bergmassen i sideberget og i kjernen av svakhetssonen estimert i RockLab. Trykkfasthetene til kjernen av

svakhetssonen ble også estimert ut fra veiledningen til Stanford Universitet (Stanford University 2013).

**Q-verdi:**

Q-verdien til svakhetssonen ble bestemt ut fra kjerneloggingen av borehull C på Krågøy utført av SVV (2013c). Laveste verdi registrert i hele sonen  $Q_{\min}=0,0065$  gir i Ifølge SVV(2010) bergmasseklasse F-G, det tilsier at bergmassene i svakhetssonen er "ekstremt dårlig" til "eksepsjonelt dårlig" (SVV 2010a).

**Vann:**

Det ble utført vanntapsmålinger for hver femte meter i borehullene på Sauholmen, Alstein, Hestholmen, Krågøy og Krågøy Nord. Resultatene fra den ingeniørgeologiske rapporten til COWI (2012b) konkluderte med at det i svakhetssonen er mindre tett enn berget rundt, men ikke mer enn at sprekkeforholdene er definert som "tette" ut fra Lugeon verdiene. For mer detaljert beskrivelse, se COWI (2012b).

**Svelleegenskaper:**

Undersøkelser av svelleegenskapene ble utført på svartskifer fra de to prøvene fra borehull C på Krågøy av SINTEF i 2011. XRD-analysen av prøvene viser innholdet av sleppemateriale som kan forventes i svakhetssonen og prøven fra Rogfast viser at det er opptreden av smektitt (SINTEF 2011).

**2.3 Detaljanalyse av muligheten for skvising i "worst case" scenario svakhetssonen**

Utgangspunktet for analysen av svakhetssonen var Hoek sin artikkel "Big Tunnels in Bad Rock" og Singh sin artikkel "Correlation between observed support pressure and rock mass quality". Forholdene i Gotthard Base Tunnel ble sammenlignet med forholden i "worst case" scenario svakhetssonen, samt den norske undersjøiske tunnelen Rennfast.

**Tabell 3: Resultater av detaljanalyse av mulighet for skvising i "worst case" scenario svakhetszone**

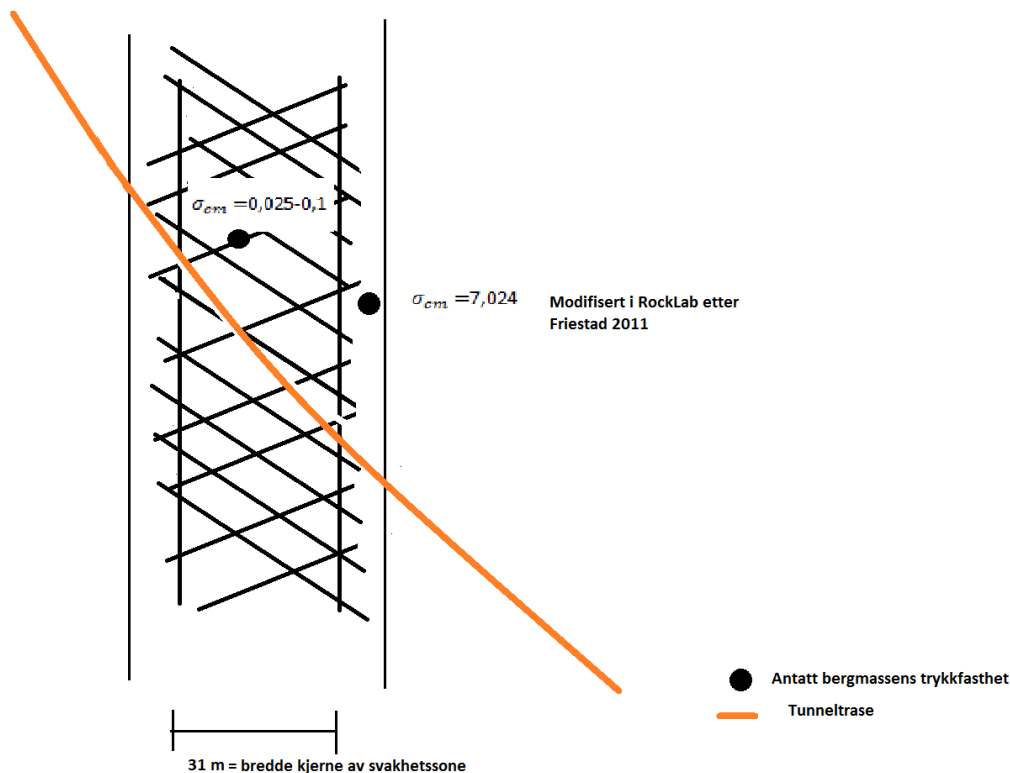
Analyse	Resultater
Lengde sone	34 m, se figur 12 og figur 13
Skvising ut fra Q-verdi	Ut fra analyse ved Singh et. al. (1992) vil den minste Q-verdien i sonen = 0,00625 gi skvising ved en bergoverdekning på 64,47 m  Snittverdien for sonen, $Q=0,039$ , gir skvising ved en overdekning på 118,7 m
Skvising ut fra bergmassen sin enaksiale trykkfasthet ( $\sigma_{cm}$ ) og in-situ spenninger ( $\rho_0$ )	Analyse ut fra Hoek (2001) anslår at $\sigma_{cm}=1,57$ MPa og $\rho_0=6,4$ Mpa gir strain=1-2,5 %, mindre skvisingproblemer.  Ved $\sigma_{cm}=0,025$ MPa og $\rho_0=8,1$ Mpa blir strain=15 %, ekstreme skvisingproblemer.

<b>Sikring estimert fra bergmassen sin enaksiale trykkfasthet (<math>\sigma_{cm}</math>) og in-situ spenninger (<math>\rho_0</math>)</b>	Analyse ut fra Hoek (2007a) anslår at ved max tillatt strain=5 % og $\sigma_{cm}/\rho_0=0,03$ trengs det et sikringstrykk $\rho_i=2,25$ .  For å oppnå dette sikringstrykket trengs tung sikring (stålbuer) og et tykt lag med sprøytebetong (1 m).
--	---

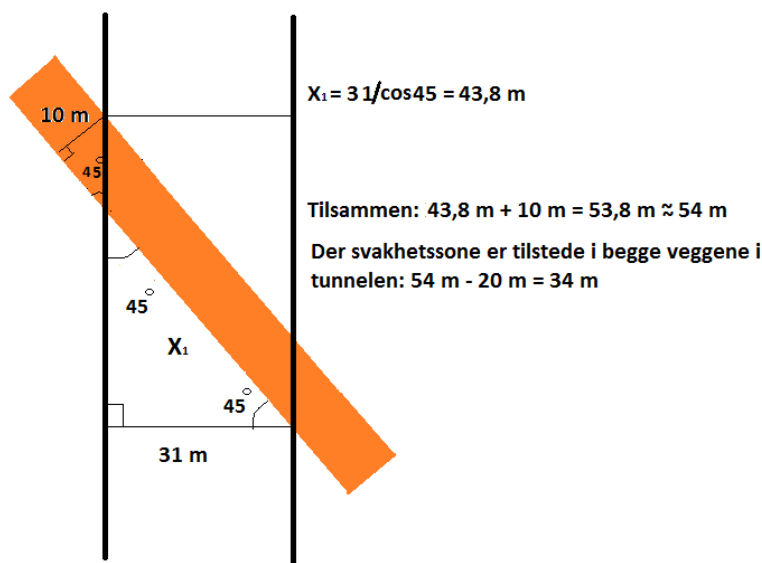
### Kommentarer til analysen:

#### *Lengde av svakhetszone:*

Figur 13 viser hvordan det er tenkt at tunneltraseen vil treffe svakhetssonen, en forenkling av tegningen er vist i figur 13.



Figur 12: Antagelse av hvordan tunneltraseen treffer svakhetszone



**Figur 13: Forenklet tunneltrase gjennom kjerne av svakhetszone**

Den forenklete tegningen indikerer at kjernen av "worst case" scenario svakhetssonen vil være tilstede i begge veggene i tunnelen i til sammen:  $54 \text{ m} - 20 \text{ m} = 34 \text{ m}$ . På hver side av dette partiet på  $34 \text{ m}$  vil kjernen av svakhetssonen kun være synlig i én av veggene og i noe av stoffen (Todnem 2013).

### **Sikring:**

For å estimere sikringstrykk ble det tatt utgangspunkt i at en tilfeldig tunnel ikke skal ha mer enn 5 % strain, det vil si alvorlige skvisingsproblemer i følge Hoek (2001). Videre ble  $\sigma_{cm}/\rho_0$  valgt vilkårlig for å gi noen eksempler på hvilket sikringstrykk som er nødvendig i tunnelen for å ikke få mer enn 5 % strain.  $\rho_0$  ble estimert med utgangspunkt i 300 m overdekning og tunnelradius ble satt til 6 m. Ut fra Hoek (2007b) ga dette forslag til sikring. Resultatene i tabellen indikerer at sprøytebetong er den mest effektive måten å håndtere deformasjon i bergmassen på.

Sikringen må installeres på riktig tidspunkt for å stoppe deformasjon som oppstår på grunn av skvisning. En del av deformasjonen vil allerede ha oppstått foran stoff. Sikring som installeres mer enn to tunneldiameter bak stoff vil ikke ha noen effekt på deformasjonen, derfor må sikringen installeres mellom stoff og to tunneldiameter bak for å kunne ha en effekt på deformasjonen. Før stoff kan det for eksempel installeres spilingbolter (Todnem 2013).

For mer detaljer om analysen, se Todnem (2013)

## **2.4 Diskusjon og konklusjon av TBM-driving ved skvisende forhold**

Rogfast er planlagt som en to-løps eller to-planstunnel. I følge COWI (2012a) er alternativet med to-løpstunnel ansett som mest realistisk hvis tunnelen skal drives med TBM. Med en slik løsning vil det forventes en TBM-diameter på 12,2 m. De geologiske grunnforholdene på Rogfast tilsier at tunnelen vil drives gjennom harde bergarter og det vil derfor være aktuelt med tre ulike type maskiner; enkeltskjold, dobbeltskjold eller åpen TBM. Disse maskinene, i

tillegg til EPB-TBM ble vurdert opp mot grunnforholdene i "worst case" svakhetssonen i prosjektoppgaven. I dette kapittelet gis det en kort oppsummering av diskusjonen og konklusjonen i prosjektoppgaven med hensyn på TBM-driving under skvisende forhold i forhold til tidligere erfaringer og analyse av "worst case" scenario sonen på Rogfast.

Type TBM avhenger av grunnforholdene i "worst case" scenario sonen. Med tanke på skvisning er det fare for at en skjold TBM setter seg fast på grunn av friksjon mot skjoldet. På en annen side har enkelskjolds TBM en høy trykkraft mot liningen, det gjør at maskinen kan ta mye friksjon mot skjoldet samtidig som den kan fortsette drivingen under skvisning. TBM med skjold er også raskere til å installere store mengder sikring i forhold til en åpen TBM. Midlertidig er tilgjengeligheten til stuff og kutterhodet dårligere på en skjold TBM enn en åpen TBM. I prosjektoppgaven ble det ikke konkludert med hvilken maskin som burde velges ved TBM-driving.

Det vil være nødvendig med omfattende sikring gjennom "worst case" scenario svakhetssonen for å stabilisere bergmassen, derfor vil det være aktuelt med sikring foran stuff. Spilingbolter blir brukt til å stabilisere bergmassen foran stuff. Det er ikke normalt at en TBM kan installere spilingbolter, men det har vært utført suksessfullt tidligere med store gripper TBM-maskiner i Niagara falls (Gschnitzer & Goliasch 2008). Det skal også nevnes at en TBM-maskin vil bidra med å stabilisere stoffen, noe som ikke er tilfellet ved konvensjonell driving

TBM driving gjennom "worst case" scenario sonen gir mange utfordringer. Spesielt tilgang til stuff ved TBM driving i dårlige bergmasser er en vanskelig problemstilling å håndtere. TBM tåler dårlig overraskelser. Det vil ikke være mulig å installere sikring før 4-5 m bak stuff med en åpen TBM. Det vil si at noe av deformasjonen allerede har skjedd når sikring installeres. I områder der det er forventninger om meget store deformasjoner i kombinasjon med lav bergmassekvalitet, er det derfor svært usikkert om det er gjennomførbart å drive med TBM. For å klare å komme gjennom sonen er det mulig at TBM-maskinen må bygges om, slik det ble gjort på Gotthard der det ble drevet med overcut og sprøytebetong kunne installeres over skjoldet, noe som er mye nærmere stuff enn det som er vanlig. Hvis en TBM skal drives gjennom "worst case" scenario svakhetszone med så dårlig bergkvalitet, er det nødvendig med nok forundersøkelser for å kunne forutsi mest mulig nøyaktig hvor sonen ligger. Både undersøkelser i planleggingsfasen som kjerneboring og seismikk er viktig, samt undersøkelser under driving på stuff som sonerboring, MWD-logging og spenningsmålinger (Todnem 2013).

Prosjekt oppgaven konkluderte med at potensialet for skvisning i "worst case" scenario svakhetssonen på Rogfast er tilstede og vil kunne gi utfordringer for TBM driving, derfor bør skvisning problematikken undersøkes nærmere (Todnem 2013).

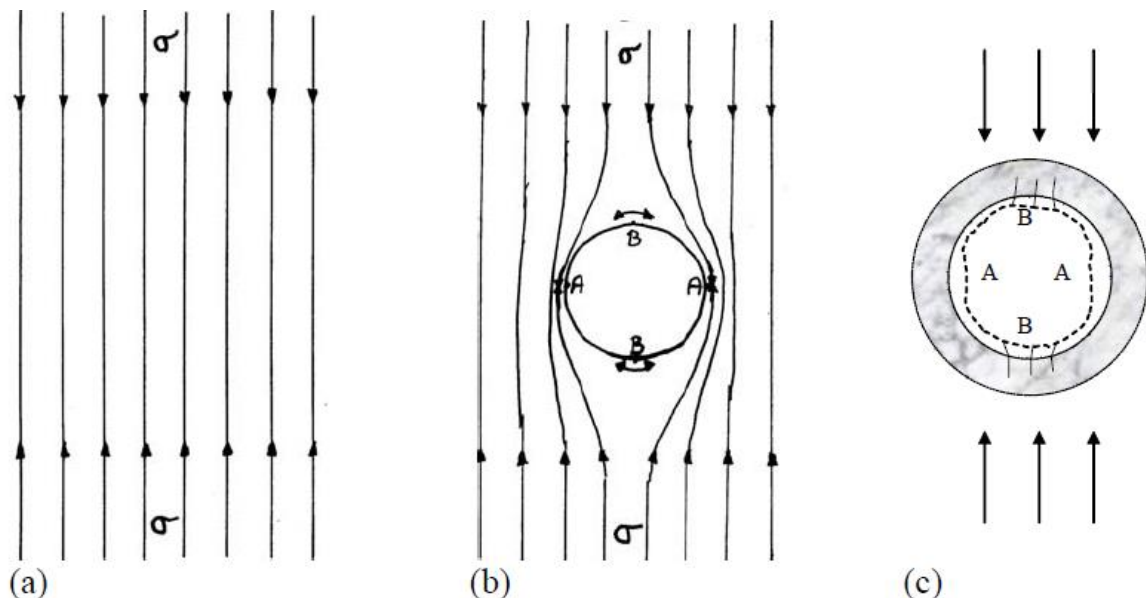


### 3 Fenomenene skvising og svelling

Kapittelet vil gi en introduksjon til fenomenene skvising og svelling. Begrepet "squeezing rock", også kalt skviseberg på norsk, oppstod i følge Shrestha (2006) på slutten av 1800-tallet under byggingen av jernbanetunneler i Alpene. *The International Society of Rock Mechanics* (ISRM) definerte i 1995 skvising som (Shrestha 2006, egen oversettelse) store tidsavhengige deformasjoner som oppstår rundt tunnelen, og er i hovedsak forbundet med kryp forårsaket av en økning av skjærspenning. Deformasjonen kan stoppe under driving eller fortsette over en lengre tidsperiode (Shrestha 2006).

#### 3.1 Øyeblikkelig skvising

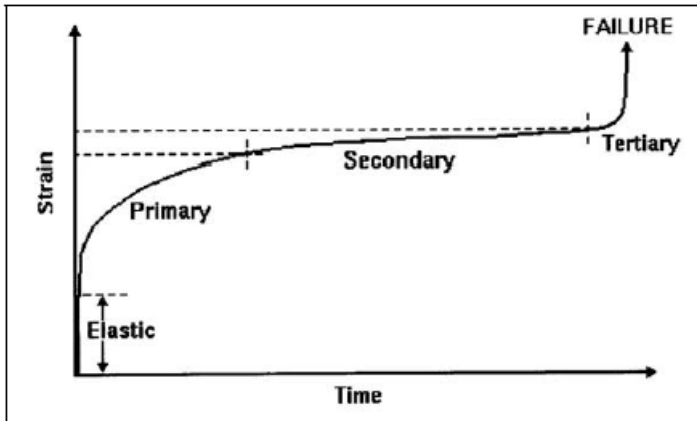
Skvising kan også oppstå som øyeblikkelig på grunn av spenningsbelastningen som påføres berget ved utgravning. Berggrunnen har spenninger som er i likevekt, men ved utgravning vil spenningen måtte fordele seg rundt tunnelåpningen. Dermed øker spenningskonsentrasjonen rundt tunnelkonturen. Hvis denne overskrider styrken til bergmassen vil det kunne oppstå skvising av tunnelåpningen (Shrestha 2006). Dette er illustrert i figur 14.



Figur 14: Vertikal spenningsfordeling i (a) før utgravning (b) etter utgravning og (c) viser A:skvising og B: mulig bruddområder (Shrestha 2006)

#### 3.2 Tidsavhengig skvising – Kryp

Skvising er som tidligere nevnt definert av ISRM som en tidsavhengig deformasjon og er spesielt assosiert til kryp som oppstår når skjærstyrken øker. Bergmasser utsatt for spenningsøkning viser ikke nødvendigvis deformasjon rett etter utgravning, men vil under konstant spenningsbelastning kunne oppleve en økende deformasjon som til slutt fører til svikt i bergmassen. Dette er det som defineres som kryp og kan pågå i lang tid før materialet svikter (Stefanussen 2012). Kryp er illustrert i figur 15.



Figur 15 Oppførselen til kryp (Shrestha 2006)

### 3.3 Svelling

Svelling i berg er definert av ISRM som (Stefanussen 2012, egen oversettelse) en tidsavhengig volumøkning utløst av en fysisk-kjemisk reaksjon som involverer vann. Det er den fysisk-kjemiske reaksjonen med vann som er den største bidragsyteren til svellingen, men reaksjonen kan bare utløses samtidig eller i etterkant en spenningsavlastning (Stefanussen 2012).

## 4 Utvalgte studier av nærliggende prosjekter med skvisende og svellende grunnforhold

Prosjektoppgaven rettet også fokus på norske spesielt utfordrende norske undersjøiske tunnelprosjekter som har opplevd problemstillinger som også kan bli aktuelle med tanke på driving av Rogfast. Det viste seg at T-forbindelsen og Rennfastforbindelsen, som begge befinner seg i samme geologiske område som Rogfast, opplevde problemer med deformasjon i tunnelen.

### 4.1 T-forbindelsen

I prosjektoppgaven ble erfaringene rundt heving av sålen etter ferdigstilling av T-forbindelsen beskrevet. T-forbindelsen ble bygget fra 2011 til 2013 og består blant annet av en 8,9 km lang undersjøisk tunnel som krysser Karmsundet (Hatlenes 2011). Sommeren 2012 ble det registrert bevegelse i vegbanen i Karmøytunnelen på T-forbindelsen. Det ble oppdaget heving av såle og oppsprekkingen i betongen. I første omgang ble det antatt at asfalten i dette området var for tykk, men etter befaring bak hvelv ble det oppdaget tykke lag med leire og svært oppknust berg. Lavt i veggene var betongen oppsprukket opp til cirka 2,5 m over sålen. Under driving ble det ikke registrert noe leire i dette området og Q-verdien lå på 19-9,4, men området som generelt består av granittisk gneis ble beskrevet som mer lignende fyllitt. Det geologiske kartet viste at det lå en leirsoner i skillet mellom den granittiske gneisen og fyllitten (SVV 2013a).

Sålen ble gravd opp og hvelvet måtte kappes og pigges ned. Veggene måtte pigges, sprutes og boltes på nytt for å unngå ras. Det ble tatt svelleprøver av leiren som indikerte at den var svært aktiv. Løsningen ble å sikre med armerte sikringsbuer kombinert med buet armert plate i sålen (SVV 2013a).

Erfaringen fra T-forbindelsen viste at fullarmerte sprøytebetongbuer som forankres i hele buen og fundamenteres i armert buet bunnplate er en vel så god løsning som en ordinær uarmert utstøpning. Ettersom leirsonen ikke ble oppdaget under driving fordi den kun var synlig lavt i veggene og sålen, og det ikke var rensket skikkelig under driving, bør det legges fokus på å kartlegge sålen nøye i undersjøiske tunneler (SVV 2013a).

### 4.2 Rennfastforbindelsen

Rennfastforbindelsen ble ferdigstilt i 1992 og består av to undersjøiske tunneler som krysser Byfjorden og Mastrafjorden (Espedal & Nærum 1994). Etter ferdigstilling i 2008 ble det oppdaget at kjørebanelen var presset opp i Byfjordtunnelen i en større svakhetszone. Under driving ble sålen utstøpt uten armering, bortsett fra et lite område der armeringen ble lagt et stykke opp i vegen og ut i trauret (Pedersen 1997). I Bøyeie (1993) sin hovedoppgave ble det kartlagt flere svakhetssonene innenfor et område på 500 m i Byfjordtunnelen der det har oppstått utrasing og deformasjon. I følge Bøyeie sin analyse av dette området inneholder svakhetssonene mye leire, men minimalt med svelleleire. Den leiren som ble funnet viste seg å være inaktivt ved test. Petrografiske analyser av bergartsprøver fra profilintervallet der sålen hevet seg viser kvartsfyllitt og svartfyllitt både i og utenfor svakhetssonen med store mengder

av lys glimmer og kloritt. Disse mineralene kan ved forvitring omdannes til leirmineraler. I mindre kompetente bergarter med et høyt innhold av leirmineraler kan påvirkningen av spenninger føre til skviseberg. Spenningene i bergmassen i Byfjordtunnelen vil derfor være avgjørende for om bergarten vil oppføre seg som skviseberg, men følge Bøyeie er det grunn til å forvente dette av bergarten. Konvergens målt med ekstensiometer i tunnelen er ikke antatt å skyldes svellende materiale ettersom det ble funnet vært lite aktiv svelleleire i prøvematerialet. Deformasjonen i bergmassen skyldes antageligvis et passivt jordtrykk på grunn av at bergartene oppfører seg som skviseberg. Q-verdiene i svakhetssonen som senere ble utbedret er beregnet med en SRF-verdi på 10,0 på grunn av intenst skvisberg i området, i tillegg til hyppig opptreden av leire (Bøyeie 1993).

Våren 1994 ble tunnelen utbedret med armert sålestøp langs store deler av sålen. Forsterkningen stabiliserte noe av sonen (Pedersen 1997), men i senere tid har det vist seg å fortsatt oppstå problemer med kjørebanelen der sålen ikke har blitt armert.

Tunnelene ligger svært nære den planlagte tunneltraseen til Rogfast. NGI sin geologiske samlerapport for Rogfast (NGI 2010) viser at de Q-verdiene og de seismiske hastighetene målt på Rennfastforbindelsen har samme variasjonsområde som Rogfast. Bergmassen i dette området har senere blitt kartlagt og vurdert til å være "ekstremt dårlig" til "eksepsjonelt dårlig" med en Q-verdi helt nede på  $Q=0,003-0,004$ . Det er antatt at skvisingen ble forårsaket på grunn av kombinasjonen av lave Q-verdiene og høye spenninger i berggrunnen. Rennfasttunnelen har stort sett bestått av bergmasse karakterisert som "dårlig" til "middels",  $Q=2-10$ , utenom områdene der det er opplevd skvising og noen få mindre svakhetssoner. Ettersom de seismiske hastighetene målt i fylltitten var relativt høye er skvisingen tolket som et mulig tegn på høye spenninger i berggrunnen (NGI 2010).

## 5 Laboratorieundersøkelser og logging av kjerner

I dette kapittelet vil undersøkelsene av svakhetssonen bli presentert, sammen med loggingen av kjerner utført i Stavanger og undersøkelser utført ved SINTEF ingeniørgeologiske laboratoriet. Utførelsen og resultater av laboratorieundersøkelsene vil bli presentert i kapittel 5.2. De tre utvalgte borehullene er antatt å representerer kjernematerialet den utvalgte svakhetssonen og sideberget, dermed vil utvalget av borehullene gi et godt bilde av materialparameterne til svakhetssonen.

### 5.1 Logging av kjerner

Det er blitt kartlagt bergmassekvalitet i svakhetssonen og sideberget rundt ved bruk av Q-systemet og bestemmelse av GSI-verdi (se vedlegg A). Kartleggingen ble utført i samarbeid med medveileder Øyvind Dammyr.

Det er blitt valgt å bruke en ”best case” / ”worst case” verdi for både Q- og GSI-verdi ut fra lavest og høyest tenkelige verdi for de ulike parametere som inngår i beregningen. De ulike inngangsparameterne som er brukt til å beregne "Q" og bestemme "GSI" er beskrevet under. Kjerneloggingen har tatt utgangspunkt i at verdiene tas ut fra intervaller av bergmassen med en lengde på rundt 5-7 m.

#### 5.1.1 Q-verdi

Q-metoden er basert på bestemmelse av seks parametere for beskrivelse av bergmassen. Beregning av parameterne gir med formel 1 Q-verdi for bergmassen.

**Formel 1: Q-verdi (Hoek 2007b)**

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

RQD er kartlagt for hver kvadratmeter.

$J_n$  er i sideberget satt til 6-9 (to sprekkesett i tillegg til sporadiske sprekker) ettersom kartleggingen på Kvitsøy i den geologiske rapporten utført av COWI (2012b) konkluderer med at det er opptil tre sprekkesett. I kjernen av svakhetssonen settes  $J_n$  til 15-20, siden bergmassen her er helt oppsprukket.

$J_r$  er satt til fra 1 til 3, avhengig av hvor ru overflaten til sprekken er.

$J_a$  er satt til 4 i de bedre partiene der det er bergkontakt og glatt mineralbelegg, stort sett i form av grafitt. Der partiene er enda dårligere er  $J_a$  satt til 10 – 12 ettersom det ikke er noen bergkontakt og det er registrert smektitt.

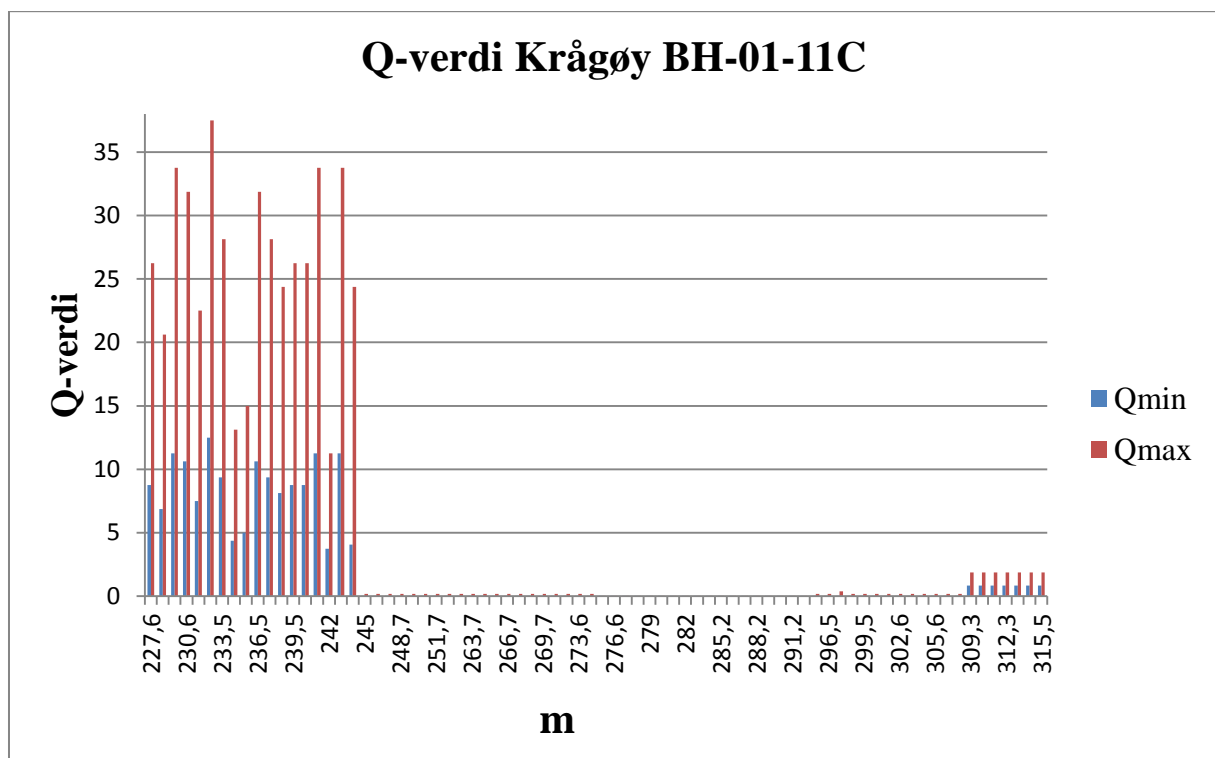
$J_w$  er satt til 1 ettersom det antas at tunnelen skal drives med injeksjon og det dermed blir en relativt tørr tunnel.

SRF er satt til 1-2,5 i sideberget, mens den er satt til 10 i svakhetssonen ettersom det er lang strekninger av dårlig bergmasse.

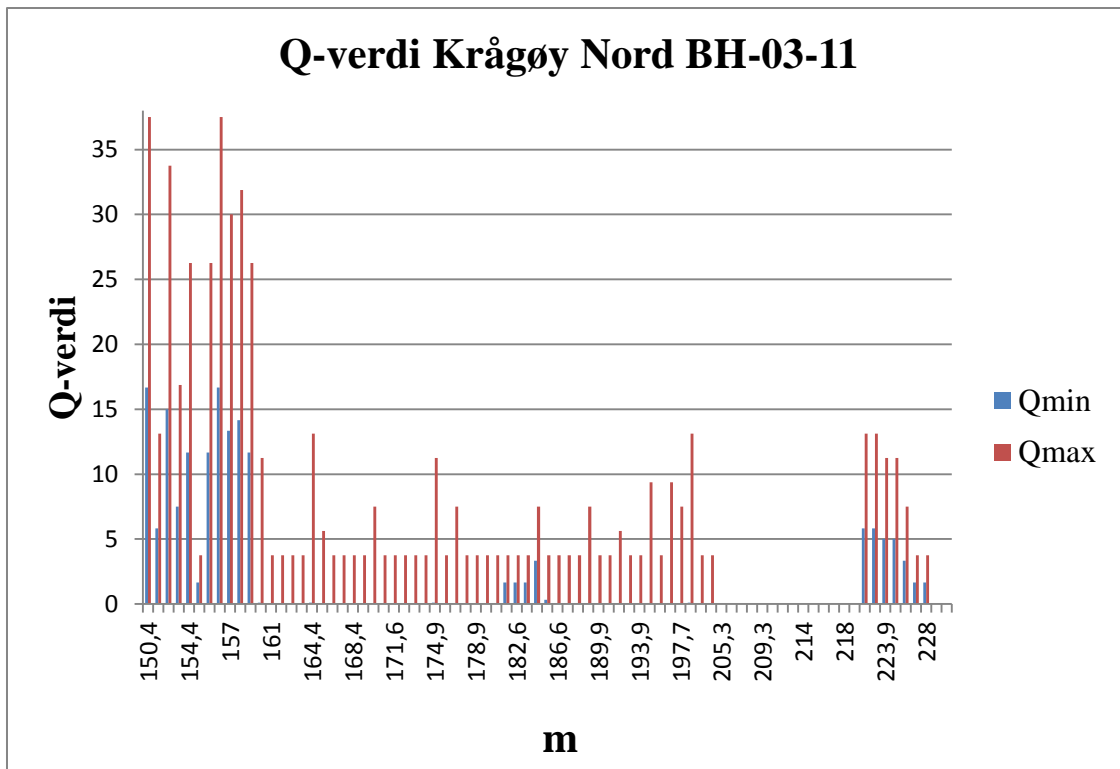
Q-verdi med variasjon for de ulike borehullene er vist i figur 16, figur 17 og figur 18. Q-verdiene som blir brukt videre i analysen er vist i tabell 4. For mer detaljert beskrivelse av Q-metoden og de ulike parameterne, se Hoek (2007b), SVV (2010a) og SVV (2010b).

Tabell 4: Gjennomsnitt av Q-verdiene fra logging

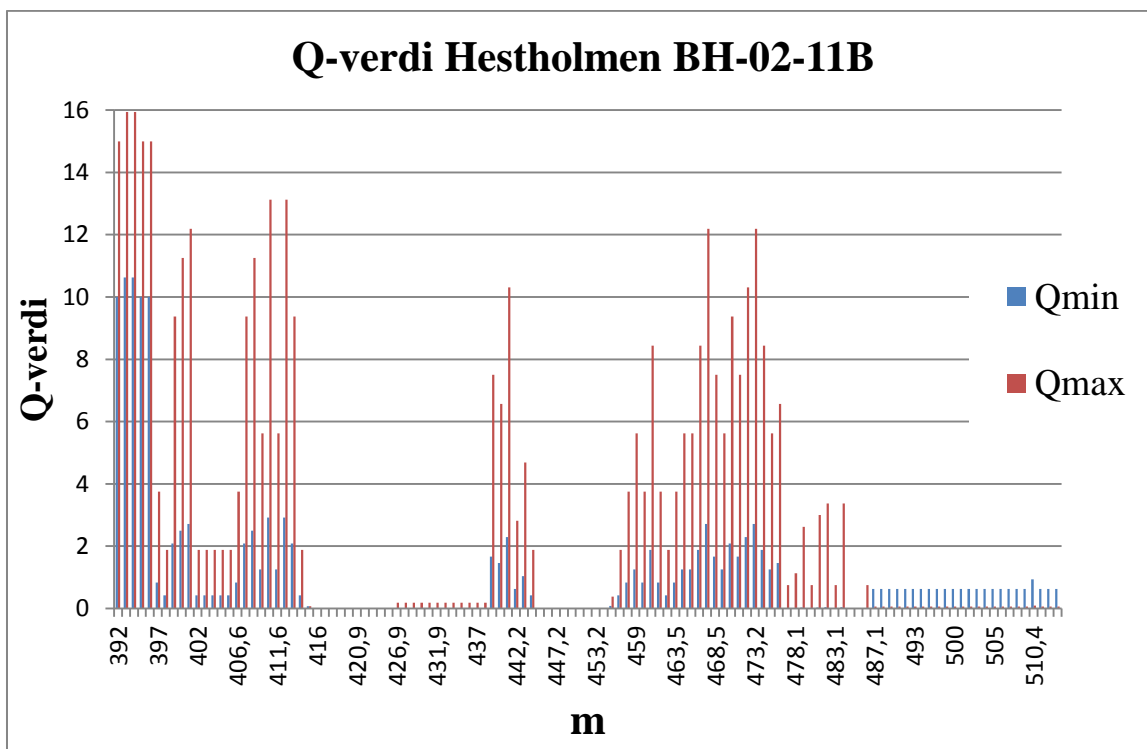
Borehull	Hele lengden			Sideberg	Svakhetszone
	Q <sub>snitt</sub>	Q <sub>max</sub>	Q <sub>min</sub>	Q <sub>snitt</sub>	Q <sub>min</sub>
Krågøy BH-01-11C	2,3-6,4	37,5	0,006	6,6-19,2	0,008-0,019
Krågøy Nord BH-03-11	2,1-7,6	37,5	0,006	2,6-9,2	0,008-0,127
Hestholmen BH-02-11B	1,13-3,36	15,9	0,006	3,035-7,965	0,6-1,68



Figur 16: Q-verdi Krågøy BH-01-11C



Figur 17: Q-verdi Krågøy Nord BH-03-11



Figur 18: Q-verdi Hestholmen BH-02-11B

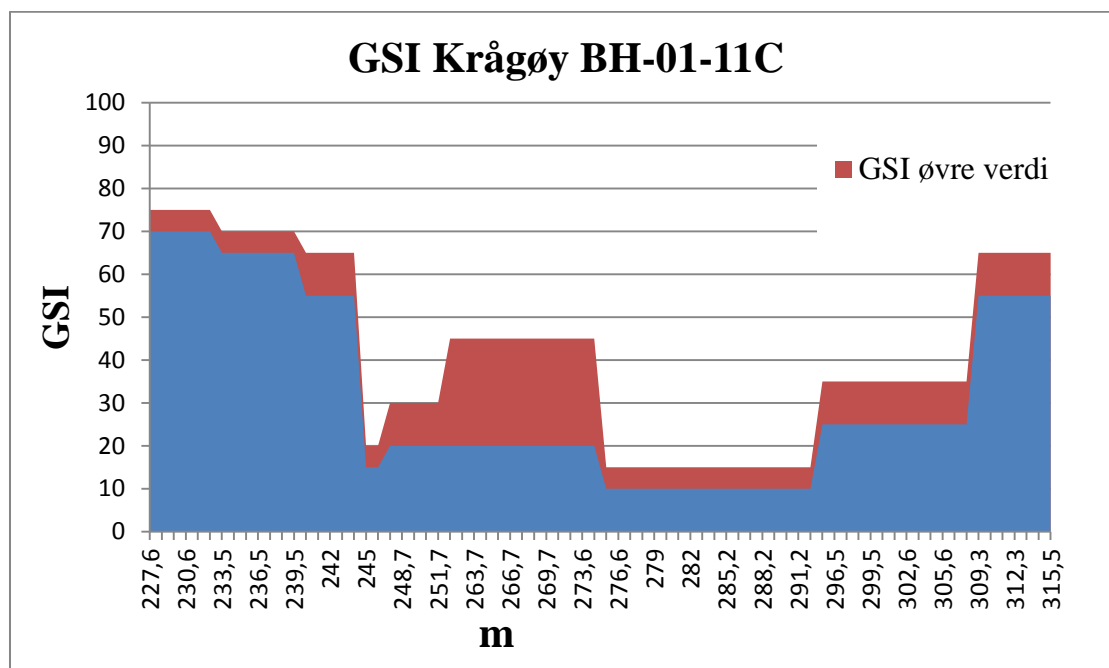
### 5.1.2 GSI

GSI, geologisk styrkeindeks, er basert på en visuell vurdering av litologi, struktur og tilstanden av diskontinuerlige overflater i bergmassen (Hoek et al. 2005). GSI-verdien ble vurdert i intervaller der bergmassen hadde lik karakter. Strukturen i sideberget er observert ut fra GSI-skjemaet, se vedlegg A, som "very blocky" til "blocky". Strukturen i svakhetssonen ble registrerte som "lminated/sheared" til "disintegrated" og "blocky/disturbed/seamy". Overflate kvaliteten er blitt satt til "good" til "fair" i sideberget, og "poor" til "very poor" i svakhetssonen ut fra observasjonene.

Det ble satt en GSI-verdien for flere meter av kjernene ettersom bergmassekvaliteten i disse områdene stort sett var homogen. På grunn av dette er GSI-verdien satt med et stort intervall, i form av en nedre og øvre verdi, fordi bergmassen naturlig nok varierte i det utvalgte området. GSI-verdi for de ulike borehullene er vist i figur 19, figur 20 og figur 21. GSI-verdiene som blir brukt videre i analysen er vist i tabell 4. For en mer detaljert beskrivelse av GSI og de ulike parameterne, se Hoek et al. (2005) og Hoek (2007b)

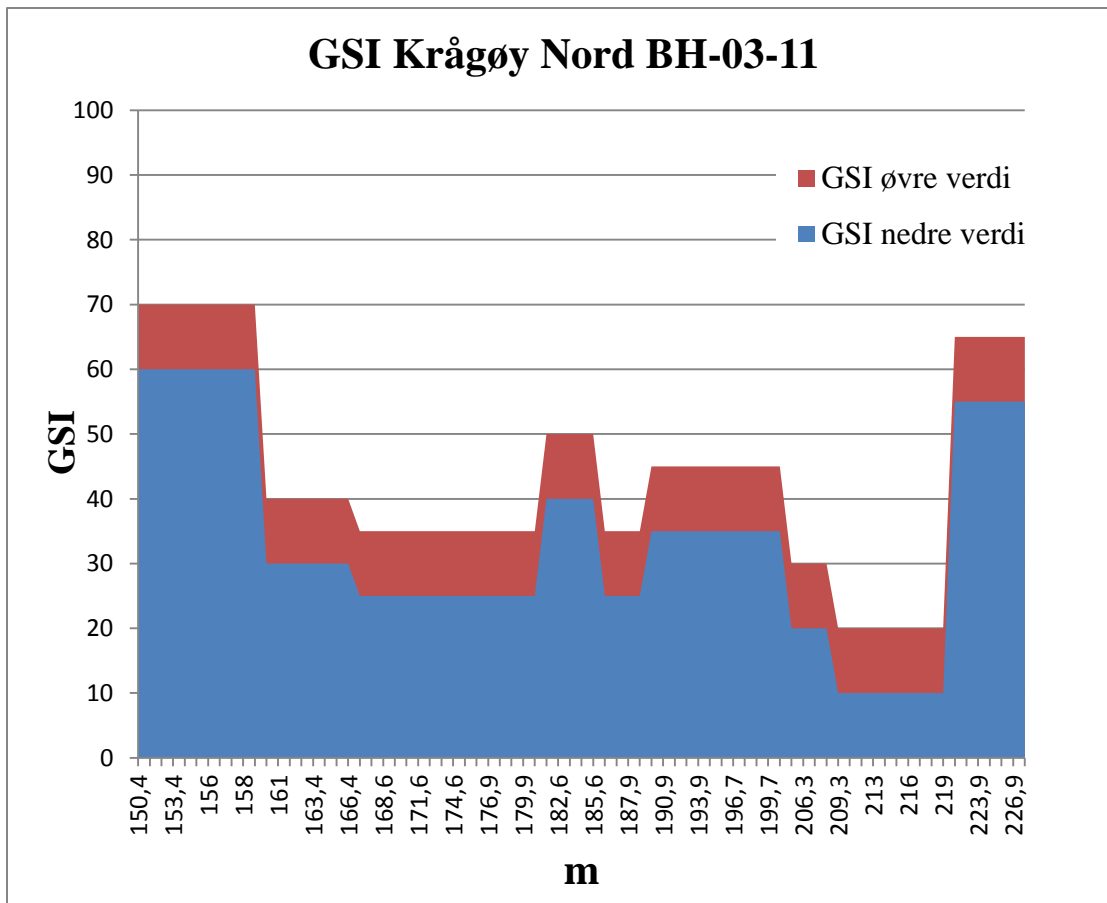
Tabell 5: Gjennomsnitt av GSI-verdiene fra logging

Borehull	GSI-snittverdi	
	Sideberg	Svakhetszone
Krågøy BH-01-11-C	55-75	18-29
Krågøy Nord BH-03-11	39-49	15-25
Hestholmen BH-02-11B	55-65	17-33
	GSI-verdi som brukes i modellering	
	Sideberg	Svakhetszone
	23	50

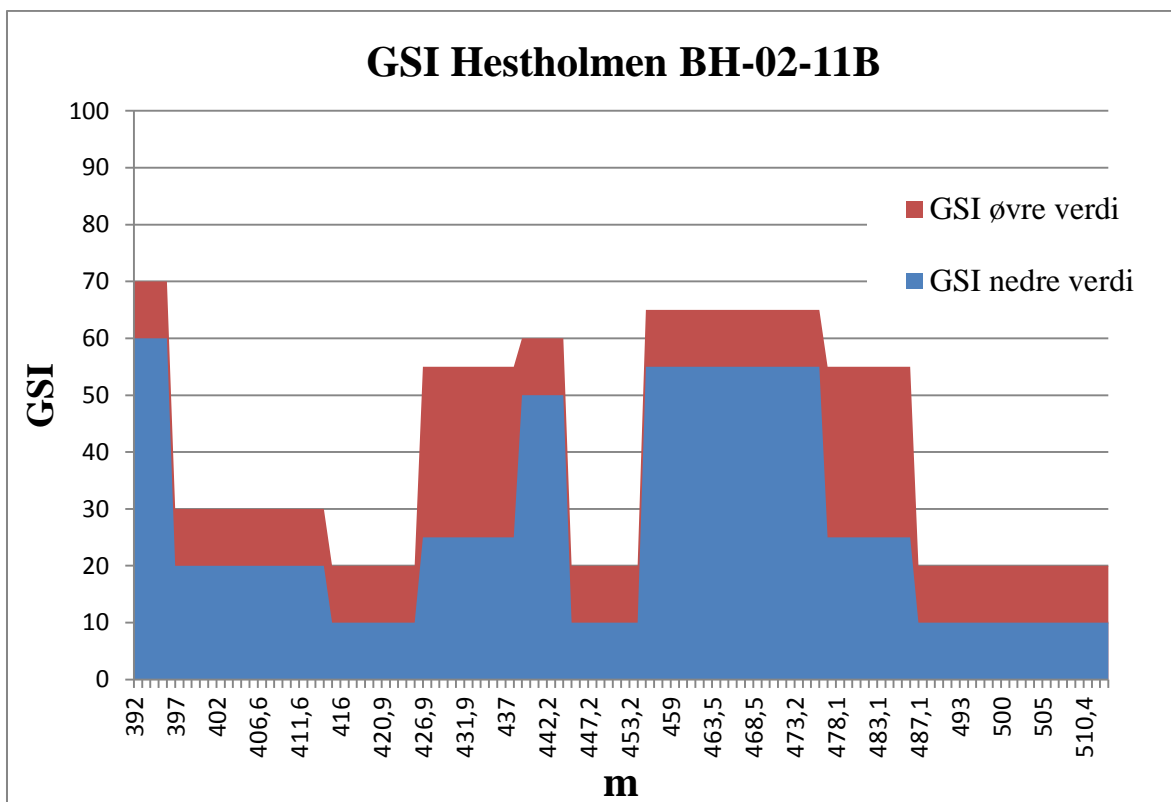


Figur 19: GSI-verdi Krågøy BH-01-11C





Figur 20: GSI-verdi Krågøy Nord BH-03-11



Figur 21: GSI-verdi Hestholmen BH-02-11B

## 5.2 Laboratorieundersøkelser

Dette kapittelet tar for seg de laboratorieundersøkelsene som er blitt utført som en del av masteroppgaven. Kapittelet er delt inn i to deler: en del for beskrivelse av anvendte undersøkelsesmetoder, og en del for resultater, observasjoner og diskusjon. Løsmasse materialet fra svakhetssonen i borehull Krågøy BH-01-11C, Krågøy nord BH-03-11 og Hestholmen BH-02-11B er blitt analysert ved bruk av frisvelletest, kornfordelingskurve, XRD-analyse (røntgendiffraksjon) og klassifikasjon av trykkfastheten. Det er også blitt utført enaksiell trykkfasthetstest og E-modultest på kjerneprøver fra sideberget til svakhetssonen i de tre borehullene.

