

Marte Maria Doeven Jermstad

Planlegging og designoptimalisering av vegtunneler basert på data fra Soknedalstunnelen

Masteroppgave i Tekniske Geofag

Veileder: Krishna Kanta Panthi

Juni 2019



Soknedalstunnelen



Your ref.: MS/N33T48/IGB/MMDJKKP

Date: 08.01.2019

TGB4930 INGGEOL/BERGMEK - MSc thesis
for
Eng. geo. student Marte Maria Doeven Jermstad

Planning and design optimization of the road tunnel based on the data from Soknedal Tunnel Project

Background

The candidate has written project work for the 3.6 km long Soknedal Tunnel. Existing E6 from Støren to Berkåk is a two-lane pavement that follows relatively difficult bends. The present-day daily traffic along this stretch exceeds 5000. There have been many traffic accidents along this stretch, which demands upgrading. Therefore, Statensvegvesen has started road upgrading in 2017 from Vindåsliene and Korporalsbrua at Midtre Gauldal Kommune. The upgrading consists of the construction of 6.5 km new road consisting two bridges, 2.9 km road and a 3.6 km Soknedal Tunnel. The tunnel passes through Caledonian meta-sedimentary formations, consisting mainly phyllite, phyllitic schist and bands of trondemite. In the future, many road and railway tunnels will be constructed through similar geological formation in Norway. Therefore, it is important that an optimization study is carried out assessing various challenges associated to investigation, design and rock support requirement aspects.

MSc thesis task

During project work candidate has carried out fieldwork, collected data and information from the tunnel project and also carried out laboratory investigations. With this solid base and additional information that will be available from the project, the candidate will focus her MSc thesis with following tasks;

- Review rock-engineering principles highlighting engineering geological and mechanical properties of the rock mass, stability assessment methods and rock support measures used in the road tunnels.
- Review existing investigation practices used in Norwegian Road Tunnels and suggest optimum (minimum) need of the pre-construction phase investigations for road tunnels.
- Evaluate and discuss rock mass quality condition along the Soknedal tunnel and compare predicted and actual rock mass condition and predicted and actual rock support.

- Evaluate the stability of the existing Soknedal tunnel using different approaches, and compare the findings
- Carry out design optimization by assessing stability of the double tube tunnel covering spacing optimization between two tube, rock support need and other stability challenges.
- Investigate conditions that might influence the next portailing in Soknedal tunnel, and visualize the findings
- Summarize the findings and conclude the work

Relevant computer software packages

Candidate shall use *roc-science package* and other relevant computer software.

Background information for the study

- Relevant information such as reports, maps, information and data received from Statens vegvesen and other sources.
- The information provided by the professor about rock engineering.
- Scientific papers, reports and books related to mechanical properties of the rocks and rock mass
- Scientific papers, reports and books related to swelling and slaking properties of the rocks.
- Literatures in rock engineering, rock support principles, rock mechanics and tunnelling

Cooperating partner

Statensvegvesen Trondheim is the cooperating partner. Mr. Johnsen Harald Inge is the main contact person and co-supervisor for this project- and master thesis.

The project work is to start on January 08, 2019 and to be completed by June 11, 2019.

The Norwegian University of Science and Technology (NTNU)
Department of Geoscience and Petroleum

January 08, 2019



Dr. Krishna K. Panthi
Professor of geological engineering, main supervisor

Sammendrag

E6 sør for Trondheim har svært varierende standard, og flere strekninger trenger en oppgradering. En av disse strekningene er veien mellom Korporalsbrua og Soknedals sentrum i Midtre Gauldal kommune. På grunn av svingete, uoversiktlige veier og flere ulykker ble det bestemt at veien skulle erstattes av en 3,6 km lang tunnel. Arbeidet startet tidlig i 2017 og tunnelen hadde gjennomslag tidlig i 2018.

Tunnelen er drevet gjennom kaledonske meta-sedimentære formasjoner bestående av hovedsakelig fyllitt, med noe innslag av tonalitt. Store løsmasseforekomster langs tunneltraseen har gjort undersøkelser av bergmassen vanskelig og bergmasseforholdene under drivingen svært usikre. Det var derfor interessant å vite hvor store forskjellene var, og om det finnes forbedringspotensial i dagens undersøkelsesmetoder.

Det forventes at trafikkmengden på strekningen vil øke i årene som kommer. Etter undersøkelser av ÅDT de seneste årene kan denne måtte utbygges allerede i 2032. For å undersøke stabiliteten til den eksisterende tunnelen ble det benyttet empiriske, analytiske og numeriske metoder, og numeriske metoder ble også brukt for å undersøke hvor tette tunnelene kan ligge hverandre før sikringsmengden må økes. Det forventes utfordringer ved det sørlige påhugget hvor det er usikkerhet rundt hvor tett påhuggene kan ligge og hvordan forholdene er ved et eventuelt sakset påhugg.

Evaluering av dagens undersøkelsesmetoder viser at systemene som finnes i dag er gode, men bør kun brukes som veiledning. Det må fokuseres mer på å ferdigstille informasjonsinnhentingen og ikke økonomien i startfasen. Dette fordi forundersøkelsene uansett bare er en liten del av de totale kostnadene. Rimelige metoder som feltkartlegging og kartstudier bør benyttes først, men også geofysiske metoder og kjerneboringer bør benyttes. I Soknedalstunnelen var tilgangen til bergmassen begrenset på grunn av store løsmasseoverdekninger og oppsprekningen ble feiltolket. Dette førte til at sikringsmengden ble overvurdert og svakhetssonene feilplassert som igjen gav et dyrere prosjekt enn det hadde trengt å være.

Ved bruk av analytiske, empiriske og numeriske metoder ble det konkludert at blokkutfall ville bli det største problemet i den nåværende tunnelen, men også at oppsprekking på grunn av spenninger kunne bli et problem. Den installerte sikringsmengden ser ut til å være tilstrekkelig for å sikre tunnelen i nåværende bergmasse, men ved dobbeltløp bør sikringen økes ved avstander på under 15 m. Dette på grunn av betydelig økning i bruddelementer og redusert effektivitet av sikring på lavere avstander. Ved påhugget bestemmes avstanden både av bergmassen og portalenes utforming og fundament. Portalene fører til en nødvendig avstand på 3,3 m til 12,4 m, men på grunn av bergmassen bør ikke påhuggene ligge nærmere enn 5 m. En slik avstand kan føre til behov for et sakset påhugg hvor den nye skjæringen vil ha to sprekkesett i tillegg til sporadiske sprekker.

Abstract

The European route E6 south of Trondheim has a varying standard, and several of the road sections needs upgrading. One of these road sections is located between Korporalsbrua and Soknedal center in Midtre Gauldal municipality. Due to unsafe roads with several accidents it was decided to replace the road section with a 3.6 km long tunnel instead. The work started in early 2017 and the tunnel had a breakthrough in early 2018.

The tunnel passes thorough Caledonian meta-sedimentary formations and consists mainly of phyllite, with some intrusions of tonalite. Large soil deposits along the tunnel have made the investigations of the rock mass difficult and the conditions under construction very uncertain. It was therefore interesting to know how great the differences were, and whether there was room for improvement in today's research methods.