Undersøkelsene er blitt utført ved SINTEF Ingeniørgeologisk laboratoriet, lokalisert ved Institutt for Geologi og Bergteknikk ved NTNU i Trondheim under veiledning av laboratorieansatte ved SINTEF og NTNU. Ettersom de utførte testene antas å være kjente tester vil det gis en relativ kort beskrivelse av utførelsen.

### 5.2.1 Utførelse av anvendte laboratorieundersøkelser

Utførelsen av de ulike laboratorieundersøkelsene vil bli presentert i følgende rekkefølge: UCS-test, E-modul, prøvepreparering av løsmasseprøver, frisvelletest, røntgendiffraksjon, og kornfordelingskurve.

#### 5.2.1.1 UCS test

Målet med testen er å måle den enaksiale trykkfastheten til bergprøve av fastsatt geometri for å finne styrkeklassifikasjon og karakteristikk av intakt berg (ISRM 1979a). For å utføre modellering av mulig deformasjon i sideberget og svakhetssonen er enaksiell trykkfasthet en nødvendig parameter.

Kjerneprøvene ble preparert ved at endene ble kuttet og slipt for å oppnå en ruhet mindre enn 0,02 mm slik at trykket under testen fordeler seg jevnt på endeflatene. Kjerneprøvene er sirkulære med høyde/diameter forhold på rundt 2,5-3,0, og en diameter i henhold til standarden fra ISRM (1979a). Prøven ble påført last vinkelrett med 0,5-1,0 MPa/sek i 5-10 min til den gikk i brudd. Bruddlasten ble registrert i kilo Newton og regnet om til Mega Pascal, og bruddvinkelen ble også målt.



Figur 22: Kjerneprøve klar for UCS testing

### 5.2.1.2 E-modul

E-modul test angir Young's modulus og Poisson's forholdstall. Testen er ment for klassifikasjon og karakterisering av intakt berg. Prøven påføres et ekstensometeret som måler tøyning. Både aksiell og radiell tøyning måles. Det skal registreres minst ti avlesninger om det ikke er kontinuerlig registrering (ISRM 1979b).

Young's modulus

Young's modulus regnes ut ved hjelp av formel 2:

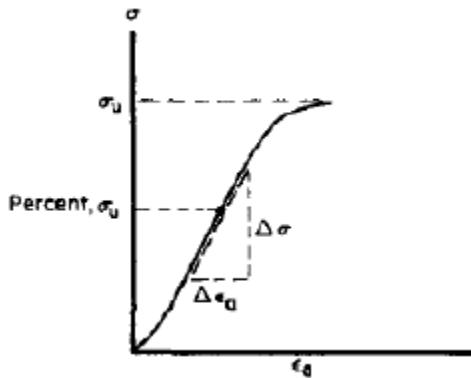
Formel 2 (ISRM 1979b):

$$E = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon_a}$$

$\Delta\sigma$  = forandring i spenning,  $\Delta\varepsilon_a$  = forandring i aksiell tøyning

Figur 23 viser stigningstallet til grafen som også representerer Youngs modulus:

Poisson`s forholdstall regnes ut fra formel 2:



Figur 23: Stigningstall som representerer Young`s modulus (ISRM 1979b)

Poisson`s forholdstall

Poisson`s forholdstall regnes ut fra

Formel 3 (ISRM 1979b):

$$\nu = -\frac{\Delta \varepsilon_a}{\Delta \varepsilon_r}$$

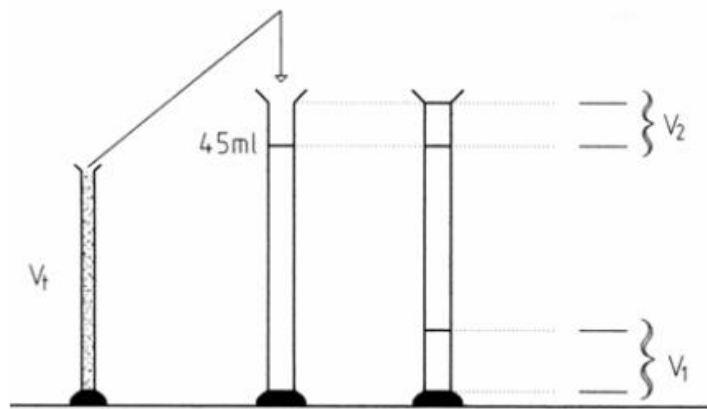
$\Delta \varepsilon_a$  = forandring i spenning,  $\Delta \varepsilon_r$  = forandring i aksial tøyning

### 5.2.1.3 Prøvepreparering av løsmasseprøver

En representativ del av hver av løsmasseprøvene ble lagt i kar med destillert vann for å løse seg opp. Den flytende fraksjonen av prøven ble så overført til en målesylinder med destillert vann slik at det ble en 25 cm høy vannsøylen. Målesylinderen ble så vendt og ristet godt, før den ble latt stående uberørt i 11 minutter og 55 sekunder: dette er tiden det tar for partikler større en 20  $\mu\text{m}$  å falle 25 cm i henhold til Stokes` lov. Videre ble en hevert brukt til å overføre vannet over 25 cm merket til et annet kar. Prosedyren ble gjentatt frem til vannet over 25 cm merket var klart. Leirfraksjonen og grovfraksjonen ble deretter plassert i tørkeskap med en temperatur på 105°C i ett døgn. Videre ble leirfraksjonen knust i porselensmorteren før den var klar for testing (Sørløkk et al. 2007).

### 5.2.1.4 Frisvelling

Frisvellingstest ble utført ved at 10 ml av den tørre leirfraksjonen ble målt opp i en prøvesylinder. Deretter ble prøvematerialet drysset forsiktig ned i en 50 ml prøvesylinder med 45 ml destillert vann for å unngå at store flak og klumper. Umiddelbart ble vannsøylens stigning avlest som  $V_2$ . Et døgn senere ble volumet av sedimentene i bunnen avlest som  $V_1$  (SVV 2005).



Figur 24: Prinsipp frisvelletest (SVV 2005)

### 5.2.1.5 Røntgendiffraksjon (XRD-analyse)

Røntgendiffraksjon, omtalt som XRD-analyse, er en kvalitativ analysemetode for å bestemme ulike elementer i prøvematerialet. XRD-analyse utføres på bergartsmateriale som har en kornstørrelse på 5-10  $\mu\text{m}$ . Avslemming ble utført ytterligere engang på leirfraksjonen for å få ut materiale mindre enn 6  $\mu\text{m}$ . Fraksjonen mindre enn 6  $\mu\text{m}$  ble så analysert på ved EM-laboratoriet ved Institutt for geologi og bergteknikk, NTNU,

### 5.2.1.6 Kornfordelingskurve

Etter avslemming ble løsmassefraksjonen som var større en 20  $\mu\text{m}$  plassert i siktet. Hvert av siktene ble veid uten materiale før prøven ble utført. Materialet ble siktet gjennom sikt med maskevidder på: 16 mm, 8 mm, 4 mm, 2 mm, 1 mm, 0,5 mm, 0,25 mm, 0,125 mm, 0,065 mm. 16-8 mm ble håndsiktet, mens 4-0,065 mm ble maskinsiktet. På prøver med svært mye finstoff ble det utført våtsikting først for å unngå at maskeåpningene tettet seg (Sørløkk et al. 2007).



Figur 25: Utstyr til tørrsikting

Et materiale kan betegnes ut fra hvor lik størrelsen på partiklene i materialet er, det vil si hvor ens- og velgradert det er. Er kurven flat tilsier dette at materialet er sammensatt av et vidt spekter av kornstørrelser, altså velgradert. En steil kurve viser at materialet består av partikler med lik kornstørrelse, det vil si ensgradert. Et mål for dette graderingstallet er  $C_u$ :

Formel 4: Graderingstall (Emdal 2012)

$$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}}$$

Der  $n$  er (60 og 10) vektprosent av alle mineralkorn med diameter mindre enn  $d_n$ . Nedre grense for  $C_u$  er 1, det vil si at alle mineralkornene er like. Tabell 6 viser inndeling av gradering basert på  $C_u$ . Dersom  $d_{10}$  ikke er tilgjengelig kan alternativt  $d_{75}/d_{25}$  brukes (Emdal 2012)

Tabell 6: Graderingsinndeling (Emdal 2012)

Betegnelse	$C_u$
Ensgradert	<5
Middels gradert	5-15
Velgradert	>15

## 5.2.2 Laboratorieresultater

Resultater og observasjoner av laboratorietestene vil bli presentert i følgende rekkefølge: UCS-test, E-modul, klassifisering av løsmasse materialet, frisvelletest, røntgendiffraksjon, og kornfordelingskurve. Diskusjon av UCS-test og E-modul blir presentert etter prøveresultatene. Resultatene av frisvelletest, røntgendiffraksjon og kornfordelingskurve vil sammenlignes og diskuteres sammen etter resultatene er presentert ettersom dette anses som hensiktsmessig for analysen. Testene utført på prøvene i masteroppgaven er gitt i tabell 7.

Tabell 7: Oversikt over testede prøver for Rogfast. Kolonnen "Bergart" angir beskrivelse gitt av NGU (2011)

Borehull		Prøve ID	Utførte undersøkelser
<b>Krågøy Nord BH-03-11</b>	Kjerneprøve	1.1	- UCS test
		1.2	
		1.3	
		1.4	
		1.5	
	Løsmasseprøve	1.a	- Frisvelling
		1.b	- XRD - Kornfordeling
<b>Krågøy BH-03-11C</b>	Kjerneprøve	2.1	- UCS test
		2.2	
		2.3	
		2.4	
		2.5	
	Løsmasseprøve	2.a	- Frisvelling
		2.b	- XRD - Kornfordeling
<b>Hestholmen BH-02-11B</b>	Kjerneprøve	3.1	- UCS test
		3.2	
		3.3	
		3.4	
		3.5	
	Løsmasseprøve	3.a	- Frisvelling
		3.b	- XRD
3.c		- Kornfordeling	
3.d			

### 5.2.2.1 UCS og E-modul

Tabell 8 viser gjennomsnittresultat for hvert av borehullene fra test av enaksiell trykkfasthet og E-modul. For fullstendig oversikt over alle resultatene, se vedlegg B. Det stilles krav til en viss lengde på prøvestykkene (ISRM 1979a), og det er derfor kun sideberget til svakhetssonen som er testet ettersom materialet nær og i svakhetssonen er for oppsprukket.

Tabell 8: Resultater fra UCS og E-modul. Standardavviket er gitt som  $\pm$  en verdi.

Borehull	Bergart	UCS [MPa]	Youngs modulus [GPa]	Poissons forholdstall $\nu$ [-]
Krågøy Nord BH-03-11A	Grafitt rik svart skifer stor andel innslag av foldede lag av kvarts	56,47 $\pm$ 5,28	30,20 $\pm$ 4,97	0,18 $\pm$ 0,02
Krågøy BH-03- 11C	Grafitt rik svart skifer stor andel innslag av foldede lag av kvarts	43,62 $\pm$ 13,11	34,70 $\pm$ 6,34	0,19 $\pm$ 0,04
Hestholmen BH-02-11B	Kvartsrik grønnstein og grafittrik skifer som er ganske oppknust og foliert.	32,50 $\pm$ 11,55	36,82 $\pm$ 12,27	0,35 $\pm$ 0,30
<b>Gjennomsnitt av alle borehull</b>		44,2 $\pm$ 9,8	33,91 $\pm$ 2,76	0,24 $\pm$ 0,08

Siden testen er utført på prøvestykker som allerede er boret er det ikke mulig å ta hensyn til å teste normalt på og parallelt med lagdeling. Når vinkelen mellom lastaksen og lagdelingen er mindre enn  $90^\circ$  vil prøvestykket slippe lettere langs lagdelingen, og maksimal trykkfasthet vil ikke oppnås. Testing blir ikke optimal med hensyn på statistikken ettersom vinkelen på lagdelingen varierer fra prøve til prøve. Spesielt prøvene med grønnstein var det vanskelig å måle vinkelen på lagdelingen. Figur 26 viser tre prøver fra de ulike borehullene, der prøve 2.6 og 3.8 har gått i brudd langs lagdelingen. Prøve 1.5 har en mer variert foliasjon og skjærbruddet følger ikke lagdelingen. For fullstendig oversikt over prøvene etter brudd, se vedlegg B.



Figur 26: Bilde av prøve 1.5 fra Krågøy Nord, 2.6 fra Krågøy og 3.8 fra Hestholmen

Det må også nevnes at Krågøy Nord BH-03-11 er boret mot øst med en nær vertikal inklinasjon på mellom  $80^\circ$ - $90^\circ$ . Borehull Krågøy BH-03-11C ble boret som en gren nedover



fra det opprinnelige borehullet som hadde en inklinasjon på  $17^{\circ}$ . Derfor har borehull Krågøy BH-03-11C en retning som er enda dypere, rundt  $30^{\circ}$ . Hestholmen BH-02-11B er boret med en inklinasjon på  $20^{\circ}$  (COWI 2012b). På grunn av forskjellige retning på borehullene vil vinkelen til lagdelingen på kjerneprøvene variere.

#### 5.2.2.2 Diskusjon av resultater UCS og E-modul

Bergartsbestemmelsen er som tidligere nevnt gitt av NGU (2011). Prøvestykkene fra Krågøy Nord (fra 150,4-156,5 m) og Krågøy (fra 229,6-231,5 m) består av grafittrik svartskifer med innslag av foldede lag av kvarts. Foliasjonen er velutviklet. De fleste av prøvestykkene fra Hestholmen (fra 399-412 m) inneholder også samme grafittrike svartskiferen med foldede lag og kvarts, mens tre av prøvestykkene (hentet fra 385-399 m) inneholder grønnstein med mørke sekundære mineraler. Prøvestykkene med grønnstein fra borehullet på Hestholmen har en høyere enaksiell trykkfasthet sammenlignet med resten av prøvestykkene fra samme borehull med den grafittrike svartskiferen. Sammenlignes den enaksielle trykkfastheten til svartskiferen fra alle borehullene viser resultatene at prøvestykkene fra Krågøy Nord og Krågøy har en høyere verdi enn prøvestykkene fra Hestholmen. Grunnen til dette kan være at mange av prøvestykkene fra Hestholmen gikk i brudd langs lagdelingen og tydelige svakheter under testen, som vist på prøve 3.8, i figur 26. Sammenlignes disse verdiene med resultatene fra Friestad (2012) sin UCS-test på kjerneprøver fra borehullene på Hestholmen BH-02-11B og Krågøy BH-03-11C, i samme område i borehullene, ligger verdiene på nesten det samme.

NBG sin *Handbook 02 - Engineering Geology & Rock* (2000) definerer en enaksiell trykkfasthet på 25-50 MPa som medium styrke. Enaksiell trykkfasthet på 50-100 MPa er definert som høy styrke (NBG 2000). Ut fra denne definisjonen har prøvestykkene fra Krågøy og Hestholmen medium styrke, mens prøvestykkene fra Krågøy Nord har en høy styrke. I modelleringen av sideberget er det valgt å bruke et gjennomsnitt av alle resultatene fra de tre borehullene.

Resultatene fra måling av E-modul viser lite variasjon i Youngs modulus og Poissons forholdstall for prøvene fra Krågøy og Krågøy Nord. Måling av E-modul på prøvene fra Hestholmen ga verdier for Young's modulus og Poisson's forholdstall med mye høyere standardavvik, spesielt Poisson's forholdstall har et spesielt høyt standardavvik. Sammenlignes prøveresultatene i vedlegg B med bildene av prøvestykkene varierer E-modulen oppsiktsvekkende mye på prøve 3.8 og 3.9 ettersom prøvestykkene er tilsynelatende like. Variasjonen i heterogeniteten som ikke nødvendigvis er synlig antas å være årsaken til det store standardavviket i E-modul.

Prøvestykkene fra Hestholmen er registrert med en E-modul helt opp til 60 GPa, noe som er høyt og betyr at bergarten er stiv. Det er registrert høye E-modul verdier både på prøvestykker med svartskifer og grønnstein. Sammenlignes disse resultatene av E-modul med resultatene til Friestad (2012) fra Hestholmen BH-02-11B, er det i dette tilfellet påvist en noe høyere Young's modulus og Poisson's forholdstall. Resultater for Young's modulus og Poisson's forholdstall på prøvestykkene fra Krågøy BH-03-11C og Krågøy Nord BH-03-11A har en noe høyere Young's modulus og en litt lavere Poisson's forholdstall enn de verdiene Friestad (2012) har fått.

### 5.2.2.3 Klassifisering av løsmasse materialet

Løsmasse materialet i kjernen av svakhetssonen er klassifisert for å finne trykkfastheten til materialet. NBG sin *Handbook 02 - Engineering Geology & Rock* (2000) er brukt til å klassifisere materialet som vist under.

Tabell 9: Identifisering av styrke til bergarter og leire (ISRM 1978)

Grade and Term		Field identification	Approx. $\sigma_c$ (MPa)
S1	Very soft clay	- Easily penetrated several inches by fist.	< 0.025
S2	Soft clay	- Easily penetrated several inches by thumb.	0.025-0.05
S3	Firm clay	- Can be penetrated several inches by thumb with moderate effort.	0.05 -0.10
S4	Stiff clay	- Readily indented by thumb, but penetrated only with great effort.	0.10 -0.25
S5	Very stiff clay	- Readily indented by thumbnail.	0.25 -0.50
S6	Hard clay	- Indented with difficulty by thumbnail.	> 0.50
The clays in grade S1 - S6 can be silty clays and combinations of silts and clays with sands, generally slow draining.			
R0	Extremely weak rock	- Indented by thumbnail.	0.25 - 1
R1	Very weak rock	- Crumbles under firm blows with point of geological hammer; can be peeled by a pocket knife.	1 - 5
R2	Weak rock	- Can be peeled by a pocket knife with difficulty, shallow identifications made by firm blow with point of geological hammer	5 - 25
R3	Medium strong rock	- Cannot be scraped or peeled with a pocket knife; specimen can be fractured with single firm blow of geological hammer.	25 - 50
R4	Strong rock	- Specimen requires more than one blow of geological hammer to fracture it.	50 - 100
R5	Very strong rock	- Specimen requires many blows of geological hammer to fracture it	100 - 250
R6	EXTREMELY STRONG ROCK	- Specimen can only be chipped with geological hammer	> 250

Materialet har ligget i lenge i kjernekasene, og ut fra bildene i NGU (2011) sin kjerneleggingsrapport kan det se ut som materialet var mye mer vannholdig enn det som ble observert under kjerneleggingen.

Materialet vist i figur 27 fra 277 m i borehull Krågøy BH-03-11C er så mykt at det blir innrykket av tommelfingerne. Tabell 9 klassifiserer materialet som "very stiff clay" med en styrke på  $\sigma_c=0,25-0,5$  MPa. Materialet ble forsøkt fuktet, og da ble det veldig mye mykere.



**Figur 27: løsmassemateriale fra Krågøy BH-03-11C**

Materialet fra 282 m i borehull Krågøy BH-03-11C, vist i figur 28, er sort og ser mer leiraktig ut. Det er hardere enn det grønne materialet vist i figur 27 og med større kraft blir det innrykket av tommelfingernegl. Tabell 9 klassifiserer materialet som "hard clay" med en styrke på  $\sigma_c > 0,5$  MPa. Materialet ble forsøkt fuktet, og det ble da løste deg seg opp mellom fingrene.



**Figur 28: Løsmassemateriale fra Krågøy BH-03-11C som er fuktet**

#### 5.2.2.4 Frisvelling

Tabell 10 viser resultatene fra frisvellingstest. For bilder av prøvesylindere med prøvematerialet som har stått i 24 timer og fullstendig utregning, se vedlegg C

Tabell 10: Resultater frisvelling

Borehull:	PELnr:	Prøvenr:	Frisvelling [%]	Klassifikasjon etter Statens vegvesen sin håndbok (2005) Laboratorieundersøkelser
Krågøy nord BH-03-11	216	1.a	110	Lite aktiv
Krågøy nord BH-03-11	220-220,5	1.b	100	Lite aktiv
Krågøy BH-01-11C	281,5-282	2.a	90	Lite aktiv
Krågøy BH-01-11C	276,5-277	2.b	150	Middels til meget aktiv
Hestholmen BH-02-11B	422,9	3.a	95	Lite aktiv
Hestholmen BH-02-11B	418,9	3.b	110	Lite aktiv
Hestholmen BH-02-11B	499-500	3.c	90	Lite aktiv
Hestholmen BH-02-11B	506,4-508,4	3.d	90	Lite aktiv

FS > 150 % er meget aktivt

FS 120-150 % er middels aktivt

FS 80-120 % er lite aktivt

FS < 80 % er ikke aktivt

Figur 29: Klassifisering av verdier oppnådd fra fri svelling (FS) (SVV 2005)

Klassifikasjon av frisvelling i tabell 10 viser lite variasjon av prøvene. Innholdet er lite aktivt (90-110 %), bortsett prøve 2.b fra Krågøy BH-01-11C (276,5-277 m) som er klassifisert som middels til meget aktiv (150 %), se figur 30. Usikkerhet ved frisvelling er forbundet med at prøven er inhomogen: prøvematerialet er iblandet grovere materiale.



Figur 30: Prøve 2.b fra Krågøy BH-01-11C etter å ha stått i 24 timer

#### 5.2.2.5 Røntgendiffraksjon (XRD)

Tolkning av XRD-analysen er gitt i tabell 11, for supplerende informasjon om testen henvises det til XRD-diffraktogram i vedlegg D.

Tabell 11: XRD Mineralogisk analyse

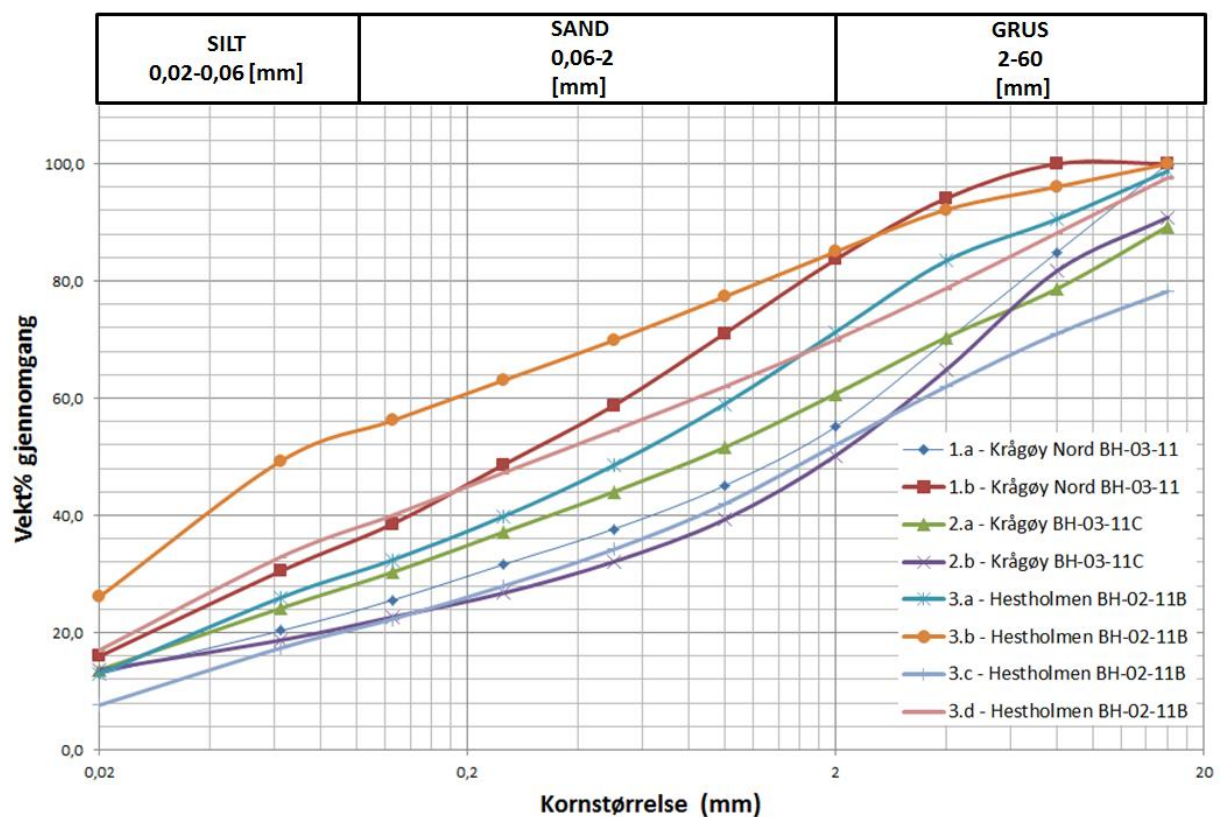
Hovedgruppe	Mineral	Hestholmen BH-02-11B	Krågøy nord BH-03-11	Krågøy BH-01-11C
<b>Smektitt</b>	Montmorillonite- 14A	x	x	x
	Montmorillonite -chlorite	x	x	
<b>Kaolinit</b>	Kaolinite – 1Ad	x	x	x
<b>Kalsitt</b>	Calcite, syn	x		
<b>Plagioklas</b>	Albite, ordered	x	x	x
<b>Kalifeltspat</b>	Microcline, sodian	x	x	
	Maximum microcline	x	x	x
<b>Kvarts</b>	Quartz, syn	x	x	x
<b>Glimmer</b>	Muscovite- 2M1	x	x	x
<b>Kloritt</b>	Clinochlore-1 MIIb, ferroan	x	x	x
	Clinochlore-1 MIIb, ferroan		x	x

Hovedformålet med analysen var å identifisere smektitt i prøvene. Det er derfor ikke blitt kvantifisert mengder av de ulike mineralene ettersom dette er tidkrevende og forbundet med en viss usikkerhet. Det er viktig å nevne at XRD mineralogisk analyse ikke gir eksakte svar, og det utføres derfor en tolkning av analyseresultatene for å bestemme mineralsammensetningen.

Prøvene inneholder forskjellige varianter av feltspat (alkalifeltspat og plagioklas). Noe uventet var det å finne kaolinit i prøvene. Kloritt og glimmer i er observert i prøvene. Alle prøvene inneholder smektitt. Montmorillonitt er det mest svellende av leirmineralene og er funnet i alle prøvene.

### 5.2.2.6 Kornfordelingskurve

Kornfordelingskurvene for alle prøvene er plassert i grafen avbildet i figur 31



Figur 31: Resultat kornfordelingskurve

Figur 31 viser kornfordelingskurven. Mengden finstoff >0,02 mm ligger på 8-26 % i prøvene. Ettersom løsmasse materialet ikke er fordelt for kornstørrelse < 0,02 mm kan det ikke påvises at materialet inneholder leire, men det er en stor sannsynlighet for det ut fra trenden i kurven.

Graderingstallet er regnet ut fordi ulike kornfordelingskurvene med forholdet  $d_{75}/d_{25}$  som vist i tabell 12. Ut fra resultatene av  $C_u$  i tabellen er løsmasse materialet velgradert ettersom  $C_u$  er større enn 15 i henhold til tabell 6.

Tabell 12: Resultater graderingstall Cu

Borehull	d <sub>25</sub>	d <sub>75</sub>	C <sub>u</sub> = d <sub>75</sub> /d <sub>25</sub>
<b>1.a. – Krågøy Nord BH-03-11</b>	0,125	5	40
<b>1.b. – Krågøy Nord BH-03-11</b>	0,04	1,35	33,8
<b>2.a. – Krågøy BH-03-11C</b>	0,07	6	85,7
<b>2.b. – Krågøy BH-03-11C</b>	0,18	6	33,3
<b>3.a. – Hestholmen BH-02-11B</b>	0,057	2,5	43,3
<b>3.b. – Hestholmen BH-02-11B</b>	0,02	0,8	40
<b>3.c. – Hestholmen BH-02-11B</b>	0,17	10,5	61,8
<b>3.d. – Hestholmen BH-02-11B</b>	0,035	3	85,7

#### 5.2.2.7 Diskusjon av resultater frisvelletest, XRD-analyse og kornfordelingskurve

Resultatet fra frisvelling viste at innholdet var lite aktivt, bortsett fra en prøve som ble klassifisert som middels til meget aktiv. Til sammenligning ble XRD-analysen tolket dithen at alle prøvene inneholder svellende leirminerale. Selv om resultatene fra frisvelletest indikerer lite aktivitet materialet er dette en semikvantitativ metode som er noe usikker, og en av prøvene var middels til meget aktiv. I tillegg viser tidligere frisvelletester av materialet fra borehull Krågøy BH-03-11C (fra 285 m og 294,5 m), utført av SINTEF (2011), at materialet er meget aktiv. Kornfordelingskurven viste til sammenligning at prøvene inneholdt mye finstoff, og trenden på kurven indikerer at det vil være leirinnhold i prøvene. Disse resultatene indikerer at det er leirinnhold i prøvene og at potensialet for svelling er der.





## 6 Metode for analyse

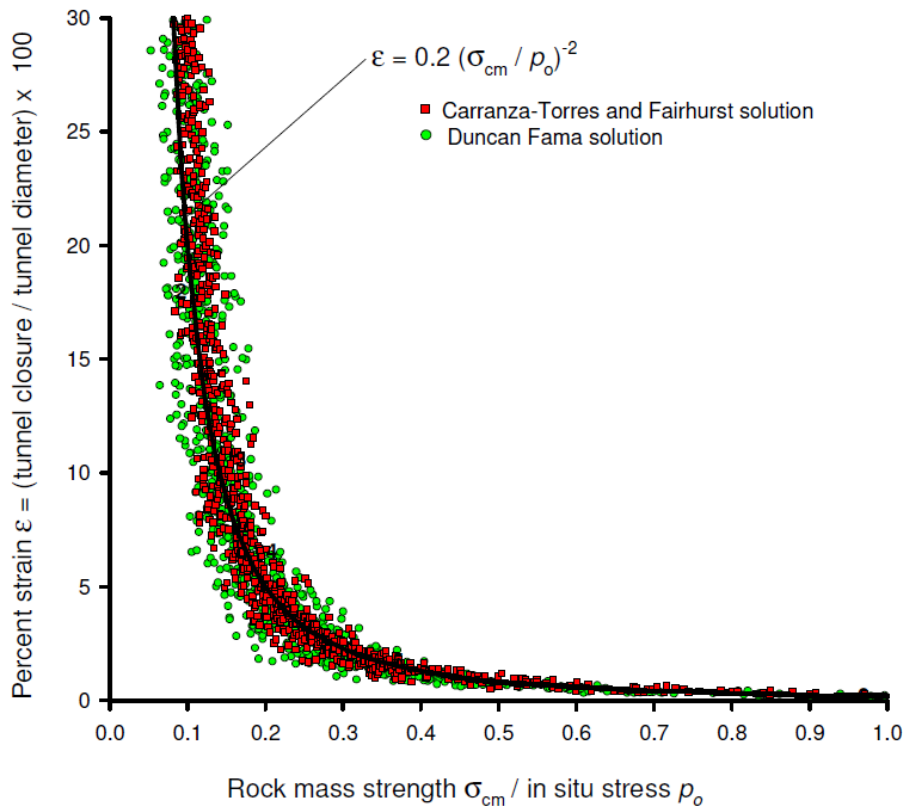
Skvisning er et fire-dimensjonalt problem; tidsavhengig og tredimensjonalt redistribusjon av spenninger rundt utgravningen (Carranza-Torres & Fairhurst 2000). Det eksisterer flere metoder for å forutsi skvisning. Empiriske metoder kan forutsi skvisning og avgjøre om det er nødvendig å gjennomføre mer omfattende analyse. Semi-analytiske metoder kan anvendes til å anslå et første estimat av skvisning, og for videre analyse av for eksempel graden av skvisning, i tillegg til nødvendig sikringstrykk. For å få en fullstendig analyse er det anbefalt å bruke numerisk modellering, som for eksempel ved det to-dimensjonale programmet Phase<sup>2</sup>. I denne studien blir den empiriske metoden Singh et al. (1992), samt den semi-analytiske metoden i Hoek & Marinos (2000) og Hoek (2001) benyttet å forutsi skvisning og gi et estimat av graden av skvisning og nødvendig sikringstrykk. Modellering i Phase<sup>2</sup> vil også bli utført for å få en mer detaljert analyse, og for å kunne designe "Longitudinal Displacement Curve" (LDP) og en "Ground Reaction Curve" (GRC) fra metoden i Vlachopoulos & Diederichs (2009). Resultatene fra modelleringen, i tillegg til LDP og GRC, vil analyseres med Hoek (2007a) for å anslå sikringstype og tidspunkt for installasjon av sikring.

### 6.1 Empiriske og semi-analytiske metoder for å kunne forutse skvisning

For å kunne gi et første estimat av skvisning vil metodene beskrevet i Hoek & Marinos (2000) og Singh et al. (1992) benyttes, disse er forklart under.

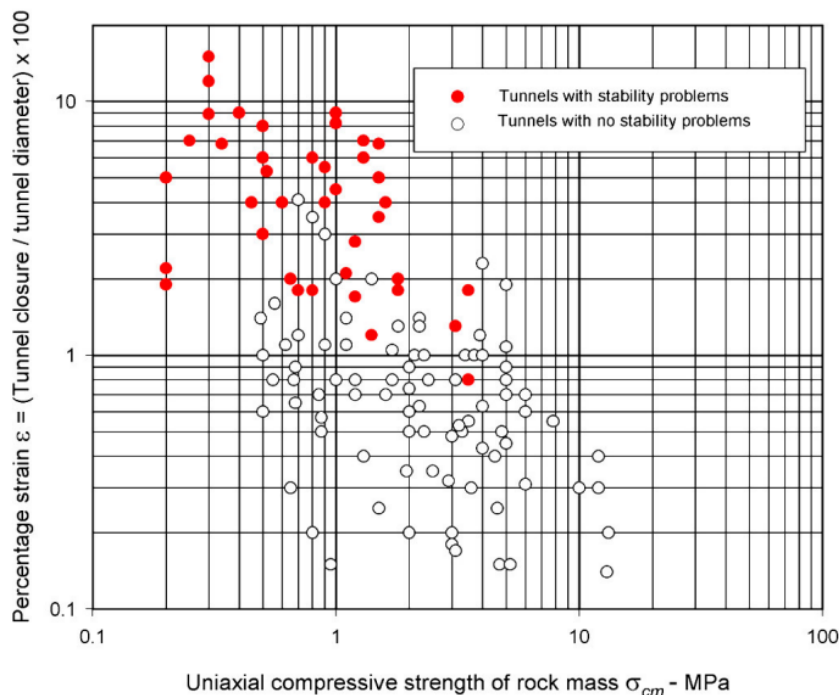
#### 6.1.1 Hoek og Marinos (2000)

I følge Hoek og Marinos (2000) vil forholdet mellom bergmassen sin enaksiale trykkfastheten,  $\sigma_{cm}$ , og in-situ spenningen,  $\rho_0$ , gi en indikasjon på potensielle skvisningsproblemer i en sirkulær tunnel med isostatisk spenningsregime. Metoden vil kunne gi et pålitelig første estimat av graden av skvisning. I artikkelen til Hoek og Marinos (2000) er det utført et studie på analyser av sirkulære tunneler med isostatisk spenningsregime basert på Duncan Fama (1993) og Carranza-Torres & Fairhurst (1999) sine publikasjoner. Monte Carlo-simulering ble utført for å finne konvergens i tunneler med et vidt spekter av ulike bergmasseparametere. Resultatet viste at tunnelen følger et tydelig mønster, se figur 32 (Hoek & Marinos 2000).



**Figur 32: Plot av tunnel konvergens mot forholdet mellom bergmassens enaksiell trykkfasthet og in-situ spenninger for tunneler som ikke er sikret (Hoek & Marinos 2000)**

I Hoek (2001), som bygger videre på Hoek & Marinos (2000), refereres det til et studium av Chern et al. (1998) basert på observasjoner og målinger viser at tunneler med lav enaksiell trykkfasthet har opplevd større deformasjon enn tunneler med høyere enaksiell trykkfasthet, som vist i figur 33. Med en lav enaksiell trykkfasthet i bergmassen vil det være større sannsynlighet for deformasjon i bergmassen. Det skal nevnes at noen av tunnelen i studiet opplevde strain opp mot 5 % uten at dette førte til stabilitetsproblemer. Når forholdet mellom bergmassestyrken og in-situ stress, overdekning multiplisert med tetthet blir mindre enn 0,2 vil det forekomme skvisning som kan gi problemer med stabiliteten.



**Figur 33: Et utvalg tunneler som har opplevd stabilitetsproblemer i sammenheng med belastning på sikring og den enaksiale trykkfastheten til bergmassen (Hoek 2001)**

Siden den enaksiale styrken til bergmassen er en spesielt viktig parameter for å evaluere potensialet for skvisning i bergmassen kan den estimeres med formel 5 for utvalgte verdier av GSI,  $\sigma_{ci}$  og  $m_i$ .

**Formel 5: Enaksial styrke (Hoek & Marinos 2000)**

$$\sigma_{cm} = (0,0034m_i^{0,8})\sigma_{ci}(1,029 + 0,025e^{(-0,1m_i)})^{GSI}$$

$\sigma_{ci}$  = intakt bergmasse styrke,  $m_i$  = konstant, GSI = geologisk styrkeindeks

Videre vil formel 6 på bakgrunn av den estimerte enaksiale trykkfastheten til bergmassen angi deformasjonen av en tunnel ved skvisning. Strain er definert i prosent som forholdet mellom tunnelens lukking (radiell deformasjon) på tunnelradius.

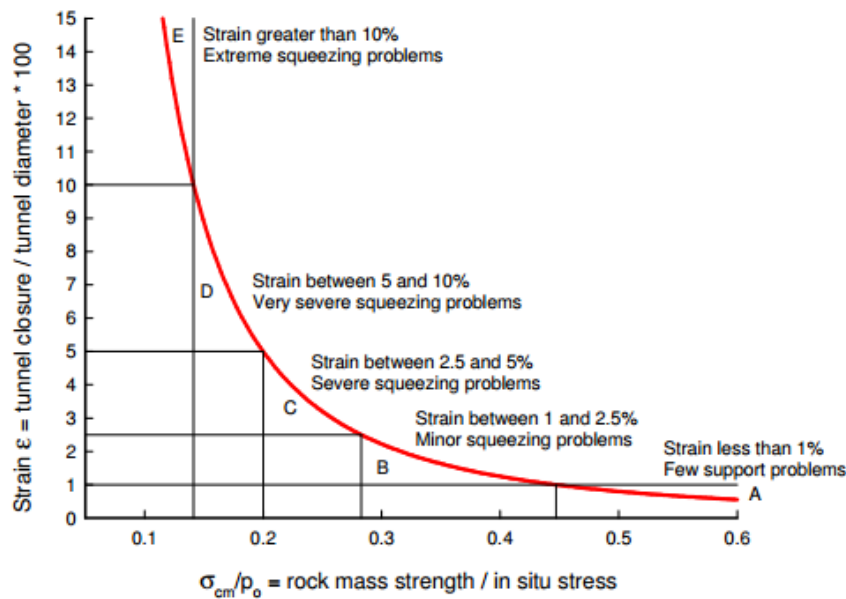
**Formel 6: Strain [%] (Hoek & Marinos 2000)**

$$\varepsilon = 100 * \left(0,002 - 0,0025 \frac{\rho_i}{\rho_0}\right) \frac{\sigma_{cm}}{\rho_0} \left(2,4 \frac{\rho_i}{\rho_0} - 2\right)$$

$\rho_i$  = sikringstrykk,  $\rho_0$  = in - situ spenninger,  $\sigma_{cm}$  = enksiell styrke i bergmassen

Hoek & Marinos (2000) foreslår et klassifikasjonssystem for alvorlighetsgrad av skvisning basert på strain i % som vist i figur 34. De fem klassene varierer fra "Få problemer med sikring "(A) til "Ekstreme skvisningproblemer" (E), og er videre beskrevet i tabellen under.

Merk at grafen i figur 34 er beregnet på tunneler uten sikring og ikke tar spesielt utgangspunkt i stabilitetsproblemer ved TBM-driving.



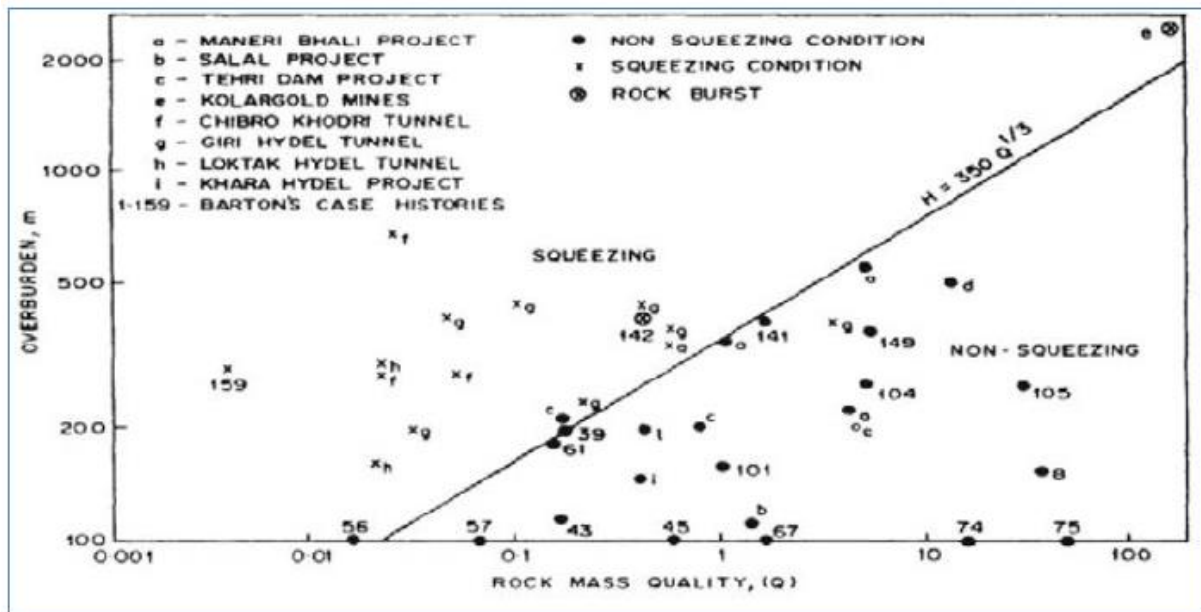
	Strain $\epsilon$ %	Geotechnical issues	Support types
A	Less than 1	Few stability problems and very simple tunnel support design methods can be used. Tunnel support recommendations based upon rock mass classifications provide an adequate basis for design.	Very simple tunnelling conditions, with rockbolts and shotcrete typically used for support.
B	1 to 2.5	Convergence confinement methods are used to predict the formation of a 'plastic' zone in the rock mass surrounding a tunnel and of the interaction between the progressive development of this zone and different types of support.	Minor squeezing problems which are generally dealt with by rockbolts and shotcrete; sometimes with light steel sets or lattice girders are added for additional security.
C	2.5 to 5	Two-dimensional finite element analysis, incorporating support elements and excavation sequence, are normally used for this type of problem. Face stability is generally not a major problem.	Severe squeezing problems requiring rapid installation of support and careful control of construction quality. Heavy steel sets embedded in shotcrete are generally required.
D	5 to 10	The design of the tunnel is dominated by face stability issues and, while two-dimensional finite analyses are generally carried out, some estimates of the effects of forepoling and face reinforcement are required.	Very severe squeezing and face stability problems. Forepoling and face reinforcement with steel sets embedded in shotcrete are usually necessary.
E	More than 10	Severe face instability as well as squeezing of the tunnel make this an extremely difficult three-dimensional problem for which no effective design methods are currently available. Most solutions are based on experience.	Extreme squeezing problems. Forepoling and face reinforcement are usually applied and yielding support may be required in extreme cases.

Figur 34: sammenheng mellom strain og grad av vanskeligheter med å drive med skvising. Kurven er for tunneler uten sikring. (Hoek & Marinos 2000)

I følge Hoek og Marinos (2000) vil tunneler som opplever strain over 5 % få problemer med stabilitet på stoff som kan dominere tunneldrivingen, og det kan være nødvendig med installasjon av sikring foran stoff som forbolter og innstøpte fiberpluggar.

### 6.1.2 Singh et al. (1992)

Skvisende forhold i bergmassen kan forutses med en empirisk korrelasjon mellom overdekning og Q-verdi. Figur 35 viser ved hvilke Q-verdier og antall meter overdekning det kan oppstå problemer med skvising. Den rette linjen viser en grense for der skvising kan oppstå (Singh et al. 1992).