The volume of traffic on the route is expected to increase in the years to come. After investigations of ÅDT in recent years, a new tunnel may have to be constructed as early as 2032. In order to investigate the stability of the existing tunnel, empirical, analytical and numerical methods were used. Numerical methods were also used to find out how close the two tunnels may lie before an increase in support is necessary. Challenges are expected at the southern entrance of the tunnel. It is uncertain how close the two tunnels can lie, and how the conditions are at a possible «scissored entrance».

Evaluation of current investigation methods shows that the systems that exist today are good, but should only be used as guidance. More attention must be paid to completing the collection of information and not to the economy in the initial phase. This is because the feasibility studies are only a small part of the total cost. Reasonable methods such as field mapping and map studies should be used first, but geophysical methods and core drilling should also be used. In the Soknedal tunnel, access to the rock mass was limited due to large soil covers, and the fracturing was misinterpreted. This led to overestimation of the rock support and misplacement of the weakness zones, which in turn gave a more expensive project than necessary.

Using analytical, empirical and numerical methods, it was concluded that unstable rock wedges was the main concern, but also that cracking due to stress may become a problem. The installed rock support seems to be sufficient to support the existing tunnel in today's rock mass. When the new lane is built the support should be increased at distances closer than 15 m. This is due to significant increase in fracture elements and reduced efficiency of support at lower distances. At the tunnel entrance the distance between the two tunnels are determined both by the rock mass and the portals' design and foundation. The portals lead to a necessary distance of 3.3 m to 12.4 m, but due to the rock mass, the tunnels should not be closer than 5 m. Such a distance can lead to the need for a «scissored» entrance there the new roadcut will have two discontinuity sets in addition to occasional fracturing.

Forord

Denne masteroppgaven er skrevet våren 2019 ved Institutt for geovitenskap og petroleum, Fakultetet for ingeniørvitenskap ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU). Oppgaven er en videreføring av prosjektoppgaven skrevet høsten 2018. Inspirasjonen til oppgaven kom etter en gøy og lærerik sommer ved Soknedalsprosjektet med sommerjobb for Statens vegvesen.

Jeg vil først og fremst takke min veileder Professor Krishna Kanta Panthi for god hjelp, veiledning og inspirasjon gjennom hele semestret, og for at jeg aldri har trengt å nøle med å stille spørsmål.

Oppgaven er skrevet i samarbeid med Statens vegvesen, med Anders Aal, Harald Inge Johnsen og Arild Gjerde som fungerende medveiledere. Tusen takk for all hjelp og god oppfølging i sommerjobb, prosjektoppgave og masteroppgave. Spesielt takk til Anders Aal for svar på geologiske spørsmål og gode innspill til tematikken i oppgaven.

Jeg vil også rette en stor takk til kontrollørene ved Soknedalstunnelen Hans Enersvold, Odd Bjørnar Nås og Olav Nogva for svar på mange gode og dumme spørsmål, og fantastisk opplæring! Tusen takk også til alle på vegvesenets prosjektkontor i Soknedal for å ha tatt så godt imot meg, og AF i Soknedal for alt jeg har fått blitt med på!

Jeg vil også takke Gunnar Vistnes for stor hjelp med laboratoriearbeid og Jon Runar Drotninghaug for preparering av prøver. Takk også til Charlie Li for faglige svar og Tijhuis Laurentius for god hjelp med XRD-testing og analyse.

Tusen tusen takk til min Håkon for at du holder ut med meg og får frem smilet uansett hva og til familien min for all hjelp og motivasjon gjennom et langt studie. Takk også til Sigrid og Tiril for hjelp med korrekturlesing og avkobling.

Til slutt vil jeg takke alle i klassen min på Tekniske Geofag, for godt humør og morsomme påfunn gjennom fem fantastiske år. En bedre gjeng å fullføre masteroppgaven med skal man lete lenge etter. Lise og Silje, dere er fantastiske! Takk for at jeg har fått dere som venner for livet.

Trondheim 11.06.2019



Marte Maria Doeven Jermstad

Innhold

Sammendrag	i
Abstract	ii
Forord	iii
Innhold	1
1 Innledning	3
1.1 Bakgrunn	3
1.2 Mål for oppgaven	4
1.3 Metodikk	4
1.4 Begrensninger	5
2 Norske vegtunneler	7
2.1 Geometrisk utforming	7
2.1.1 Tunnellengde og linjeføring	7
2.1.2 Dimensjonering og profil	8
2.1.3 Tunnelens oppbygging	8
2.2 Tunnelens beliggenhet	9
2.3 Drivemetode	10
3 Bergmekaniske egenskaper og stabilitetsvurderingsmetoder	11
3.1 Bergmassestrukturer	11
3.1.1 Foliasjon	11
3.1.2 Sprekker	12
3.1.3 Svakhetssoner	13
3.2 Mekaniske egenskaper	14
3.2.1 Bergartsstyrken	14
3.2.2 Bergmassestyrken	15
3.2.3 E-modul og Poissons forholdstall	16
3.2.4 Oppførsel etter brudd	17
3.2.5 Anisotropi	18

3.2.6	Friksjonsvinkel	18
3.3	Bruddkriterier	19
3.3.1	Mohr-Coulomb	19
3.3.2	Hoek-Brown	20
3.4	Spenninger	22
3.4.1	Spenninger rundt åpninger	24
3.5	Stabilitetsutfordringer	25
3.5.1	Spenningsinduserte stabilitetsproblemer	26
3.5.2	Strukturinduserte stabilitetsproblemer	26
3.5.3	Stabilitetsproblemer i svakhetssoner	27
3.6	Bergsikringstiltak	28
3.6.1	Bolter	29
3.6.2	Sprøytebetong	30
3.6.3	Buer	31
3.6.4	Injeksjon	31
3.7	Stabilitetsvurderingsmetoder	32
3.7.1	Empirisk	32
3.7.2	Analytisk	34
3.7.3	Numerisk modellering	35
4	Undersøkelser	37
4.1	Undersøkelsesstadier	37
4.1.1	Forundersøkelser	37
4.1.2	Konstruksjonsundersøkelser og overvåking	38
4.2	Undersøkelsesmetoder	39
4.2.1	Ingeniørgeologisk kartlegging	39
4.2.2	Geotekniske undersøkelser	39
4.2.3	Hydrogeologiske undersøkelser	39
4.2.4	Geofysiske undersøkelser	40
4.2.5	Valg av metode	41
4.2.6	Undersøkelsesomfang	41
4.3	Dagens praksis i Norge	44
4.4	Konsekvenser ved manglende forundersøkelser	44
4.5	Diskusjon	45
5	Soknedalstunnelen	47
5.1	Prosjektbeskrivelse	47
5.2	Årsak til bygging av tunnel og ønsket utvidelse	48
5.3	Ingeniørgeologiske forhold	49
5.3.1	Løsmassene	49
5.3.2	Bergmassen	50
5.3.3	Oppsprekking	51
5.3.4	Bergmassekvalitet	52
5.3.5	Spenninger	52
5.3.6	Grunnvannsforhold	52
5.4	Laboratorieresultater	53
5.5	Stabilitetsproblemer	57
5.6	Bergsikring	57