Figur 35: Sammenheng mellom Q-verdi, overdekning og skvising. Den lineære linjen viser hvor det vil kunne oppstå problemer med skvising ut fra Q-verdi og bergoverdekning (Singh et al. 1992)

I følge Singh et al. (1992) kan formel 7 kunne angi hvor mye bergoverdekning som kan muliggjøre skvising ut fra Q-verdien til bergmassen.

Formel 7: Beregning av overdekning (Singh et al. 1992)

$$H = 350 * Q^{\frac{1}{3}}$$

$$H = \text{bergoverdekning}, Q = Q - \text{verdi}$$

## 6.2 Bergmassens deformasjonsforløp

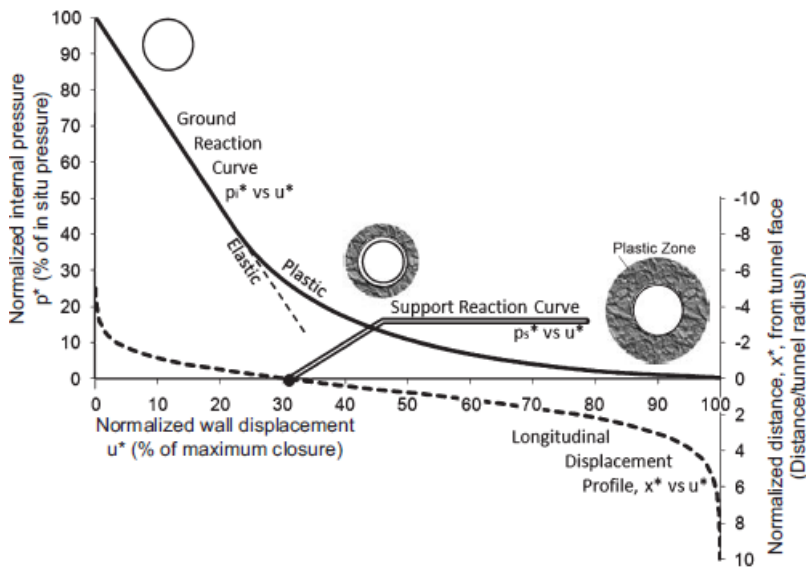
For å beskrive bergmassens deformasjonsforløp vil det konstrueres en "Longitudinal displacement Curve" (LDP) og en "Ground Reaction Curve" (GRC). Disse er beskrevet under.

### 6.2.1 Ground reaction Curve

En analytisk plastisk metode som er utviklet av Carranza-Torres & Fairhurst (2000) er brukt på sirkulære åpninger i et isotropis spenningsfelt. Det blir tatt utgangspunkt i et internt trykk som tilsvarer in-situ spenningen som utgravningen påfører randen av det utgravede området, det vil si tunnelperiferen. Trykket blir trinnvis avlastet inntil spenningsforholdene ved tunnelperiferen er lik null. Omfanget av plastisk utvidelse, altså deformasjonen, er kalkulert for hvert steg i prosessen. Resultatet blir en kontinuerlig fremstilling av deformasjonen mot

innvendig trykk for en tunnel med gitt materialstyrke, deformbarhet, utvidelse og spenningstilstand, en "Ground reaction curve" (Vlachopoulos & Diederichs 2009).

Det indre trykket i modellen representerer ikke virkeligheten, men illustrer virkningen av den gradvise reduksjonen av radiell motstand som minker fordi materiale innenfor tunnelperiferen fjernes ettersom tunnelen drives videre. Dermed angir det interne trykket et mål for mengden av motstand som kreves av sikringen for å forhindre ytterligere deformasjon i tunnelen som modellen beskriver, altså er det interne trykket det nødvendig sikringstrykket (Vlachopoulos & Diederichs 2009).

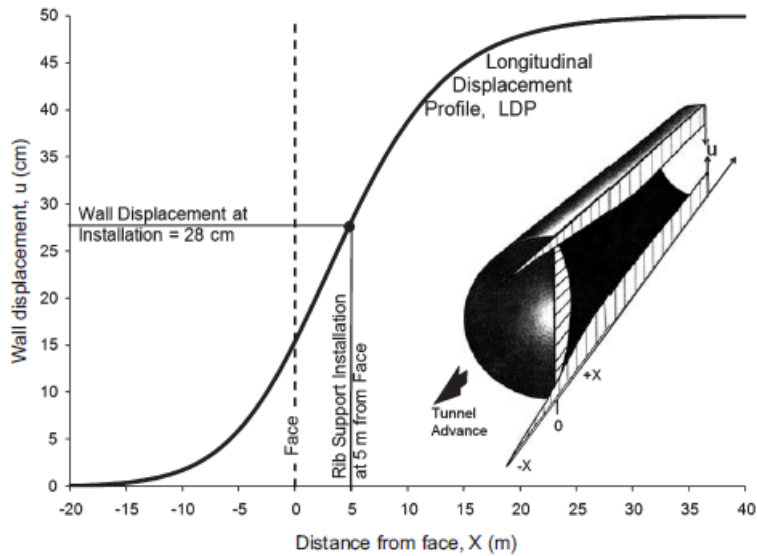


**Figur 36: GRC med "support reaction curve" for installasjon av sprøytebetong på stuff. LPD er vist som stiptet linje (Vlachopoulos & Diederichs 2009)**

Sikringen må installeres på riktig punkt, det vil si riktig distanse fra stuff, som vist i figur 36. For å kalibrere modellen slik at det innvendige trykket eller deformasjonen korreleres til en reell avstand fra stuff er det nødvendig med en "Longitudinal displacement profile" (LDP) (Vlachopoulos & Diederichs 2009). GRC med LDP er illustrert i figur 36.

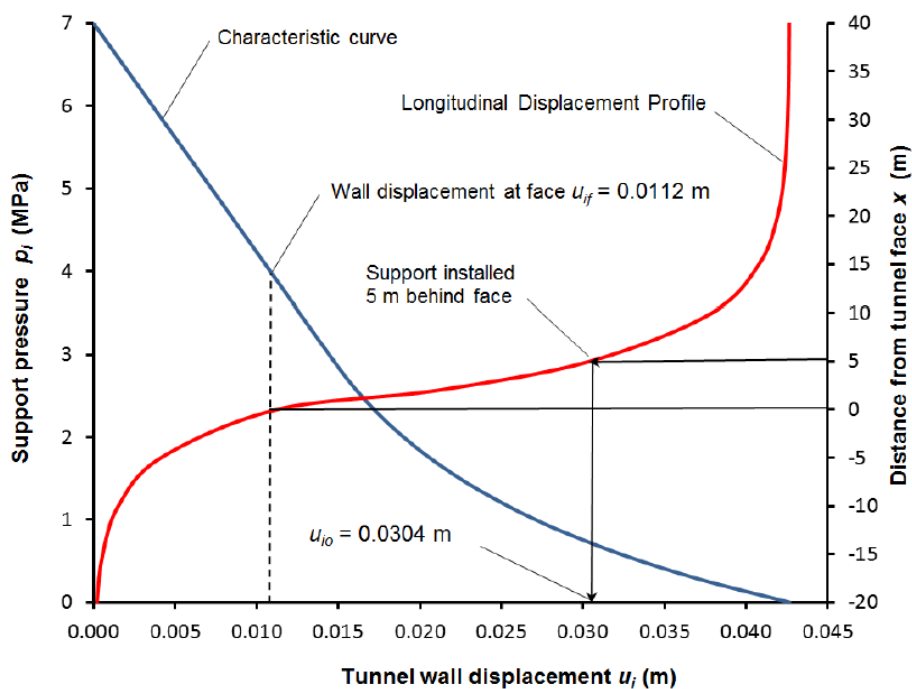
### 6.2.2 Longitudinal Displacement Profile

For å bestemme det riktige tidspunktet for installasjon av stiv sikring eller optimalisere installasjonen av sikring med spesifikk deformasjonskapasitet er det viktig å lage en langsgående deformasjonskurve for tunnelen. En del av den radielle deformasjonen i tunnelen vil skje foran stuff, og bergmassen vil fortsette å deformere seg etter stuff. Den langsgående kurven som er vist i figur 37, er det som kalles langsgående deformasjonskurve (egen oversettelse, Vlachopoulos & Diederichs 2009) eller LDP (fritt oversatt fra engelsk). Figur 37 er basert på en tunnel med 10 m diameter (Vlachopoulos & Diederichs 2009).



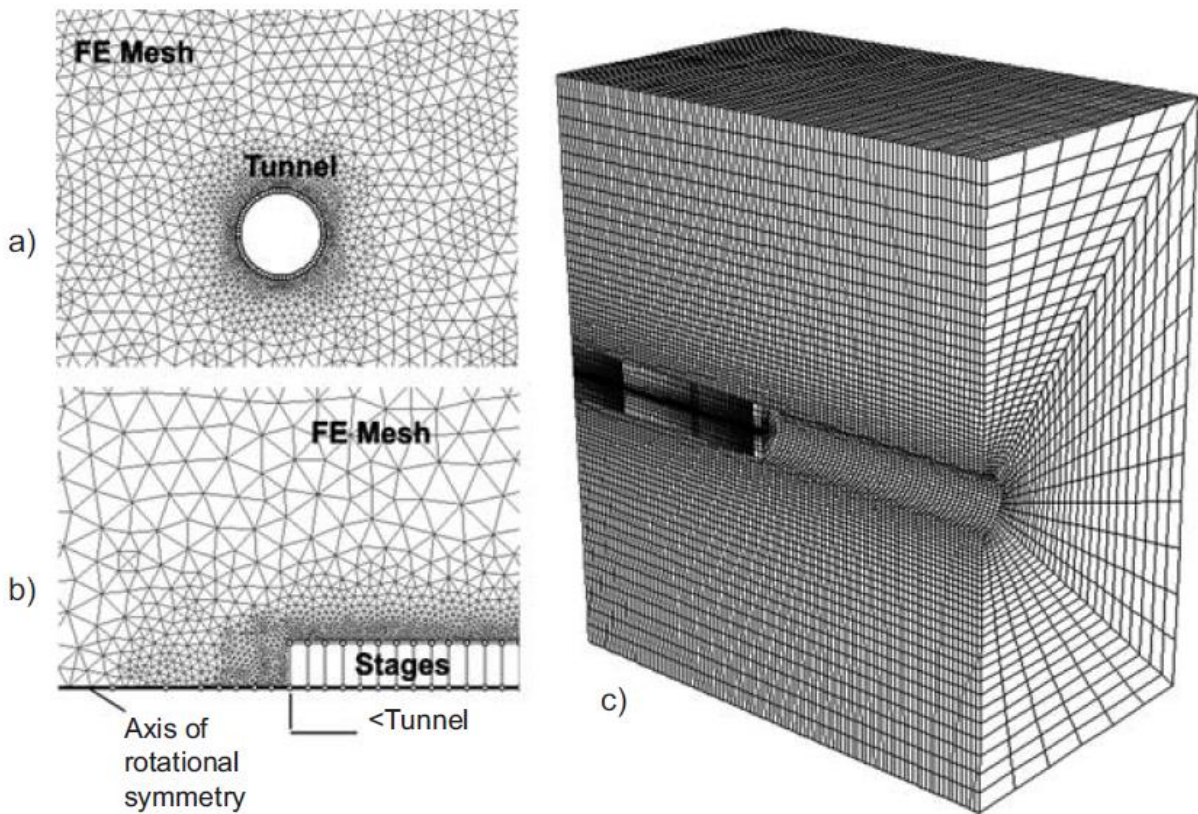
Figur 37: Langsgående deformasjonskurve (LDP). Basert på 10 m diameter tunnel (Vlachopoulos & Diederichs 2009)

Kombinert karakteristisk kurve og LDP er plottet i figur 38. Plottet anslår deformasjon ut fra en gitt lengde bak stuff. Ut fra figur 38 ser vi at hvis sikring blir installert 5 m bak stuff vil det tillate bergmassen å deformere seg  $u_i = 0,0304$  m før sikringen blir installert. Dermed blir sikringstrykket på sikringen på 0,6 MPa (Hoek 2007a).



Figur 38: Kombinert karakteristisk kurve og LDP. Den karakteristiske kurven er plottet ut fra en typisk tunnel med egenskapene  $r_0=5$  m,  $\rho_0=7$  MPa,  $\sigma_{cm}=4,53$  MPa,  $k=2,28$  (Hoek 2007a)

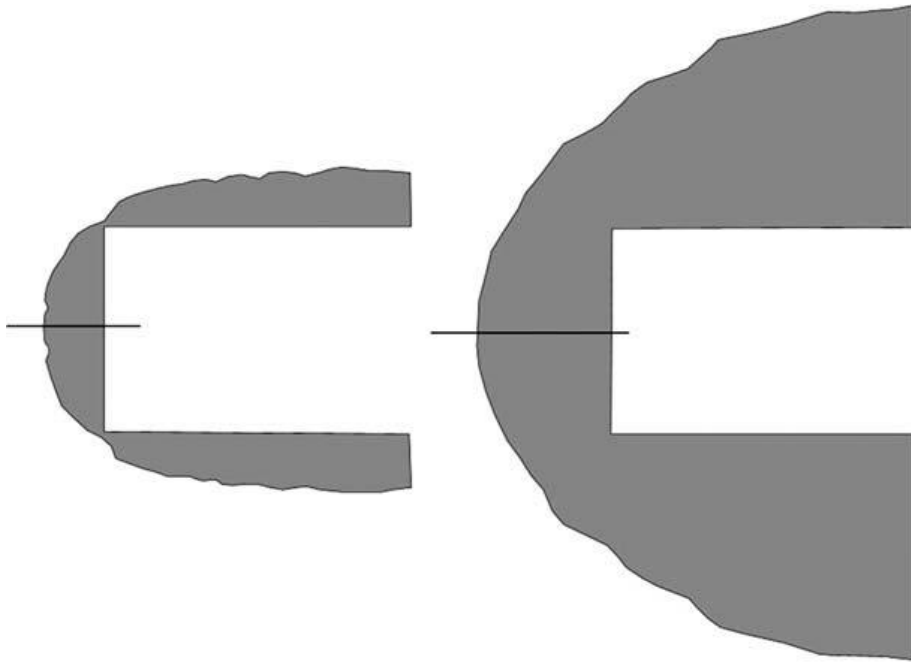
LDP kan konstrueres ved å bruke aksesymmetriske modeller for uniforme eller isotrope spenningsforhold og sirkulære tunneltverrsnitt som vist i figur 39 b). Plan analyse som vist i figur 39 a) kan brukes til å konstruere GRC (Vlachopoulos & Diederichs 2009).



**Figur 39: Alternative måter å modellere: a) 2D plane strain endelig element modell b) aksesymmetrisk endelig element modell med stegvis utgravning; 3c) 3D FLAC3D (Vlachopoulos & Diederichs 2009).**

Utvikling av radiell deformasjon er direkte knyttet til utvikling av den plastiske påvirkede sonen når tunnelen drives videre. En del analytiske metoder har vist seg å være gjeldende for med hensyn til deformasjonen dersom størrelsen av den plastiske sonen ikke overstiger to tunnelradier ( $R_p \gg 2 \times R_T$ ). Det ikke er sammenheng mellom den plastiske sonen langs tunnelen og foran stuff. Dersom den plastiske er større enn dette eller de to delene samvirker vil det kunne gi større deformasjoner, og det bør da utføres modellering (Vlachopoulos & Diederichs 2009).





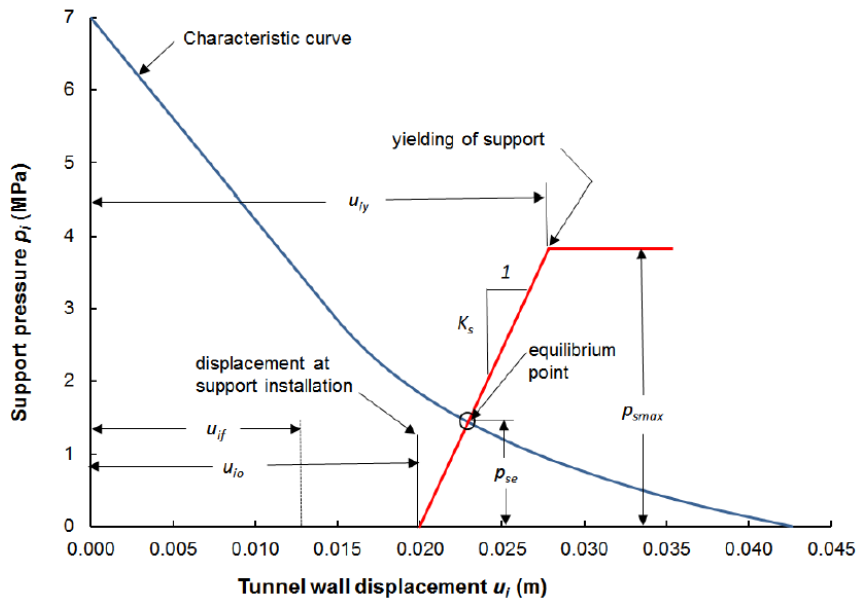
Figur 40: a) Plastisk påvirket sone som utvikler seg mens tunnelen drives mot venstre (aksesymmetrisk FEM analyse) maksimum plastisk påvirket sone radius er mindre enn dobbel tunnelradius og den plastiske påvirkede sone i tunnveggen påvirker ikke den i stoffen. b) og den plastiske sonen i tunnveggen er mer en dobbelt så stor som tunnelradiusen og samvirker med den plastiske sonen foran stoffen (Vlachopoulos & Diederichs 2009)

### 6.3 Bergsikringsfilosofi og installasjonstidspunkt

Som tidligere nevnt er sikringstrykket i følge Vlachopoulos & Diederichs (2009) den mengden av motstand som kreves av sikringen for å forhindre ytterligere deformasjon i tunnelen. Derfor kan omfanget av plastisk deformasjon, eller svikt og deformasjonen av bergmassen rundt tunnelen bli kontrollert ved anvendelse av sikringstrykk  $\rho_i$ . Bergmassen kan støttes og tilføres stabilitet ved å benytte bolter, stålmerte betongbuer, sprøytebetong eller betongutstøpning. Samspillet mellom deformerende bergmasse og sikring som kan bidra til å hindre og ytterligere motstand. Dette er vist i figur 41.

#### 6.3.1 Beregning av sikring fra (Hoek 2007a)

Bergsikringsanalysen til Hoek (2007a) er begrenset til en sirkulær tunnel der in-situ spenningene er like i de tre retningene og der bergmassen har elastisk-perfekt plastisk skjærbrudd.



**Figur 41: Samspill mellom sikring og berg (Hoek 2007a)**

Deformasjonen når sikringen installeres er  $u_{i0}$ , vist i figur 41. Effekten av den installerte sikringen er avhengig av stivhet  $K_\delta$  og hvor mye sikringen gir etter for deformasjonen. Derfor angir  $u_{iy}$  hvor mye bergmassen deformeres ettersom bergsikringen ikke er helt stiv vil det forekomme noe deformasjon før bergsikringen tar all lasten som behøves for å stoppe deformasjonen (Hoek 2007a).

I prosjektoppgaven (Todnem 2013) ble det konkludert med at sprøytebetong eller betonglining er et sikringsalternativ som fungerer godt for å motvirke deformasjoner ved driving med TBM. Sikringen sin kapasitet kan beregnes ut fra formel 8 og formel 9.

**Formel 8: Maksimalt sikringstrykk  $\rho_{smax}$  ved bruk av betong (Hoek 2007a)**

$$\rho_{smax} = \frac{\sigma_{cc}}{2} \left[ 1 - \frac{(r_0 - t_c)^2}{r_0^2} \right]$$

$\sigma_{cc}$  = enaksiell stryke av betong eller sprøytebetong [MPa]

$E_c$  = Youngs modulus av betong eller sprøytebetong [MPa]

$\nu_c$  = Poissons forholdstall for betong eller sprøytebetong

$t_c$  = tykkelse av lining [m]

$r_0$  = radius av tunnelen [m]

**Formel 9: Stivhet  $K_{sc}$  for betong (Hoek 2007a)**

$$K_{sc} = \frac{E_c(r_0^2 - (r_0 - t_c)^2)}{2(1 - \nu_c^2)(r_0 - t_c)r_0^2}$$

Som vist i figur 41 kan sikringens oppførsel "support characteristic curve" (SCC) plottes med GRC for finne riktig installasjonstidspunkt med hensyn på deformasjon i bergmassen. Sikringens "Support characteristic curve" (SCC) plottes ved utregning av formel 10 (Hoek 2007a).

**Formel 10: Deformasjon av sikring (Hoek 2007a)**








$$u_{iy} = u_{io} + \frac{\rho_{scmax}}{K_{sc}}$$

$u_{iy}$  = deformasjon av sikring

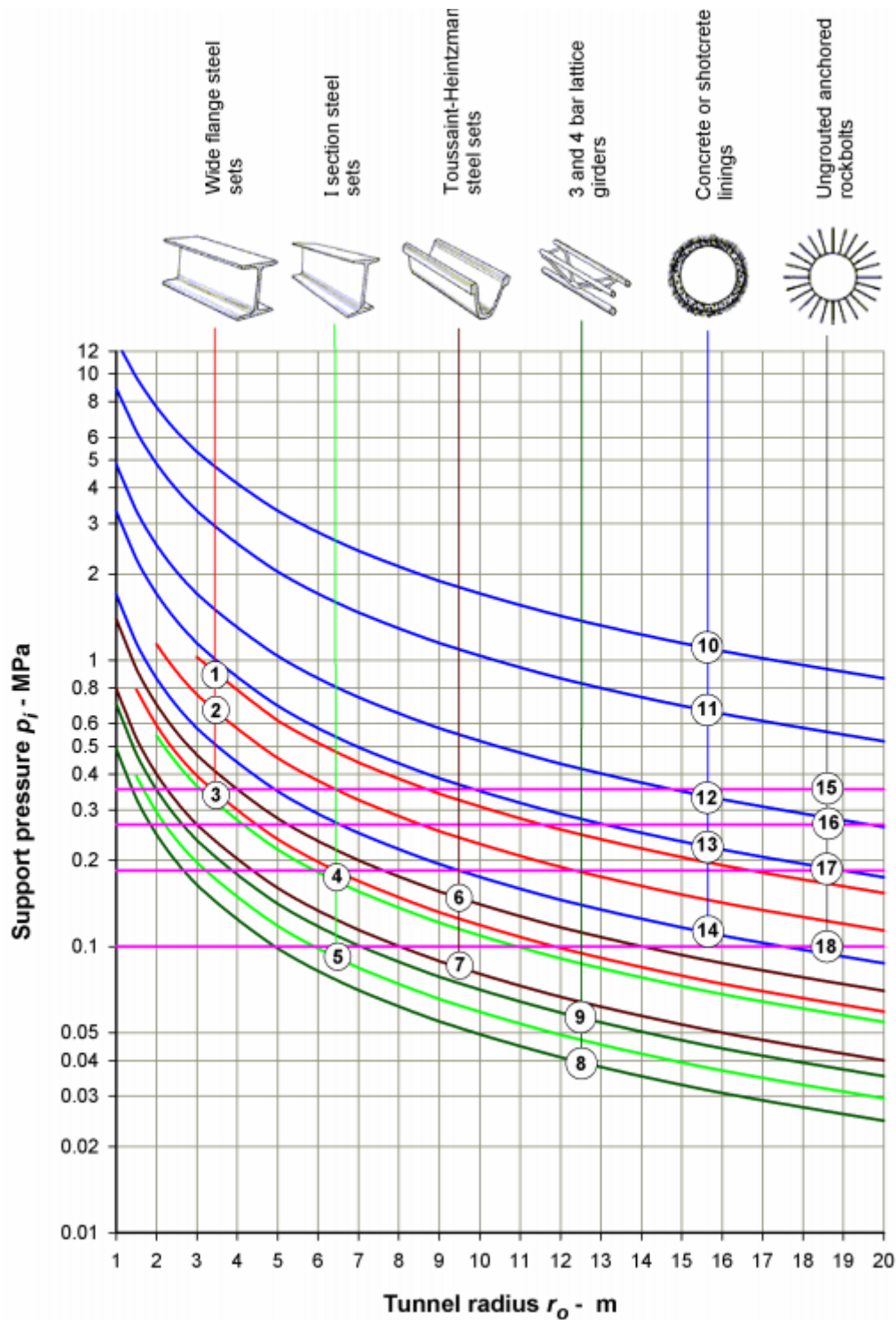
$u_{io}$  = distanse bak stuff sikring installeres med hensyn på tillatt deformasjon [m]

### **6.3.2 Estimering av sikring fra sikringstrykk $\rho_0$ plottet mot tunnelradius $r_0$**

I følge (Hoek 2007a) kan nødvendig sikring også estimeres fra maksimum sikringstrykk plottet mot tunneldiameter som vist i og figur 43. Figur 42 viser sikringstrykket de ulike typene sikringsalternativer gir.

Support type	Section depth - m	Flange width m	Sectional area m <sup>2</sup>	Weight - kg/m	Curve number	Designation Metric/Imperial	
 Wide flange rib	0.307	0.305	0.0123	97	1	W310x97 / W12x65	
	0.216	0.206	0.0091	71	2	W200x71 / W8x48	
	0.162	0.154	0.00474	37.1	3	W150x37 / W6X25	
 I section rib	0.203	0.105	0.00436	34	4	S200x 34 / S8x23	
	0.152	0.084	0.00236	18.6	5	S150x18.6 / S6x12.5	
 TH section rib	0.148	0.172	0.0056	44	6	Toussaint-Heintzmann Profiles	
	0.118	0.135	0.0032	25	7		
 3 bar lattice girder	0.220	0.191	0.00197	19	8	Pantex type 130, 26 & 34mm bars	
	0.155	0.278	0.00197	18.2		Pantex type 95, 26 & 34mm bars	
 4 bar lattice girder	0.283	0.220	0.002828	27	9	Pantex type H1 220, 30 mm bars	
	0.164	0.100	0.002828	25.5		Pantex type Hi 100, 30 mm bars	
Shotcrete or concrete lining	Thickness	Curve number	Rockbolts		Diameter mm	Curve number	
	1m	10			34	15	
	0.3 m	11			25	16	
	0.15 m	12			19	17	
	0.1 m	13			17	18	
	0.05 m	14					

Figur 42: Sikringstyper brukt i tunnel



Figur 43: Maksimalt sikrings trykk plottet mot tunnelradius for å vise spekteret av sikrings typer definert i figur 42.

Antagelser for plottet er at alle stålbuer er plassert hver 1 m langs tunnelaksen og boltene er plassert med et 1x1 m mønster. Styrken til stålkomponentene er  $\sigma_{ys} = 245$  MPa og den enaksielle styrken til betongene eller sprøytebetongen er på  $\sigma_{cc} = 35$  MPa (Hoek 2007a).



## 7 Analyse

I dette kapittelet vil resultater av analysen og tilhørende tolkning presenteres. Sammenligning av resultatene fra de ulike metodene og modelleringen vil utføres i diskusjonen.

### 7.1 Numerisk modellering

Målet med modelleringen er å se hvor stor deformasjon som kan forventes i svakhetssonen. Sikring og tidspunkt for installasjon av sikring skal anslås ut fra en "Ground reaction curve" (GRC) og "Longitudinal displacement curve" (LPD) konstruert ut fra resultatene fra modelleringen. I tillegg skal driving av to parallelle løp modelleres for å se på hvordan den økte spenningen vil ha effekt på deformasjonen i bergmassen. Ettersom modelleringen og de oppnådde resultatene er utført med en rekke forutsetninger og antagelser vil påliteligheten av de presenterte resultatene være noe usikre. Antagelser og forutsetninger for GSI og  $\sigma_{ci}$  er presentert i kapittel 5.2.2 *laboratorieresultater* og underveis i kapittelet ved diskusjon av de ulike inngangsparameterne som er brukt i modellen.

#### 7.1.1 Spenningsforhold

Spenningsforholdet i bergmassen er en viktig parameter i numerisk modellering. Det er utført analyse i både "plane strain" og "axisymmetric"-analyse. I plananalysen er det antatt at lengden er uendelig i retning normalt på planet, mens aksesymmetrisk analyse gir muligheten til å analysere tredimensjonal utgravning rotert symmetrisk rundt en akse. I modelleringen er det valgt å se på et isostatisk spenningsregime der spenningene er like i alle retninger. Dette er gjort for å forenkle analysen og konstruksjon av LDP og GRC. Ettersom 3D modelleringsprogrammer, som for eksempel FLAC 3D, ikke har vært tilgjengelig er dette valgt som en tilstrekkelig første tilnærming til problemstillingen.

Som vist i tabell 2 er det tidligere utført målinger av spenningene i bergmassen i borehullet på Krågøy Nord ved 77 m og 202 m av Pöyry (2012). Resultatet fra disse målingene er noe usikre som nevnt i kapittel 2.2. I samme tabell er det også utført beregninger for teoretiske spenninger. Disse er beregnet ut fra 200 m bergoverdekning og med 100 m vann, i tillegg til et "worst case" scenario der tunnelen har en bergoverdekning på 300. I tabell 13 er ulike GSI-verdier og enaksiell trykkfasthet verdier testet i kombinasjon med ulike spenninger for å se effekten av parametere og spenninger på deformasjonen i bergmassen.

#### 7.1.2 Materialparametere

For å estimere parameterne i Phase<sup>2</sup> er programmet RocData brukt. Nødvendige inngangsparameterne er: GSI, enaksiell trykkfasthet  $\sigma_{ci}$ , Youngs modulus, Poissons forholdstall, materialkonstant  $m_i$  og forstyringsfaktor  $D$ .

Verdiene som er brukt i modelleringen for enaksiell trykkfasthet og Poissons forholdstall er et gjennomsnitt av verdiene fra test av UCS-test og E-modul på sideberg fra de tre ulike borehullene som vist i tabell 8.

Young's modulus er estimert ut fra "modulus ratio" med bergarten "shales" som ut fra beskrivelse har mange likhetstrekk med bergarten i sideberget. Det er valgt å bruke RocData

sine estimater for Young's modulus, og ikke laboratorieresultatene, fordi "modulus ratio" er ansett for å gi et bedre estimat der uforstyrret in-situ prøvetakning ikke er mulig.

Forstyringsfaktoren D settes til 0 ettersom modelleringen tar utgangspunkt i driving med TBM. Materialkonstanten  $m_i$  er satt ut fra generelle anbefalte verdier i RocData ved antagelse av at bergarten er "shale".

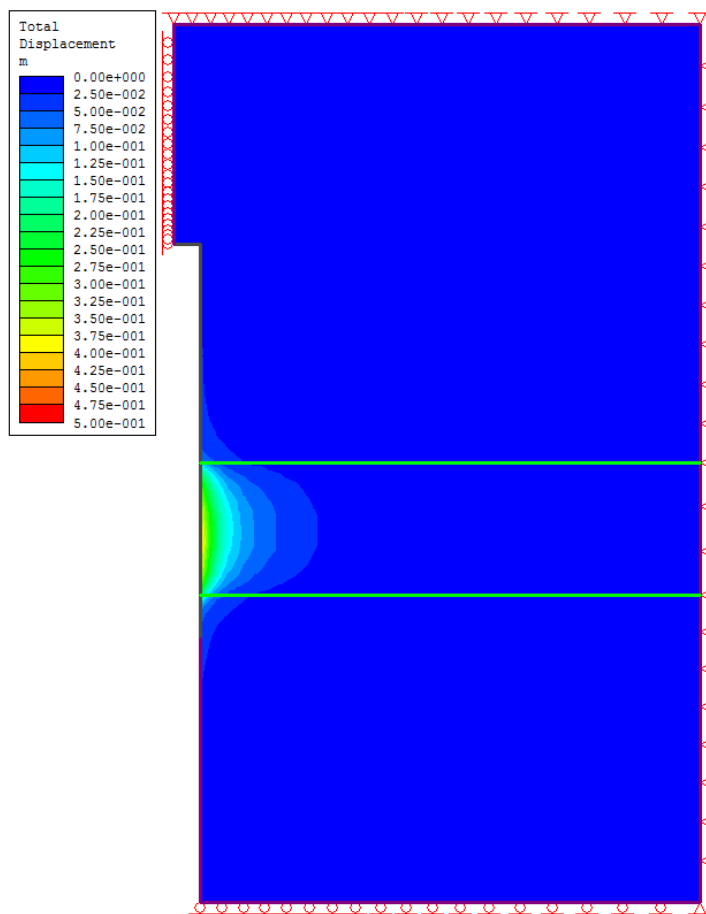
Det henvises Rockscience sin programvare for en mer detaljert beskrivelse av parameterne ettersom det ikke vil være hensiktsmessig å forklare de i detalj i denne oppgaven.

### 7.1.3 Resultater modellering

Resultater fra modelleringen vil bli presentert i dette kapittelet med tilhørende tolkning.

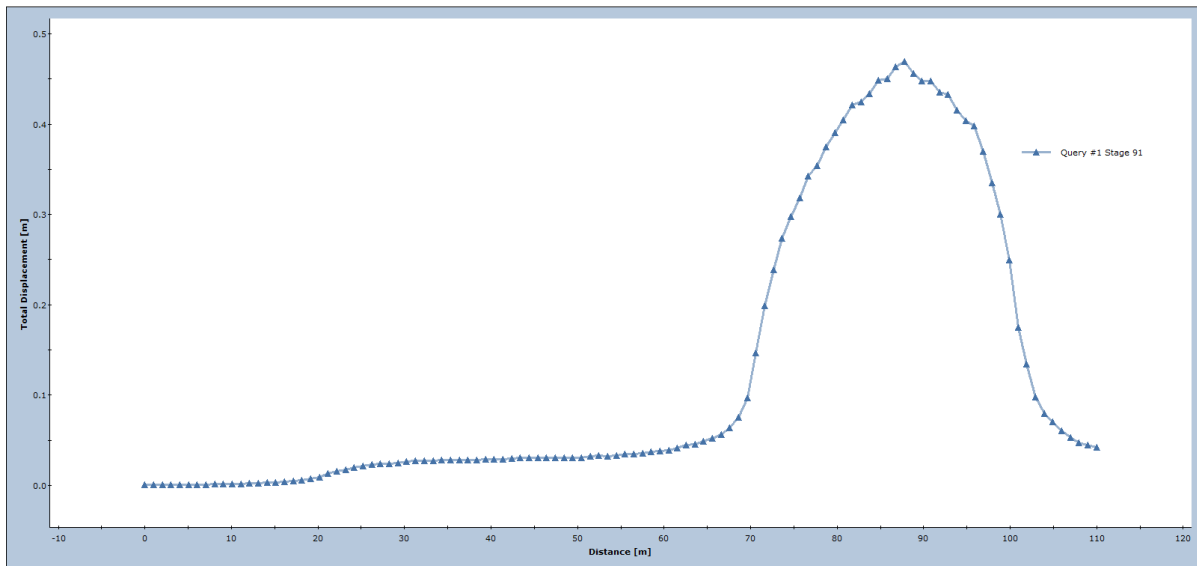
#### 7.1.3.1 Modellering av svakhetszone med sideberg

Det ble først utført en modellering av svakhetssonen (GSI 23 og  $\sigma_{ci}=44$  MPa) med sideberg rundt (GSI 50 og  $\sigma_{ci}=44$  MPa) og et isostatisk spenningsregime på 6,4 MPa, basert på resultatene fra laboratorieundersøkelsene. Det er brukt en aksesymmetriske modell for å bestemme maksimal deformasjon i svakhetssonen ved å inkludere sidebergets stabiliserende effekt. Modellens utforming i Phase<sup>2</sup> og materialparameter er vist i vedlegg E, figur E-4. Resultatet er vist i figur 44 og figur 45.



Figur 44: Totaldeformasjon ved svakhetszone ( GSI 26,5 og  $\sigma_{ci} =44$  MPa) og sideberg (GSI 50 og  $\sigma_{ci} =44$  MPa).





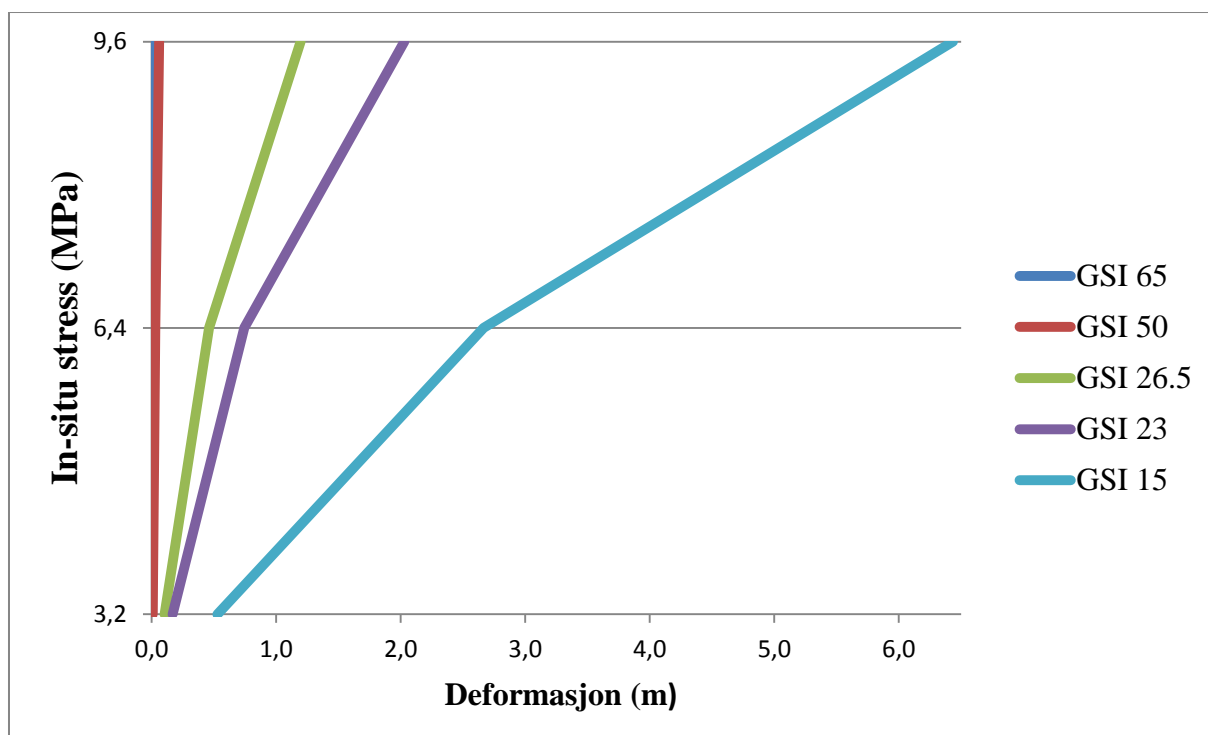
**Figur 45: Totaldeformasjon i svakhetszone ( GSI 23 og  $\sigma_{ci}=44$  MPa) og sideberg ( GSI 50 og  $\sigma_{ci}=44$  MPa).**

Som vist i figur 45 er maksimal deformasjon i svakhetssonen på 0,469 m med stabiliserende effekt fra sideberget. Med dette som utgangspunkt ble det utført modellering i plananalyse for å finne en degradert GSI-verdi som kunne gi et representativt bergmateriale som gav lik maksimal deformasjon som i den aksesymmetriske analysen. Resultatet er vist i tabell 13 og plottet i figur 46. Dette materialet representerer samvirket mellom sideberg og svakhetszone, og tar hensyn til sidebergets stabiliserende effekt. Modellens oppbygning og graf for totaldeformasjon for de ulike verdiene er vist i vedlegg E, henholdsvis figur E-5 og figur E-6 til E-23.

**Tabell 13: Deformasjon og sensibilitet for variasjon i parametere**

	Sigma stress -50 %	Sigma stress 6,4 MPa	Sigma stress + 50 %
$\sigma_{ci}= 44$ MPa & GSI 65	0,0042606 m	0,0097369 m	0,017039 m
$\sigma_{ci} = 44$ MPa & GSI 50	0,010128 m	0,028958 m	0,06108 m
$\sigma_{ci} = 44$ MPa & GSI 26,5	0,10325 m	0,46153 m	1,1975 m
$\sigma_{ci} =44$ MPa & GSI 23	0,16775 m	0,7452 m	2,0291 m
$\sigma_{ci} =44$ MPa & GSI 15	0,52721 m	2,6665 m	6,436 m

Tabell 13 viser hvordan deformasjonen varierer med ulike GSI, enaksial trykfasthet og spenning ut fra modellering i plananalysen. Resultatene i tabellen viser at GSI på 26,5,  $\sigma_{ci}=44$ MPa og spenning på 6,4 MPa gir en maksimal deformasjon som er tilnærmet lik den maksimale deformasjonen i modellen med svakhetssonen og sideberg, som vist i figur 44. Derfor har den videre modelleringen brukt disse verdiene.

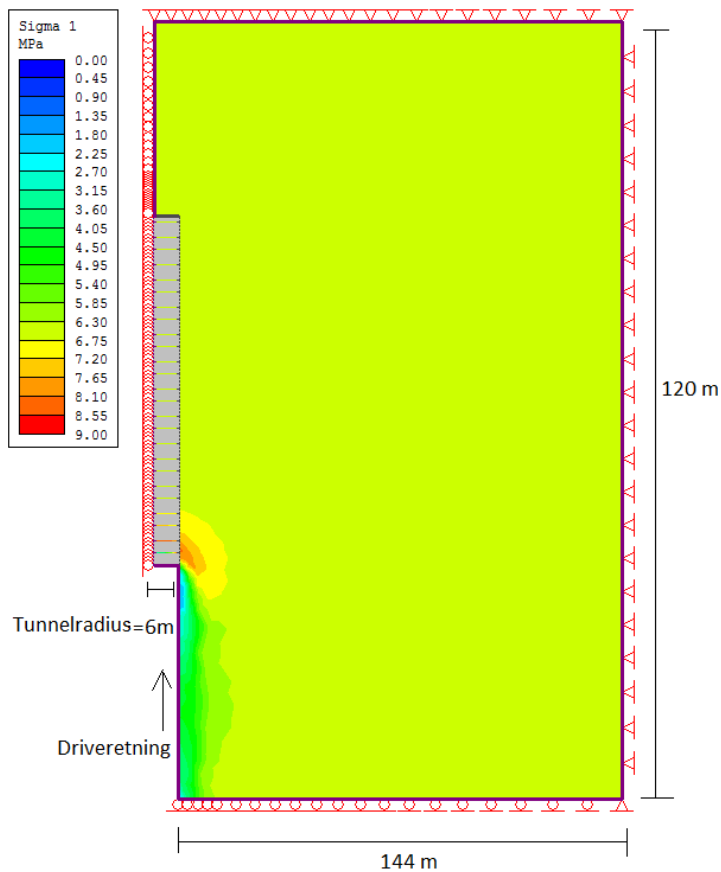


Figur 46: Plott ulike GSI-verdier med In-situ stress mot deformasjon fra tabell 13

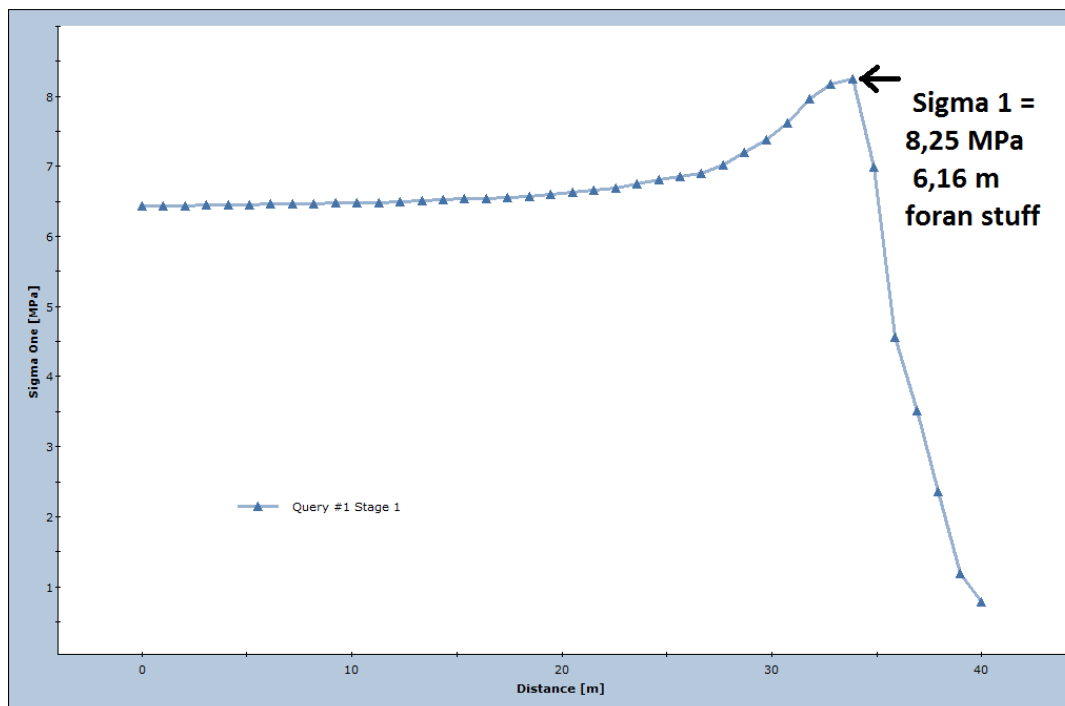
Figur 46 viser at jo lavere GSI-verdien er, jo mer følsom er bergmassen for økte spenninger. Som tidligere nevnt er det mange usikkerheter knyttet til spenningene. Videre i oppgaven antas det en isostatisk spenning på 6,4 MPa i modelleringen og ved konstruksjon av GRC og LDP. Når det foreligger sikrere spenningsmålinger kan GRC og LDP konstrueres for andre spenningskonstellasjoner på tilsvarende måte. Det er også mulig å regne seg til in-situ spenninger når deformasjon kan observeres i tunnelen under driving.