6	Soknedalstunnelen, forventet vs. virkelig tilstand	59
6.1	Utførte forundersøkelser	59
6.2	Q-verdier	60
6.2.1	Parametre	60
6.2.2	Bergmasseklasser	61
6.3	Sprekkestilstanden	62
6.4	Svakhetssoner	64
6.5	Vannforholdene	65
6.6	Stabilitetsproblemer	66
6.7	Sikringsmengdene	67
6.8	Diskusjon	68
7	Etablering av inputparametere	69
7.1	Enaksiell trykkfasthet (UCS)	70
7.2	E-modul og Poissons forholdstall	71
7.3	GSI	72
7.4	Hoek-Brown konstanten	73
7.5	Forstyrrelsesfaktor, D	73
7.6	Dilasjonsparameteren	73
7.7	En estimering av spenningsforholdene	74
7.8	Residualparametre	78
7.9	Oversikt over inputparameterne	78
8	Stabiliteten til ettløpstunnelen	79
8.1	Q-metoden — empirisk	79
8.2	Limit equilibrium analysis — analytisk	81
8.3	UNWEDGE analyse — numerisk	87
8.4	Modellering av tunnellopet i RS2	90
8.4.1	Modelloppsett	90
8.4.2	Inputparametre	91
8.4.3	Evaluering av spenninger	91
8.4.4	Evaluering av forskyvninger og deformasjon	92
8.4.5	Evaluering av sikring	93
8.4.6	Evaluering av sikkerheten	94
8.5	Evaluering av de ulike metodene og stabiliteten i tunnelen	94
9	Toløpstunnelen	97
9.1	Hvorfor avstanden må optimaliseres	97
9.2	Minste avstand gjennom tunnelen	98
9.2.1	Modelloppsett og inputparametre	98
9.2.2	Resultater numerisk modellering	99
9.3	Avstander påhugg sør	104
9.3.1	Avstand på grunn av portaler	105
9.3.2	Avstand på grunn av bergmassen	106
9.3.3	Ved for stor avstand	107
9.4	Andre forhold ved påhugg sør	107
10	Konklusjon og videre arbeid	111

10.1	Optimal (minimum) bruk av forundersøkelser	111
10.2	Forutsett vs. virkelig tilstand Soknedalstunnelen	111
10.3	Stabiliteten ved det eksisterende løpet	112
10.4	Toløpstunnelen	112
10.5	Påhugg Sør	113
10.6	Videre arbeid	114
	Referanser	121
	Vedlegg	I
A.1	GSI	II
A.2	Mi	III
A.3	D	IV
A.4	Q-systemet	V
B.1	Punktlasttest- Prøve 1	VI
B.2	Punktlasttest- Prøve 2	VII
B.3	Tilttest	VIII
B.4	Tetthet og hastighet	VIII
C.1	Parameterverdier for Q-systemet	IX
D.1	Omfang forundersøkelser i Soknedalstunnelen	X
E.1	GSI	XIV
F.1	Utforming portaler	XV
F.2	Forslag til utforming påhugg sør	XVIII

Innledning

1.1 Bakgrunn

Med stadig økende krav til god kvalitet på norske veger økes bevilgningen til veg, og vegnettet forbedres over hele Norge. Bare i sitt forslag til nasjonalbudsjett for 2019 har regjeringen bevilget over 37 milliarder til veg (Samferdselsdepartementet, 2019). De norske vegene blir bredere, rettere, raskere og tryggere.

I nord-sørgående retning er E6 hovedveien i Norge, og hovedfartsåren for store deler av Trøndelag. Likevel er det flere strekninger som trenger oppgradering. Den eksisterende vegen mellom Støren og Berkåk er en smal og uoversiktlig tofeltsveg, med utilpasset kurvatur. Strekingen er preget av stor trafikkmengde og flere ulykker (SVV, 2014). På grunn av sikkerheten og ønsket om bedre, rettere og raskere veg, startet Statens Vegvesen i 2017 med oppgradering av strekingen mellom Vindåsliene og Korporalsbrua i Midtre Gauldal kommune. Oppgraderingen består av en 6,5 km ny veg som involverer byggingen av to broer, 2,9 km veg og en 3,6 km lang tunnel (SVV, 2018).

Tunnelen som vil transportere trafikken mellom Vindåsliene i nord og Soknedal sentrum i sør passerer gjennom Kaledonsk meta-sedimentære formasjoner, hovedsakelig bestående av fyllitt og fyllittisk skifer. På grunn av store løsmasseforekomster over tunneltraseen har det vært vanskelig å gjøre detaljert ingeniørgeologisk kartlegging av bergmassen, og bergforholdene har vært usikre gjennom drifvingen (Langåker, 2017).

Da trafikkmengden og kravene høyst sannsynlig ikke vil avta med tiden, vil det også i fremtiden bygges mange veg- og jernbanetunneler gjennom lignende geologiske formasjoner i Norge. Det er derfor viktig å vurdere utfordringer knyttet til undersøkelser, design og bergsikringskrav ved vegtunneler i uoversiktlige bergforhold.

Oppgaven er skrevet i samarbeid med NTNU med Professor Krishna Kanta Panthi som veileder og Statens Vegvesen med Harald Inge Johnsen, Arild Gjerde og Anders Aal som veiledere og kontaktpersoner.

1.2 Mål for oppgaven

- Se på bergtekniske prinsipper som fremhever ingeniørgeologiske og mekaniske egenskaper til bergmassen, stabilitetsvurderingsmetoder og bergsikringstiltak brukt i vegtunneler.
- Se på den eksisterende praksisen for undersøkelser i norske vegtunneler og foreslå en optimal (minimum) bruk av forundersøkelser i vegtunneler.
- Evaluere og diskutere tilstanden til bergmassekvaliteten langs Soknedalstunnelen og sammenligne den forutsette og den virkelige tilstanden til bergmassen og forutsett og virkelig bergsikring.
- Vurdere stabiliteten til det eksisterende løpet i Soknedalstunnelen ved å bruke ulike fremgangsmåter og sammenligne resultatet.
- Utføre designoptimalisering ved å vurdere stabiliteten til tunnel med to løp og finne den optimale avstanden mellom de to løpene, sikringen som trengs og andre stabilitetsutfordringer.
- Undersøke forholdene som kan påvirke det nye påhugget i Soknedalstunnelen og fremstille resultatene.
- Oppsummere funnene og konkludere arbeidet.

1.3 Metodikk

Følgende metodikk er brukt i denne masteroppgaven:

1. Litteraturstudier

Her ble søkemotoren Oria mye brukt. Oria søker i de tekstene som er tilgjengelig gjennom NTNU-biblioteket. Mye litteratur ble også funnet direkte fra tidsskrifter og ulike publikasjoner fra Norsk forening for Fjellsprengningsteknikk (NFF) som utgivelser fra «Fjellsprengningskonferansen». Tidligere kompendier og PowerPoint fra forelesninger ble også brukt. Disse fra fagene Bergmekanikk og geoteknikk, grunnkurs (TGB4210), Ingeniørgeologi grunnkurs (TGB4185) og Ingeniørgeologi-Berg videregående kurs (TGB4190).

2. Kartbruk

Disse kartene er brukt for å få en oversikt over området i Soknedalen:

- Vegkart (Verktøy fra Statens vegvesen. Inneholder data under norsk lisens for offentlige data (NLOD) tilgjengeliggjort av Statens vegvesen)
- Skrednett (Verktøy fra NVE)
- Kommunefakta (Informasjonsside fra Statistisk sentralbyrå)
- Norgeskart, Google maps og Gule sider (Topografi og bebyggelse)
- Norge i bilder og Google Earth (Topografi og 3D informasjon)
- Høydedata (LIDAR og høydeprofil)
- Geodata og NGI (Helningsmålinger)
- NGU og kartinnsyn (Berggrunnskart, løsmassekart, høydedata)
- NVE Atlas (Skredhendelser, aktsomhetsområder og vannstandstigning)

3. Informasjonsinnhenting

Siden forfatteren selv kun var med under deler av Soknedalsprosjektet var det essensielt å skaffe informasjon fra andre kilder. Informasjonen ble hentet fra dagboknotater fra programmet novapoint, den ingeniørgeologiske rapporten og bilder over området. For prosjektspesifikk informasjon om Soknedalsprosjektet ble Statens Vegvesens hjemmesider benyttet, samt informasjon fra Statens Vegvesens intranett.

4. Felt- og laboratoriearbeid

Under prosjektoppgaven skrevet høsten 2018 ble det gjennomført flere laboratorieforsøk. Disse er benyttet for å etablere inputparametere til den numeriske modelleringen i denne masteroppgaven. Testene som ble utført er listet opp nedenfor, og presenteres i kapittel 5.4. For mer informasjon om laboratoriearbeidet se Jermstad (2018).

- Enaksiell trykktest
- Punktlasttest
- Braziltesten
- Tilttesten
- Tetthet og lyd hastighet
- XRD-analyse

5. Dataprogrammer

For å undersøke bergmasseforholdene ble ulike dataprogrammer benyttet. Disse er listet opp nedenfor:

- Novapoint
- MWD (Bever Control)
- Dips (Rocscience)
- UNWEDGE (Rocscience)
- Rocdata (Rocscience)
- RS2 (Rocscience)

1.4 Begrensninger

Ved arbeidet med en masteroppgave vil det være flere begrensninger som er med å påvirke resultatet av oppgaven. I denne oppgaven var begrensningene som følger:

Soknedalstunnelen er dekket av store mengder løsmasser som gjør det vanskelig å kartlegge berggrunnen direkte. De eksisterende blotningene ligger langs dagens E6, med dårlig sikt og stor trafikk. Det har derfor vært vanskelig å få et godt bilde av berggrunnen, både for forfatteren og for de som har utført tidligere undersøkelser. Modellering av bergmassen er derfor utført med terrengnivået, selv om dette ikke blir helt riktig.

Strøk- og fallmålinger samt vurdering av Q-verdier er foretatt av minst fem ulike kontrollører, og uten bruk av kompass. Dette kan gi ulike vurderinger, og avviken- de målinger og resultater. Likevel antas det at målingene er troverdige da hovedkontrollørene er erfarne, datamengden er stor, og resultatet samsvarer godt med forundersøkelsene tatt med ingeniørgeologisk kompass.

Flere laboratorietester på større deler av tunnelen ville gitt sikrere bestemmelse av inputparametere. Det ville vært spesielt interessant å undersøke egenskapene til tonalitten. Flere laboratorieundersøkelser kunne fått frem variasjonen i bergmassen bedre og gitt større grunnlag for å velge parametere spesielt for Soknedalstunnelen, og ikke hente tall fra annen litteratur.

Norske vegtunneler

En vegtunnel er ifølge N500 et «byggverk som fører vegen i en underjordisk eller undersjøisk passasje» (Vegdirektoratet, 2016b). Tunnelene utformes og drives ulikt etter beliggenhet og valgt drivemetode. For at vegtunnelene skal være av en viss standard og sikkerhet, settes det krav til levetid, utforming og utstyr.

2.1 Geometrisk utforming

Den geometriske utformingen av tunnelen er viktig for at sikkerheten og bruksvennligheten skal være så god som mulig. Standardiserte utforminger gjør det stort sett enklere å planlegge, prosjektere og bygge tunnelen. Den geometriske utformingen omfatter både linjeføringen, dimensjoneringen, profilet og oppbyggingen av tunnelen.

2.1.1 Tunnellengde og linjeføring

Lengden på tunnelen er med på å bestemme kravene til rømningsveier, sikkerhetsgodkjenninger/ -tiltak og utstyr, og enkelte ganger trengs det kortere tunneler for å møte kravene. For eksempel bør motorvegtunneler og tunneler gjennom byer være under 4 km (Vegdirektoratet, 2016b), da det er større konsekvenser og risiko for brann hvis lengden er over 4 km (Faanes, 2016). Smale tunneler er også uheldig og mer ulykkesutsatt (Høye, 2016). Reduksjon i antall kjørefelt i hver retning skal derfor ikke forekomme inne i tunnelen. Det vil si at forbikjøringsfelt må avsluttes utenfor tunnelen og ramper må fortsette i eget felt (Vegdirektoratet, 2016b).

Det settes også krav til sikt, horisontal- og vertikalkurvatur. I tunneler er oftest sikten den dimensjonerende faktoren for laveste horisontalkurveradiusen, som bestemmes av formel 2.1. L_s er stoppsikten og B er avstanden fra midten av kjørefeltet og til tunnelveggen (Vegdirektoratet, 2013).

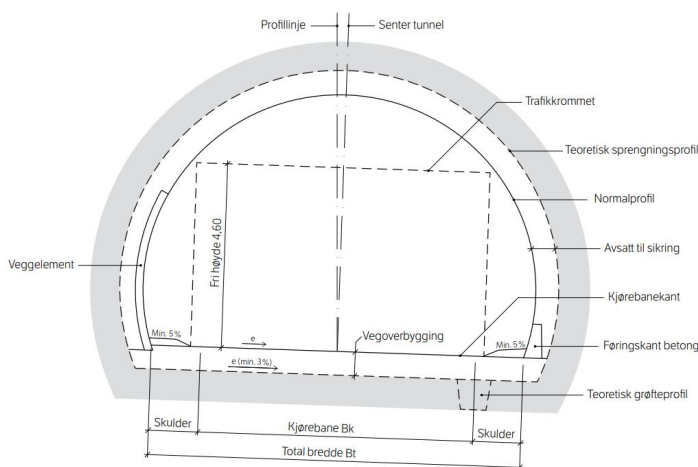
$$R_{min} = \frac{L_s^2}{8 \cdot B} \quad [m] \quad (2.1)$$

Vertikalkurvaturen i tunneler skal være $\leq 5\%$, men i tunneler brattere enn 3% skal det igangsettes mer tiltak for å bedre sikkerheten (Vegdirektoratet, 2016b). Siktkravet er gitt i tabell 3.1 i vegvesenets håndbok n500.

2.1.2 Dimensjonering og profil

Dimensjoneringen av tunnelen bestemmes fra dimensjoneringsklassen til veggen (fra håndbok N100). Denne velges etter en vurdering av vegnettet og ruten vegen skal gå, hvor større trafikkmengde og høyere ønsket fartsgrense fører til høyere dimensjoneringsklasse. Er trafikkmengden stor nok velges toløpstunneler (Vegdirektoratet, 2016b).

Den frie høyden i vegtunneler skal være 4,6 m, i tillegg til plass for justeringer (Vegdirektoratet, 2016b). Normalprofilen må være stort nok til kjørebane, vegskuldre, skilt og tekniske installasjoner. I tillegg skal bergrommet ha plass til bergsikring, vann og frostsikring, veggelementer og føringskant til betong, se figur 2.1. Det gjør at det teoretiske sprengningsprofilen blir større enn normalprofilen, og det virkelige profilet blir gjerne enda litt større da det er vanskelig å sprengne ut akkurat riktig størrelse (Vegdirektoratet, 2016b).