#### 7.1.3.2 Modellering av svakhetszone og sideberg som ett materiale med degradert GSI

Videre i modelleringen er det tatt utgangspunkt i den degradert GSI-verdien på 26,5,  $\sigma_{ci}=44$  MPa og et isostatisk spenningsregime på 6,4 MPa, i en aksesymmetrisk modell. Modellens utforming i Phase<sup>2</sup> og materialparameter er vist i vedlegg E, figur E-23. Figur 47 og figur 48 viser hvordan Sigma 1 utvikler seg foran stuff. Sigma 1 starter å øke mye rundt 13 m foran stuff og er størst 6,16 m foran stuff.



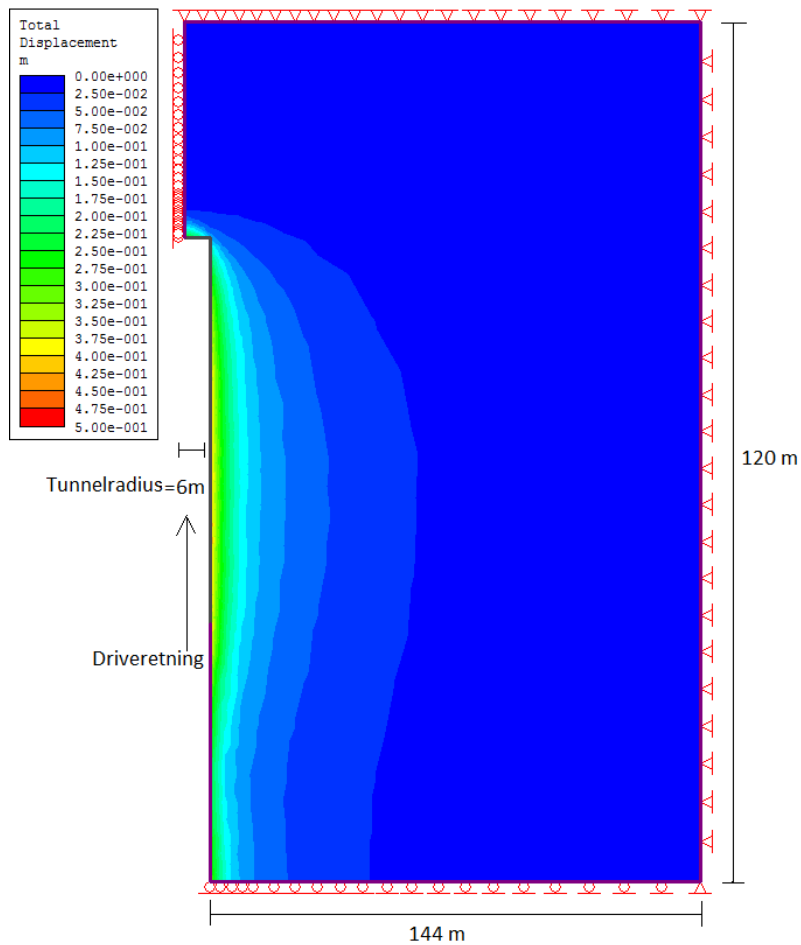
Figur 47:  $\sigma_1$  ved GSI 26,5 og  $\sigma_{ci}=44$  MPa (sett ovenfra)



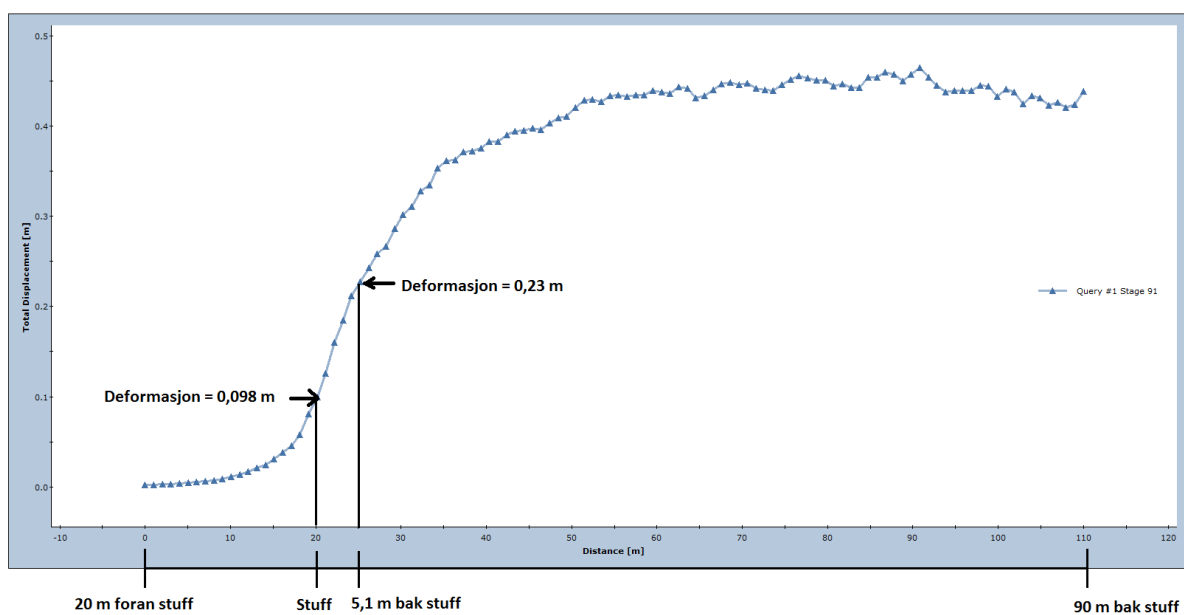
Figur 48:  $\sigma_1$  ved GSI 26,5 og  $\sigma_{ci}=44$  MPa foran stuff. "Query" er plottet i senter av tunnelen foran stuff.

Figur 49 og figur 50 viser totaldeformasjon. Deformasjonen i figur 50 er plottet fra 20 m foran stuff til 90 m bak stuff. Figur 50 viser at deformasjonen på stuff er 0,09997 m, og deformasjon

5 m bak stoff er 0,22 m. Figur 49 viser nederst at deformasjon synker igjen bak stoff. Dette er fordi stagene begynner 90 m bak stoff, altså litt inn i modellen.

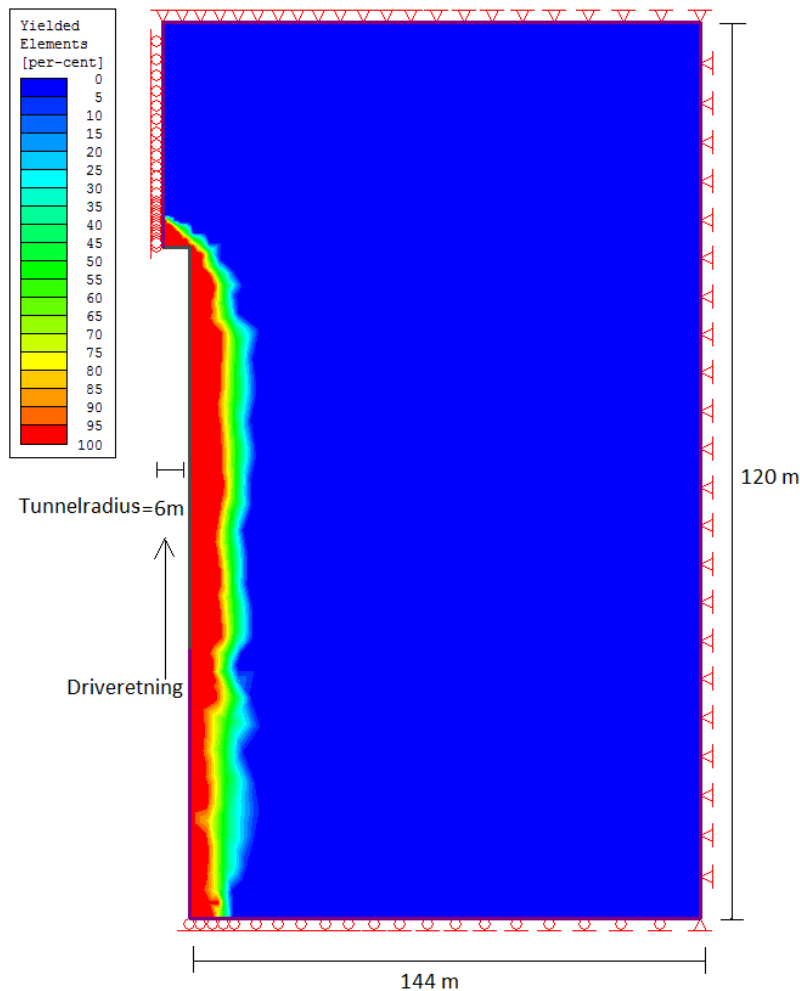


Figur 49: Totaldeformasjon ved GSI 26,5 og  $\sigma_{ci}=44$  MPa (sett ovenfra)



Figur 50: Totaldeformasjon ved GSI 26,5 og  $\sigma_{ci}=44$  MPa plottet fra 20 m foran stoff til 90 m bak stoff

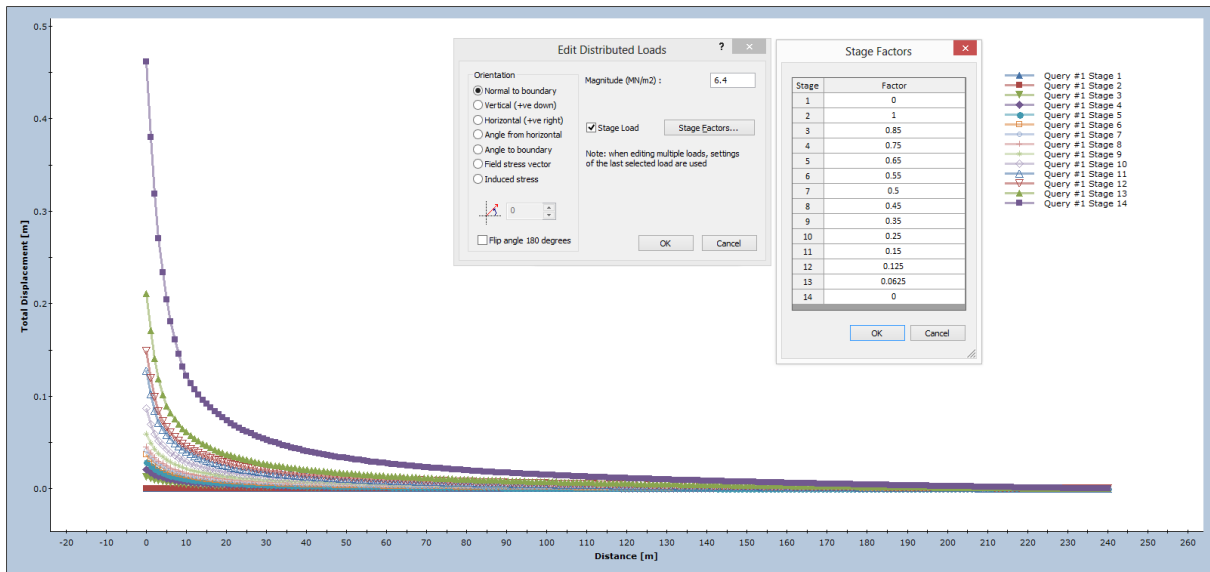
Figur 51 viser tolkning av "Yielded Elements", det vil si plastisk deformerte elementer, og angir den plastiske sonen som oppstår som følge av deformasjon i bergmassene. Figuren indikerer at den plastiske sonen er på cirka 13 m, mer enn to tunneldiametere.



Figur 51: Yielded elements ved GSI 26,5 og  $\sigma_{ci}=44$  MPa

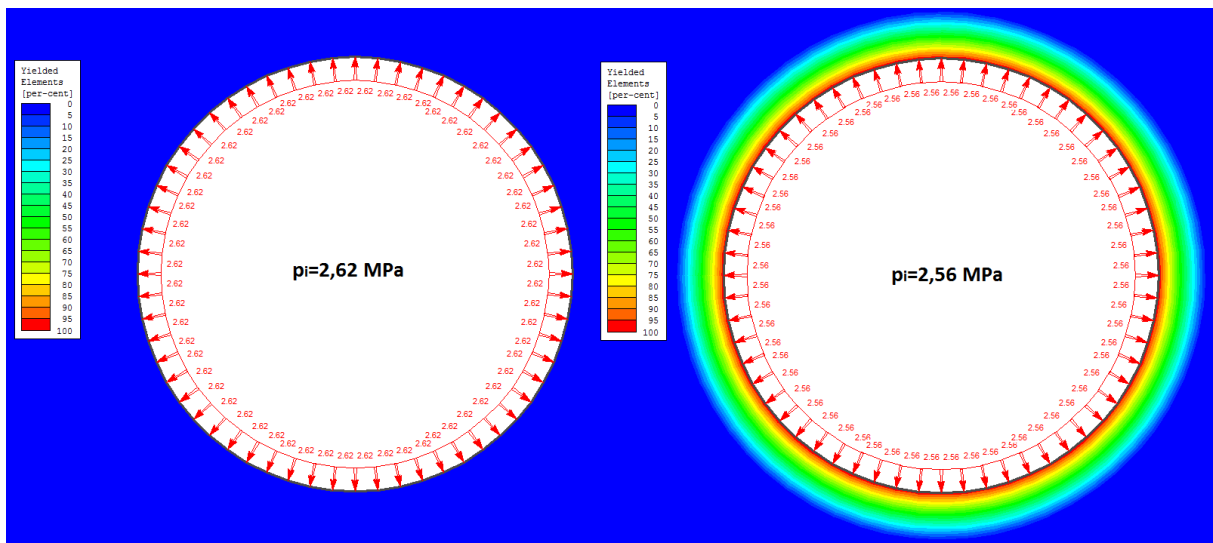
### 7.1.3.3 Modellering av sikringstrykk i plananalyse ved GSI 26,5

For å lage GRC ble det utført modellering i plananalyse med GSI-verdi på 26,5,  $\sigma_{ci}=44$  MPa og et isostatisk spenningsregime på 6,4 MPa. Modellens oppbygning i Phase<sup>2</sup> er vist i vedlegg E, figur E-24. Tunnelløpet ble utgravd i Phase<sup>2</sup> og påført et indre trykk på 6,4 MPa. Videre ble det indre trykket degradert med en viss prosentandel i hvert steg ned til null i siste steg. Som figur 52 viser gir modelleringen et resultat i form av kurver som angir maksimal deformasjon (y-akse) i forhold til sikringstrykk ("Stage Factors" viser faktoren sikringstrykket er multiplisert med i hvert steg).

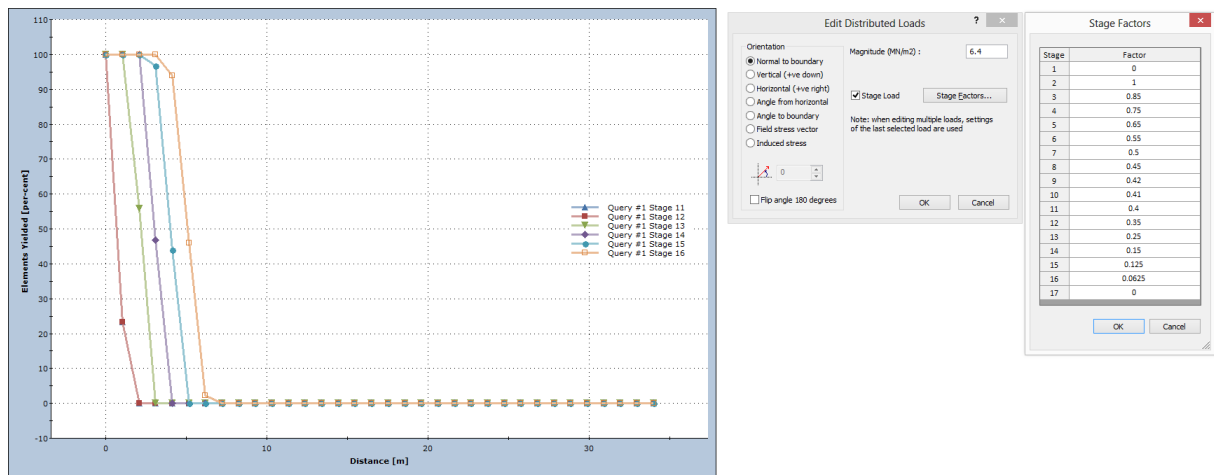


Figur 52: Total deformasjon i plananalyse av materiale med GSI på 26,5 og  $\sigma_{ci}=44$  MPa

“Yielded elements” i plananalysen viser at ved et indre trykk på 2,62 MPa er materialet fortsatt i plastisk sone. Når det indre trykket reduseres til 2,56 MPa vil materialet gå fra elastisk til plastisk sone som vist i figur 53.



Figur 53: Yielded elements oppstår når det indre trykket er mindre enn 2,62 MPa



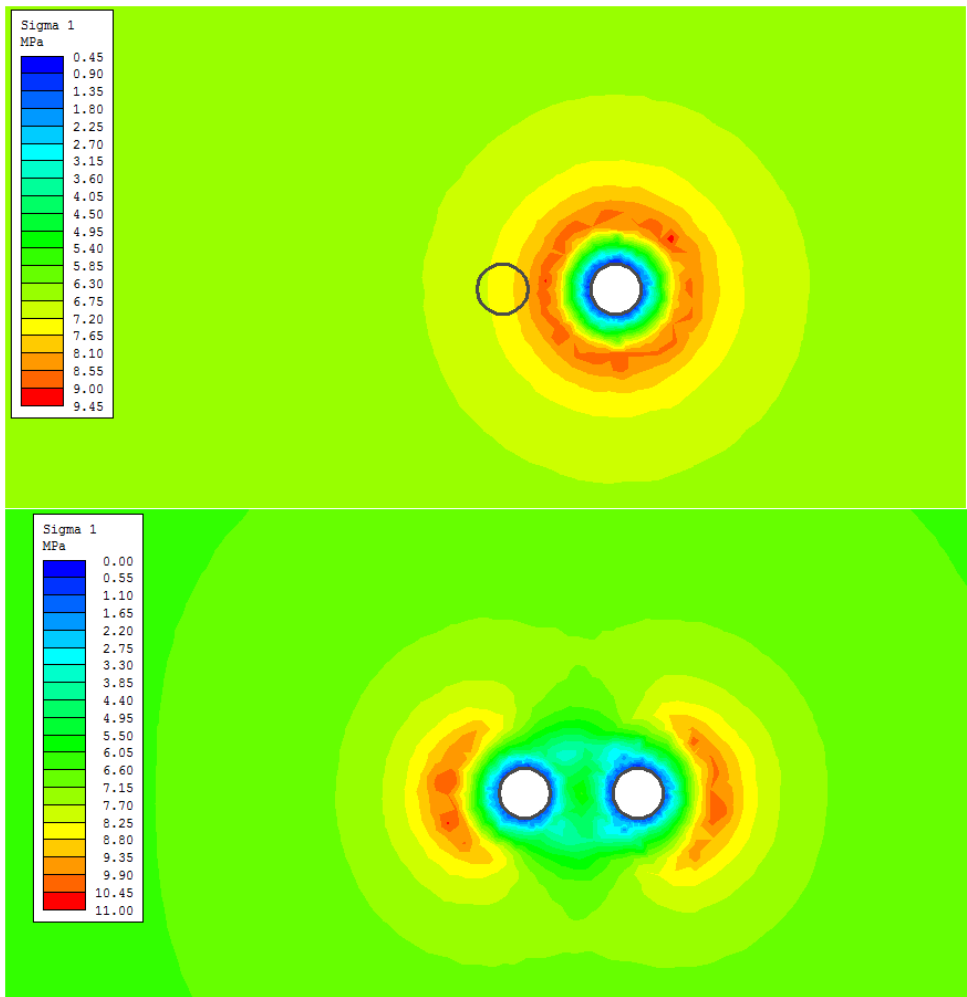
Figur 54: Graf over "Yielded elements" fra Stage 11 som er med et indre trykk på 2,56. "Stage factors" er vist til høyre i bildet.

Dermed vil det oppstå plastisk deformerte elementer når sikringstrykket er mindre enn 2,62 MPa.

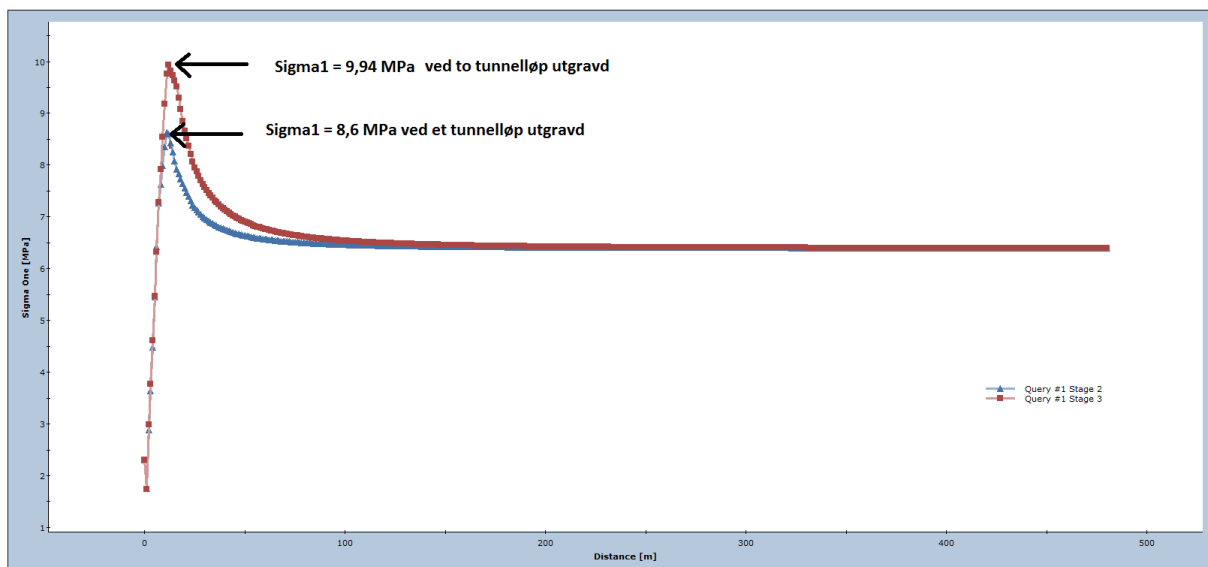
#### 7.1.3.4 Modellering av to tunnellop

De to tunnellopene på Rogfast er uavhengig av drivemetode planlagt med 15 m mellomrom. Tunnellopene ble modellert med en GSI-verdi på 26,5,  $\sigma_{ci}$  = 44 MPa og et isostatisk spenningsregime på 6,4 MPa. Steg to simulerer at det høyre løpet graves og steg tre simulerer at det venstre løpet graves ut, altså er begge løpene gravd ut i steg tre. Oppbygningen av modellen i Phase<sup>2</sup> kan sees i vedlegg E, figur E-25.

Utvikling til sigma 1 er vist i figur 55 og figur 56. Grafen i figur 56 er plottet fra tunnelkonturen til høyre løp og ut til kanten av boksen. Etter utgravningen av venstre løp øker sigma 1 rundt høyre løp med cirka 2 MPa. Figur 55 viser at det oppstår en omfordeling av spenningene etter utgravning av det venstre løpet.



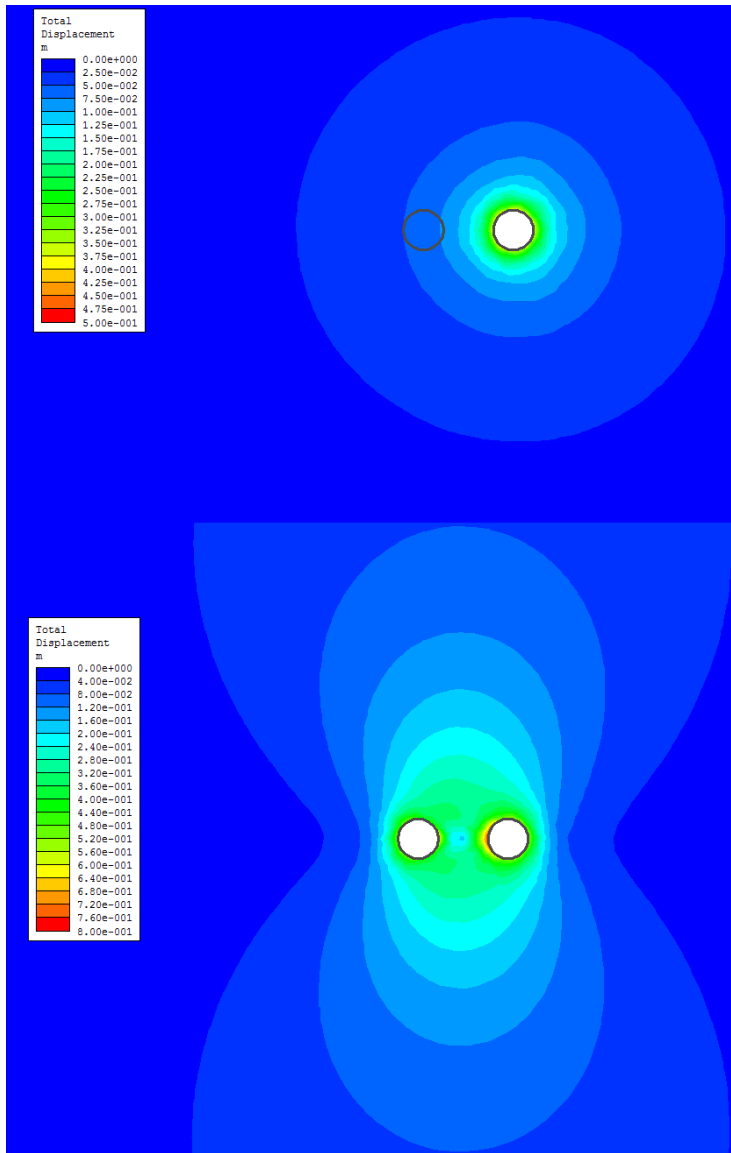
Figur 55: Sigma 1, øverste bilde viser et løp gravd ut og nederste bilde viser to løp gravd ut. Sigma 1 øker når begge løpene er gravd ut.



Figur 56: Graf for  $\sigma_1$  plottet fra tunnelperifer på høyre løp til kant av boks, "Query #1 Stage 2" viser et løp gravd ut, "Query #1 Stage 3" viser to løp gravd ut.

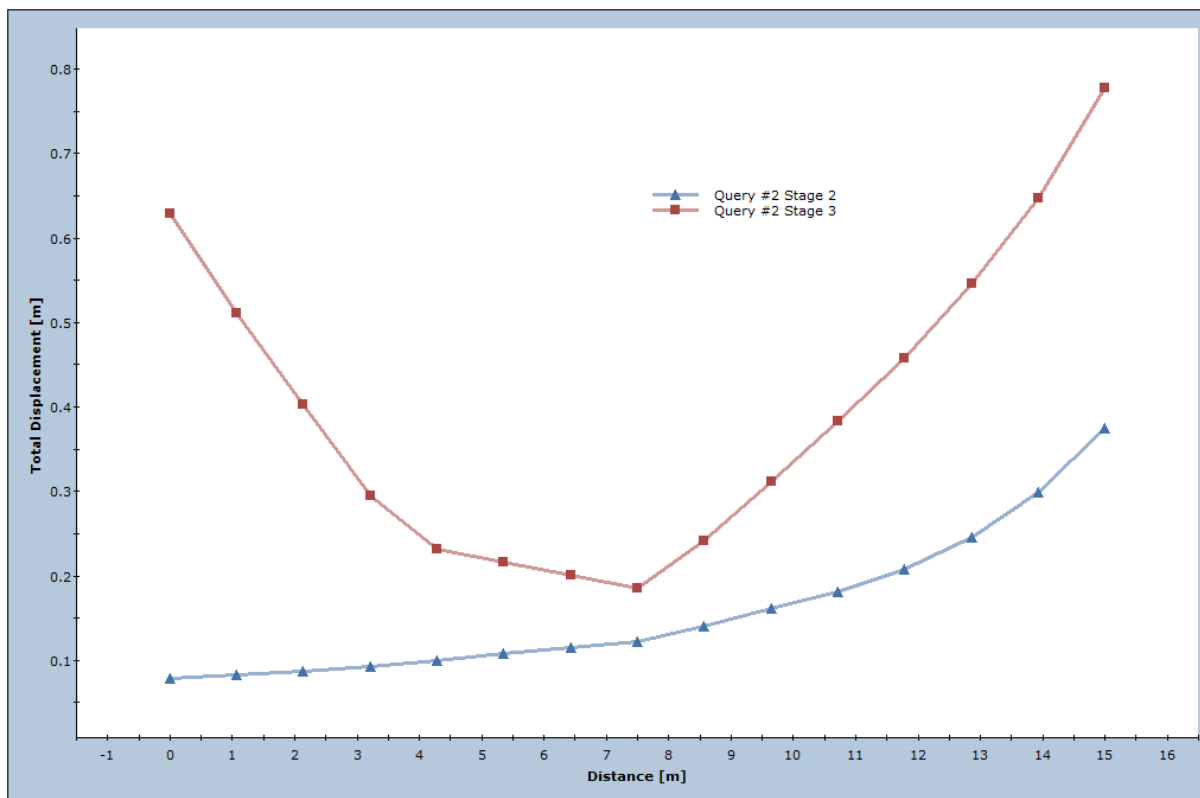


Den totale deformasjonen som oppstår ved driving av to parallelle tunnellop er vist i figur 57 og figur 58.



**Figur 57: Total deformasjon, øverste bilde viser et løp gravd ut, nederste bilde viser to løp gravd ut**

Grafen i figur 58 er plottet mellom de to tunnellopene som har en avstand på 15 m, Etter utgravning av begge løp er den maksimale deformasjonen i det høyre løpet på 0,7798 m, mens i det venstre løpet er den på 0,626 m. Som figur 57 viser, øker deformasjonen i det høyre løpet etter utgravning av det vestre løpet. Grafen i figur 58 viser en økning av deformasjonen på 0,4029 m i det høyre løpet og på 0,547 m i det venstre løpet etter utgravning av begge løp.



Figur 58: Graf for total deformasjon mellom de to tunneløpene, "Query #1 Stage 2" viser et løp gravd ut, "Query #1 Stage 3" viser to løp gravd ut.

## 7.2 Parameter videre i analysen

I den neste delen av analysen vil verdier for enaksiell trykkfasthet fra laboratorieundersøkelser og den isostatisk in-situ spenningen som er brukt i modelleringen anvendes videre. I tillegg blir GSI-verdien som ut fra modellering antas å representere svakhetssonen med stabiliserende støtte fra sideberget benyttes. Det er kun påvist en snittverdi av Q for sideberg og svakhetszone, og ikke én felles Q-verdi som representerer svakhetssonen med stabiliserende effekt fra sideberget. Mulig strain er valgt ut fra modelleringen, der det ble observert en maksimal deformasjon på 0,46153 m, og ut fra erfaringer om at en TBM maksimalt kan tåle deformasjon på 0,2 m.

Tabell 14: Resultater fra modellering som brukes videre i analysen

	Q <sub>snitt</sub> sideberg, Rogfast	Q <sub>snitt</sub> svakhetszone, Rogfast	GSI	$\sigma_{cm}$ [MPa]	$\rho_0$ [MPa]	$\frac{\sigma_{cm}}{\rho_0}$ [MPa]	strain[%] (0,2 m deformasjon)	Strain i modell [%] (0,46153 m deformasjon)
	4,2- 12,1	0,008- 0,019	26,5	3,36	6,4	0,56	3,3	7,7

### 7.3 Deformasjon ut fra analytiske metoder

Resultater fra de semi-analytiske og empiriske metodene vil bli presentert i dette kapittelet og tilhørende tolkning.

#### 7.3.1 Hoek og Marinos (2000)

Ut fra Hoek (2001) sitt plott av feltobservasjoner (figur 33) utført av Chern et. al. (1998) tilser den enaksielle trykkfastheten  $\sigma_{cm}=3,35$  fra laboratorieundersøkelsene at det ikke vil oppstå problemer med skvising. Ettersom denne verdien ligger i et område på figuren med tunneler som ikke har opplevd stabilitetsproblemer på grunn av skvising.

Figur 34 illustrer sammenhengen mellom strain og antatt vanskeligheter når det drives gjennom skvisende berg basert på forholdet mellom bergmassens styrke og in-situ spenning. I analysen er det valgt å regne ut bergmassen sin enaksielle trykkfasthet,  $\sigma_{cm}$  (Hoek & Marinos), ved hjelp av formel 5. I tillegg har verdien blitt estimert fra laboratorieresultatene i RocData,  $\sigma_{cm}$  (RocData). Resultatet av UCS-testen av kjerneprøvene fra Rogfast har en gjennomsnittsverdi på  $\sigma_{ci}=44$  MPa. Estimert med GSI lik 26,5 og i RocData gir det en enaksial trykkfasthet i bergmassen på  $\sigma_{cm}$  (RocData)=3,35 MPa. Sikringstrykket settes til  $\rho_i=0$  MPa ettersom grafen tar utgangspunkt i at tunnelen er usikret.

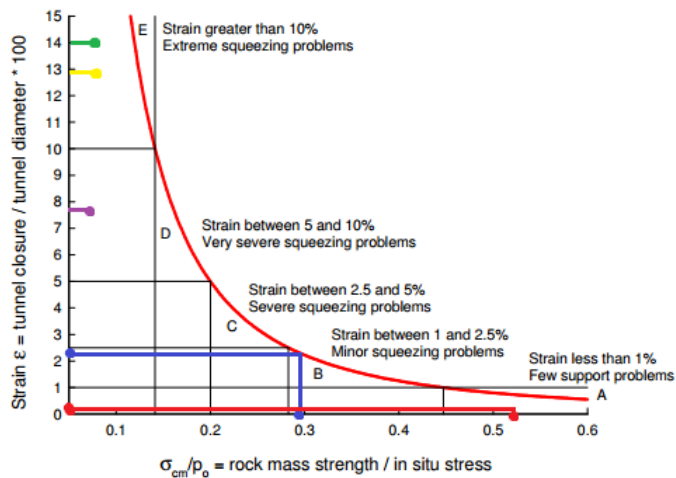
**Tabell 15: Input parametere til analysemetode beskrevet av Hoek & Marinos (2000)**

Input parametere				
GSI	$\sigma_{ci}$ [MPa]	$m_i$ (estimert fra RocData)	$\rho_i$ [MPa]	$\rho_0$ [MPa]
26,5	44	6	0	6,4

**Tabell 16: Resultater fra analyse med Hoek & Marinos (2000)**

Resultater fra formel 5 og formel 6			Resultater fra lab resultater i RocData og formel 6		
$\sigma_{cm}$ (Hoek & Marinos) [MPa]	$\sigma_{cm}$ (Hoek & Marinos) / $\rho_0$	$\epsilon$ [%]	$\sigma_{cm}$ (RocData) [MPa]	$\sigma_{cm}$ (RocData) / $\rho_0$	$\epsilon$ [%]
1,9	0,296875	2,26	3,36	0,525	0,2

Som vist i tabell 16 gir den enaksielle trykkfastheten til bergmassen estimert fra RocData en lavere strain enn beregnet fra Hoek & Marinos (2000) sin formel 5. Med utgangspunkt i resultatene fra tabell 16 viser figur 34 at det vil oppstå problemer med skvising i henhold til *klasse B- mindre alvorlige problemer med skvising* ved den enaksielle trykkfastheten til bergmassen som er beregnet med formel 5,  $\sigma_{cm}$  (Hoek & Marinos), vist i figuren i blått. Med  $\sigma_{cm}$  (RocData) estimert fra laboratorieresultatene i RocData i tabell 15 indikerer figur 34 at det vil oppstå problemer med skvising i henhold til *klasse A- lite problemer med sikring*, vist i rødt på figuren. Resultatet fra modelleringen av svakhetssone på Rogfast med sideberg gir en maksimal strain på  $\epsilon=7,7$  %, det vil si *klasse D - veldig alvorlige skvisingproblemer*, vist i lilla på figuren under. Modelleringen av to parallelle tunnellop gir en maksimal strain på  $\epsilon=12,99$  %, det vil si *klasse E – ekstreme skvisingproblemer*, vist i gult på figuren.



- Max observert strain ved modellering av svakhetszone med sideberg på Rogfast
- Max observert strain ved modellering av to løp, høyre løp
- Max observert strain i Gotthard Basetunnel
- sigmacm beregnet fra RocData
- sigmacm beregnet Hoek & Marinos (2000)

Figur 59: sammenheng mellom strain og grad av vanskeligheter med å drive med skvising. Kurven er for tunneler med ingen sikring (modifisert etter Hoek & Marinos 2000)

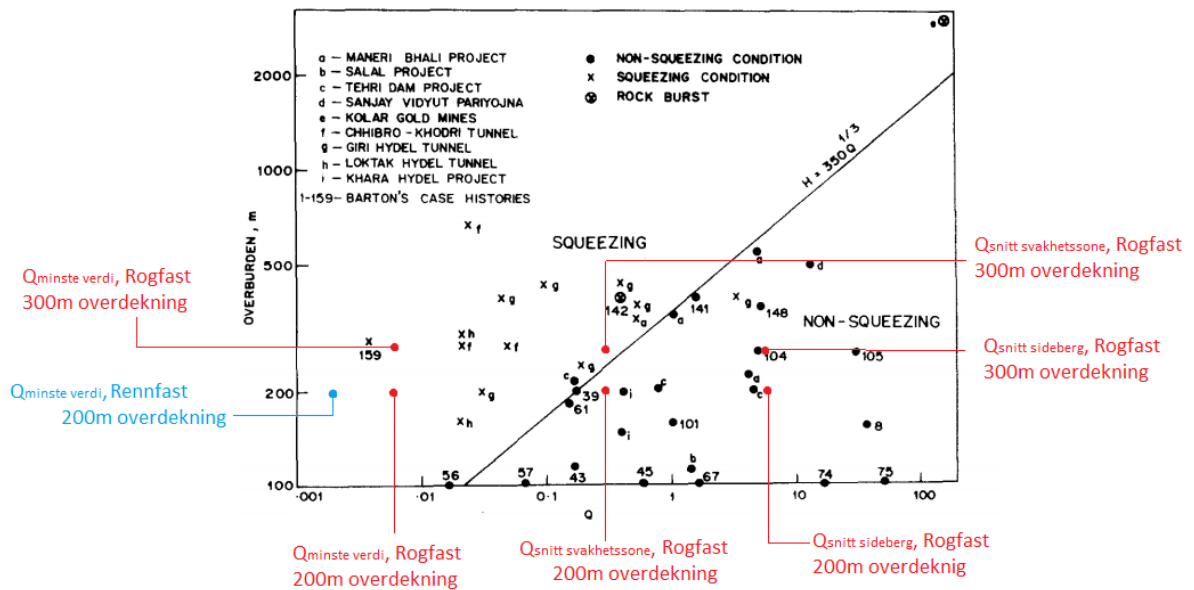
### 7.3.2 Singh et al. (1992)

Ut fra formel 7 er det beregnet hvilken bergoverdekning som kan forårsake skvising. Resultatet er vist i tabell 17. I beregningen er gjennomsnittsverdien for Q logget i sideberget og svakhetssonen, og den minste Q-verdien som er blitt registrert under loggingen blitt anvendt. Q-verdiene fra Rennfast er tatt med i analysen ettersom tunnelen er antatt å ha samme geologi som Rogfast, og har opplevd problemer med skvising. Det er antatt at sideberget på Rennfast har en Q-verdi på 2-10 ut fra NGI(2010) sine undersøkelser, men det skal nevnes at dette kun er et anslag for bergmassen langs hele tunnelengden (begge tunnelene) utenom området det er registrert problemer med skvising og noen mindre svakhetssoner.

Tabell 17: Q-verdi i sideberget og svakhetszone som snitt og laveste verdi funnet, og utfra dette er overdekning som gir skvising beregnet (regnet ut via Formel 1) (Singh et al. 1992)

	Q <sub>snitt</sub> sideberg	Q <sub>snitt</sub> svakhetszone	Q <sub>minste</sub> verdi	Bergoverdekning ut fra Q <sub>snitt</sub> sideberg [m]	Bergoverdekning ut fra Q <sub>snitt</sub> svakhetszone [m]	Bergoverdekning ut fra Q <sub>minste</sub> verdi [m]
<b>Rogfast</b>	4,2-12,1	0,008-0,019	0,006	563,7-804	206,5-269,6	63,6
<b>Rennfast</b>	2-10	-	0,003-0,0004	440,97-754,1		50,5

De ulike Q-verdiene i tabell 17 fra svakhetssonen og sideberget på Rogfast, inkludert den minste verdien er plottet i Figur 60 med en overdekning på 200 m og 300 m. I tillegg er den minste verdien Q-verdien fra Rogfast og Rennfast plottet.

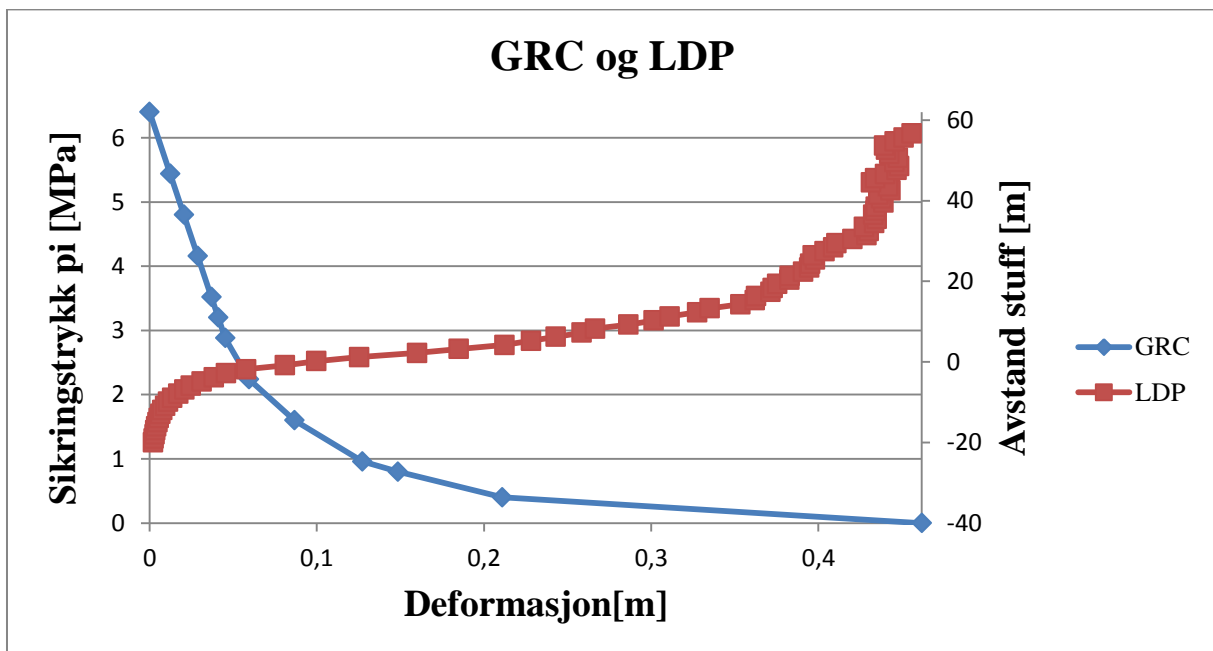


Figur 60: Korrelasjon mellom bergoverdekning, Q-verdi og skvising (modifisert etter Singh et. al. 1992).

Figur 60 viser at med utgangspunkt i den minste Q-verdien registrert på Rogfast vil det oppstå problemer med skvising dersom overdekning er på 200 m eller 300 m. Svakhetssonen på Rogfast vil også kunne oppleve skvising hvis overdekning er på 300 m.

#### 7.4 Analyse av bergmassens deformasjonsforløp

Med resultatene fra modelleringen er det konstruert en LDP for å vise deformasjon i forhold til stoff og GRC for å vise deformasjon i forhold til sikringstrykk, dette er vist i figur 61.



Figur 61: LDP og GRC for svakhetssoner med stabiliserende effekt av sideberg på Rogfast

Figur 61 viser at tunnelen går fra plastisk til elastisk sone når det sikringstrykket er  $>2,62$  MPa. Dette bekrefter modelleringen i plananalyse ved tolkning av plastisk deformerte elementer når det indre trykket degraderes, se figur 53.

LDP viser at ved 5 m foran stuff er deformasjonen cirka 0,03 m, på stuff er deformasjonen rundt 0,09 m og 5 m bak stuff er deformasjonen på rundt 0,22 m. Maksimal deformasjon er på 0,46 m rundt 54 m bak stuff. LDP er hakkete i slutten av grafen. Grunnen til dette er at modellen, som vist i vedlegg E, er bygget opp på en måte som gjør at den starter med et større område på 60 m som allerede er utgravd, dermed blir programmets tolkning av deformasjonen ikke helt riktig i dette området.

## 7.5 Analyse av sikring og installasjonstidspunkt

Ved analyse av sikring tas det utgangspunkt i at en TBM-maskin ikke kan takle mer enn 0,2 m radielldeformasjon. Nødvendig sikringen for å takle denne deformasjonen vil bli estimert med beregning og plott av tunnelradius mot sikringstrykk beskrevet i Hoek (2007a), se kapittel 6.3.1 og kapittel 6.3.2. installasjonstidspunktet vil estimeres med GRC og SCC, "support characteristic curve".