Figur 2.1: Standard tunnelprofil (Vegdirektoratet, 2016b).

Tunnelformen kan også variere med buede eller rette vegger. Buede vegger er det vanligste, men flere tunneler er bygget med rette vegger, som Brynstunnelen i Oslo og Strindheimstunnelen i Trondheim. Argumentet er at rette vegger kan øke trafikksikkerheten ved at biler som kolliderer med tunnelveggen ikke kantrer like lett. I tillegg kan drifvingen bli raskere, og transport og montering av rette vegger er billigere (Garathun, 2017). Buede vegger vil gi bedre distribusjon av spenninger i bergmassen, og dermed mindre fare for stabilitetsproblemer og lavere sikringskostnader (USDOT, 2010). Dette er en avveining som må tas.

2.1.3 Tunnelens oppbygging

En tunnel består av konstruksjoner både i og utenfor bergmassen. Nisjer er nødvendig for installasjoner og portaler og nødutganger for å øke sikkerheten. Slike utvidelser og siderom i tunnelen gjør at tunnelrommet lokalt blir større, og øker kravene til sikring.

Portal

Portaler bygges ved tunnelmunning og må være lang nok til å hindre steinsprang, is, snøskred og vann å komme ut på vegbanen. Det er viktig at trafikksikkerheten før og i portalene ivaretas ved å utforme portalen riktig (Vegdirektoratet, 2016b).

Nisjer

Nisjer er utvidelser i tunnelen eller små rom med inngang fra tunnelen for å skape plass til ulike behov. Hyppigheten avhenger av tunnelklassen og er gitt i Vegdirektoratet (2016b). De viktigste nisjene er:

- Havarinisjer for nødstop og bruk av nødstasjon
- Snunisjer for å ha muligheten til å snu inne i tunnelen
- Møteplasser i tunneler med ett kjørefelt og toveistrafikk minst hver 250 m
- Nisjer for tekniske bygg
- Nisjer for pumpestasjon i tunneler med lavbrekk

Nødutganger

Ved ulykker eller brann i tunnelen er det nødvendig med nødutganger for å evakuere tunnelen og gjøre det enklere for redningsmannskapet å nå tunnelen til fots (Vegdirektoratet, 2016b). Nødutganger må etableres om tunnelen er mellom 0,5 - 10 km med ÅDT (årsdøgns-trafikk) over 8000, eller over 10 km med ÅDT over 4000 (Vegdirektoratet, 2016b). Rømningsveien kan etableres ut til friluft, til rømningsstunnel eller til parallelløp gjennom tverrforbindelser for hver 250 m, som vist i figur 2.2.



Figur 2.2: Toløpstunneler har tverrslag mellom tunnelene slik at de kan benyttes som rømningsvei. Tverrslagene repeteres hver 250 m (Knutsen, 2019).

Krav til overdekning og avstand mellom tunneler

Overdekningen er viktig for stabiliteten til tunnelen. Minste anbefalte overdekning er derfor på 5 m for tunnelpåhugget (stedet hvor tunneldrivingen starter), og undervannstunneler har et krav på 50 m (Vegdirektoratet, 2016a,b).

Avstanden mellom sprengningsprofilene til to tunnellop skal være på over 10 m. Inn mot påhuggene reduseres som regel denne avstanden. Her er det ikke noe minstekrav, men stabiliteten og sikringen må vurderes spesielt (Vegdirektoratet, 2016b).

2.2 Tunnelens beliggenhet

Vegtunnelens beliggenhet påvirker kravene til undersøkelser, nærområdet og sikringen, og kan i hovedsak deles i tre områder: undervannstunneler, urbane tunneler og rurale tunneler.

Undervannstunnel

Undervannstunneler kan få problemer med vanninnstrømning under høyt trykk da de ligger dypt under store vannmasser. Forholdene kan være vanskelige, spesielt hvis strukturen er dannet av svakere bergartslag eller forkastninger. De har derfor høyere krav til undersøkelser, drenering, utstyr og beredskap (Vegdirektoratet, 2016b).

Urbane tunneler

Er tunneler som ligger under eller svært nær urbane strøk som byer, boligområder osv. På grunn av nærheten til mennesker er det høyere krav til rystelser, støy, støv, kast og hindring av drenering og grunnvannssenkning.

Rurale tunneler

Rurale tunneler ligger landlig til, vekk fra tett bebyggelse. Tunneler i slike områder har ofte mindre krav til rystelser, innlekkasje, støy osv. Kravene skjerpes om tunnelen ligger nært noe som kan ta skade av tunnelbyggingen.

2.3 Drivemetode

Tunneler kan lages på flere måter, men i bergmasser er konvensjonell drift og TBM det vanligste (USDOT, 2010). Eksempler på disse vises i figur 2.3.

Konvensjonell drift

Ved konvensjonell drift bores små hull på 5 - 6 m, som lades med sprengstoff og detoneres slik at et hull dannes. Sprengstenen fjernes og berget sikres før neste salve bores. Dette gjentas til tunnelen er ferdig. Metoden er hurtig, avhengig av bergmassens egenskaper. Fjellet som gjenstår kan ta skade en til to meter inn i bergmassen (USDOT, 2010). Blokkutfall og økt sikringsbehov er derfor normalt ved konvensjonell drift, men kan reduseres ved forsiktig og kontrollert sprenging (USDOT, 2010).

TBM

TBM (tunnelboremaskin) består av en stor roterende flate med kuttere. Kutterne presses mot stoffen samtidig som de roteres rundt, slik at biter av bergmassen flises av. Effektiviteten til maskinen avhenger av bergmasseeegenskapene, kraften som påføres, antall kuttere og plasseringen av disse. Driving ved hjelp av TBM er mindre utbredt ved bygging av vegg-tunneler enn konvensjonell drift (B. Nilsen, 2016b).



Figur 2.3: Venstre: Soknedalstunnelen drevet ved konvensjonell drift. Høyre: Ulrikken tunnel drevet med TBM (Rekve, 2017).

Bergmekaniske egenskaper og stabilitetsvurderingsmetoder

De mekaniske egenskapene til bergmassen påvirker mange av de bergtekniske problemene som kan oppstå som sikring av tunneler, fundamentering, graving, boring, sprengning (Palmstrøm, 1997). Spesielt bergartenes mekaniske egenskaper og oppsprekningsgrad påvirker mye. I dette kapitlet vil de viktigste egenskapene til bergmassen og stabilitetsvurderingsmetodene presenteres for å skape en kunnskapsbasis for resten av oppgaven.

3.1 Bergmassestrukturer

I geologi skilles det mellom bergarter og bergmasse. Bergarter er en samlebetegnelse på det naturlige og faste som jordskorpen er bygget opp av og deles opp i størkningsbergarter, sedimentære-/ avsetningsbergarter og omdannede bergarter (snl, 2018a). De ulike bergartene har ulik mineralogisk sammensetning og vil ha ulike mekaniske egenskaper.

Bergmassen er alt som ligger in situ, og består av bergartene, men også forvitring, svakhetssoner og strukturer som foliasjoner, sprekker og forkastninger (B. Nilsen og Thidemann, 1993). Disse strukturene påvirker i mange tilfeller bergmassens egenskaper i større grad enn bergarten selv, og er derfor viktig å forstå og kartlegge i starten av planleggingen av berganlegg og under drivingen.

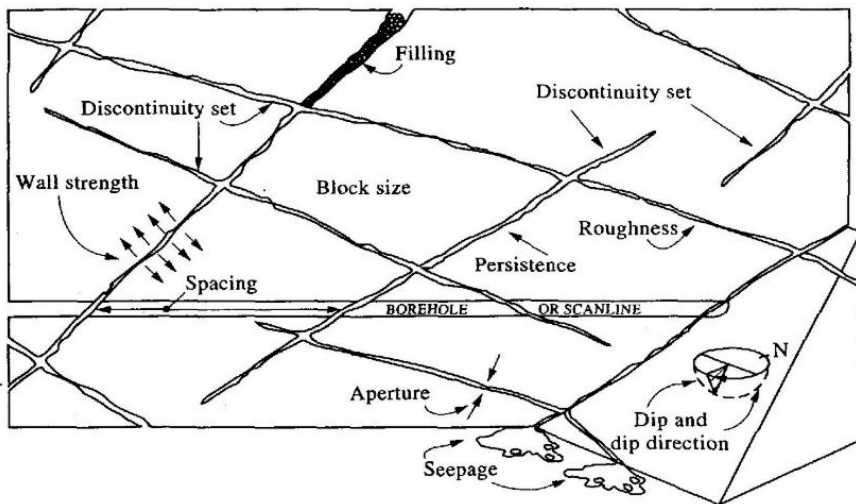
3.1.1 Foliasjon

Foliasjon er plane strukturer som dannes i bergarten på grunn av deformasjoner, og finnes derfor i metamorfe bergarter. Foliasjonen kommer av parallellstrukturer av flate mineraler. Disse gir bergmassen anisotrope egenskaper, og oppsprekningen i metamorfe bergarter kan gjerne skje langs disse planene (Marshak, 2007).

3.1.2 Sprekker

Sprekker i bergmassen er revner eller spalter dannet av forskyvning eller erosjon. Sprekkene kan ha ru, glatte, krumme eller plane flater, og fremgå sporadiske eller i sprekkeseett. Sprekkeseettene er viktige å kartlegge da de vil kunne komme igjen andre steder i bergmassen. Sprekker kan få navn etter hvordan de er dannet (foliasjonssprekker, eksfoliasjonssprekker, tektoniske sprekker osv.), eller etter størrelsen på sprekken (riss, stikk, sleppe osv.) (B. Nilsen og Palmstrøm, 2000).

I likhet med bergartene har også sprekkene egenskaper som påvirker bergmassens oppførsel. Sprekkeruheten eller bølgetettheten til sprekken samt forholdene på sprekkflatene og eventuelt fyllmasse påvirker skjærstyrken til sprekken og hvor mye vann som kan sive gjennom (B. Nilsen og Palmstrøm, 2000). Også lengden på sprekkene, orienteringen, sprekkavstanden og antall sprekkeseett påvirker bergmassen og bestemmer størrelsen og formen på blokkene i bergmassen (Palmstrøm og Stille, 2015). Figur 3.1 viser flere av egenskapene som er viktige ved sprekker.



Figur 3.1: Sprekkeforhold og egenskaper som sprekkeseett, ruhet, blokkstørrelse og sprekketryll (Hudson og Harrison, 1997).

Overflateruhet

Ruhet motvirker skjærbevegelse og påvirkes av bølgetettheten til sprekken på stor skala og glattheten eller ujevnheten på småskala (ISRM 1978). Ujevnheten motvirker skjærbevegelsen i starten, men knuses raskt ned avhengig av styrken til bergarten og spenninene. Bølgetettheten er for stor til å knuses ned, og fører til dilasjon under skjærbevegelse (B. Nilsen og Palmstrøm, 2000). Ruheten finnes vanligvis ved forholdet mellom maks. amplitude og en målt lengde, ved visuell observasjon eller ved å ta på sprekken (B. Nilsen og Palmstrøm, 2000). Ruheten er markert «Roughness» på figur 3.1.

Fyllmasse

En eventuell fyllmasse i sprekken vil påvirke friksjonsegenskapene til sprekken mye, avhengig av hva fyllet består av. Fyllmassen kan bestå av materialer som er brutt løs på

grunn av bevegelse, forvitrede materialer, materialer avsatt i sprekken eller vulkanske bergarter som har trengt seg inn (B. Nilsen og Palmstrøm, 2000). Harde fyllmasser som kvarts og epidot kan sveise sprekken sammen, mens materialer som svelleleire reduserer friksjonen og stabiliteten. Fyllmassen er markert «Filling» på figur 3.1.

Utholdenhet

Utholdenheten til en sprekk vil si størrelsen, lengden eller arealet sprekken dekker, og varierer selv innen samme sprekkesett. Den er markert «Persistence» i figur 3.1. Spesielt foliasjonssprekker har varierende utholdenhet. Det kan være vanskelig å finne den virkelige utholdenheten til en sprekk da en ofte bare ser en liten del.

Blokkdannelse

Avhengig av sprekke-mønstret og sprekkeavstanden bestemmes formen til blokkene. Disse kan bestå av plater, kuber, tetraedre, romboedre osv., og beskrives av fasongen og volumet. Størrelsen til sprekken bestemmes av sprekkeavstanden og antall sprekkesett, og er markert «Blokk size» i figur 3.1. I tillegg kan sporadiske sprekker påvirke størrelsen og formen til blokkene (B. Nilsen og Palmstrøm, 2000).

3.1.3 Svakhetssoner

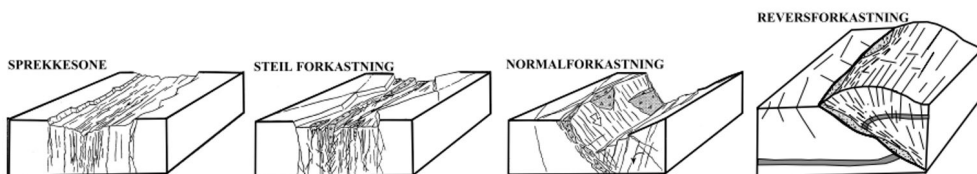
Svakhetssoner er svakere lag i berget, ofte på grunn av svakere bergartslag og forkastninger. Disse kan skape store problemer i en tunnel med svakere bergmasse, høy oppsprekking, nedknust materiale, høyt vanninnhold og mulighet for sprekkefyll som svelleleire. Omfanget avhenger av størrelsen på svakhetssonen og alvorlighetsgraden. Slike områder trenger forsterket sikringsmengder og fordyrer prosjektet.

Svake bergartslag

Svakhetssoner er soner i berget som har betydelig lavere mekaniske egenskaper enn de omliggende bergartene. De kan komme av årsaker, som svake mineraler, forvitring osv.