### 7.5.1 Beregning av sikring fra Hoek (2007a)

Det tas utgangspunkt i en tunnel med 6 m radius der 0,3 m tykksprøytebetong installeres når oppnådd radielldeformasjon er på 0,18 m. I følge Hoek (2007a) sin artikkel vil det gi følgende verdier i analysen ved bruk av formel 8 for  $\rho_{scmax}$ , formel 9 for  $K_{sc}$  og formel 10 for  $u_{iy}$ :

**Tabell 18: Inputparameter for beregning av stivhet og sikringstrykk av betong**

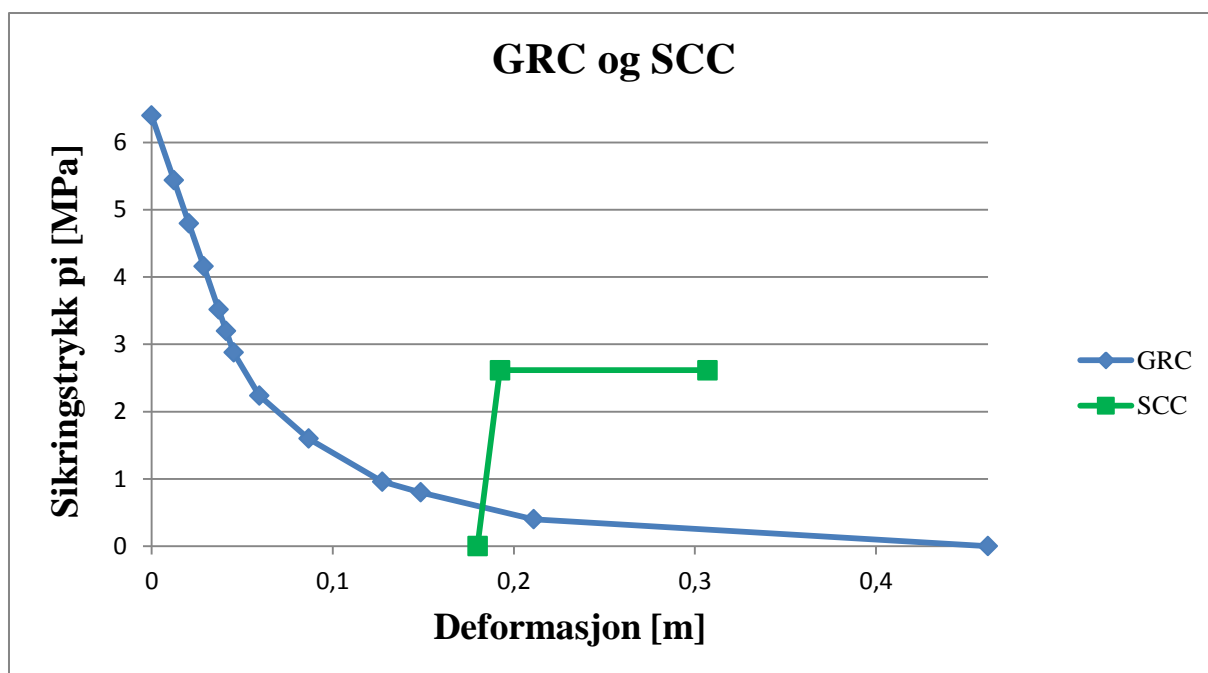
Inputparametere fra Hoek (2007a)				
$\sigma_{cc}$ [MPa]	$E_c$ [MPa]	$\nu_c$ [-]	$t_c$ [m]	$r_0$ [m]
35	30000	0,2	0,3	6

Dette gir resultatene som vist i tabell 19:

**Tabell 19: Resultat ved beregning av  $\rho_{scmax}$ ,  $K_{sc}$  og  $u_{iy}$  med input parameterne fra tabell 18:**

$u_{iy}$ [m]	$\rho_{scmax}$ [MPa]	$K_{sc}$ [MPa/m]
0,1856	1,70625	267,263

Tas det utgangspunkt i resultatene for  $\rho_{scmax}$  og  $K_{sc}$ , og disse plottes i RocSupport (se vedlegg E, figur E-26) vil dette gi en SCC (support characteristic curve) som vist i figur 62:



Figur 62: GRC plottet med SCC for 0,3 m tykk betong

### 7.5.2 Estimering av sikring fra sikringstrykk $\rho_0$ plottet mot tunnelradius $r_0$

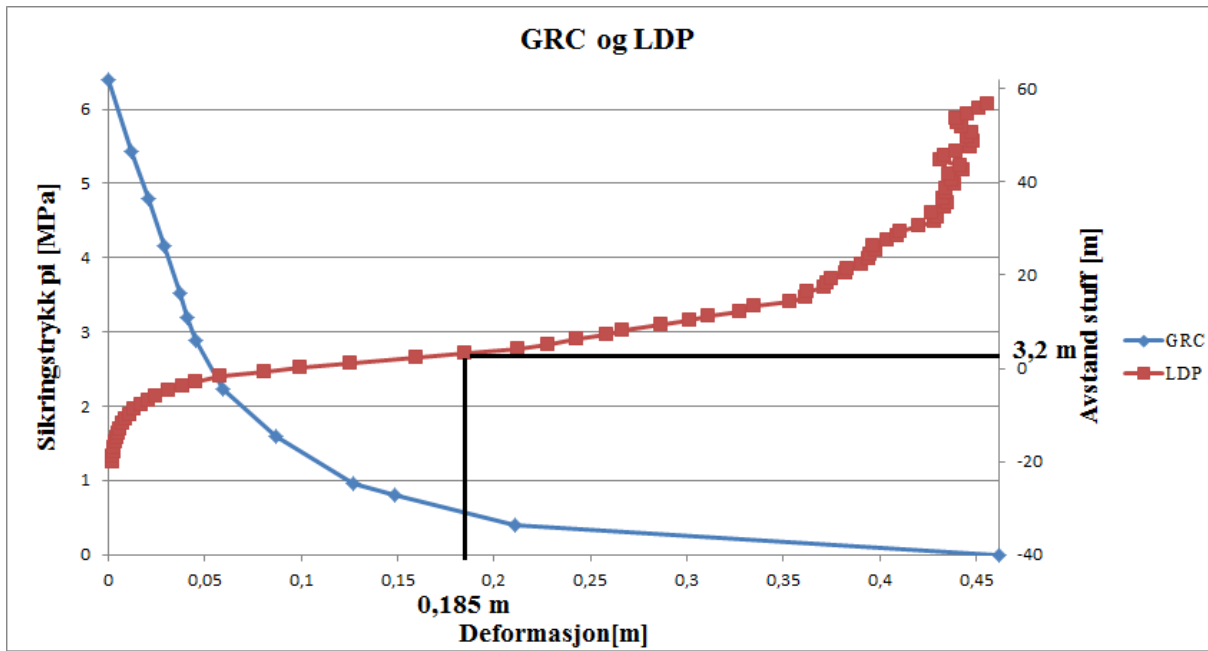
For å unngå plastisk deformasjon må det ut fra analysen av modelleringen i plananalyse av "Yielded elements" oppnås sikringstrykk på 2,62 MPa. Om deformasjonen ikke skal overstige 0,2 m er det nødvendig med et sikringstrykk på 0,5 MPa, se GRC i figur 61. Med utgangspunkt i Hoek (2007a) sitt plott av sikringstrykk mot tunnelradius i figur 42 og figur 43 er forslag til sikring oppsummert i tabell 20.

Tabell 20: Estimert sikring ut fra Hoek (2007a)

$\rho_i$ [MPa]	$r_0$ [m]	Foreslått sikring ut fra figur 42 og figur 43
0,5	6	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Sprøytebetong (10 cm) gir <math>\rho_i = 0,58</math> MPa</li> <li>- Bolter (cc 1x1, d=25mm) og sprøytebetong (15 cm) gir <math>\rho_i = 0,29</math> MPa + 0,58 MPa = 0,87 MPa</li> <li>- Sprøytebetong (10 cm) og stålbuer (type "Wide Flang Steel Sets" dybde=0,307 m) gir <math>\rho_i = 0,58</math> MPa + 0,9 MPa = 1,48 MPa</li> </ul>
2,62	6	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Sprøytebetong (30 cm) og stålbuer (type "Wide Flang Steel Sets" dybde=0,307 m) gir <math>\rho_i = 1,8</math> MPa + 0,9 MPa = 2,7 MPa</li> <li>- Sprøytebetong (1 m) gir <math>\rho_i = 2,8</math> MPa</li> </ul>

### 7.5.3 Installasjonstidspunkt

Ut fra figur 36 er installasjonstidspunktet for 0,3 m betong rundt 3,2 m bak stuff, se plott i grafen med LDP og GRC.



Figur 63: LDP og GRC med installasjonstidspunkt for 0,3 m tykk betong



## 8 utfordringer ved TBM-driving under skvisende forhold

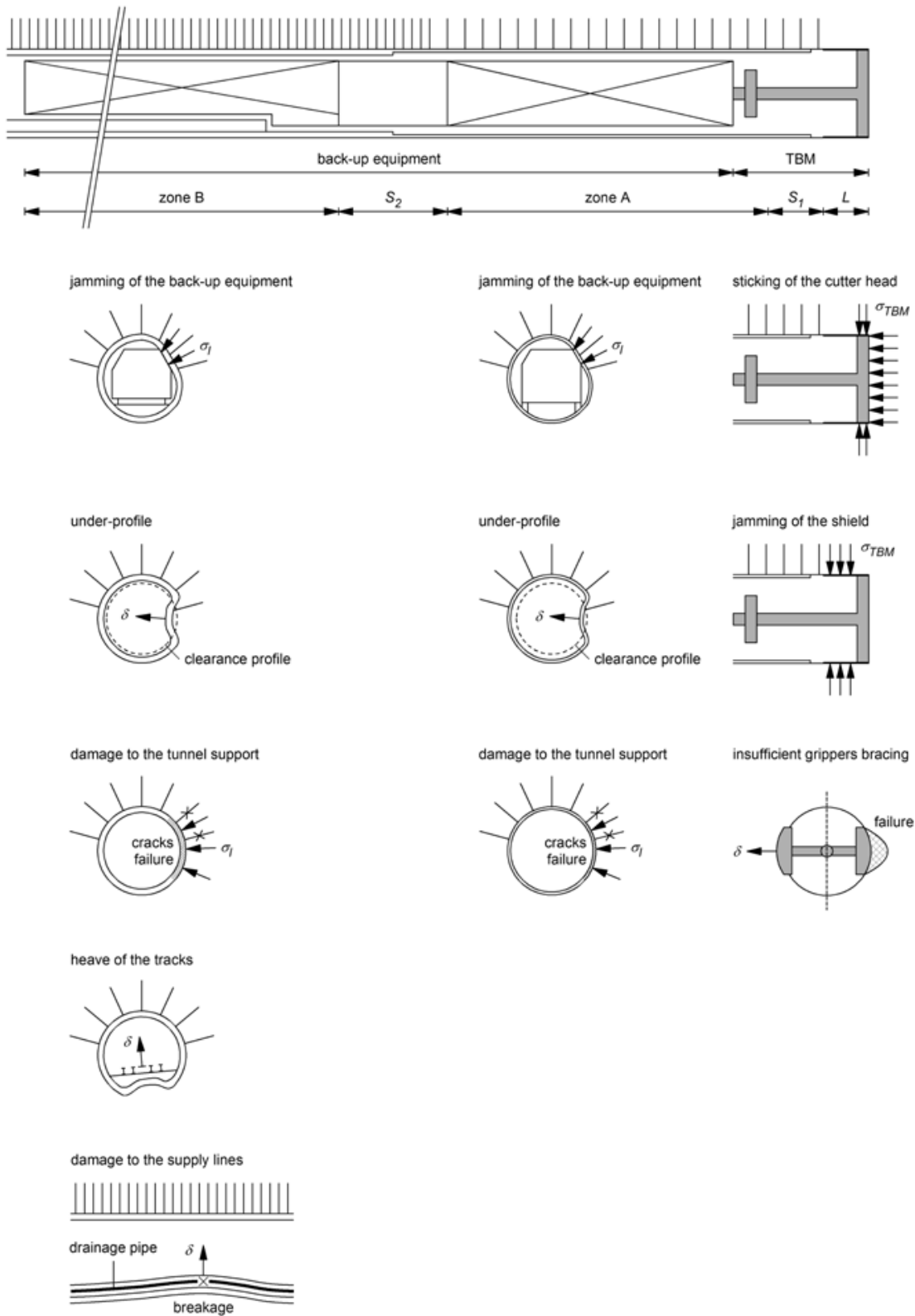
Som nevnt i sammendraget fra prosjektoppgaven er det utfordrende å drive under skvisende forhold med en TBM-maskin. I dette kapitlet vil det bli gitt en introduksjon til hvilke utfordringer de ulike maskinene vil stå ovenfor ved skvisende grunnforhold.

TBM-maskinens ytelse er et resultat av et komplekst samspill mellom grunnforholdene, utstyr (TBMen og "back-up") og sikringssystem. Fremdriften er ikke bare et resultat av disse faktorene, men påvirker også interaksjonen mellom faktorene. TBM-maskinene er forskjellige med hensyn til skyvesystem, sikringssystem og lengden av skjoldet. Følgelig må ulike farescenarioer vurderes avhengig av maskintype. Inndrift, som spiller en viktig rolle, er også avhengig av maskintypen (Ramoni & Anagnostou 2011).

### 8.1.1 Gripper TBM

Hvis skvisingen er tidsavhengig, noe som er svært vanlig, vil det kunne utvikle seg et radiale trykk mot maskinen under en stillstand. For å kunne fortsette drivingen må matekraften til TBMen være større enn friksjonskraften som virker på kutterhodet og skjoldet. Normalt har en gripper TBM takskjold, og ofte et skjold rundt hele kutterhodet. Ved svake grunnforhold vil ikke gripperene få nok motstand i tunnelveggen til å kunne oppnå maksimal matekraft fremover. For å kunne restarte rotasjonen til kuttehodet må det effektive dreiemomentet være større enn friksjons- og rullemotstanden til kutterhodet. Det samme gjelder når TBM-maskinen borer, forskjellen er at matekraften nå også inkluderer kraften som dytter kutterhodet mot stoff, i tillegg til at matekraften må være større enn den kinetiske friksjonen, ettersom maskinen nå glir. I svake bergmasser er som regel skyvekraften under boring lav, mens dreiemomentet må være ganske høyt (Ramoni & Anagnostou 2011).

Lokasjon av installasjon av sikring (S1 og S2 i figur 64) er avhengig av utforming av maskinen: i maskinområdet og senere i backup-område i en avstand på 30 til 60 m bak stoff. Installasjon av sikring utenfor disse områdene er vanligvis ikke mulig. Spesielt kritisk er sone mellom første og andre installasjonspunkt, dette illustreres av område A i figur 64. For å minimere risikoen for problemer som for eksempel at backup-utstyret klemmes fast, konvergens av allerede utboret profil og deformasjon av sikring i dette området vil det være nødvendig at en større andel av sikringen installeres i maskinområdet. Valg av type, mengde og plassering av sikring er svært viktig ved bruk av en gripper TBM. Installerer det for lite sikring i maskinområdet vil det resultere i at sikringen har en lavere stivhet og bæreevne, noe som kan lede til problemer i sone A. Videre vil det kunne føre til lavere inndrift (Ramoni & Anagnostou 2011).



Figur 64: Oversikt over gripper TBM og ulike fare scenarier i skvisende grunnforhold (Ramoni & Anagnostou 2011)

### 8.1.2 Enkeltskjolds TBM

Enkeltskjolds TBMer beveger seg ved at kutterhodet roterer og en ring av hydrauliske sylindere skyver maskinen fremover med en motkraft mot tunnellingingen. Skjoldet til enkeltskjoldsmaskiner er lengre enn gripper-TBMer, og følgelig er det området som er utsatt for skvising større. Dette behøver ikke nødvendigvis være et problem siden en enkeltskjolds TBM gjerne har større matekraft enn en gripper TBM. Enkeltskjolds TBM vil ha fordelene av å ofte oppnå en høyere inndrift i dårlige bergmasser, selv om store innlekkasjer av vann og ustabiliteter i tunnelveggen også kan ramme skjoldmaskiner og senke fremdriften (Ramoni & Anagnostou 2011).

Utformingen av betongliningen er svært viktig. Dersom det ikke injiseres godt nok bak betongliningen mot fjellet kan trykk fra sylindrene føre til en skjev belastning på liningen og medføre at det ikke tåler belastningen (Ramoni & Anagnostou 2011).

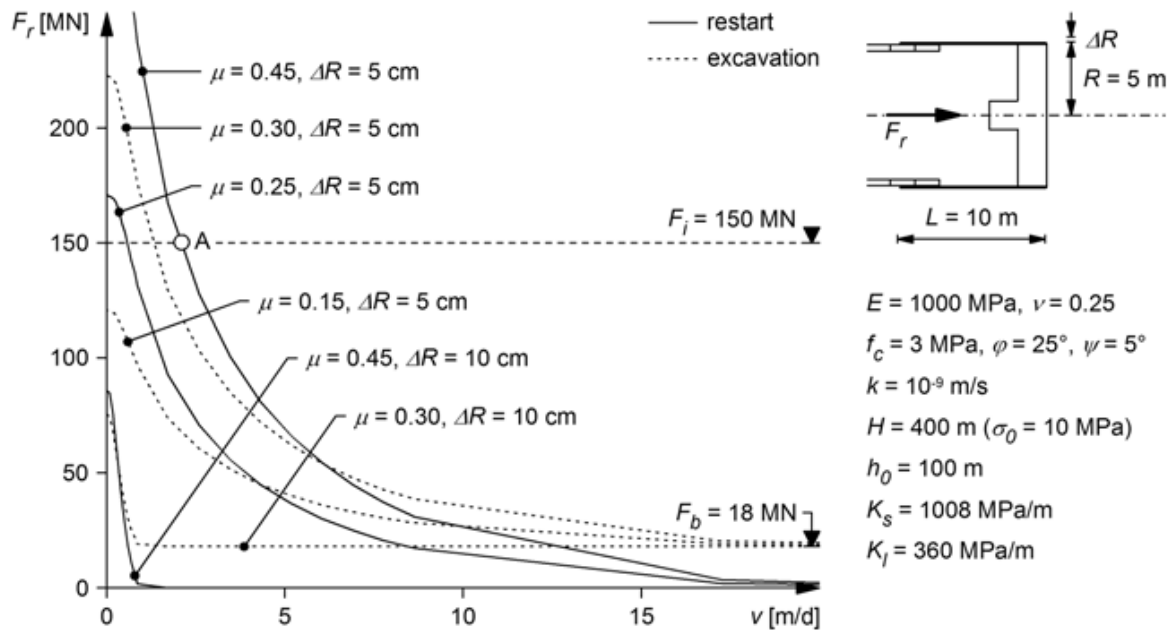
### 8.1.3 Dobbelskjolds TBM

Dobbelskjolds TBM er regnet for å være den raskeste maskinen i hardt berg ved gode grunnforhold siden maskinen kan installere betongliningen samtidig som den borer seg fremover. Dette kan øke inndriften mye i forhold til en enkeltskjold TBM, der maskinen må dytte seg mot liningen for så stoppe når det skal installeres en ny ring (phDTBM 2013). Dette vil være fordelaktig i følge Ramoni & Anagnostou (2011) med hensyn til deformasjoner selv om det må tas hensyn til at en dobbeltskjoldet TBM har lengre skjold enn en enkeltskjoldet TBM. Ved dårlige grunnforhold kan TBM-maskinen operere i "singel-shield" modus, det vil si at frontskjoldet og gripperskjoldet flyttes sammen, og maskinen ikke lenger er i stand til å installere betongliningen samtidig som den borer seg fremover (med mindre det brukes heksagonal betonglining) (Ramoni & Anagnostou 2011).

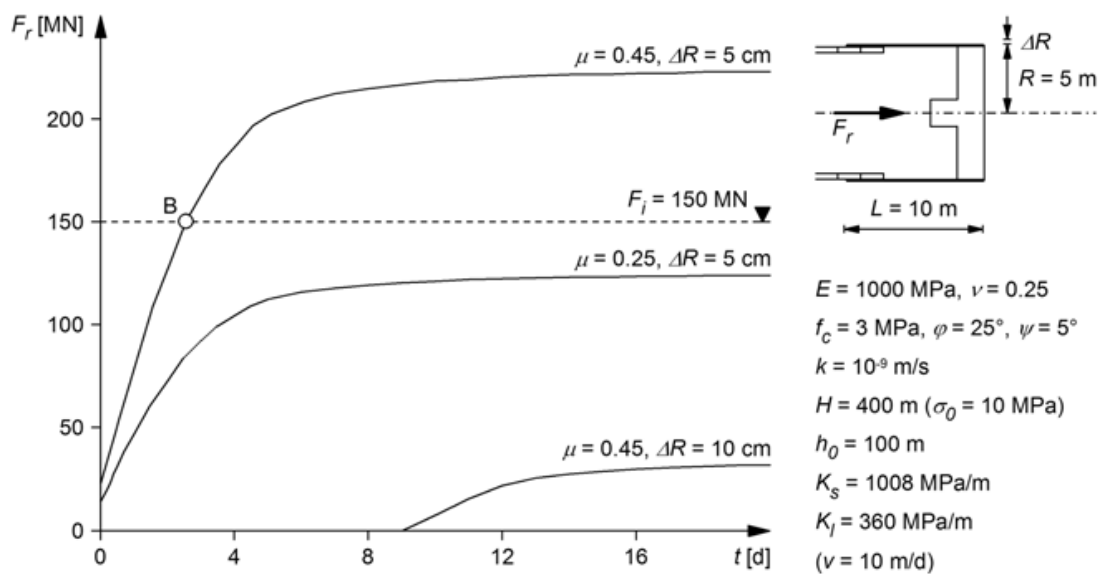
### 8.1.4 Tiltak ved bruk av TBM i skvisende grunn

Erfaringer fra tunneldriving viser at forstyrrelser og stopp i drivingen er ugunstig, flere tilfeller har vist at TBM-maskinen først setter seg fast når det blir en lavere Inndrift eller stans i drivingen. Figur 65 og figur 66 illustrerer en tenkt tunnel 400 m under overflaten, drevet i svake grunnforhold 100 m under grunnvannsspeilet. Tunnelen blir drevet med en enkeltskjolds TBM med diameter på 10 m og lengde på 10 m. Betongliningen er 30 cm tykk. I figur 65 vises matekraften  $F_r$  som funksjon av inndriften  $v$  i en lite permeabel grunn ( $k=10-9$  m/s) under normal TBM-driving. Grafen i figur 65 er beregnet ut fra driving med et større profil enn skjolddiameteren. Ekstra plass utenfor TBM diameteren er satt til  $\Delta R=5$  cm (normal overcut) og  $\Delta R=10$  cm (overboring). I figur 65 illustrerer de stiplede grafene TBM under driving (matekraft nødvendig for driveprosess satt til  $F_b=18$  MN), mens de heltrukne grafene viser tilfellet for en TBM som må restartes etter stillstand. Det tas utgangspunkt i at installert matekraft  $F_i$  er 150 MN (en høy, men realistisk verdi i følge Ramoni & Anagnostou (2010a)) og betongliningen har høy nok bærekapasitet. Friksjonskoeffisienten for skjoldet  $\mu$  er blitt satt til 0,3 og 0,45 for henholdsvis glidende og statisk friksjon. Med disse parameterne vil TBM-maskinen sette seg fast hvis inndriften er mindre enn 2-3 m/d (meter per dag), illustrert i punkt A i figur 65 (Ramoni & Anagnostou 2011).

Figur 66 viser at nødvendig matekraft  $F_r$  for å restarte driving etter stillstand øker med lengden av stillstand  $t$ . Ved installert matekraft  $F_i=150\text{ MN}$  og  $\Delta R=5\text{ cm}$  kan TBMen bli restartet hvis den har stått stille i mindre enn 2-3 dager, illustrert i punkt B i figur 66. Ved  $\Delta R=10\text{ cm}$  vil det også være mulig å restarte maskinen. Kurvene på figur 65 og figur 66 er beregnet ved å integrere trykket fra de overliggende massene på skjoldet (Ramoni & Anagnostou 2011).

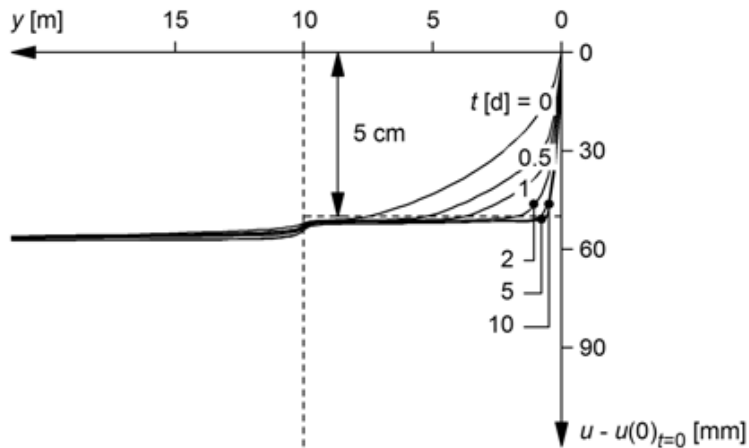


Figur 65: Nødvendig matekraft  $F_r$  under TBM driving som funksjon av inndriften sin hastighet (Ramoni & Anagnostou 2011).

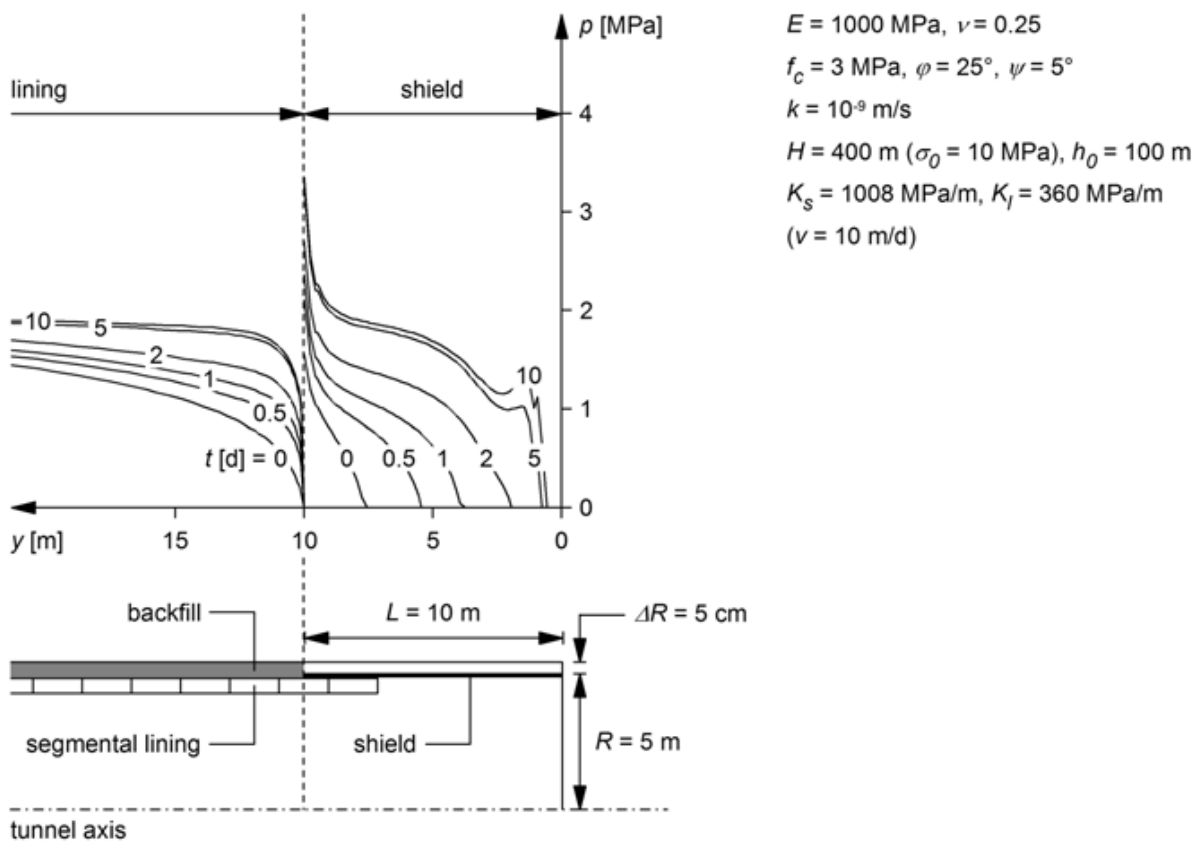


Figur 66: Nødvendig matekraft  $F_r$  som funksjon av tid maskinen står stille  $t$  (Ramoni & Anagnostou 2011)

Figur 67 (a) viser en økning i konvergensen  $u-u(0)_{t=0}$  over tiden  $t$ , der  $u$  er den totale radielle deformasjonen, og  $u(0)_{t=0}$  er deformasjonen som opptrer foran stuff. I dette eksemplet skvises berget rundt den bakre delen av skjoldet under driving, og derfor virker en last  $p$  allerede på skjoldet når den står stille. Under stillstand øker kraften på skjoldet og liningen inntil den når maksimal belastning, som er etter cirka ti dager (Ramoni & Anagnostou 2011).



(a)



(b)

Figur 67: Konvergens  $u-u(0)_{t=0}$  av boret profil som funksjon av nedetiden  $t$ ; (b) trykk fra grunnen  $p$  som virker på skjoldet og liningen som funksjon av nedetid  $t$  (Ramoni og Anagnostou 2011)

Høy inndrift er viktig, men det er ikke en mirakelkur for å forhindre at maskinen setter seg fast. Ofte er det utfordrende å opprettholde en så høy inndrift som er nødvendig, spesielt ved svært dårlig bergmassekvalitet. I tillegg utvikler deformasjoner i bergmassen seg ofte svært raskt, og deformasjonene opptrer som tidligere nevnt rett bak stuff (Ramoni & Anagnostou 2010b). I slike situasjoner vil ikke inndriften være den viktigste faktoren ettersom TBM-maskinen vil sette seg fast selv om den operer med maksimal inndrift. Dessuten vil stillstand i driften være umulig å unngå helt (Ramoni & Anagnostou 2011).

#### **8.1.5 Løsninger for TBM-driving under skvisendeforhold**

Utforming av designet til TBM-maskiner er over de siste årene blitt forbedret med høyere matekraft og dreiemoment, opptil henholdsvis 150-200 MN og 30-40 MNm (skjold TBM med 10 m diameter). Lengden på maskinen er blitt redusert med en til to borediametere for både enkelt- og dobbeltskjolds TBM, gripper TBM har som oftest en lengde på en halv borediameter. Med en høyere deformbarhet i skjoldet minskes trykket på skjoldet. Det er blitt utført forsøk på å lage skjold som kan krympes på enkeltskjolds TBM, men det er fortsatt ikke kommet tilstrekkelige konstruksjoner, selv om en slik løsning på gripper TBM i teorien er mulig. Et annet tiltak for å unngå at maskinen setter seg fast ved stor konvergens nær stuff er å ha mulighet til å trekke tilbake kutterhodet eller hele TBM-maskinen. For gripper TBM forutsetter dette at sikringen ikke hindrer at maskinen kan trekkes tilbake. Enkelt- og dobbeltskjolds TBM må designes på en måte som lar kutterhodet bevege seg uavhengig av skjoldet. En moderat mengde skvisning kan håndteres ved å bruke overboring, der en til tre "gauge" kuttere gjør det mulig å øke borediameteren med opptil 30 cm. Denne operasjonen kan gripper TBM enkelt utføre. Når det er sagt, er ikke overboringsteknologien tilstrekkelig utviklet per i dag og det er usikkert hvor effektivt metoden er, ikke minst på lange strekninger med skvisning (Ramoni & Anagnostou 2011).

Overboring har for det meste vært problemfritt i myke bergarter. Tidspunktet for når avgjørelsen om å starte den kompliserte prosedyren blir tatt under driften er et kritisk aspekt. Problemer i backup-området kan senke, til og med stoppe, TBM-drivingen. Det vil være kritisk hvis utstyret i backup-området på maskinen setter seg fast, spesielt for grippermaskiner, ettersom det betyr at maskinen må stoppes. Derfor bør den bakre delen av TBM-maskinen med backup-utstyret være av liten størrelse i forhold til borediameteren for å ha tilstrekkelig plass til å takle uventede deformasjoner i backup-området hvis for eksempel den installerte sikringen ikke er nok til å hindre deformasjoner (Ramoni & Anagnostou 2011).

#### **8.1.6 Sikring**

I følge Ramoni & Anagnostou (2010b, 2011) vil det under skvisende forhold være mest fornuftig å installere en stiv betonglining ved anvendelse av skjold TBM, mens ved bruk av en gripper TBM vil det være fordelaktig å installere deformerbar sikring. Stiv sikring sammenlignet med deformerbar sikring har flere fordeler og ulemper. Betonglining tåler høyt trykk fra de skvisende bergmassene, men selv om det er utført en rekke studier på deformerbare betonglining er et slikt funksjonelt aspekt enda ikke blitt realisert. Deformerbar sikring som installeres med gripper TBM vil ikke gi en like høy motstand mot trykk fra bergmassene: Sprøytebetong kan for eksempel ikke sammenlignes med betonglining når det kommer til hvor mye trykk sikringen kan bære. Det er dessuten observert at sikring vil

kunne minske lasten på skjoldet i tillegg til å gi stabilitet til berget og minske deformasjoner. Installasjon av stiv betonglining umiddelbart bak skjoldet forbedrer lastoverføringen og minsker lasten på skjoldet. På en annen side vil stiv lining installert rett bak skjoldet få påført høyere last enn hvis det hadde blitt anvendt en mer deformbar sikring (Ramoni & Anagnostou 2011).

### **8.1.7 Valg av type TBM under skvisende forhold**

I følge Ramoni og Anagnostou (2011) er det umulig å anbefale én type maskin kun på bakgrunn av at det er skvisende forhold. Valg av TBM må ta hensyn til de geologiske forholdene på de ulike prosjektene, og derfor vil type TBM variere fra prosjekt til prosjekt. På en side er gripper TBM foretrukket under skvisende forhold på grunn av sin korte lengde på skjoldet og større fleksibilitet med hensyn på sikring. På en annen side er skjold TBM foretrukket på grunn av sin høyere matekraft og dreiemoment, noe som gir en høyere inndrift. Avhengig av de geologiske faktorene vil fordelene ved én type TBM vurderes ulikt i forhold til fordelene ved de andre TBM typene. Det er derfor ikke mulig å gi en universell anbefaling. En systematisk tilnærming under utvelgelsesprosessen er viktig for å indentifisere og vurdere interaksjonen mellom berg, tunnelutstyr og sikring. Numerisk modellering gir derfor et godt bidrag til de beslutninger som må gjøres under designprosessen, ettersom metoden gir en indikasjon på omfanget av de viktigste parameterne.





## 9 Diskusjon

I dette kapitlet vil det bli foretatt en diskusjon av de resultater som er fremkommet av analysen med fokus på deformasjon av bergmassen, sikring og installasjonstidspunkt for sikring og drivetekniske utfordringer ved TBM.

### 9.1 Sammenligning av resultater fra numerisk modellering opp mot empiriske metoder og tidligere erfaringer

I denne delen av diskusjonen vil resultatet av deformasjon i bergmassen fra modelleringen sammenlignes med resultatene fra de empiriske og semi-analytiske metodene og tidligere erfaringer.

Analysen i henhold til Singh et al.(1992) anslår at en overdekning på 563,7-804 m vil føre til skvising i sideberget, en overdekning på 206,5-269,6 m vil gi skvising ut i svakhetssonen. Med utgangspunkt i den minste registrerte Q-verdien fra svakhetssonen vil en overdekning på 63,6 m gi skvising. Ettersom tunnelen vil ha 200-300 m overdekning ved driving gjennom svakhetssonen på Rogfast tilsier resultatene fra analysen at skvising vil oppstå i svakhetssonen. Det er mulig de høyere Q-verdiene i sideberget vil medføre en stabiliserende effekt, slik modelleringen med ulike GSI-verdier i Phase<sup>2</sup> viser i tabell 13 på side 59. Dette er fordi Q-verdien i analysen ikke er oppgradert for å representere svakhetssonen med sidebergets stabiliserende effekt. Forskjellen mellom overdekningen som fører til skvising i sideberget og svakhetssonen er stort, rundt 300-500 m. Denne forskjellen forsterker indikasjonen om at sideberget vil tilføre en stabiliserende effekt. Rennfast og Rogfast ligger i samme området og har relativt lik geologi. Sammenlignes resultatene fra Rogfast med Rennfast er den minste Q-verdien logget og Q-verdien fra sideberget ganske likt for begge tunneler. Rennfast opplevde som tidligere nevnt skvising i en svakhetszone der overdekningen var maksimalt 200 m og Q-verdien var så lav som 0,003-0,004. Det er ikke funnet noen snitt Q-verdi for selve svakhetssonen på Rennfast, men geologien på Rogfast er regnet som svært lik. Det kan derfor tenkes at snittverdien for Q i svakhetssonene og området der det er opplevd skvising i sålen på Rennfast er lignende snittverdien av Q i svakhetssonen på Rogfast. Ut fra denne antagelsen er det ikke sikkert sideberget har så stor stabiliserende effekt på svakhetssonen, og sannsynligheten for skvising ved en overdekning på 200 m ut fra analysen er stor.

Bergmassen sin enaksiell trykkfasthet estimert i RocData på bakgrunn av laboratorietestene ga  $\sigma_{cm}=3,36$  MPa. I analysen med hensyn til enaksiell trykkfasthet til bergmassen og in-situspenninger tilsier dette resultatet at det ikke vil bli store stabilitetsproblemer med tanke på sikringen. Ved utregning av den enaksiale trykkfastheten til bergmassen med Hoek & Marinos metode blir det en lavere verdi, og analysen indikerer mindre alvorlige stabilitetsproblemer med skvising. Analysen gir forskjellig utfall for den enaksiale trykkfastheten til bergmassen når den er estimert fra RocData og når den er beregnet fra Hoek & Marinos (2000). Strain øker fra 0,2 til 2,2 %, noe som er en betydelig forskjell, men utfallet i form av alvorlighets grad av skvising er ikke veldig forskjellig ut fra metoden. Sammenlignes dette med modellering, der maksimal deformasjon er på 0,4 m og strain  $\varepsilon=7,7$  %, fremkommer det av analysen at det vil oppstå veldig alvorlige skvisingproblemer.

Resultatene fra analysen ved Hoek & Marinos metode gir et utfall ved driving gjennom svakhetssonen på Rogfast som varierer fra få problemer med sikring til mindre alvorlige skvisingsproblemer. Dette tilsier at metoden som er brukt til å estimere bergmassen sin enaksielle trykkfasthet, hvorvidt det er beregning eller i RocData, gir ulikt utfallet av analysen. I midlertidig er metoden som anvendes til å forutsi strain: modellering eller semi-analytiske og empiriske metoder, enda mer avgjørende for utfallet. Metoden i Hoek & Marinos skal anvendes til å gi et første estimat, mens modelleringen er mer omfattende med flere inputparametere. Derfor antas det at modelleringen gir en mer nøyaktig tilnærming som fremstiller et mer realistisk resultat.

Ved driving av to parallelle løp med 15 m mellomrom viser figur 57 (side 67) og figur 58 (side 68) at deformasjonen i det løpet som graves ut først øker betraktelig når det andre løpet graves ut på grunn av den økte spenningen. Erfaringer fra Gotthard viste at spenningsnivået økte med 40 % under drivingen av de parallelle tunnellopene. Til sammenligning øker spenningen i det første tunnellopet med 15,6 % når det andre løpet drives ut. Ettersom det er en større pilar mellom tunnelene på Gotthard enn det er på Rogfast, og spenningen økte mye mer på Gotthard enn det modelleringen indikerer, er det sannsynlig at Rogfast vil få en enda høyere spenningsøkning. Deformasjon ut fra modellering gir totalt strain på 12,99 % i den første tunnellopet etter det andre løpet er gravd ut, noe som tilsier ekstreme skvisingsproblemer ut fra analysen. Til sammenligning opplevde de i Gotthard at total strain ble på 4,6 %. På én side kan deformasjonen som oppstår i modelleringen fremstå som veldig stor i forhold til Gotthard, men ettersom modellen har tatt utgangspunkt i en svakhetsone med lavere bergmassekvalitet og det er en langt kortere avstand mellom tunnellopene, kan estimatet være realistisk. Med andre ord er det stor fare for ekstreme skvisingsproblemer ved driving av to parallelle tunnellop på Rogfast.

## 9.2 Usikkerhet ved modellering og analyse

Hovedsakelig er usikkerheten ved alle de analysene som er utført i forbindelse med oppgaven inputparametere. Er inputparametere usikre, blir analysen og modelleringen av lav kvalitet. I forbindelse med oppgaven er det gjort laboratorieundersøkelser og kjerneloggingen. Parametere fra dette er benyttet videre i modelleringen og analysene, men på tross av at det er utført en rekke undersøkelser er det ingen garanti for at det utfallet disse parametere gir i analysen og modelleringen er realistiske under de faktiske forholdene. I dette kapittelet vil først usikkerheten ved inputparametere vurderes, det vil si spenningen og Q- og GSI-verdi. Videre vil usikkerheten ved modelleringen og metodene som er brukt i analysen diskuteres.

Kjerneboringene som er brukt til logging av Q- og GSI-verdi, i tillegg til uthenting av materiale til laboratorieundersøkelser, har med rimelig stor sannsynlighet gått gjennom den utvalgte svakhetssonen. Det er imidlertid mulig at dypere boring vil kunne avdekke bergmasse med enda dårligere kvalitet i soner med større mektighet. Dette vil kunne medføre større sannsynlighet for skvisingsproblemer.

En av de største usikkerhetene ved modelleringen og analysene er at spenningene er satt til å være like i alle retninger. Dette gir ikke et realistisk bilde av spenningene ettersom de både er målt og kalkulert til å være forskjellige i de ulike retningene. In-situ spenningen er satt til

$\rho_0=6,4$  MPa ut fra beregninger med hensyn til en overdekning på 200 m fjell og 100 m vann. Overdekningen kan være på opptil 300 m, noe som vil gi en høyere in-situ spenning:  $\rho_0=8,1$  MPa. De målte spenningene viser en enda høyere spenning på 200 m,  $\rho_0=11,1$  MPa, men disse målingene er noe usikre. Spenningsbildet kan altså i realiteten være ganske annerledes, og føre til mer skvising enn det analysen og modelleringen tilsier. Denne antagelsen forsterkes av at de seismiske hastighetene som ble målt i fylltitten på Rennfastforbindelsen var relativt høye, og dette ble tolket som et mulig tegn på høy spenninger i berggrunnen i området.

Modellering er utført med en rekke antagelser. Den største usikkerheten ved modelleringen, i tillegg verdien til in-situ spenningen, er degraderingen av GSI for å kunne bruke et materiale som representerer svakhetssonen med stabiliserende effekt av sideberget. Metoden som er anvendt med å først se på maksimal deformasjon i svakhetssonen som et materiale og sideberget rundt som et annet materiale i aksesymmetrisk analyse, for så å degradere GSI-verdien til sideberget frem til samme maksimal deformasjon oppstår er så vidt egne litteratursøk tyder på ikke en metode som er blitt forsket noe på. Modelleringen er gjort med en antagelse av at den degraderte GSI-verdien vil gi samme utfall for å kunne designe en LDP. Derfor vil deformasjonen og deformasjonsforløpet til bergmassen kunne være annerledes under de faktiske forhold.

I Phase<sup>2</sup> vil den aksesymmetriske metoden med GSI 26,5 representere sideberget og svakhetssonen. Dermed tar modellen hensyn til at svakhetssonen har en begrenset lengde på 30 m. Modelleringen vil vise maksimal deformasjon i svakhetssonen, men i store deler av sonen vil det kunne forventes mindre deformasjoner når TBMen nærmer seg sideberget. Det er således et konservativt estimat sett svakhetssonen som helhet.

I prosjektoppgaven ble det tatt utgangspunkt i plantegningene for E39 Rogfast, og ut fra disse ble det ansett som realistisk at svakhetssonen vil treffe tunneltraseen med en vinkel på 45°, se figur 12 side 17. Sonen vil dermed være tilstede i begge veggene i tunnelen i rundt 30 m, se figur 13 på side 17. Etersom traseen nå er plassert litt annerledes (sonen krysser fortsatt svakhetssonen) er det mer usikkert om dette er et riktig estimat. Økes lengden av svakhetssonen vil deformasjonen som oppstår i modellen i Phase<sup>2</sup> øke, og degraderingen av GSI-verdien vil bli større. Er sonen mindre vil utfallet bli det motsatte, derfor er lengden til svakhetssonen en viktig faktor i oppbygningen av modellen i Phase<sup>2</sup>. Dette har store innvirkninger på resultatet av både modelleringen og analysen.

I forhold til analysen av Singh er det vanskelig å gi en kvantitativ verdi for hvor stor faren for skvising er ettersom Q-verdien fra svakhetssonen ikke tar hensyn til den høyere Q-verdien i sideberget. Derfor bør andre analyser som benytter seg av en annen prediksjonsteori brukes i tillegg for å få et realistisk estimat.

### 9.3 Diskusjon av drivetekniske utfordringer for TBM ved skvising

I denne delen av diskusjonen vil de drivetekniske utfordringene for TBM ved skvisende forhold diskuteres. Først vil mengde deformasjon som en TBM kan takle og type sikring som kan håndtere denne deformasjonen diskuteres. Videre vil de drivetekniske utfordringene for en TBM-maskin ved driving gjennom svakhetssonen på Rogfast diskuteres med hensyn til deformasjonsforløp og installasjonstidspunkt for sikring.

Hvor mye en TBM-maskin kan takle av skvising er avhengig av flere faktorer som for eksempel maskintype og inndriftshastighet. I følge Ramoni & Anagnostou (2006) blir strain over 5 % ansett som problematisk. Det finnes flere tunnelprosjekter som viser at langt mindre strain kan forårsake problemer for TBM-maskinen. På Gotthard opplevde de at strain på 3,8 % førte til at den åpne gripper TBMen satte seg fast. Med det som utgangspunkt er det i denne oppgaven antatt at deformasjonen må stoppes før det oppstår strain på 3,6 %.