Forkastninger

Forkastninger er store bruddsoner på grunn av motgående bevegelser i bergmassen, og kan være alt fra noen desimeter til flere tusen meter lange. Forkastningsflatene er ofte rette og polerte, med knust og forvitret bergmasse (B. Nilsen og Palmstrøm, 2000). Figur 3.2 viser ulike forkastningstyper. Ved normalforkastninger har en blokk sklidd ned langs en forkastningsflate, ved reversforkastning har en blokk har sklidd opp langs en forkastningsflate, og ved skjærforkastninger har to blokker har sklidd horisontalt langs hverandre (Ramberg og geologisk forening, 2013).



Figur 3.2: Svakhetssoner kan komme av svake bergartslag og forkastninger. Figuren viser ulike svakhetssoner på grunn av forkastninger (Braathen og Gabrielsen, 2000).

3.2 Mekaniske egenskaper

Mekaniske egenskaper forteller hvordan materialet reagerer på mekaniske krefter som kommer utenfra. Mange finnes ved laborietester eller undersøkelser i felt, mens andre må estimeres fra erfaringsdata. Bergmassen er en samling av flere strukturer som det intakte berget i seg selv, sprekkene, vannforhold, svakhetssoner, foldninger osv. Alt dette er med på å påvirke egenskapene til den totale bergmassen.

3.2.1 Bergartsstyrken

Bergartsstyrken påvirker bergmassestyrken og avhenger av blant annet mineralsammensetning og struktur. Den beskrives med enaksiell trykkstyrke eller UCS (Uniaxial Compressive Strength) som er et tall på den maksimale spenningen som en kjerneprøve klarer å motstå før brudd oppstår. Verdien kan finnes direkte ved enaksiell- eller triaksiell- trykktest eller indirekte ved punktlasttesten (B. Nilsen og Palmstrøm, 2000). Begge testene bør utføres i henhold til de anbefalte fremgangsmetodene i Ulusay (2015).

Ved trykktesten gis styrken eller trykkfastheten etter formel 3.1, hvor P er den påførte aksialkraften og A er det gjennomsnittlige tverrsnittsarealet til prøven. Se eksempel på gjennomføring av enaksiell trykktest i kapittel 5.4.

$$UCS = \sigma_c = \frac{P}{A} \quad (3.1)$$

Punktlasttesten utføres etter ISRM (2007) og er lettere å utføre enn den enaksielle testen, da oppsettet er enkelt og maskinen kan tas med ut i felten. For at testen skal gi pålitelige resultater må den utføres korrekt (B. Nilsen og Palmstrøm, 2000). Ved punktlasttesten finnes styrken til bergarten indirekte ved å først regne ut en punktlastindeks (I_s eller I_{s50}), før den multipliseres med en faktor (k eller k_{50}) på mellom 14-25 for å overføre verdien til UCS, som formel 3.2 viser. Se kapittel 5.4 for eksempel på punktlasttest.

$$\sigma_c = k \times I_s \quad \text{eller} \quad \sigma_c = k_{50} \times I_{s50} \quad (3.2)$$

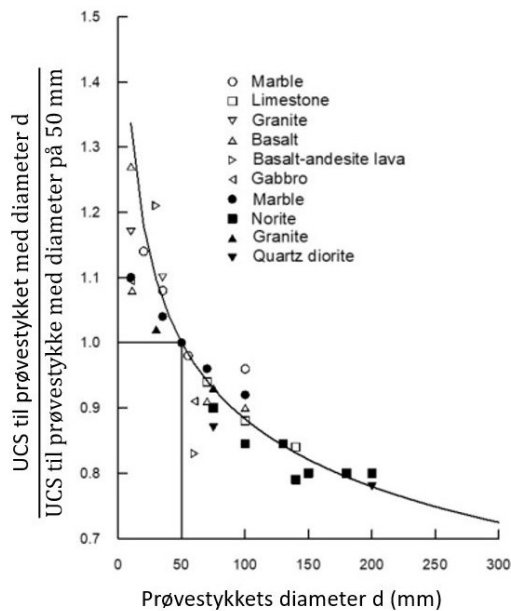
Sterke bergarter har en UCS på over 100 MPa, og kan komme over 200 MPa (B. Nilsen og Thidemann, 1993, B. Singh og R. Goel, 2011a). Svake bergarter derimot har gjerne en UCS på under 25 MPa (Kanji, 2014).

Også strekkstyrken til bergarten kan finnes ved laborietesting. Den finnes lettest ved en braziltest hvor et trykk påføres bergarten for å initiere et strekkbrudd. Strekkspenningen finnes ved måle bruddstyrken og sette den inn i likning 3.3. Mer informasjon finnes i ISRM (2007) og et eksempel på metoden kan sees i kapittel 5.4.

$$\sigma_t = \frac{0.636P}{D \times t} \quad [MPa] \quad (3.3)$$

3.2.2 Bergmassestyrken

Bergmassestyrken forteller hvor godt berget motstår spenninger og deformasjon (Panthi, 2006). Denne styrken kan være vanskelig å teste da den ikke bare avhenger av bergartens styrke, men også sprekkene, skifriheten og foliasjonen i bergarten, og retningen disse ligger i forhold til spenningspåkjenningen (Panthi, 2006). Selv om sterke bergmasser ofte består av harde og kompetente bergarter, kan en ikke bruke bergartens styrke direkte. Tester på bergartsstyrken utføres på intakt og homogene (ensartede) kjerner, ofte med et lavt vanninnhold. I tillegg er det en skaleringseffekt som viser at små prøvestykker er sterkere enn store prøvestykker, se figur 3.3. Bergarten vil derfor ofte få en høyere styrke enn bergmassen som det må korrigeres for (Panthi, 2006). Det er derfor utarbeidet ulike empiriske sammenhenger som bruker bergartsstyrken med mer for å finne styrken til bergmassen. Disse er listet i tabell 3.1



Figur 3.3: Sammenhengen mellom blokkstørrelsen og styrken til bergarten (Hoek og E. T. Brown, 1980).

Tabell 3.1: Estimeringsformler for bergmassens trykkfasthet. De ulike formelene bruker ulike parametere.

Kilde	Likning for bergmassens styrke
Bieniawski (1993)	$\sigma_{cm} = \sigma_{ci} \times \exp\left(\frac{RMR-100}{18.75}\right)$
Hoek <i>et al.</i> (2002)	$\sigma_{cm} = \sigma_{ci} \times \left[\exp\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right)\right]^a$
Barton (2002)	$\sigma_{cm} = 5\gamma \times \left(\frac{\sigma_{ci}}{100} \times Q\right)^{1/3}$
Aydan <i>et al.</i> (1997)	$0,0016 RMR^{2,5}$
Panthi (2006)	$\sigma_{cm} = \frac{\sigma_{ci}^{1,5}}{60}$ (Skifrige bergarter)
Panthi (2017)	$\sigma_{cm} = \frac{\sigma_{ci}^{1,6}}{60}$ (Sprø bergarter)

3.2.3 E-modul og Poissons forholdstall

E-modulen (E) og Poissons forholdstall (ν) beskriver den relative deformasjonen bergartsprøvene utsettes for, og kan finnes ved enaksialtesten beskrevet i ISRM (2007).