Type sikring er estimert ut fra nødvendig sikringstrykk. Figur 53 på side 64 viser at bergmassen blir plastisk deformert om sikringstrykket er mindre enn 2,62 MPa. For å unngå plastisk deformasjon helt er det nødvendig med en sikring som gir større trykk enn dette, for eksempel kan tykk sprøytebetong i kombinasjon med stålbuer installeres. Det er utgangspunkt i at en TBM-maskin maksimalt kan tåle 3,6 % strain kan ikke deformasjonen overstige 0,2 m i svakhetssonen på Rogfast. For å stoppe deformasjonen på 0,2 m trengs det et sikringstrykk på 0,5 MPa, dette er vist i figur 62 på side 73, og da trengs for eksempel 10 cm sprøytebetong. Estimert sikringen i tabell 20 på side 73, gir flere alternativer til sikringskombinasjoner som bolter, stålbuer og sprøytebetong. Ved skvising kan det være nødvendig å bruke sterkere og mer fleksibel sikring enn bolter og sprøytebetong. Erfaringer fra Gotthard viste at ved anvendelse av langsgående deformasjonslisser fylt med polystyren unngikk de å sette seg fast i skvisende områder ettersom sikring kunne ta opp mer deformasjon. Dermed oppnådd de høy nok inndrift til at maskinen unngikk å sette seg fast. Sikring som stålbuer og bergankre ble også brukt på Gotthard, og viste seg å tåle mye deformasjon. Sikring foran stuff vil også kunne være nødvendig ved driving gjennom sonen. Da kan for eksempel spilingbolter, injeksjon eller frysing benyttes. I områder med skvising er det generelt nødvendig med omfattende sikring. Erfaringer fra Rennfast viser at det bør være armert sålestøp, ettersom den delen av sålen som ikke var armert hevet seg i etterkant av ferdigstilling av tunnelen. Hvis det oppdages store leirsoner under drivingen av Rogfast bør det sikres ekstra for å hindre oppsprekking av betongen slik de opplevde på T-forbindelsen. Der ble det konkludert med fullarmerte sprøytebetongbuer forankret i hele buen og fundamentert i armert buet bunnplate var en god løsning for å takle deformasjonene ved svelling. Ved driving av to parallelle tunnellop viser erfaringer fra Gotthard at det økte spenningsnivået ga en deformasjon på 22 cm, 4,6 % i strain. Figur 58 viser at deformasjonen i det løpet som drives først øker fra 0,37 m til 0,78 m når det andre løpet drives. Dette kan tyde på at det vil være behov for å oversikre det første løpet som drives på grunn av det økte spenningsnivået.

Deformasjonsforløpet til bergmassen er vist som LPD og GRC i figur 61. Deformasjonen begynner allerede 20 m foran stuff, og maksimal deformasjon er på 0,46 m. Installasjonstidspunktet for sikring vil variere med hvor stiv bergsikringen, men med

utgangspunkt i at maksimal deformasjon skal være på 0,2 m må sikringen uansett installeres nærmere stoff enn 3,7 m: se figur 63, side 74. En av de største ulempene med en TBM-maskin er at den vanligvis ikke kan installere sikring før 4-5 m bak stoff. Ut fra analysene blir deformasjonene da så store at maskinen vil sette seg fast. Dette gjør at TBM-alternativet blir uaktuelt. På en annen side viser erfaringer fra Gotthard at det er mulig å drive med overcut og en ombygget TBM-maskin der sprøytebetongen kan installeres over skjoldet, noe som er mye nærmere stoff enn det som er normalt ved TBM-driving. Det er mulig at installasjon av sikring foran stoff kan ha en effekt på deformasjonen. Spilingbolter eller endra tyngre operasjoner som frysing kan anvendes til å skape stabilitet foran stoff. Normalt kan ikke en TBM installere spilingbolter, men det har vært utført suksessfullt tidligere med store gripper TBM-maskiner i Niagara falls. Frysing er på sin side svært kostbart, men med god planlegging kan det utføres suksessfullt, det har erfaringer fra Hallandsåsen vist. Rogfast kommer til å bli drevet med to løp og derfor er det gode muligheter for å lage tverrslagsforbindelse mellom de to tunnelene og utføre frysing. I denne sammenhengen er det viktig med sonderboring på stoff for å kunne vite nøyaktig hvor TBM-maskinen treffer sonen.

Å drive med overboring på opptil 30 cm er noe som vil kunne gjøre at en TBM-maskin håndterer store mengder skvising ettersom det kan skape plass til deformasjon og sikring. Dette vil være veldig aktuelt ved driving gjennom svakhetssonen på Rogfast. Det skal nevnes at teknologien med å drive med en så stor mengde overboring enda ikke er tilstrekkelig utviklet og usikker. I enkelte områder av Gotthard ble det lagt inn ekstra plass til deformasjoner og bergsikring, men det begrenset seg til 10 cm under drivingen. Skal metoden benyttes krever det mye planlegging ettersom tidsaspektet er kritisk under driving ved i igangsetting av overboring.

Stillstand og matekraften til maskinen er andre faktorer som spiller inn på sannsynligheten for at maskinen setter seg fast. En enkeltskjolds TBM-maskin med installert matekraft  $F_i=150$  MN og en normal overcut på  $\Delta R=5$  cm kan restarteres hvis den har stått stille i mindre enn 2-3 dager. Brukes det en åpen TBM vil maskinen antageligvis kunne stå stille lengre ettersom den kun har et takskjold eller skjold rundt kutterhodet som kan skape friksjon. Jo lengre maskinen står stille, jo mer vil den radielle deformasjonen utvikle seg til den når sin maksimale utvidelse etter 10 dager, som vist i figur 67, side 79. Det vil derfor være enklere å takle stillstand om det drives med overcut eller overboring. Oppstår det deformasjoner og TBM-maskinen setter seg fast, er en løsning for å få maskinen løs å skyte kutterhodet løst med små salver slik de gjorde på Gotthard. Drives de to løpene samtidig vil det være mulig å lage et tverrslag og drive seg konvensjonelt fra andre siden.



## 10 Konklusjon

Det har i denne masteroppgaven blitt foretatt en analyse av TBM-driving gjennom svakhetssonen på Rogfast. Vurdering av muligheten for skvising er basert på laboratorieundersøkelser, numerisk modellering i Phase<sup>2</sup>, samt bruk av empiriske og semi-analytiske metoder. Oppgavens viktigste funn er presentert nedenfor.

Ut fra den numeriske modelleringen vil det oppstå en maksimal deformasjon på 0,46 m i svakhetssonen. Sikring kan normalt ikke installeres før 4-5 m bak stuff med en åpen TBM, enda lengre bak med en skjold TBM. Det er for langt bak stuff til å hindre at deformasjonen overstiger 0,2 m og den mengden skvising vil mest sannsynlig føre til at maskinen setter seg fast. Drives det med overcut og ombygget maskin som kan påføre sprøytebetong over skjoldet eller installere spilingbolter vil det kunne være mulighet for å drive med TBM. Dette er løsninger som ikke er testet i stort omfang, men de har fungert, og på bakgrunn av erfaringer fra de aktuelle prosjektene kan TBM-driving være gjennomførbart i svakhetssonen på Rogfast.

Analysen tilsier at 10 cm sprøytebetong er nok til å stoppe deformasjon på 0,2 m. Allikevel er mulig at det blir nødvendig med sterkere og mer fleksibel sikring med bakgrunn i erfaringene fra Gotthard, spesielt hvis det er høyere spenninger. Resultatene fra laboratorieundersøkelsen indikerer at sonen svekkepotensiale. Dette bør det tas hensyn til ved valg av sikring, det viser erfaringer fra T-forbindelsen.

Hvis en TBM anvendes til å drive gjennom svakhetssonen er det nødvendig med nok forundersøkelser for å kunne forutsi mest mulig nøyaktig hvor sonen ligger. Både undersøkelser i planleggingsfasen som kjerneboring og seismikk er viktig, samt undersøkelser under driving på stuff som sonderboring, MWD-logging og spenningsmålinger. Med disse undersøkelsene vil plasseringen av sonen i forhold til tunneltrase ha en større grad av pålitelighet, og sikringstiltak som frysing eller driving med overcut kan planlegges i god tid. Type TBM er avhengig av flere geologiske faktorer som ikke er vurdert i denne oppgaven, og det vil derfor ikke konkluderes med hvilken type maskin som er mest best egnet.

Ved driving av to løp viser erfaringer og modellering at spenningsnivået øker og det medfører en økning av deformasjon. Derfor anbefales det at det første løpet som drives sikres med tyngre sikring enn det bergmassekvaliteten tilsier ettersom det vil bli utsatt for en større spenningskonsentrasjon når løp nummer to drives. Denne anbefalingen gjelder også for konvensjonell driving.

Den største usikkerheten er spenningen og derfor bør derfor utføres flere spenningsmålinger for å kunne si med sikkerhet hvordan forholdene er. Ettersom erfaringer fra Rennfast tilsier at det er høye spenninger i berggrunnen i området. Som tidligere nevnt er det en begrensning ved oppgaven at det ikke er tatt hensyn til vann og mulige endringer i bergmassen som følge av oppsprekking, og derfor bør det utføres flere numeriske analyser der disse parameterne er inkludert.





## 11 Referanser

Bøyeie, A. E., 1993. *Bergtekniske vurderinger med hovedvekt på klassifikasjonssystemer, basert på ingeniørgeologiske data fra Rennfast-tunnelene, Rogaland*. Hovedoppgave for Cand. Scient. grad ved Institutt For Geologi, UiO, Oslo.

Burger, W. & Dudouit F., 2009. *The Hallandsåsen dual mode TBM*. Rapid Excavation Tunneling Conference 2009. Las Vegas, USA

Carranza-Torres, C. & Fairhurst, C., 2000. *Application of the Convergence-Confinement method of tunnel design to rock masses that satisfy the Hoek-Brown failure criterion*. Tunnelling and Underground Space Technology 15(2): s. 187-213.

COWI, 2012a. *E39 Rogfast vurdering av TBM alternativ for Statens Vegvesen*. 109 s.

COWI, 2012b. *Geologisk rapport for E39 Rogfast*. 68 s.

Ehrbar, H., 2008. *Gotthard base tunnel, Switzerland. Experience with different tunneling methods*. Proceedings of the 2nd Congresso Brasileiro de Túneis e Estruturas Subterrâneas. Seminário Internacional "South American Tunnelling", São Paulo, Brazil 2008. 14 s.

Emdal, A., 2012. *Introduksjon til geoteknikk*. Institutt for bygg, anlegg og transport, NTNU, Trondheim, Norge.

Friestad, L. E., 2012. *Rogfasttunnelen: Analyse av drivetekniske forhold, stabilitet og sikringsbehov for avgreining til Kvitsøy*. Masteroppgave ved institutt for geologi og bergteknikk., NTNU, Trondheim, Norge.

Gollegger, J., Priller, A. & Rausch, M., 2009. *The use of open tunnel boring machines in squeezing rock in the Gotthard Base Tunnel*. Geomechanics and Tunneling (2009) 2(5): s. 591-600.

Gschnitzer, E. og Goliash, R., 2009: *TBM modification for challenging rock conditions – a progress report of the Niagara Tunnel Project (NTP)*. Geomechanics and Tunneling (2009) 2(2): s. 168-178 .

Hoek, E., 2001. *Big Tunnels in Bad Rock*. ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 127(9): 726-740.

Hoek, E., 2007a. *Rock-Support Interaction analysis for tunnels in weak rock masses, kap. 12 - Tunnels in Weak Rock*. Hentet fra:  
[https://www.rocscience.com/hoek/corner/12\\_Tunnels\\_in\\_weak\\_rock.pdf](https://www.rocscience.com/hoek/corner/12_Tunnels_in_weak_rock.pdf) Hentet 10.01.2014

Hoek, E., 2007b. *Practical Rock Engineering, kap. 11- Rock mass properties*. Hentet fra:  
[https://www.rocscience.com/hoek/corner/3\\_Rock\\_mass\\_classification.pdf](https://www.rocscience.com/hoek/corner/3_Rock_mass_classification.pdf) Hentet 20.02.2014.

Hoek, E. & Marinos, P., 2000. *Predicting tunnel squeezing problems in weak heterogeneous rock masses-Part 2*. Tunnels and Tunneling International (December 2000), s.15-21.

Hoek E., Marinos, V. & Marinos P., 2005. *The geological strength index: applications and limitations*. Bulletin of Engineering Geology and the Environment (2005), 64(1): s. 55-65.

ISRM,1978. *Commission on Testing Methods – Suggested methods for rock stress determination*. International society for rock mechanics commission on standardization of laboratory and field tests, England.

ISRM, 1979a. *Suggested Methods for Determining the Uniaxial Compressive Strength and Deformability of Rock Materials. Part 1: Suggested methods for determination of the uniaxial compressive strength of rock materials*. International society for rock mechanics commission on standardization of laboratory and field tests, England. 137 s.

ISRM , 1979b. *Suggested Methods Determining the Uniaxial Compressive Strength and Deformability of Rock Materials. Part 2: Suggested method for determining deformability of rock materials in uniaxial compression*. International society for rock mechanics commission on standardization of laboratory and field tests, England. S. 138-140.

NBG, 2000. *Handbook No 2 -Engineering geology and rock engineering*. Norwegian Group for Rock Mechanics, Oslo, Norge.

NGI, 2010. *Rogfast - Geologisk samlerapport*. Norges Geotekniske Institutt. 58 s.

NGU, 2011. *Geological investigation by drill core logging for the Rogfast project*. Report 2011.34. Norges Geologiske Undersøkelser. 71 s.

NGU, 2014. *Berggrunnskart*. Norges Geologiske Undersøkelser  
<http://geo.ngu.no/kart/berggrunn/> . Hentet 14.03.2014

Pedersen, B. K., 1997. *Oppdrag L-174 A, rapport nr.2: Forslag til utbedring av større svakhetszone i Byfjordtunnelen*. Statens Vegvesen, Vegdirektoratet. 3 s.

phDTBM, 2013. <http://www.phdtbm.com/phdproject/technology/tbmtypes/>. Hentet 08.12.13.

Pöyry, 2012. *Bergspänningsmätningar i borrhål*. Oppdrag fra Statens Vegvesen. 58 s. BH-04-11, Krågøy, Kvitsoy commune. 58 s.

Ramoni, M., & Anagnostou, G., 2006. *On the Feasibility of TBM Drives in Squeezing Ground*. Institute for Geotechnical Engineering, Swiss Federal Institute of Technology, Zurich, Svetis. 7 s.

Ramoni, M., and Anagnostou, G. 2010a. *Thrust force requirements for TBMs in squeezing ground*. Tunnelling and Underground Space Technology 25(4):433–455 s.

Ramoni, M., & Anagnostou, G. 2010b. *Tunnel boring machines under squeezing conditions*. Tunnelling and Underground Space Technology 25(2):139–157 s.

Ramoni, M., & Anagnostou, G. 2011. TBM Tunnelling in Squeezing Ground-Basic Considerations and Decision Aids. 2011 Rapid Excavation and Tunnelling Conference, proceedings, s. 219-233.

Shrestha, G. L., 2006. *Stress induced problems in Himalayan tunnels with special reference to squeezing*. Ph.D. thesis, Department of Geology and Mineral Resources Engineering, NTNU, Trondheim.

Singh B., Jethwa J.L., & Dube A.K., 1992. *Correlation between observed support pressure and rock mass quality*. Tunnelling and Underground Space Technology 7(1): s. 59-74.

SINTEF, 2011. *Prøvingsrapport - Undersøkelse av svelleegenskaper til to prøver fra Krågåøy, E39 Rogfast*. SINTEF Byggforsk, Geologi og bergteknikk, NTNU. 5 s. - Arkivkode: 11056IG, Prosjektnummer: 3C0580, Gradering: Fortrolig.

Sturk, R., Dudouit, F., Aurell, O., og Eriksson, S., 2011. *Summary of the first TBM drive at the Hallandsas project*. 2011 Rapid Excavation and Tunnelling Conference, proceedings, s.234-252.

Stanford University, 2013.

<http://www.stanford.edu/~tyzhu/Documents/Some%20Useful%20Numbers.pdf>. Hentet 24.11.13.

Stefanussen, W., 2012. *Swelling and squeezing in rock. Examples from Guatemala, Chile and Panama*. Forelesning Ingeniørgeologi Berg Videregående kurs 27.02.2012. NTNU, Trondheim, Norge.

SVV, 2005. *Håndbok 014 – Laboratorieundersøkelser - 14.418 Analyse av svelleleire*. Statens vegvesen. Vegdirektoratet, Oslo. 3 s.

SVV, 2010a. *Håndbok 021 – Vegtunneler*. Statens Vegvesen. Vegdirektoratet. Oslo.

SVV, 2010b. *Teknologirapport nr.2538 - Arbeider foran stoff og stabilitetssikring i vegtunneler*. Statens Vegvesen. Vegdirektoratet. Oslo. 38 s.

SVV, 2012. *E39 Rogfast – Reguleringsplaner planbeskrivelse*. Statens vegvesen. 155s.

SVV, 2013a. *Notat – Fv 47 T-forbindelsen. Geologisk vurdering av "svelleirsonen"*. Statens Vegvesen v. Rune B Sandven 9s.

SVV, 2013b. *Hovedside om vegprosjektet E39 Rogfast*.

<http://www.vegvesen.no/Europaveg/e39rogfast>. Hentet 03.09.2013.

SVV, 2013c. *Kjernelogging og bilder av kjerneprøver fra Sauholmen, Krågøy, Krågøy Nord, Alstein og Hestholmen*

SVV, 2014a. *Bilder av ny tunneltrase*. Mottatt 2014. Statens Vegvesen. Mottatt 2013. Statens Vegvesen.

SVV, 2014b. <http://www.vegvesen.no/Europaveg/e39rogfast/Nyhetsarkiv/statens-vegvesen-startar-arbeidet-med-ny-reguleringsplan> . Hentet 13.03.2014.

Sørløkk, T., K. Rokoengen, & Nilsen, B. (2007). *Geologiske Laboratorieundersøkelser. Laboratoriehefte for emne TGB4196 Ingeniørgeologisk Prosjektering*. Institutt for geologi og bergteknikk, NTNU, Trondheim.

Todnem, S. (2013). *Rogfast, detaljanalyse av TBM-driving gjennom svakhetssone*. Prosjektoppgave ved institutt for geologi og bergteknikk., NTNU, Trondheim.

Vicenzi, I., Pedrazzini, A., Ferrari, A., Gubler, G. og Böckli, O. 2007: "Deep tunnelling in hardrock with lagre diameter TBM: What's up? ". An experience from the Gotthard base tunnel. The 4th Dimension of Metropolis, Volume I. Av Lombardi Consulting Engineers, Minusion, Sveits og Implenja, Aarau, Sveits, s.267-272

Vlachopoulos, N. & Diederichs, M. S., 2009. *Improved longitudinal displacement profiles for convergence confinement analysis of deep tunnels*. Rock Mechanics and Rock Engineering 42(2): s.131-146.

## 12 Vedlegg

Tabell 21: Vedleggsoversikt

NR.	Vedleggsbeskrivelse	Antallsider
A	Tilleggsmaterialet til kapittel 5	3
B	Resultater UCS og E-modul	4
C	Resultater Frisvelling	2
D	Resultater XRD-analyse	6
E	Modellering i Phase <sup>2</sup>	15

## Vedlegg A: Tilleggsmaterialet til kapittel 5

Bergmasse klasse	Bergforhold Q-verdi <sup>(1)</sup>	Sikringsklasse Permanent sikring
<b>A/B</b>	Lite oppsprukket bergmasse. Midlere sprekkeavstand > 1m. Q = 10 – 100	<b>Sikringsklasse I</b> - Spredt bolting - Sprøytebetong B35 E700 tykkelse 80 mm, ned til 2 m over såle
<b>C</b>	Moderat oppsprukket bergmasse. Midlere sprekkeavstand 0,3 – 1 m. Q = 4 – 10	<b>Sikringsklasse II</b> - Systematisk bolting (c/c 2 m), endeforankrete, forspente, gyste - Sprøytebetong B35 E700, tykkelse 80 mm, sprøytes ned til såle
<b>D</b>	Tett oppsprukket bergmasse eller lagdelt skifrig bergmasse. Midlere sprekkeavstand < 0,3 m. Q = 1 – 4	<b>Sikringsklasse III</b> - Sprøytebetong B35 E1000, tykkelse 100 mm eller mer. - Systematisk bolting (c/c 1,5 m), endeforankrete, endeforankrete som gyses i ettertid, eller gyste
<b>E</b>	Svært dårlig bergmasse.  Q = 0,1 – 1	<b>Sikringsklasse IV</b> - Forbolting ved Q < 0,2, ø25 mm, maks. c/c 300 mm - Sprøytebetong B35 E1000, tykkelse 150 mm. - Systematisk bolting, c/c 1,5 m, gyste - Armerte sprøytebetongbuer ved Q < 0,2, buedimensjon E30/6 ø20 mm, c/c 2 – 3 m, buene boltes systematisk, c. 1,5 m, lengde 3 – 4 m. <sup>(2)</sup> - Sålestøp vurderes
<b>F</b>	Ekstremt dårlig bergmasse.  Q = 0,01 – 0,1	<b>Sikringsklasse V</b> - Forbolting, c/c 200 – 300 mm, ø32 mm eller stag (selvborende). - Sprøytebetong B35 E1000, tykkelse 150 – 250 mm. - Systematisk bolting, c/c 1,0 – 1,5 m, gyste. - Armerte sprøytebetongbuer, buedimensjon D60/6+4, ø20 mm, c/c 1,5 – 2 m, buene boltes systematisk, c. 1,0 m, lengde 3 – 6 m. <sup>(2)</sup> - Armert sålestøp, pilhøyde min. 10 % av tunnelbredden.
<b>G</b>	Eksepsjonelt dårlig bergmasse, stort sett løsmasse, Q < 0,01	<b>Sikringsklasse VI</b> - Driving og permanent sikring dimensjoneres spesielt.

<sup>(1)</sup> Q-verdiene er gitt for uniaxial compressive strength, UCS = 100 MPa

<sup>(2)</sup> For krav til materialer, metoder og løsninger henvises til Teknologirapport nr. 2538: Arbeider foran stuff og stabilitetssikring i vegtunneler.

Figur A-1: Sammenhengen mellom bergmasseklasser (Q-systemet) og sikringsklasser – permanent sikring (SVV 2010a)

1 Oppsprekkestall (Rock Quality Designation)	pr. m <sup>3</sup>	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 er ≤ 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 <sub>n</sub>
A Massivt, ingen eller få sprekker	0,5-1,0
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
E Oppknust berg, jordaktig	20

Anm.: i) Ved tunnelkryss brukes (3 x J<sub>n</sub>)  
ii) I portaler brukes (2 x J<sub>n</sub>)

3 Sprekkeruhetstall	J <sub>r</sub>
a) Bergkontakt, og b) bergkontakt for 10 cm skjærdeformasjon	
A Diskontinuerlig, hakkete (ru eller glatte)	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.: Første del av beskrivelsen (Ru, glatt etc.) gjelder ruhet/glatthet  
Andre del gjelder ujevnheter i størrelsesorden dm, m.

c) Ingen bergkontakt ved skjærdeformasjon	
H Sprekkefylling med leir, silt, sand, grus 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<sub>r</sub>=0,5 brukes for plane sprekker med glidespeil og lineasjon der lineasjon er orientert langs sannsynlig bevegelsesretning

4 Tall for sprekkefylling	Φ <sub>r</sub> (ca)	J <sub>s</sub>
a) Bergkontakt		
A Sammenvekste sprekker med harde mineraler som kvarts, feltspat, epidot		0,75
B Uomvandlede sprekkeflater, bare overflateoksidasjon	25-35°	1
C Svakt omvandlede sprekkeflater. Uoppbløtlig mineralbelegg, sandpartikler, oppknust berg, uten leir.	25-30°	2
D Siltig eller sandig sprekkebelegg, litt leir (ikke svelleleire)	20-25°	3
E Oppbløtlig leirbelegg med lav friksjon f.eks kaolinit eller glimmer. Også kloritt, talk, gips, grafit o.a. Kun små mengder svelleleire.	8-16°	4

b) Bergkontakt for 10 cm skjærdeformasjon (tynn mineralfylling)		
F Sandige partikler, oppknust berg, ikke leir	25-30°	4
G Sterkt overkonsolidert (hardpakket), uoppbløtlig fylling av leirmateriale (kontinuerlig, tykkelse < 5 mm)	16-24°	6
H Middels eller litt overkonsolidert fylling av oppbløtlig leirmateriale (kontinuerlig, tykkelse < 5 mm)	12-16°	8
J Fylling av svelleleire (kontinuerlig, tykkelse < 5 mm). Ja-verdien avhenger av prosentvis innhold av svelleleire.	6-12°	8-12

c) Ingen bergkontakt ved skjærdeformasjon (tykk mineralfylling)		
K Soner og bånd av knust eller desintegrert berg og leir. Sterkt overkonsolidert (hardpakket) uoppbløtlig fylling.	16-24°	6
L Soner og bånd av knust eller desintegrert berg og leir. Middels til litt overkonsolidert uoppbløtlig fylling.	12-16°	8
M Soner og bånd av leir eller knust eller desintegrert berg. Ja-verdien avhenger av prosentvis innhold av svelleleire.	6-12°	8-12
N Tykke, kontinuerlige soner eller bånd med leir, silt eller sand. Sterkt overkonsolidert (hardpakket), uoppbløtlig.	16-24°	10
O Tykke, kontinuerlige soner eller bånd med leir. Middels til litt overkonsolidert, oppbløtlig.	12-16°	13
P Tykke, kontinuerlige soner eller bånd med leir. Ja-verdien avhenger av prosentvis innhold av svelleleire.	6-12°	13-20

5 Sprekkevannsfaktor	J <sub>w</sub>
A Tørre bergrom, fukt eller spredte drypp	1
B Dryppregn, Stedvis utvasking av sprekkefylling.	0,66
C Stor innlekkasje eller høyt trykk i berg med sprekker uten fylling	0,5
D Stor innlekkasje eller høyt trykk. Utvasking av sprekkefylling.	0,33
E Meget stor innlekkasje eller vanntrykk ved utsprenning, avtagende med tiden.	0,2-0,1
F Meget stor innlekkasje eller vanntrykk. Ikke avtagende med tiden. Ofte utvasking av knust bergmasse	0,1-0,05

Anm.: i) Faktorene C til F er antatte. J<sub>w</sub>-verdien økes når dreneringstiltak blir utført  
ii) Spesielle stabilitetsproblemer ved isdannelse er ikke vurdert

6 Spenningsfaktor	SRF
a) Svakhetssoner som skjærer tunnelen og som kan medføre nedfall	
A Hyppig opptreden av svakhetssoner som inneholder leir eller kjemisk omvandlet berg. Avspent sideberg. Alle dybder.	10
B Hyppig opptreden av svakhetssoner i kompetente (stive) bergarter (uten leir). Avspent sideberg. Alle dybder.	7,5
C Enkle svakhetssoner med eller uten leir eller kjemisk omvandlet berg. Anleggets dybde ≤ 50 m.	5
D Ukonsoliderte, åpne sprekker, sterkt oppsprukket, sukkerbitberg. Alle dybder.	5
E Enkle svakhetssoner med eller uten leir eller kjemisk omvandlet berg. Anleggets dybde > 50 m.	2,5

Anm.: i) SRF-verdiene reduseres med 25-50% når svakhetssonene bare innvirker på stabiliteten, men ikke skjærer anlegget.

b) Harde, kompetente bergarter, bergtrykksproblemer			
H Lave spenninger, åpne sprekker. Utfall av blokker pga. lav spenning. Vanligvis nær overflaten.	σ <sub>1</sub> /σ <sub>3</sub> >200	σ <sub>θ</sub> /σ <sub>c</sub> <0,01	SRF 2,5
J Middels høye spenninger, gunstige spenningsforhold.	200-10	0,01-0,3	1
K Høye spenninger. Vanligvis gunstige stabilitetsforhold. 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 Intenst bergslag og umiddelbart dynamisk deformasjonsbrudd i massivt berg.	<2	>1	200-400

Anm.: ii) I tilfeller med sterkt anisotrop, jomfruelig spenningsfelt (dersom målinger foreligger): når 5 ≤ σ<sub>1</sub> / 10 ≤ σ<sub>3</sub>, reduseres σ<sub>c</sub> til 0,75 σ<sub>c</sub>. Når σ<sub>1</sub>/σ<sub>3</sub> > 10, reduseres σ<sub>c</sub> til 0,5 σ<sub>c</sub>, hvor σ<sub>c</sub> = enaksial trykkfasthet, σ<sub>1</sub> og σ<sub>3</sub> er henholdsvis største og minste hovedspenning og σ<sub>θ</sub> = maksimal tangentialspenning (antatt fra elastisitetsteorien).  
iii) Når tunnelhengens dybde under fjelloverflaten er mindre enn spennvidden, økes SRF fra 2,5 til 5, uttatt ved høye horisontalspenninger (se H)

c) Tyteberg: plastisk flytning av inkompetente bergarter under påvirkning av høye spenninger			
O Moderat tyteberg		σ <sub>θ</sub> /σ <sub>c</sub> 1-5	5-10
P Intens tyteberg		>5	10-20

Anm.: iv) Tilfeller av tyteberg kan forekomme for dybder H>350 Q1/3 (Singh et al., 1992). Bergmassenes trykkfasthet kan estimeres fra scm » sc/100 x 0.7xgQ1/3 (MPa) hvor g = bergartens egenvekt i kN/m<sup>3</sup>, og scm = bergmassens trykkfasthet.

d) Svellende berg: Kjemisk svelleaktivitet som avhenger av tilgangen på vann	
R Moderat svelling	5-10
S Intens svelling	10-15

Anm.: For J<sub>r</sub> og J<sub>s</sub> brukes verdier fra det sprekkesettet som er mest ugunstig for stabiliteten både med hensyn til orientering og skjærstyrke, τ = σ<sub>n</sub> tan<sup>-1</sup>(J<sub>r</sub>/J<sub>s</sub>). Velg sprekkesett eller diskontinuitet hvor utglidning mest sannsynlig vil skje.






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



Statens vegvesen

Ref: R. Lien og F. Leseeth

Figur A-2: Parametere for Q-metoden (SVV 2010b)

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

Figur A-3: GSI-skjema (Hoek et al. 2005)



## Vedlegg B: Resultater UCS og E-modul

Provenr.:	Borehull	Meter [m]	Kasse	Diameter [mm]	Lengde [mm]	UCS [Mpa]	Bruddvinkel [°]	Youngs modulus [GPa]	Poissons forholdstal $\nu$ [-]	Kommentar
1. 1	Krågøy Nord BH-03-11A	156-156,5	k-24	50,08	129,09	51,2	31	26,66	0,19	
1. 2	Krågøy Nord BH-03-11A	156-156,5	k-24	50,13	129,92	60,6	25	24,50	0,15	
1. 3	Krågøy Nord BH-03-11A	155,9-156	k-23	50,07	130,01	66,1	29	37,07	0,19	Brudd delvis langs foliasjon
1. 4	Krågøy Nord BH-03-11A	155,9-156	k-23	50,1	130,21	54,1	44*	25,59	0,15	Brudd langs foliasjon* (ugyldig bruddvinkel)
1. 5	Krågøy Nord BH-03-11A	154,4-155	k-23	50,096	129,34	51,8	35	31,40	0,19	Brudd starter i ene endeflaten
1. 6	Krågøy Nord BH-03-11A	150,4-151	k-23	50,076	129,87	55	31	35,98	0,20	Brudd starter i ene endeflaten
					Gjennomsnitt	56,47	30,2	30,20	0,18	
					Std.avvik.	5,28	3,25	4,97	0,02	
Provenr.:	Borehull	Meter [m]	Kasse	Diameter [mm]	Lengde [mm]	UCS [Mpa]	Bruddvinkel [°]	Youngs modulus [GPa]	Poissons forholdstal $\nu$ [-]	Kommentar
2. 1	Krågøy BH-03-11C	231-231,5	k-25	50,43	123,58	60	36	26,35	0,22	
2. 2	Krågøy BH-03-11C	230,6-231	k-25	50,6	121,78	35,2	30	35,95	0,14	Brudd starter i ene endeflaten
2. 3	Krågøy BH-03-11C	231,6-231	k-25	50,6	130,14	31,8	31	31,44	0,16	Brudd langs foliasjon
2. 4	Krågøy BH-03-11C	231-231,5	k-25	50,53	129,83	59,2	19	45,61	0,16	
2. 5	Krågøy BH-03-11C	230,6-231	k-25	50,39	129,88	-	31	-	-	Gikk i brudd pga feil under installasjon i maskin, ugyldig UCS
2. 6	Krågøy BH-03-11C	229,6-230	k-25	50,69	129,13	31,9	31	34,17	0,26	Brudd langs foliasjon
					Gjennomsnitt	43,62	31,8	34,70	0,19	
					Std.avvik.	13,11	2,14	6,34	0,04	
Provenr.:	Borehull	Meter [m]	Kasse	Diameter [mm]	Lengde [mm]	UCS [Mpa]	Bruddvinkel [°]	Youngs modulus [GPa]	Poissons forholdstal $\nu$ [-]	Kommentar
3. 1	Hestholmen BH-02-11B	399-401	k-88	50,7	128,83	53,3	-	45,50	0,16	Strekbrudd, ikke mulig å måle bruddvinkel
3. 2	Hestholmen BH-02-11B	405,2-412	k-89	50,84	128,99	-	-	-	-	Ikke testet pga brudd i endeflate etter preparering
3. 3	Hestholmen BH-02-11B	405,2-412	k-89	50,4	129,69	27,4	28	28,15	0,18	Brudd langs foliasjon
3. 4	Hestholmen BH-02-11B	405,2-412	k-89	50,64	128,61	25,3	26	30,50	0,84	Brudd langs foliasjon
3. 5	Hestholmen BH-02-11B	399-401	k-88	50,67	129,91	17,5	29	-	-	Brudd langs foliasjon. Ugyldig E-modul.
3. 6	Hestholmen BH-02-11B	399-401	k-88	50,66	129,01	-	-	-	-	Ikke testet pga brudd i endeflate etter preparering
3. 7	Hestholmen BH-02-11B	399-401	k-88	50,71	128,51	12,5*	-	23,20	0,69	*Ikke synlig brudd, regnes som ugyldig UCS
3. 8	Hestholmen BH-02-11B	385	k-85	50,87	129,85	31,1	33	33,96	0,10	Brudd langs tydelig svakhet
3. 9	Hestholmen BH-02-11B	385	k-85	50,78	128,78	40,4	29	59,59	0,11	
					Gjennomsnitt	32,50	29,00	36,82	0,30	
					Std.avvik.	11,55	2,28	12,27	0,30	

Figur B-5: Resultater UCS og E-modul



Figur B-2: Krågøy Nord BH-03-11 prøvestykker etter UCS test

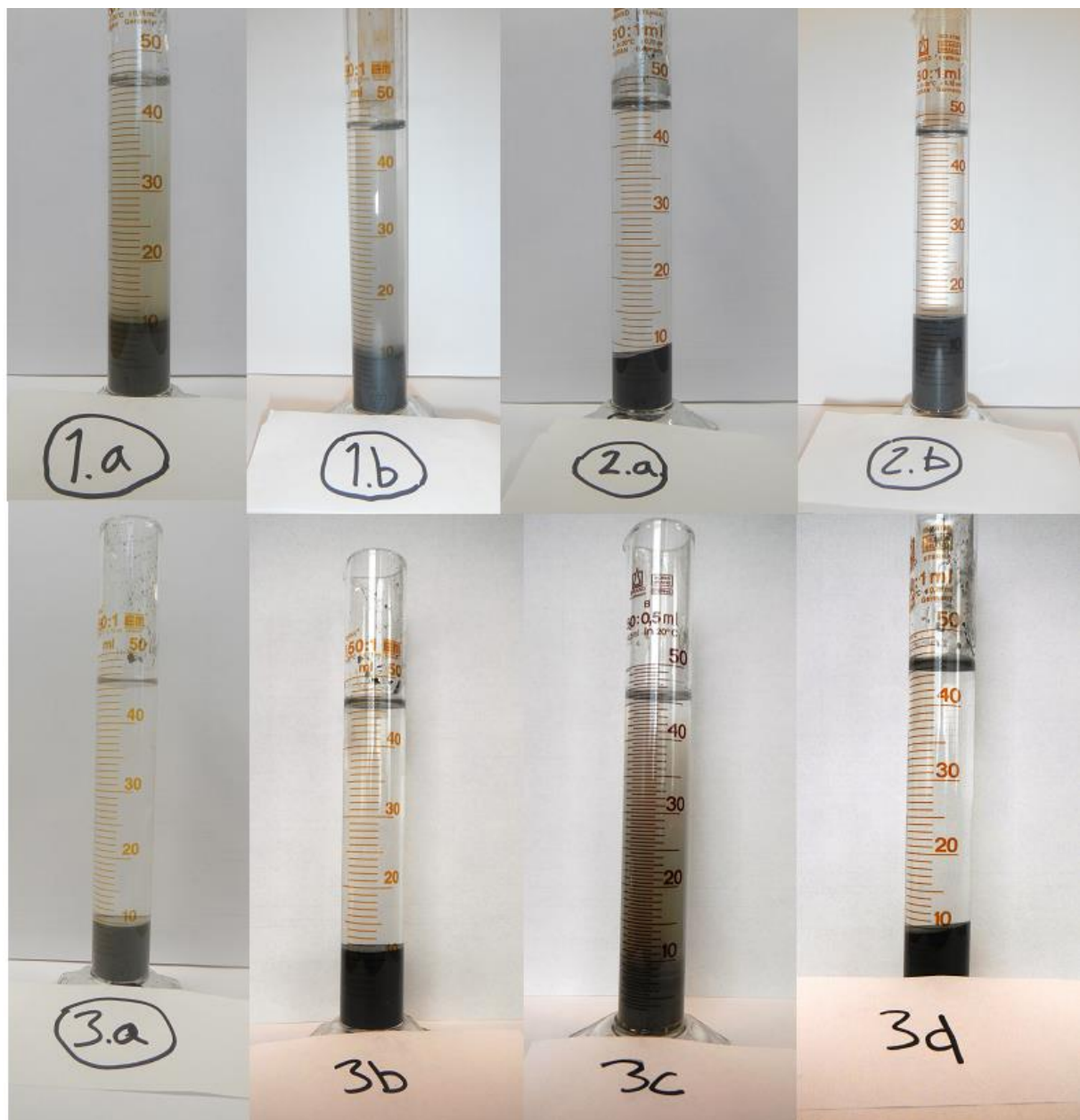


Figur B-3 Krågøy BH-03-11C prøvestykker etter UCS test



Figur B-4: Hestholmen BH-02-11B prøvestykker etter UCS

## Vedlegg C: Frisvelletest

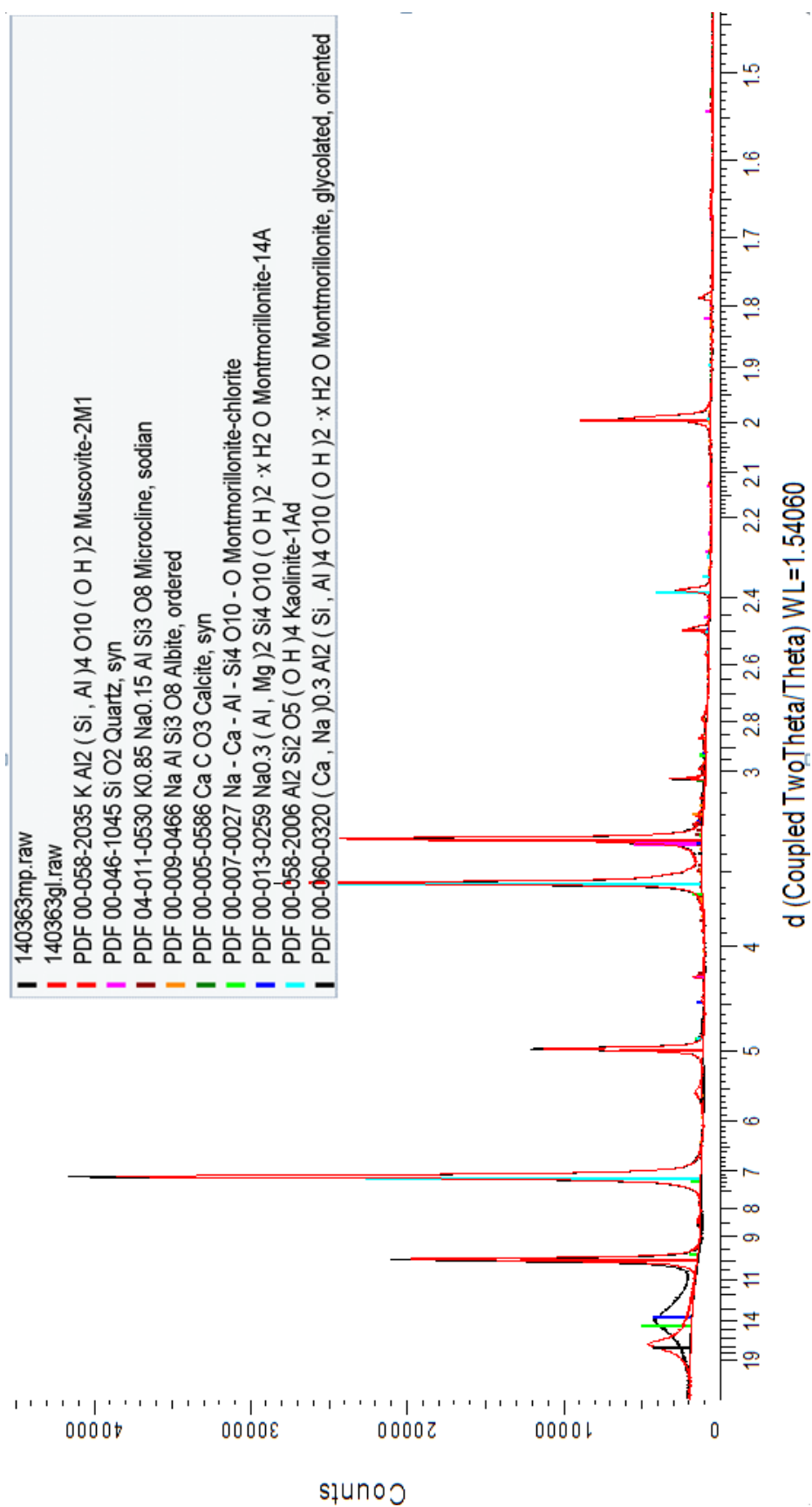


Figur C-1: Bilder av prøvene for frisvelletest etter å ha stått i 24 timer

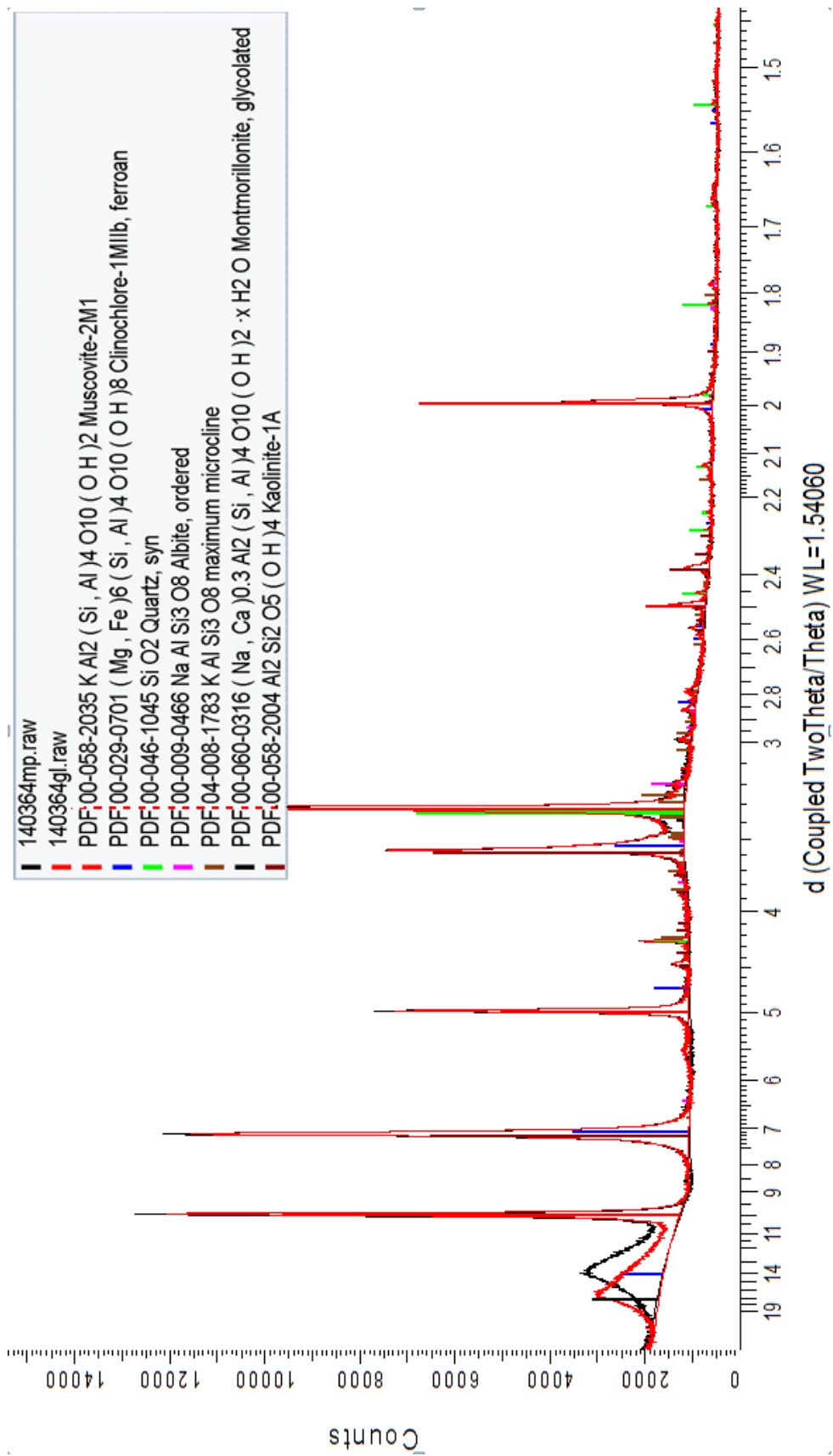
<b>Prøve nr.</b>	<b>Borehull</b>	<b>Vt</b>	<b>V2 [mL]</b>	<b>V1 [mL]</b>	<b>FS 100%</b>	<b>FSV%</b>	<b>Sammenheng FS</b>
<b>1.a</b>	Krågøy nord BH-03-11	10	2	11	110	450	er lite aktiv
<b>1.b</b>	Krågøy nord BH-03-11	10	2,5	10	100	300	er lite aktiv
<b>2.a</b>	Krågøy BH-01-11C	10	2	9	90	350	er lite aktiv
<b>2.b</b>	Krågøy BH-01-11C	10	3	15	150	400	middels til meget aktiv
<b>3.a</b>	Hestholmen BH-02-11B	10	2,5	9,5	95	280	er lite aktiv
<b>3.b</b>	Hestholmen BH-02-11B	10	2,5	11	110	340	er lite aktiv
<b>3.c</b>	Hestholmen BH-02-11B	10	2	9	90	350	er lite aktiv
<b>3.d</b>	Hestholmen BH-02-11B	10	2	9	90	350	er lite aktiv

**Figur C-2: Resultater frisvelletest**

## Vedlegg D: Resultater XRD-analyse

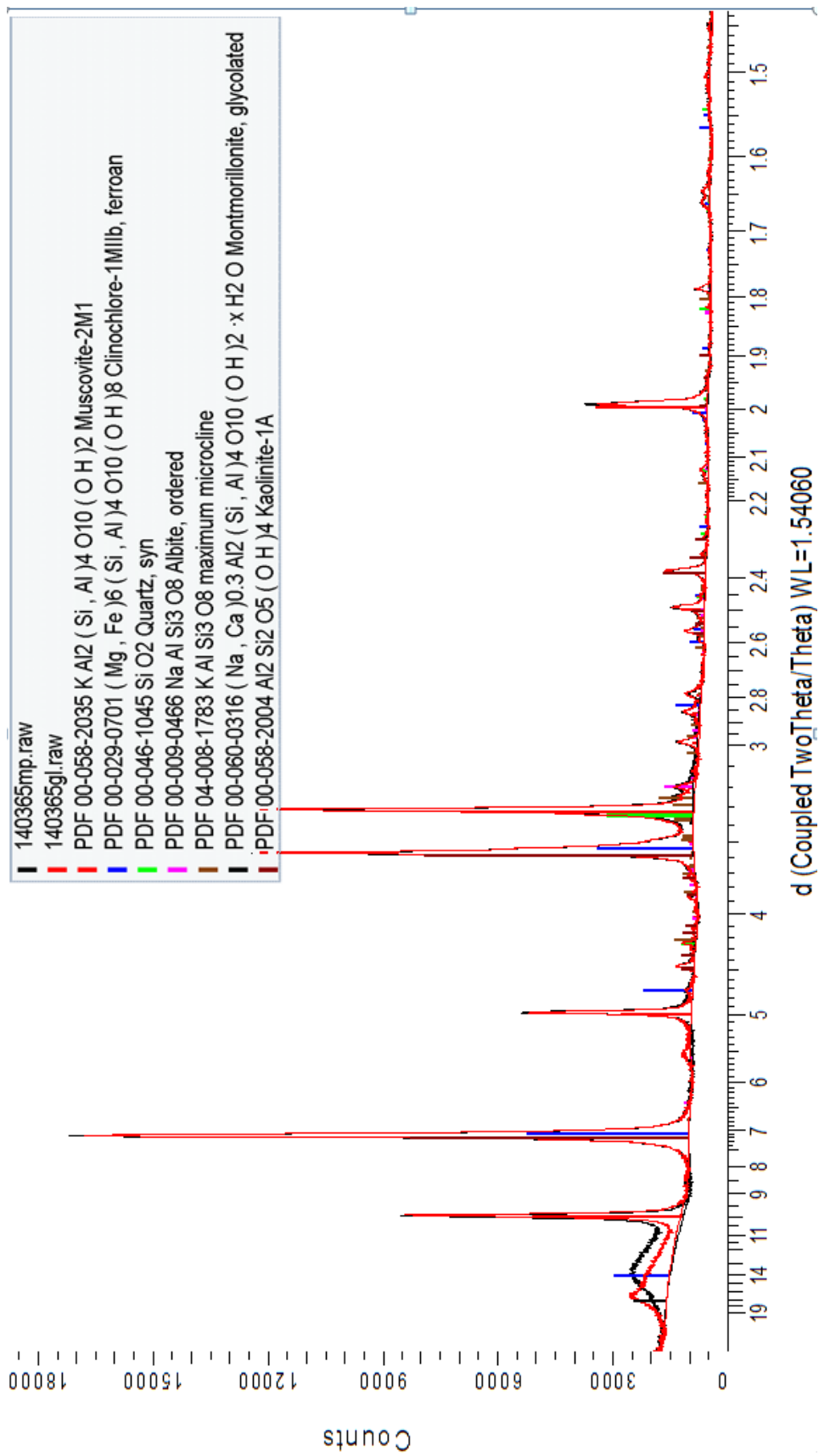


Figur D-1: 140363 - Prøve 3.a fra borehull Hestholmen BH-02-11B

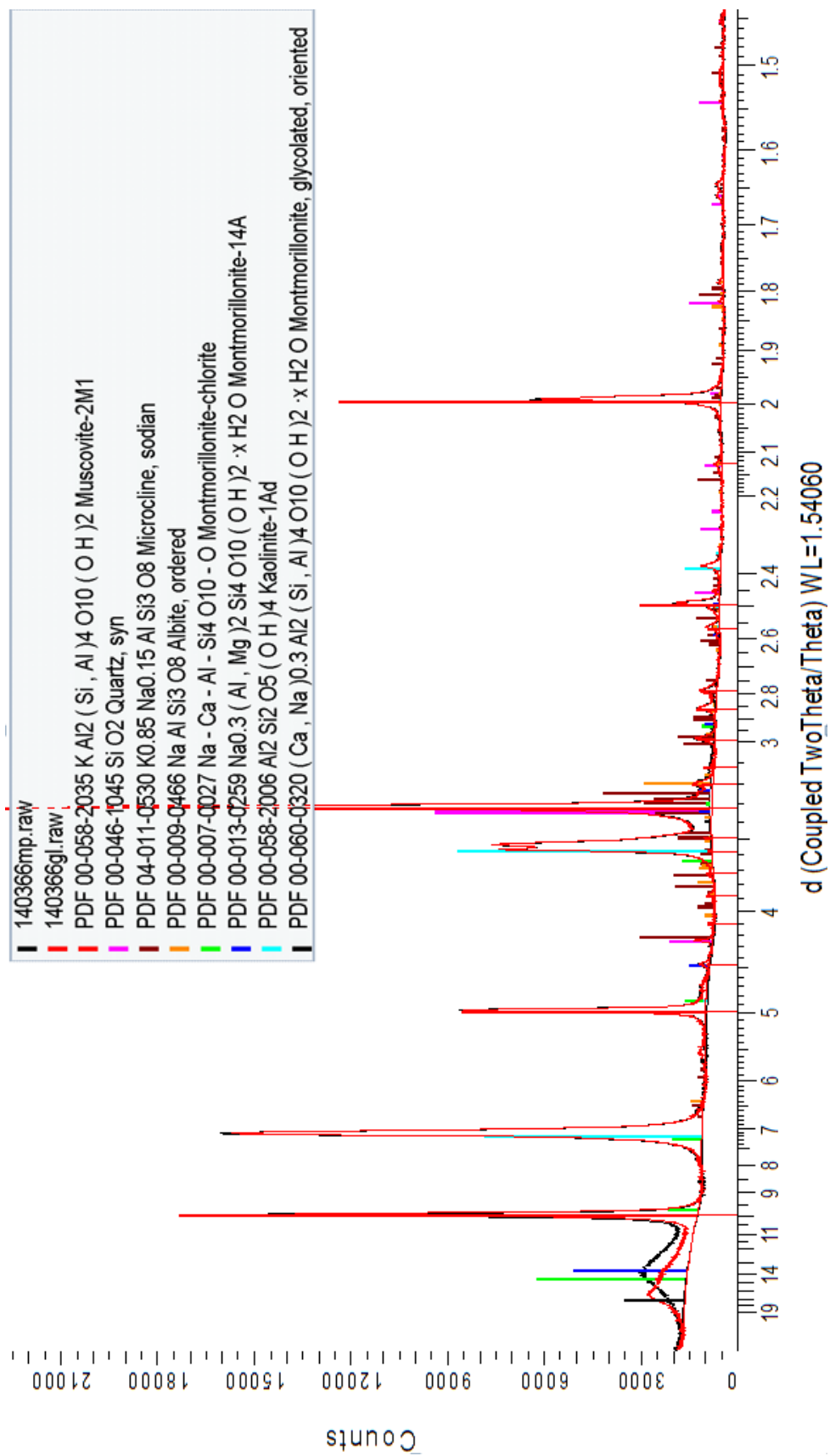


Figur D-2: 140364 - Prøve 3.b fra borehull Hestholmen BH-02-11B

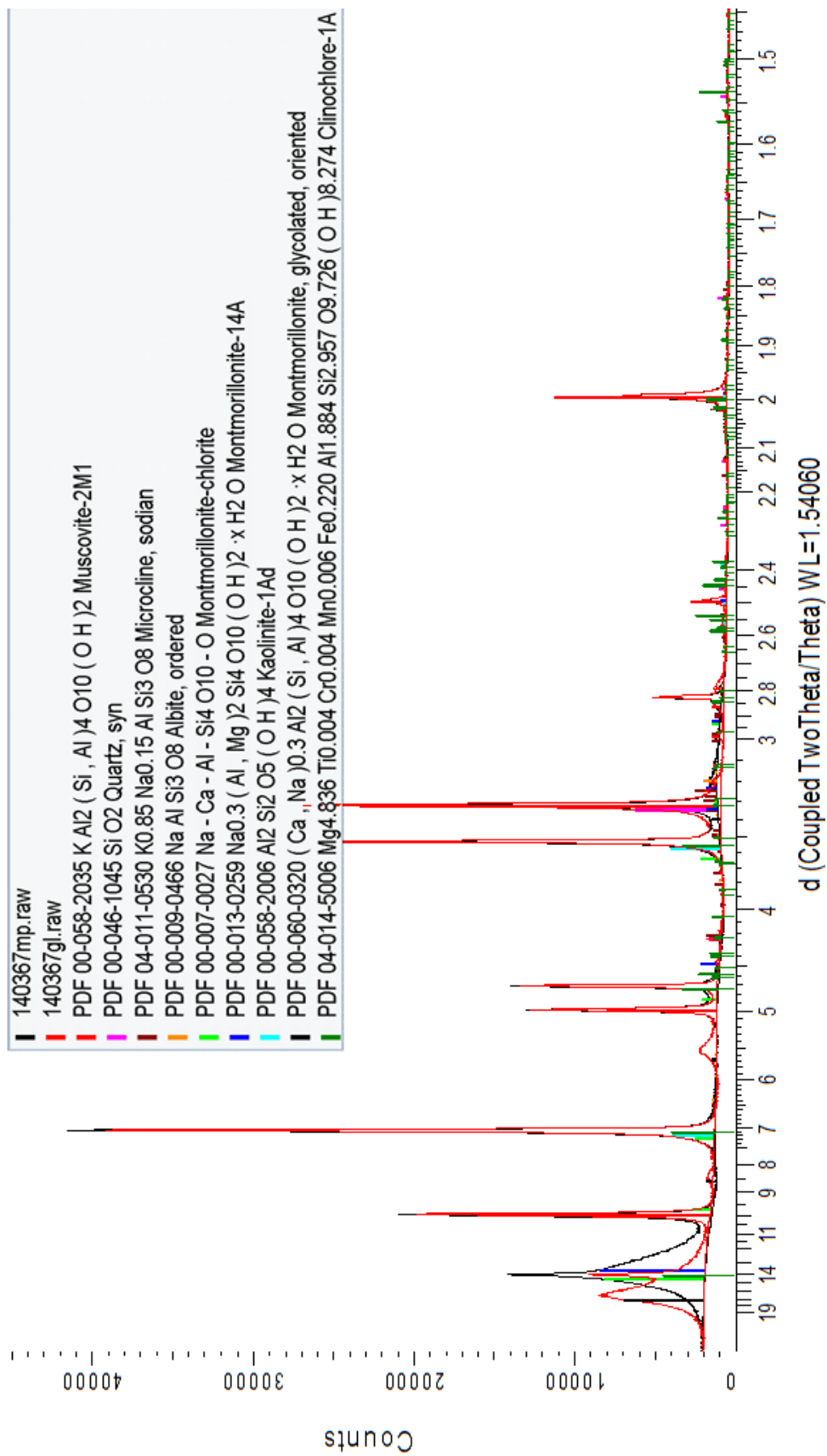




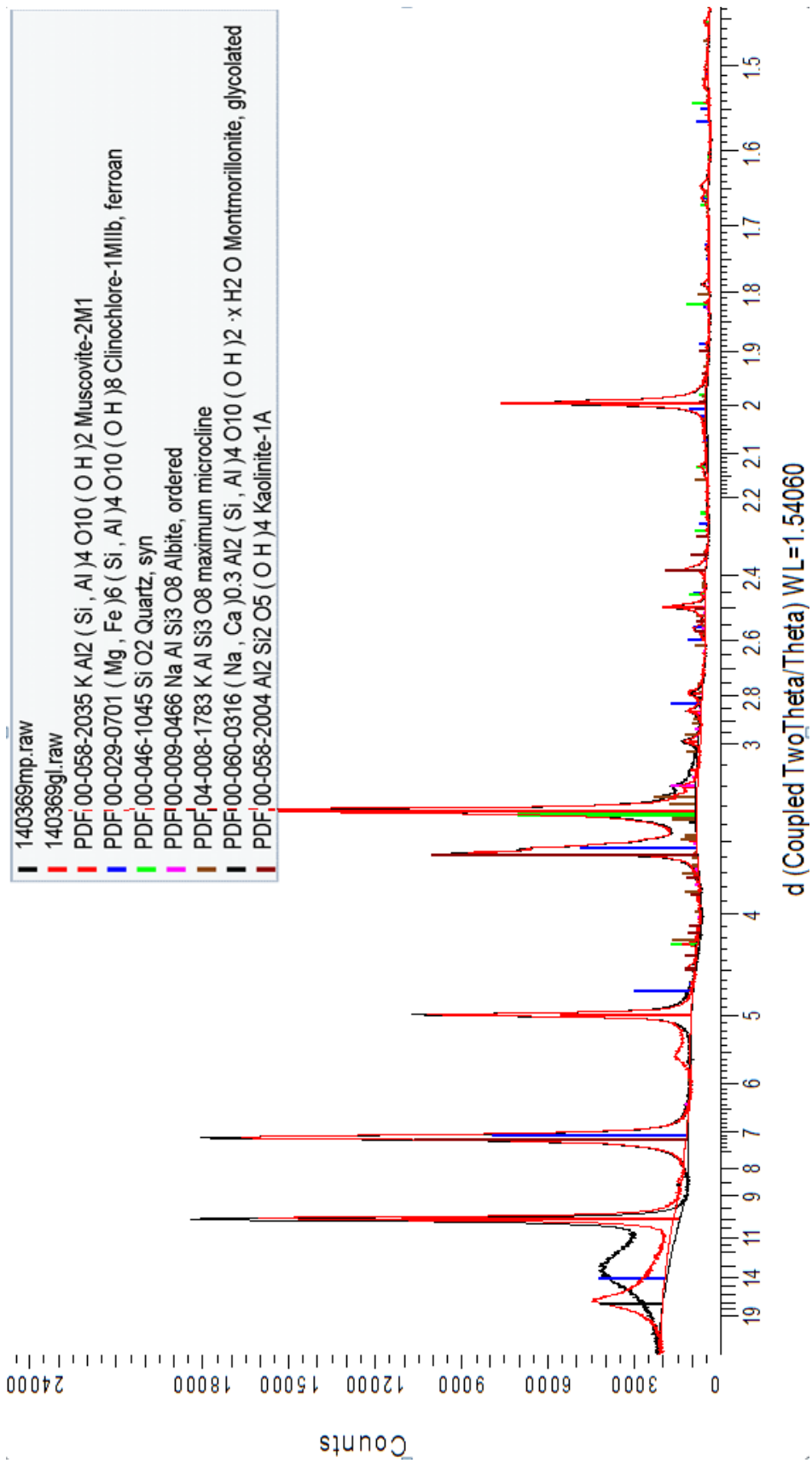
Figur D -3: 140365 - Prøve 3.c fra borehull Hestholmen BH-02-11B



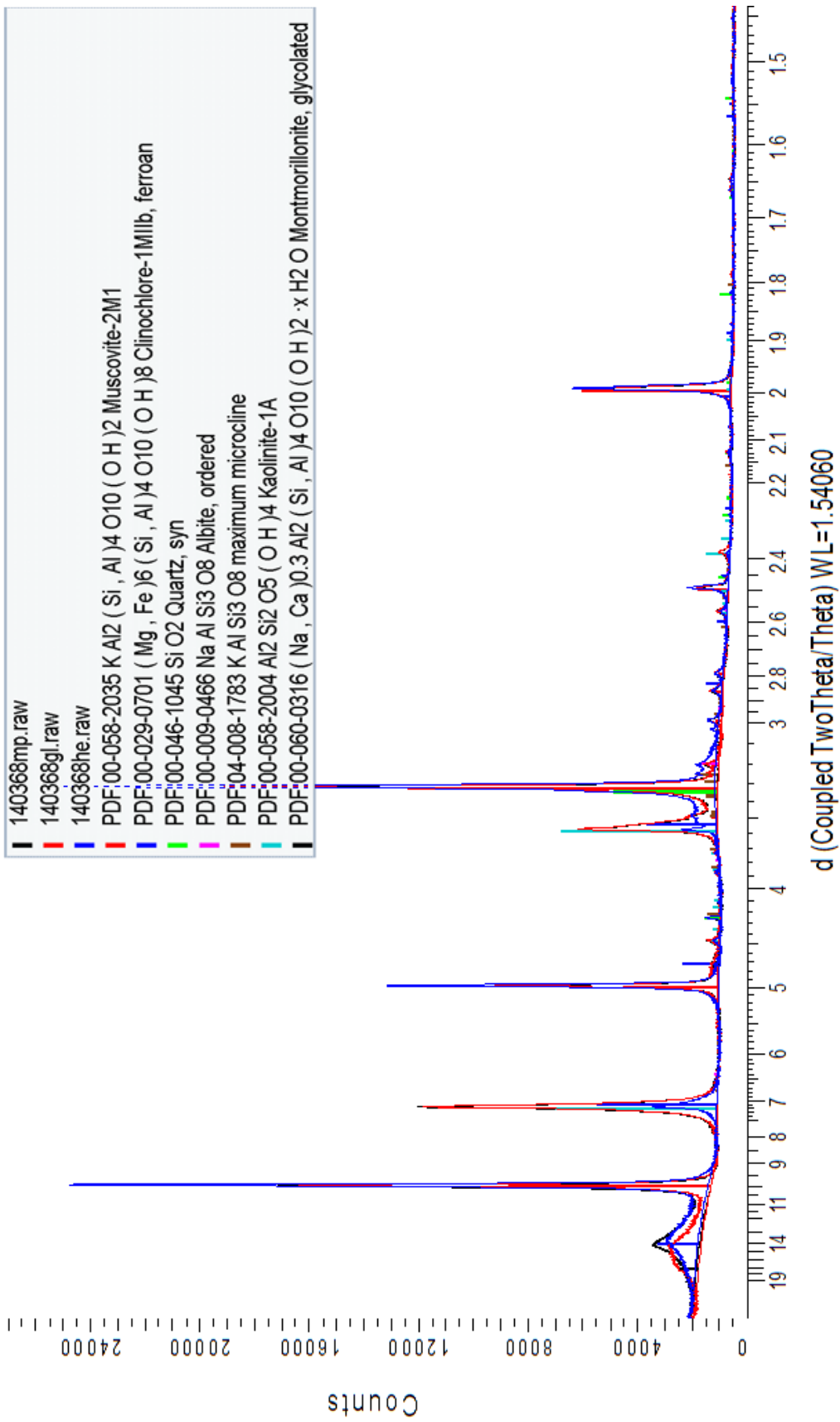
Figur D-4: 140366 - Prøve 3.d fra borehull Hestholmen BH-02-11B



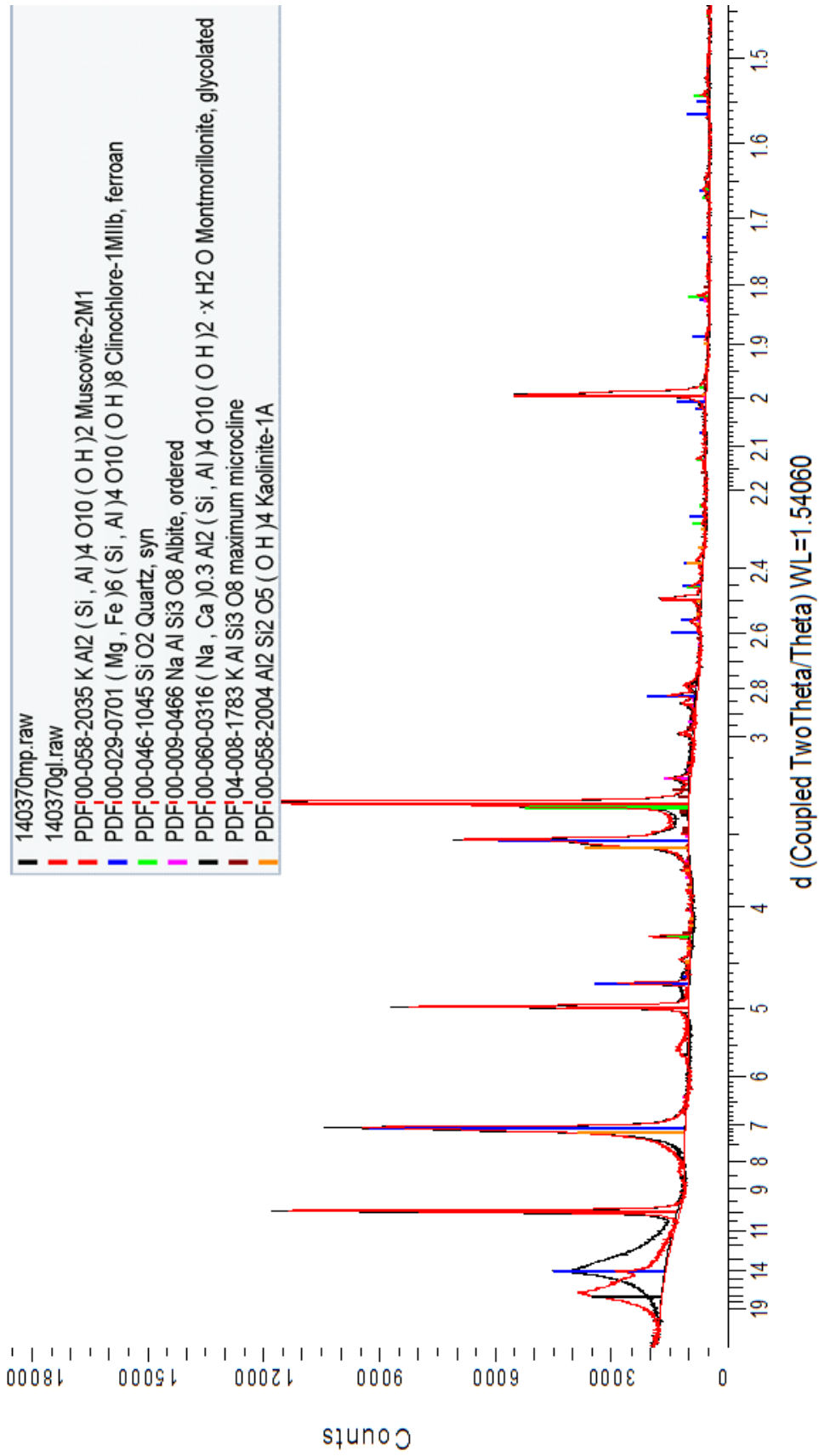
Figur D-5: 140367 - Prøve 1.a fra borehull Krågøy Nord BH-03-11



Figur D-6: 140369 - Prøve 1.b fra borehull Krågøy Nord BH-03-11

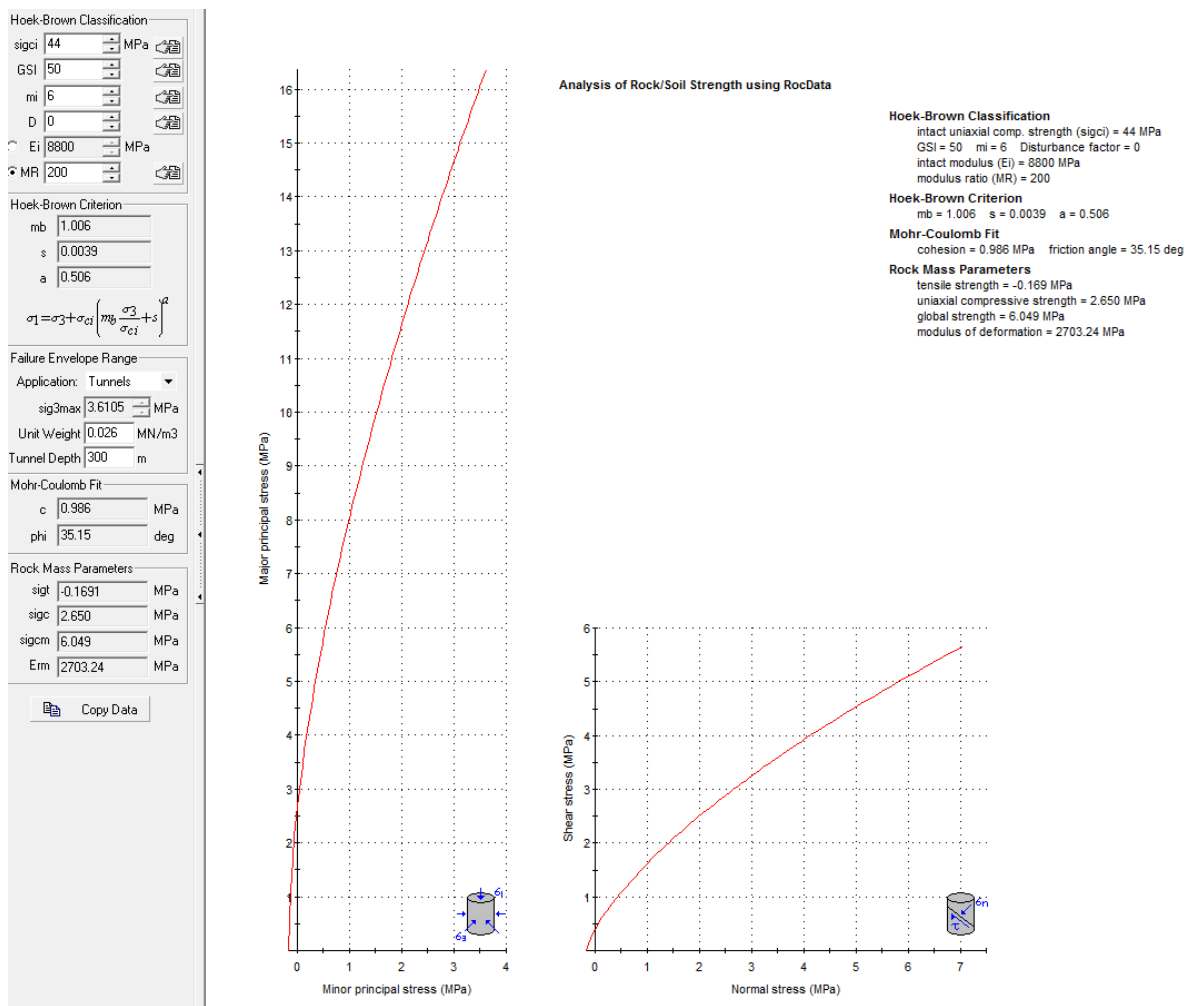


Figur D-7: 140368 - Prøve 2.a fra borehull Krågyø BH-03-11C



Figur D-8: 140370- Prøve 2.b fra borehull Krågåy BH-03-11C

## Vedlegg E: Modelling i Phase<sup>2</sup>



Figur E-1: Parametere i RocData for sideberg med GSI-verdi på 50

**Hoek-Brown Classification**

sigci 44 MPa  
 GSI 23  
 mi 6  
 D 0  
 Ei 8800 MPa  
 MR 200

**Hoek-Brown Criterion**

mb 0.384  
 s 0.0002  
 a 0.536

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left( m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$

**Failure Envelope Range**

Application: Tunnels  
 sig3max 3.4625 MPa  
 Unit Weight 0.026 MN/m3  
 Tunnel Depth 300 m

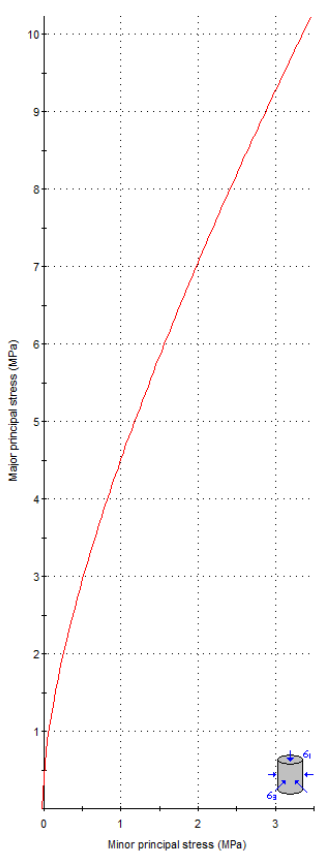
**Mohr-Coulomb Fit**

c 0.511 MPa  
 phi 26.42 deg

**Rock Mass Parameters**

sigt -0.0221 MPa  
 sigc 0.450 MPa  
 sigcm 3.011 MPa  
 Erm 470.37 MPa

Copy Data



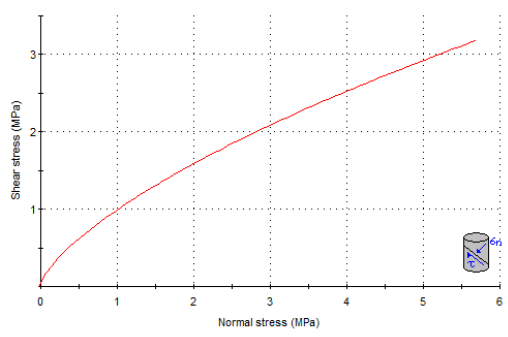
**Analysis of Rock/Soil Strength using RocData**

**Hoek-Brown Classification**  
 intact uniaxial comp. strength (sigci) = 44 MPa  
 GSI = 23 mi = 6 Disturbance factor = 0  
 intact modulus (Ei) = 8800 MPa  
 modulus ratio (MR) = 200

**Hoek-Brown Criterion**  
 mb = 0.384 s = 0.0002 a = 0.536

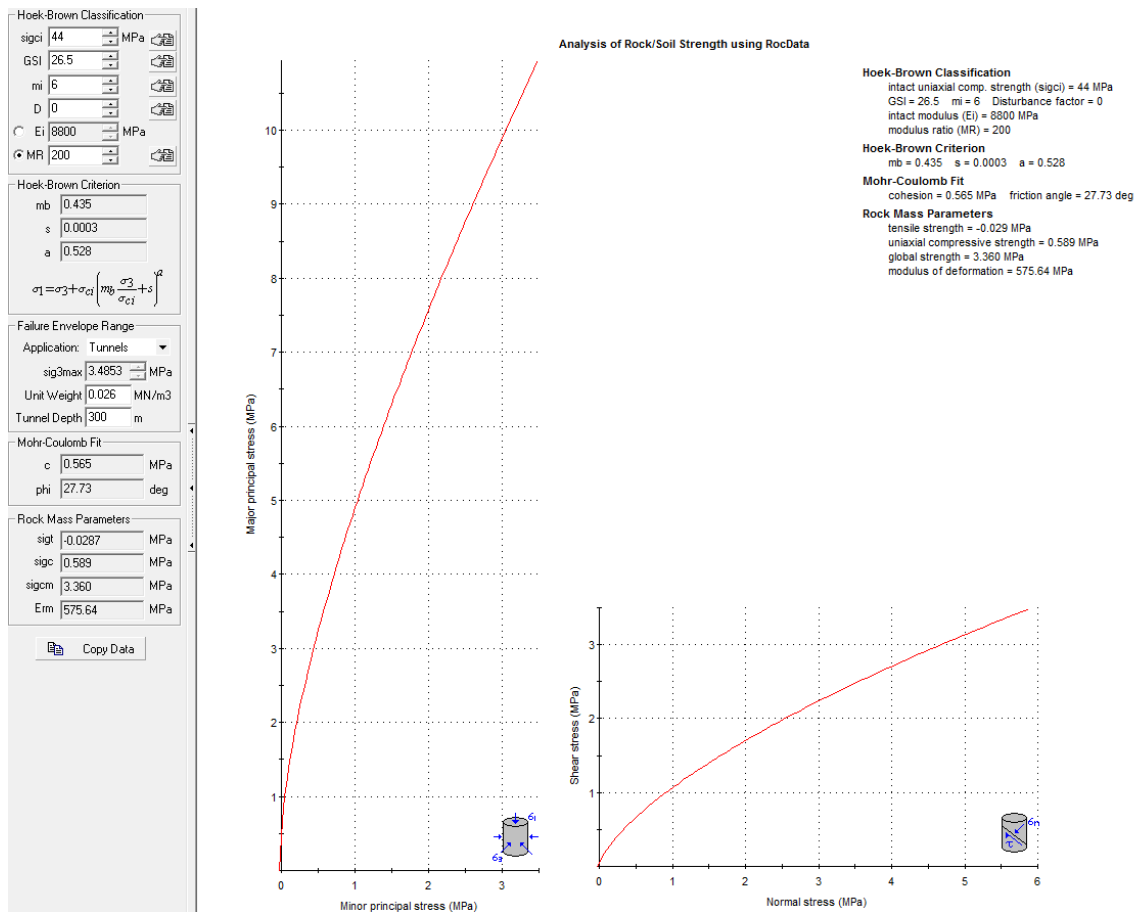
**Mohr-Coulomb Fit**  
 cohesion = 0.511 MPa friction angle = 26.42 deg

**Rock Mass Parameters**  
 tensile strength = -0.022 MPa  
 uniaxial compressive strength = 0.450 MPa  
 global strength = 3.011 MPa  
 modulus of deformation = 470.37 MPa

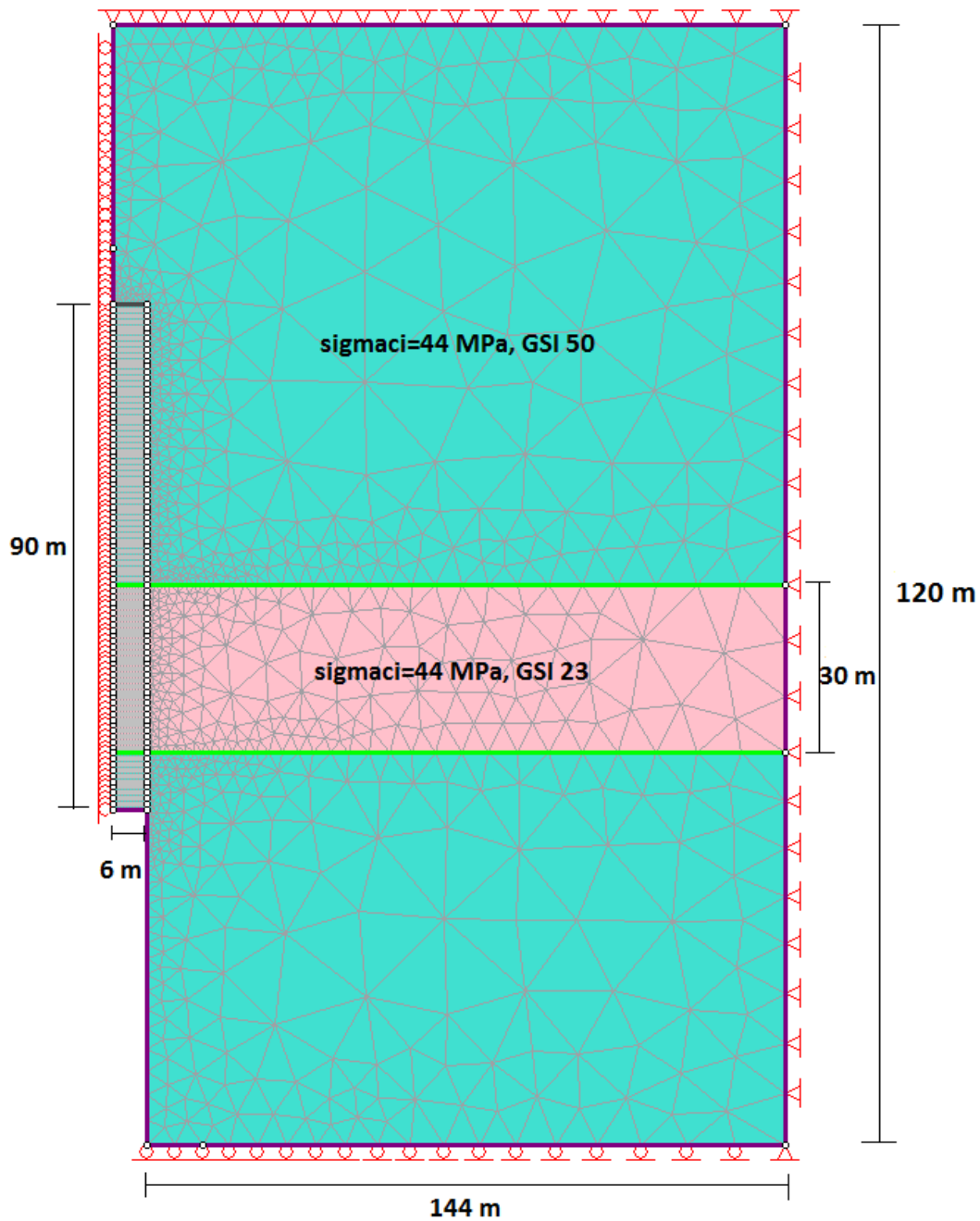
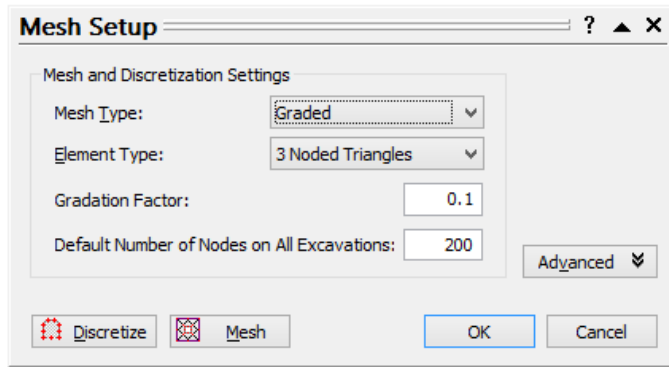


**Figur E-2: Parametere i RocData for svakhetszone med GSI-verdi på 23**

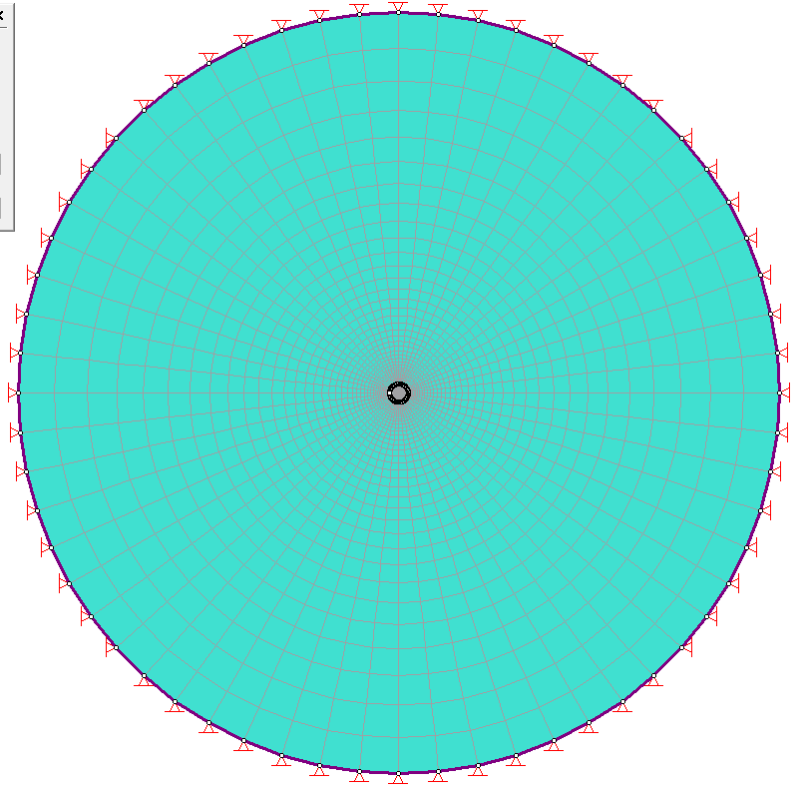
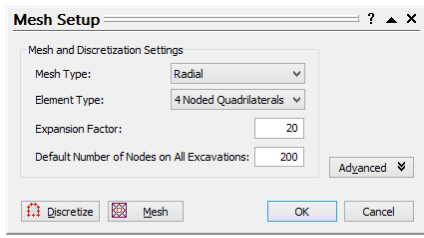




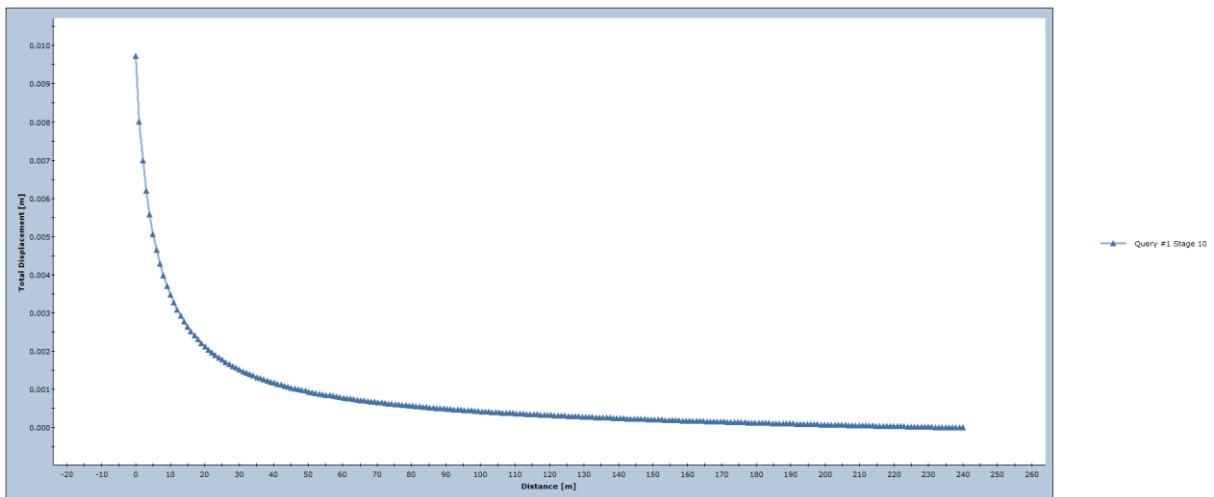
Figur E-3: Parametere i RocData for svakhetszone og sideberg i et materiale med degradert GSI-verdi på 26,5



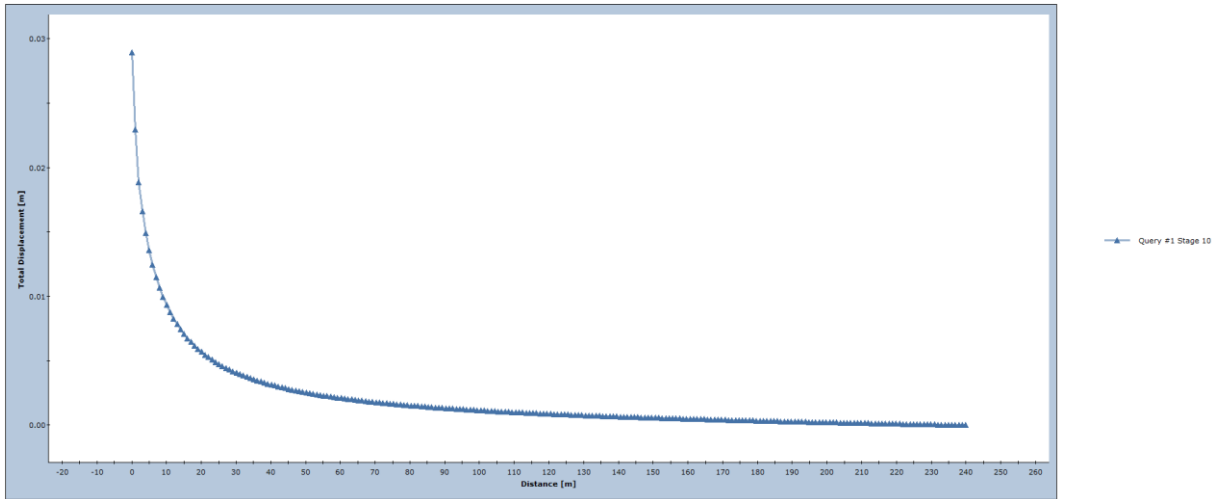
Figur E-4: Aksesymmetrisk modell i phase2 av sideberg (grønn) med svakhetszone på 30 m (rosa)



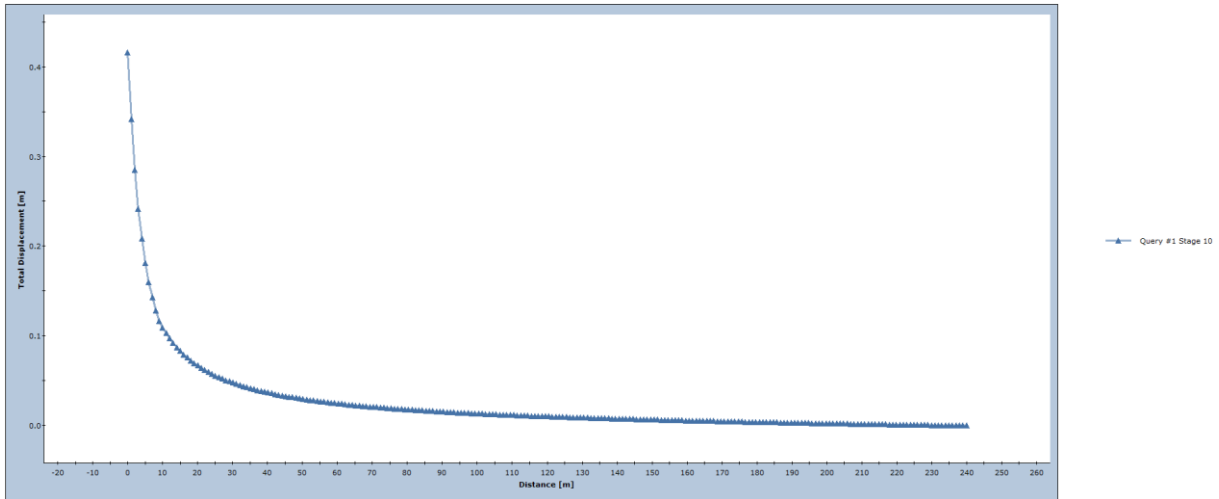
Figur E-5: Oppbygningen av modell for test av GSI og spenning i forhold deformasjon



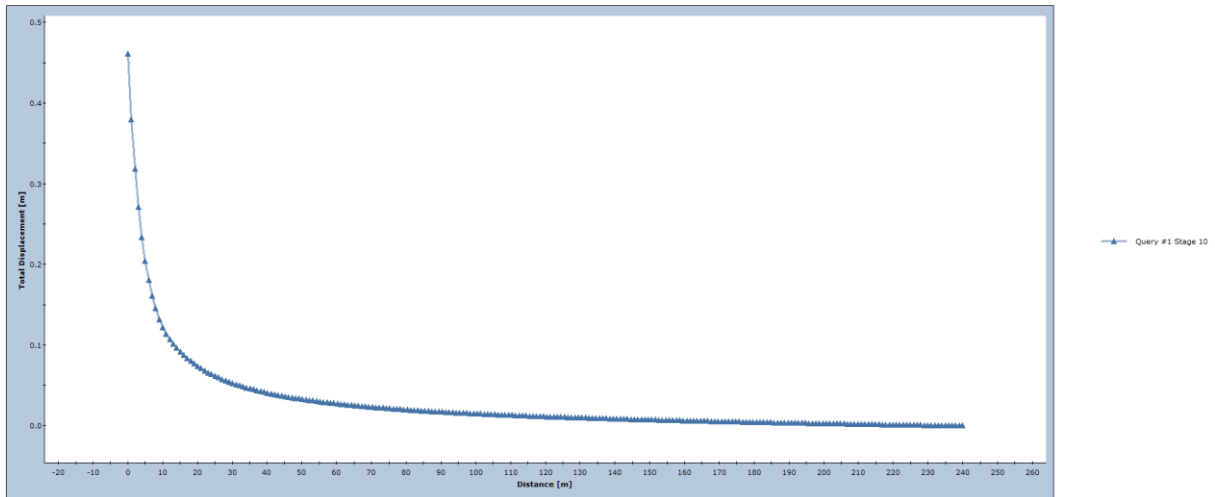
Figur E-6: Graf for total deformasjon  $\sigma_{ci}=44$ , GSI 65, sigma stress 6,4 MPa



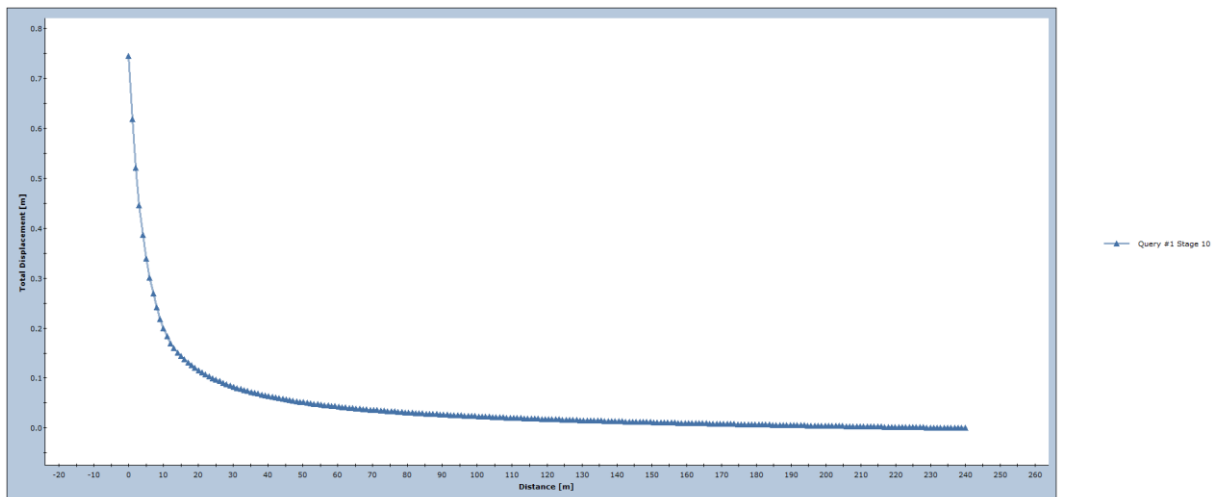
Figur E-7: Graf for total deformasjon  $\sigma_{ci}=44$ , GSI 50, sigma stress 6,4 MPa



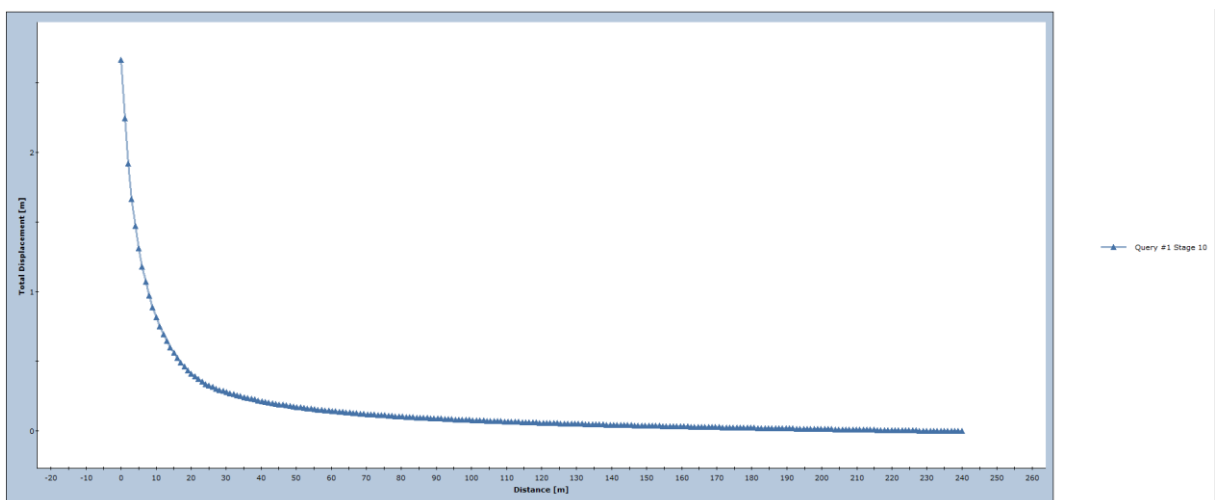
Figur E-8: Graf for total deformasjon  $\sigma_{ci}=44$ , GSI 27, sigma stress 6,4 MPa



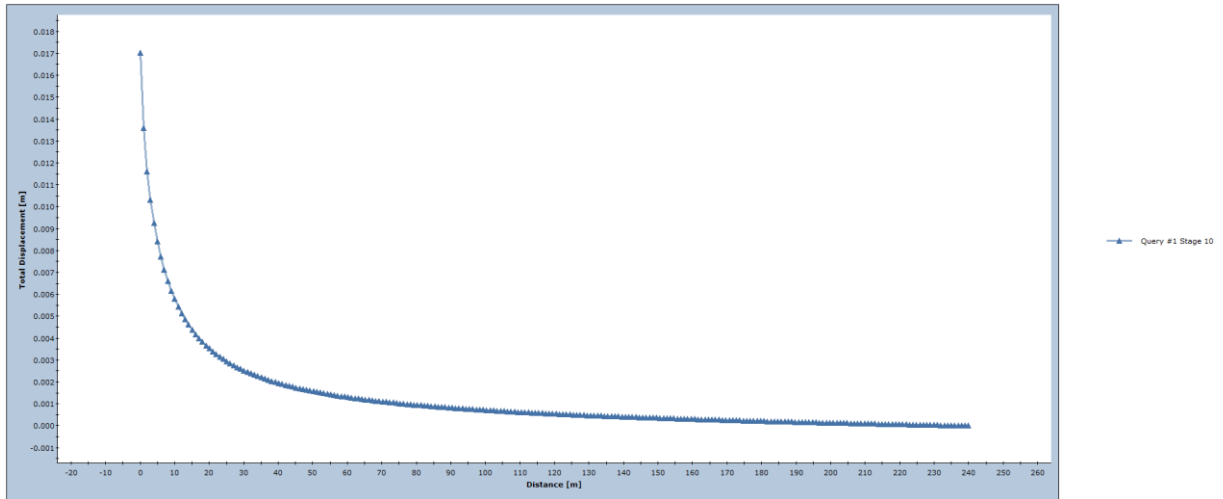
Figur E-9: Graf for total deformasjon  $\sigma_{ci}=44$ , GSI 26,5, sigma stress 6,4 MPa



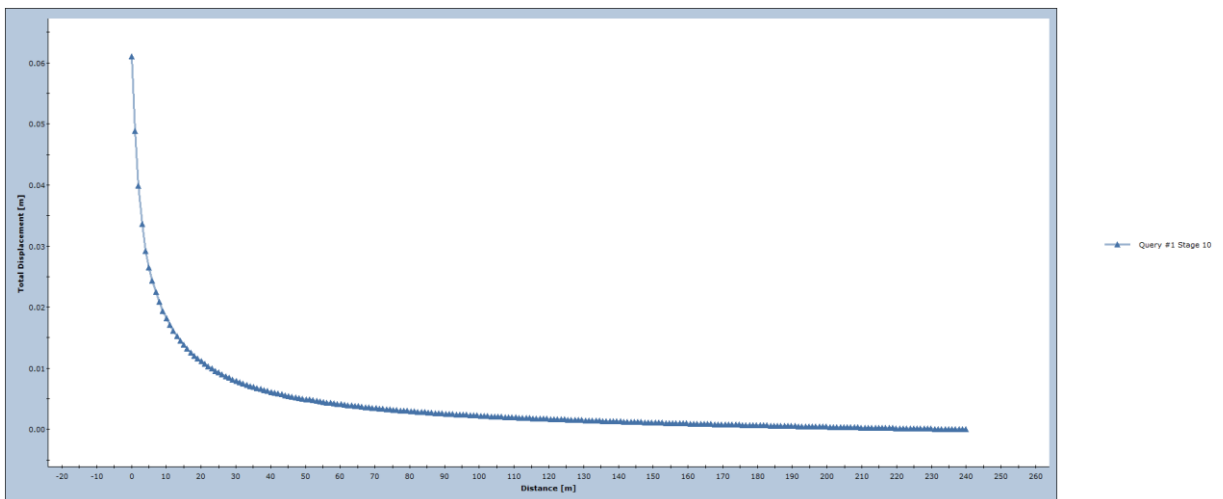
Figur E-10: Graf for total deformasjon  $\sigma_{ci}=44$ , GSI 23, sigma stress 6,4 MPa



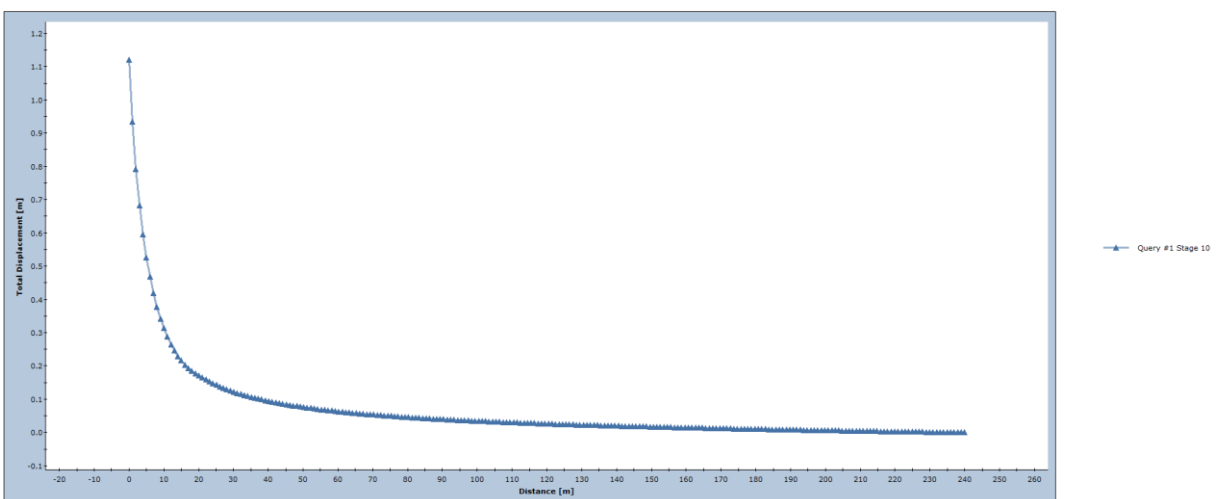
Figur E-11: Graf for total deformasjon  $\sigma_{ci}=44$ , GSI 15, sigma stress 6,4 MPa



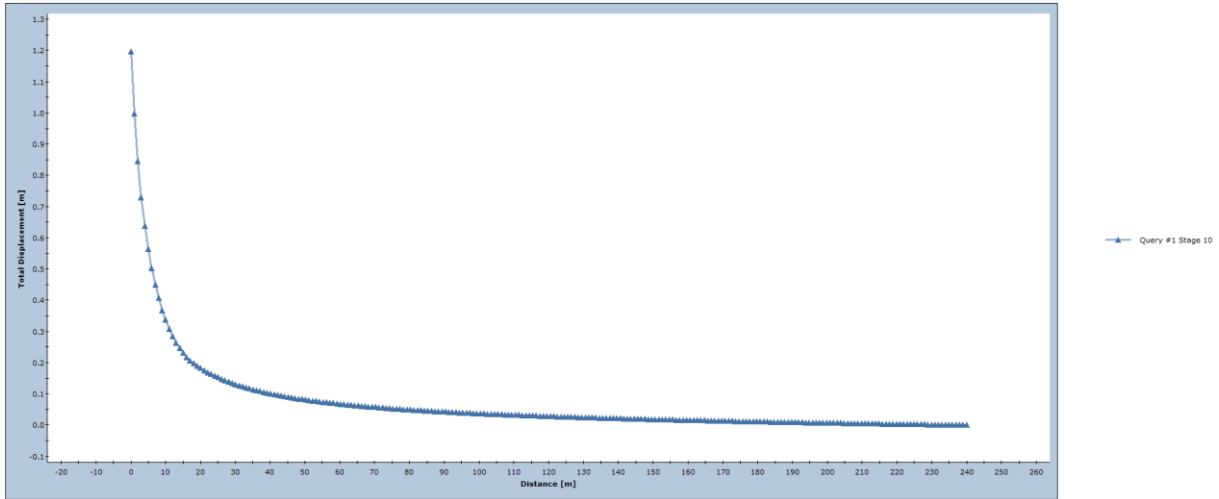
Figur 68: Graf for total deformasjon  $\sigma_{ci}=44$ , GSI 65, sigma stress 9,6 MPa



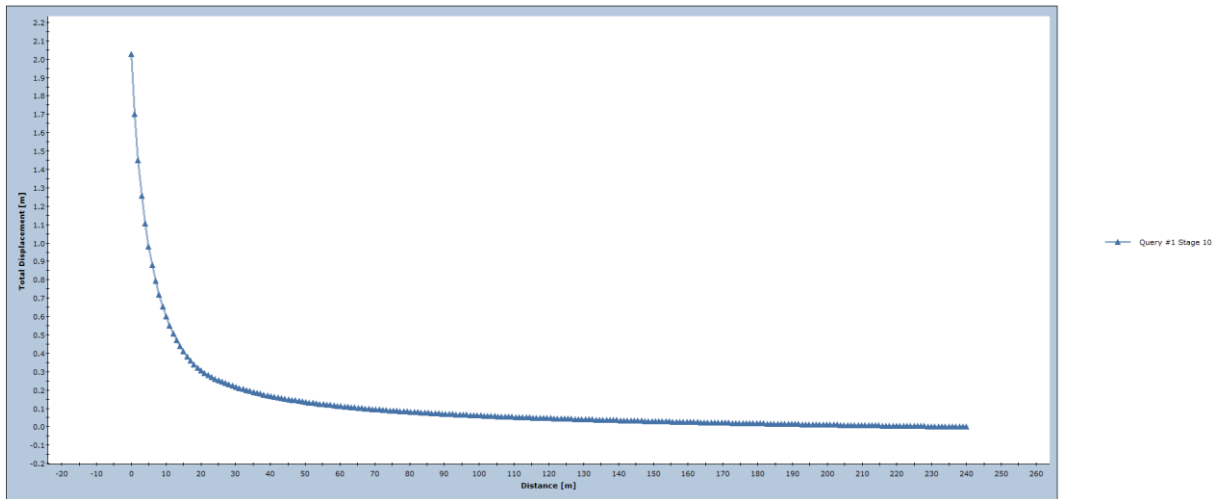
Figur E-12: Graf for total deformasjon  $\sigma_{ci}=44$ , GSI 50, sigma stress 9,6 MPa



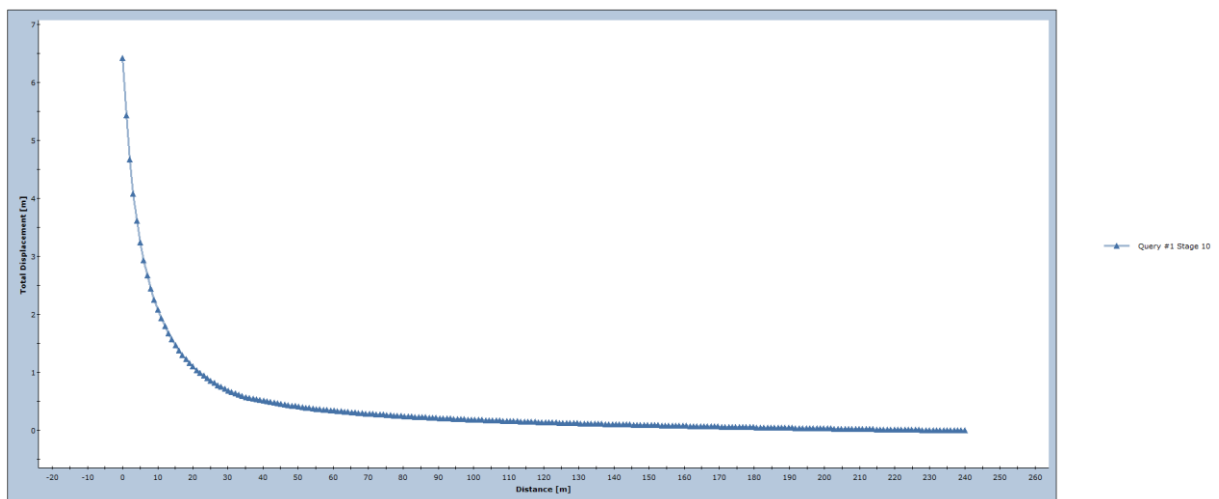
Figur E-13: Graf for total deformasjon  $\sigma_{ci}=44$ , GSI 27, sigma stress 9,6 MPa



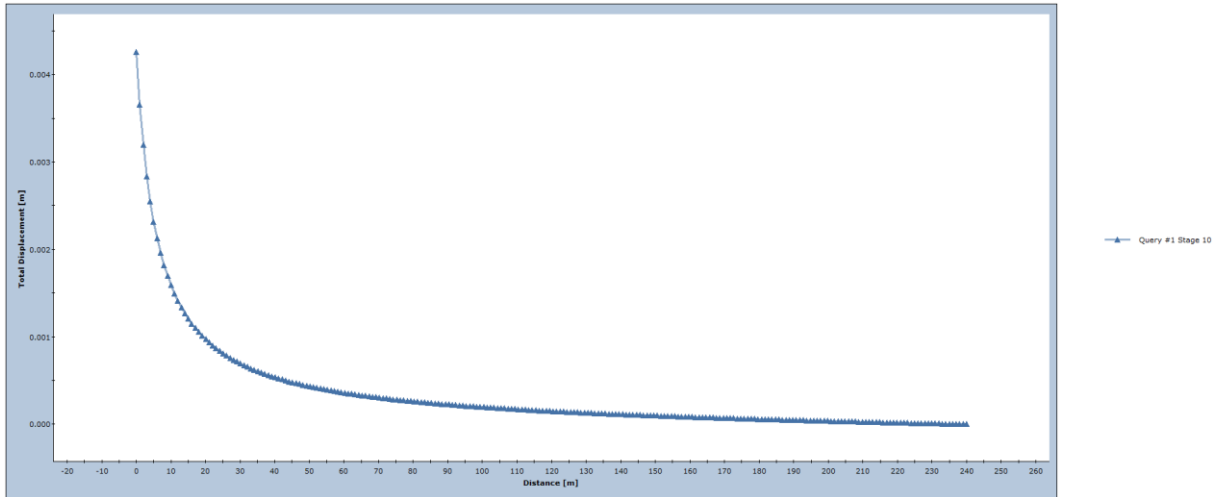
Figur E-14: Graf for total deformasjon  $\sigma_{ci}=44$ , GSI 26,5, sigma stress 9,6 MPa



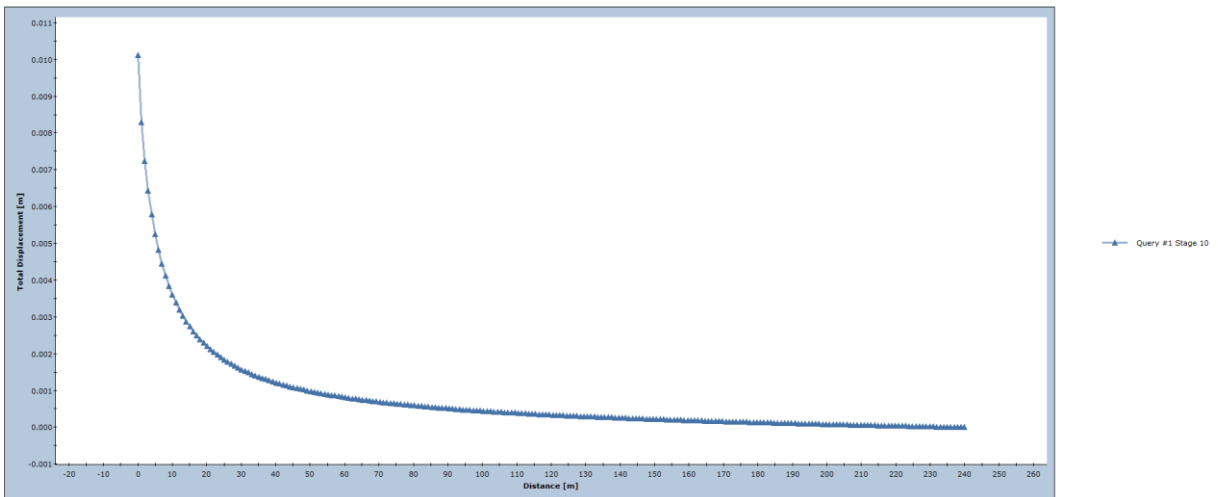
Figur E-15: Graf for total deformasjon  $\sigma_{ci}=44$ , GSI 23, sigma stress 9,6 MPa



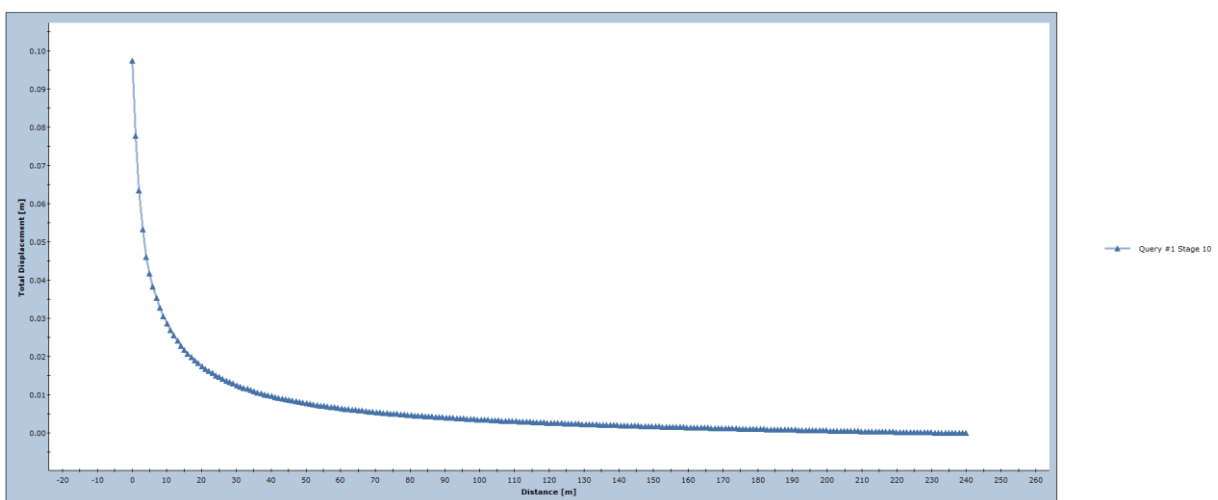
Figur E-16: Graf for total deformasjon  $\sigma_{ci}=44$ , GSI 15, sigma stress 9,6 MPa



Figur E-17: Graf for total deformasjon  $\sigma_{ci}=44$ , GSI 65, sigma stress 3,2MPa

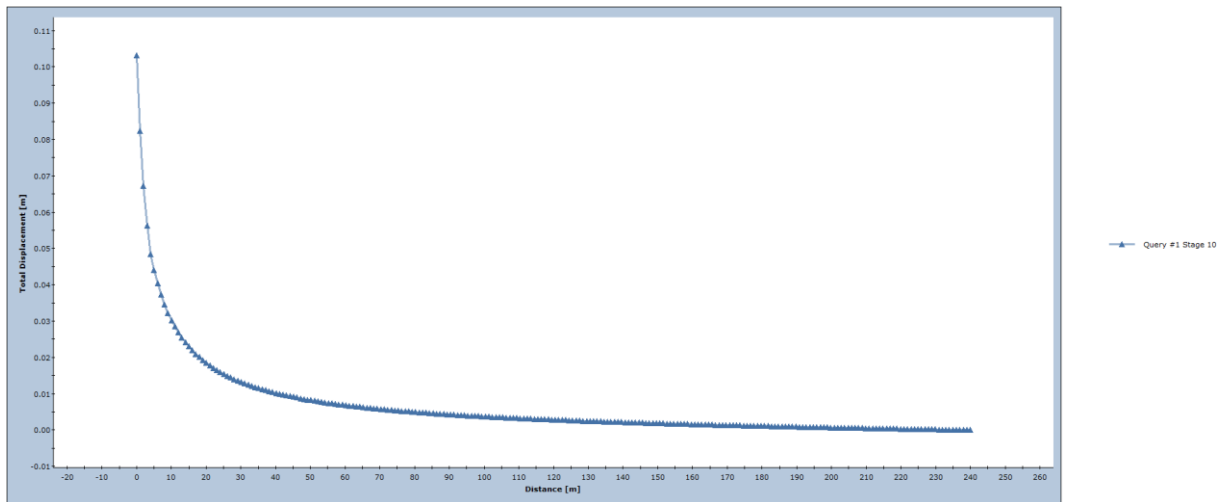


Figur E-18: Graf for total deformasjon  $\sigma_{ci}=44$ , GSI 50, sigma stress 3,2MPa

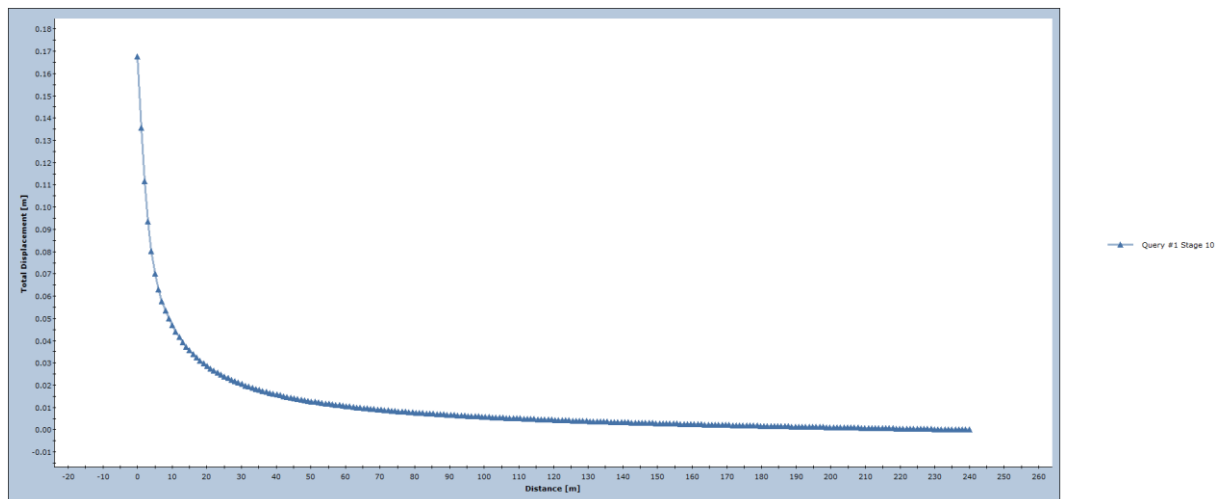


Figur E-19: Graf for total deformasjon  $\sigma_{ci}=44$ , GSI 27, sigma stress 3,2MPa

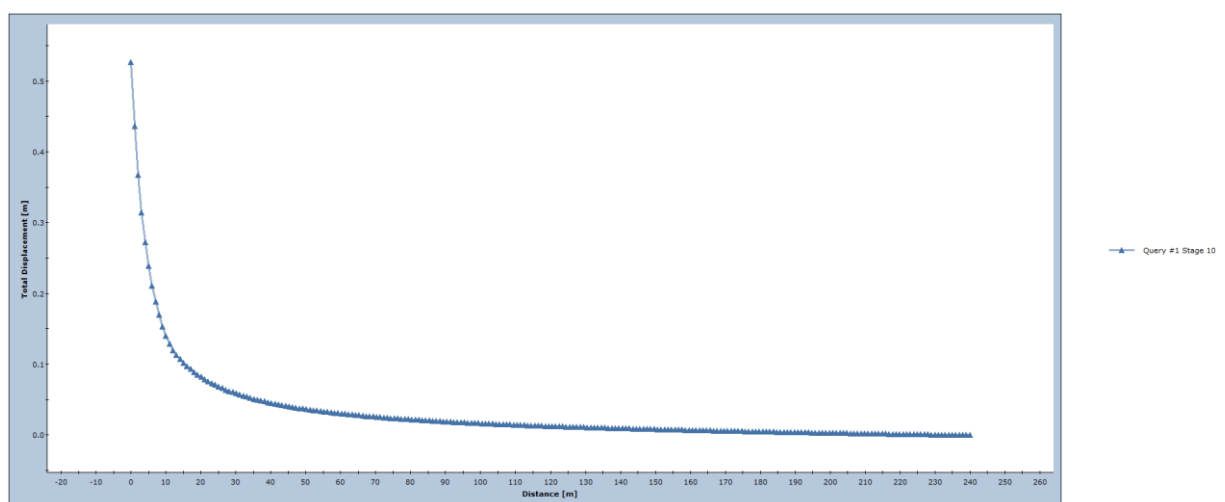




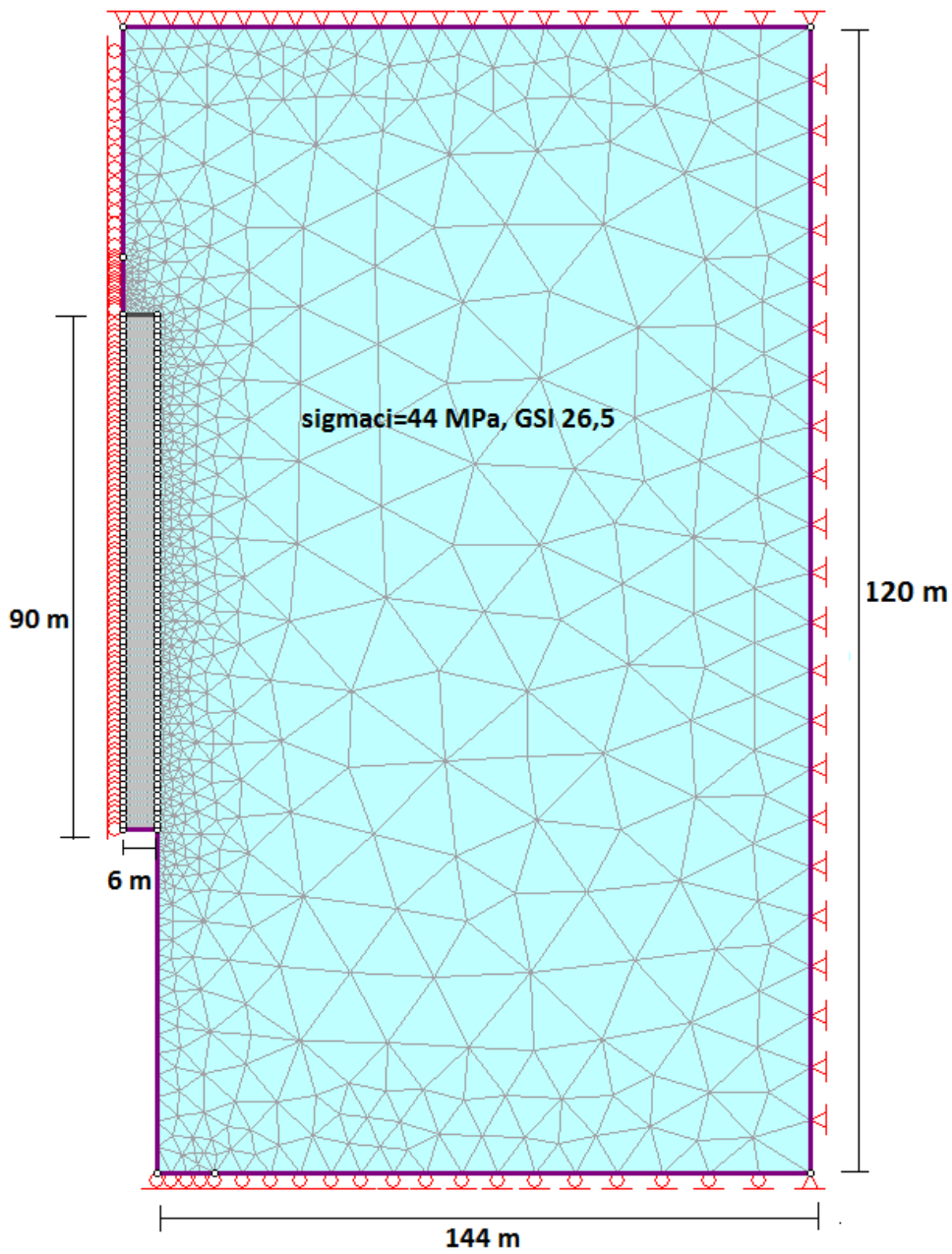
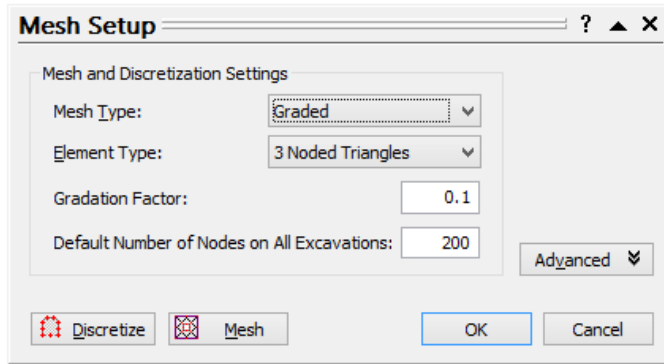
Figur E-20: Graf for total deformasjon  $\sigma_{ci}=44$ , GSI 26,5, sigma stress 3,2MPa



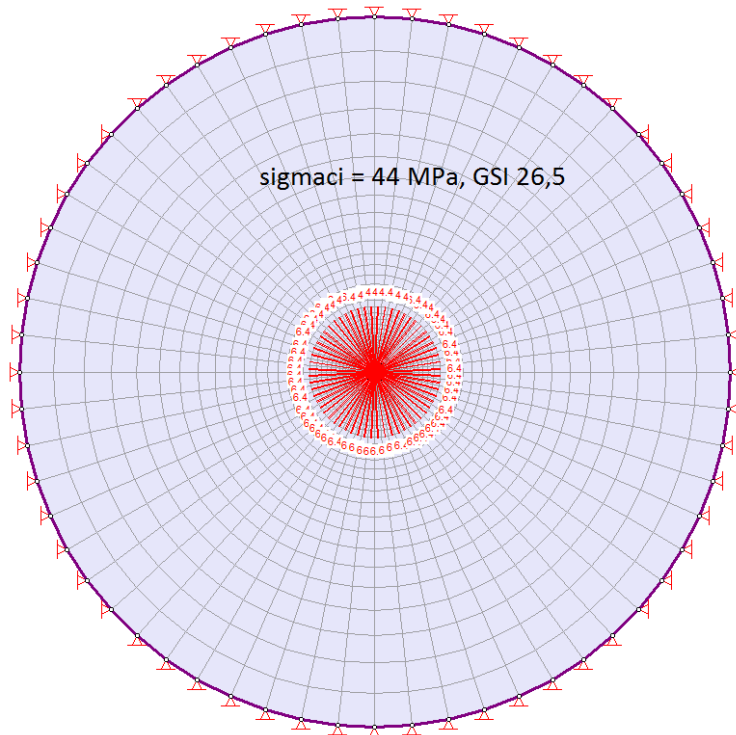
Figur E-21: Graf for total deformasjon  $\sigma_{ci}=44$ , GSI 23, sigma stress 3,2MPa



Figur E-22: Graf for total deformasjon  $\sigma_{ci}=44$ , GSI 15, sigma stress 3,2MPa



Figur E-23: Aksesymmetrisk modell i phase2 med degraderet GSI verdi på 26,5



Dialog box: Edit Distributed Loads

Orientation:

- Normal to boundary
- Vertical (+ve down)
- Horizontal (+ve right)
- Angle from horizontal
- Angle to boundary
- Field stress vector
- Induced stress

Magnitude (MN/m2):

Stage Load

Note: when editing multiple loads, settings of the last selected load are used

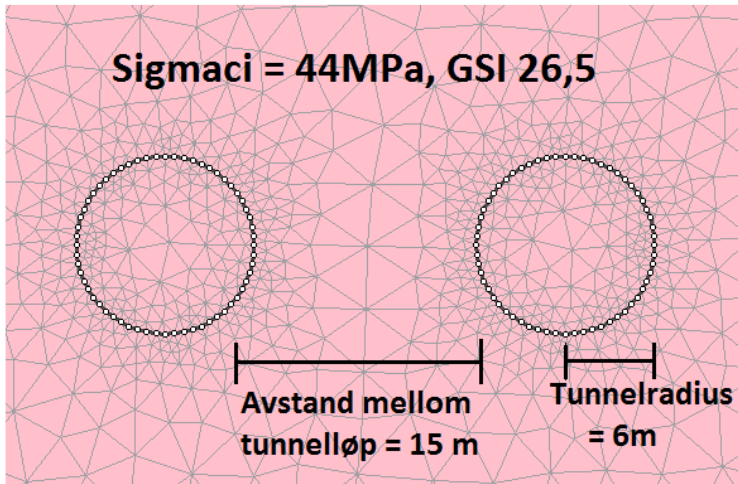
Flip angle 180 degrees

Dialog box: Stage Factors

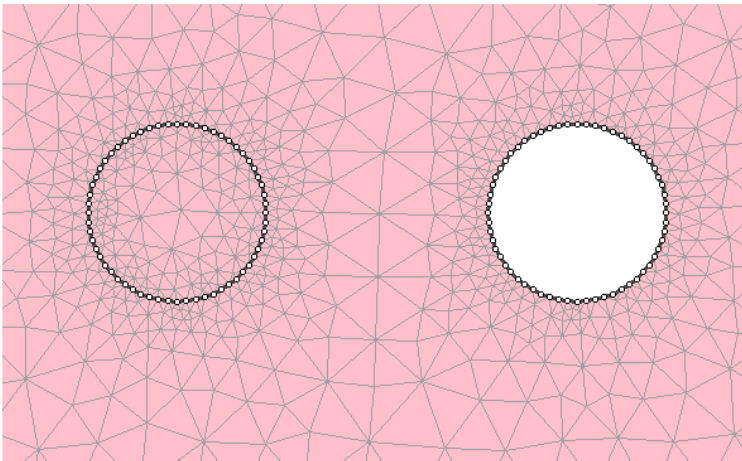
Stage	Factor
1	0
2	1
3	0.85
4	0.75
5	0.65
6	0.55
7	0.5
8	0.45
9	0.35
10	0.25
11	0.15
12	0.125
13	0.0625
14	0

Figur E-24: Oppbygning av modell med GSI 26,5 med indre trykk på 6,4 MPa for konstruksjon av GRC i Phase<sup>2</sup>

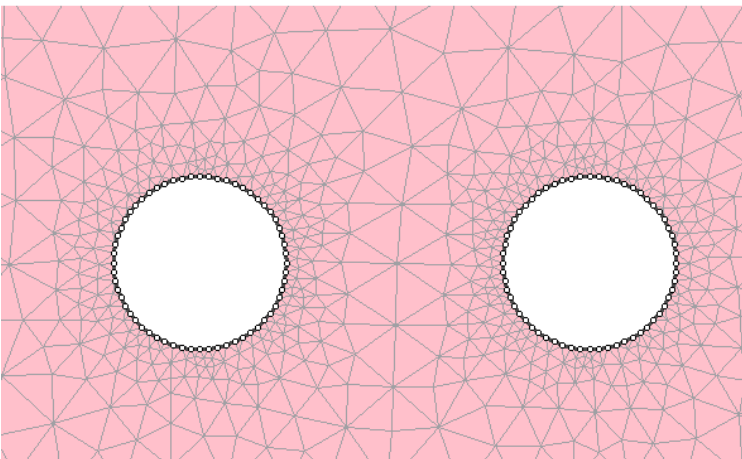
### Stage 1:



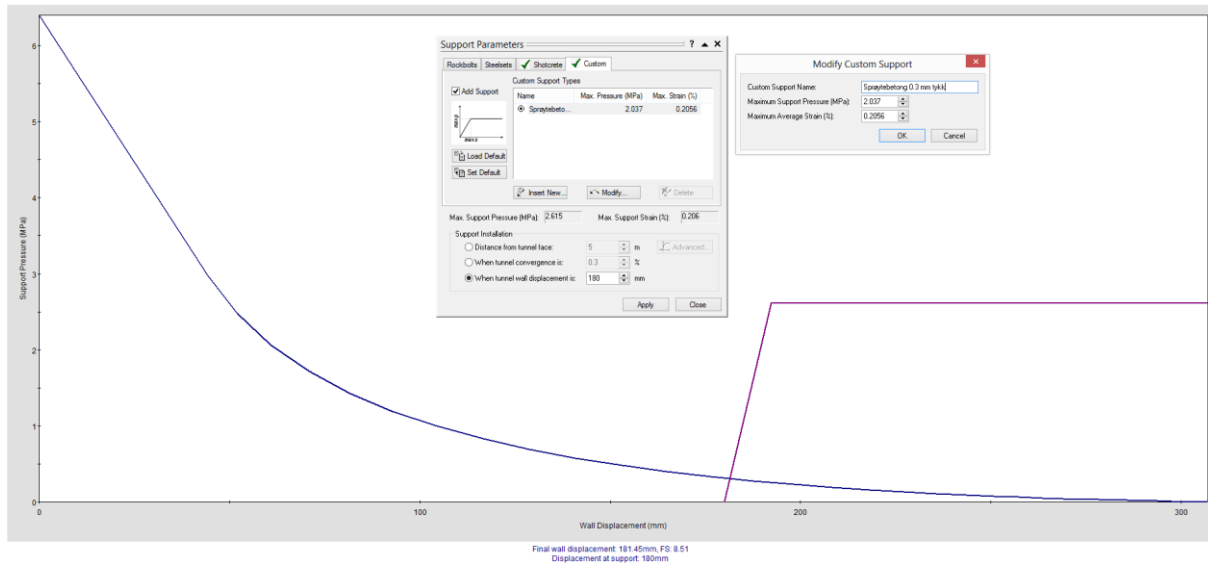
### Stage 2:



### Stage 3:



Figur E-25 Oppbygning av modell for to tunnellop med 15 m mellomrom i Phase<sup>2</sup>



Figur E-26: GRC og SCC fra RocSupport basert på GSI 26,5 og  $\sigma_1 = 44$  MPa med 0,3 m tykk sprøytebetong installert ved en deformasjon på 18 cm.