Deformasjonen er en av de viktigste bergmekaniske parameterne da den beskriver bergmassens mekaniske egenskaper best (B. Nilsen og Palmstrøm, 2000), og sier noe om hvordan berget faktisk oppfører seg. Deformasjonen beskriver bergartens tøyning i forhold til spenningen den påføres, og kan uttrykkes med en deformasjonsmodulus eller en elastisitetsmodulus også kalt Youngs modulus (Bieniawski, 1978). Siden bergmasser gjennomgått av sprekker ikke oppfører seg elastisk, vil det være best å benytte deformasjonsmodulusen foran E-modulen (Bieniawski, 1978). Forskjellen mellom de to er ifølge ISRMs kommisjon for terminologi at Deformasjonsmodulen er «forholdet mellom spenninger og tilsvarende tøyninger i en bergmasse, inkludert elastisk og uelastisk oppførsel», mens E-modulen (elastisitetsmodulen) er «forholdet mellom spenningen og den tilsvarende tøyningen under proporsjonsgrensen til et materiale» (ISRM, 1975). Hvis E-modulen benyttes kan den finnes ved enaksialtesten og beskrives av Hookes lov som i likning 3.4, eller ved å finne stigningstallet til linjen i et $\sigma - \tau$ - diagram som vist i figur 3.4.

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} = \frac{\Delta\sigma_a}{\Delta\varepsilon_a} \quad (3.4)$$

Her er σ_a den aksielle spenningen og ε_a den aksielle tøyningen. En høyere E-modul vil si en stivere bergart (Myrvang, 2001). E-modulen funnet på lab, kan ofte kan være 50 % høyere her enn den er i den in situ bergmassen (B. Nilsen og Palmstrøm, 2000). Det er derfor bedre å bestemme deformasjonen ved å teste storskala in situ. Slike tester finnes det mange av, som kompresjonstester, skjærtester, flat-jack testing osv. Problemet er at disse ofte er dyre og tidkrevende (Bieniawski, 1978). Derfor har flere funnet ulike korrelasjoner for å bestemme bergmassens deformasjonsmodul uten å benytte dyre tester. Noen av disse er listet i tabell 3.2.

Tabell 3.2: Ulike estimeringsformler for bergmassens deformasjonsmodul.

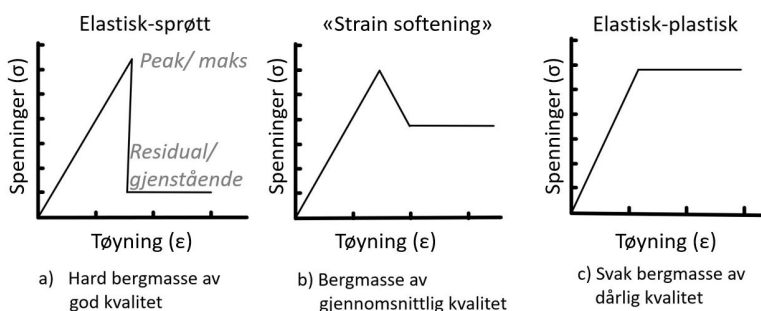
Kilde	Deformasjonsmodul
Bieniawski (1978)	$E_{rm} = 2RMR - 100$
Panthi (2006)	$E_{rm} = E_i \times \frac{\sigma_{rm}}{\sigma_i}$
Barton (2002)	$E_{rm} = 10Q_c^{1/3} = 10 \left(Q \times \frac{\sigma_c}{100} \right)^{1/3}$
Barton (2002)	$E_{rm} = 10 \times 10^{(V_p - 3.5)/3}$
Hoek og Diederichs (2006)	$E_{rm} = E_i \cdot \left(0,02 + \frac{1-D/2}{1+e^{(60+15\frac{D-GSI}{11})}} \right)$ (benyttes i RS2)
Palmström og R. Singh (2001)	$5.6RMi^{0.375}$ (for $RMi > 0.1$)
Palmström og R. Singh (2001)	$RMi^{0.4}$ (for $1 < RMi < 30$)
Hoek <i>et al.</i> (2002)	$E_{rm} = \left(1 - \frac{D}{2} \right) \sqrt{\frac{\sigma_i}{100}} 10^{((GSI-10)/40)}$ (for $\sigma_i < 100$)
RMR = Rock mass rating	og RMi = Bergmasseindeks
E_i = Elastisitetensmodul	og E_{rm} = Deformasjonsmodul i GPa
σ_i = Styrken til intakt berg	og σ_{rm} = Styrken til bergmassen
Q = Q-verdien	og GSI = Geologisk styrkeindeks
D = Forstyrrelsesfaktoren	og V_p = P-bølgehastigheten i km/s

Poissons forholdstall ν er forholdet mellom den radielle tøyningen ($\Delta\varepsilon_r$) og den aksiale tøyningen ($\Delta\varepsilon_a$). ν er gitt i ligning 3.5 (B. Nilsen og Palmström, 2000).

$$\nu = -\frac{\Delta\varepsilon_r}{\Delta\varepsilon_a} \quad (3.5)$$

3.2.4 Oppførsel etter brudd

Figur 3.4 skisserer ulike bergarters egenskaper etter brudd. a) Harde bergmasser av god kvalitet vil miste styrken raskt når den maksimale styrken overgås. Betydelig dilatasjon er gjerne et resultat. b) Bergmasser av middels kvalitet vil få en spennings-tøyningsutvikling som «strain softening». c) Bergmasser av dårlig kvalitet har nær perfekt plastisk oppførsel.



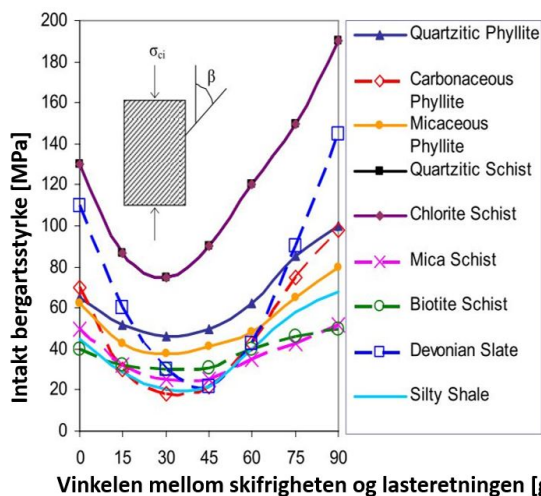
Figur 3.4: Postbrudd i bergmasser av a) god kvalitet, b) gjennomsnittlig kvalitet og c) dårlig kvalitet. Modifisert fra Cai *et al.* (2007) og Hoek og E. T. Brown (1997).

3.2.5 Anisotropi

Mange bergarter har anisotropiske egenskaper, som betyr at de fysiske egenskapene avhenger av retningen. Anisotropi kan komme av foliasjon, mineralorientering, lagdeling, osv. Styrkeanisotropien finnes ved å bruke punktlasttesten beskrevet i kapittel 5.4. Her finnes punktlastindeksen ($I_{s(50)}$) i aksial og diametral retninger, og anisotropien ($I_{a(50)}$) finnes med likning 3.6.

$$I_{a(50)} = \frac{I_{s(50)maks}}{I_{s(50)min}} \quad (3.6)$$

Anisotrope materialer vil ha en I_a større enn 1,0 og påvirker styrken til bergarten. For eksempel har folierte bergarter svakere lag avhengig av retningen lasten pålastes. Dette beskrives i figur 3.5.



Figur 3.5: Sammenheng foliasjonsvinkel og enaksial styrke til ulike bergarter. Fyllitt er markert med mørk blå med trekant, rød og gul. Figuren er modifisert fra Panthi (2006).

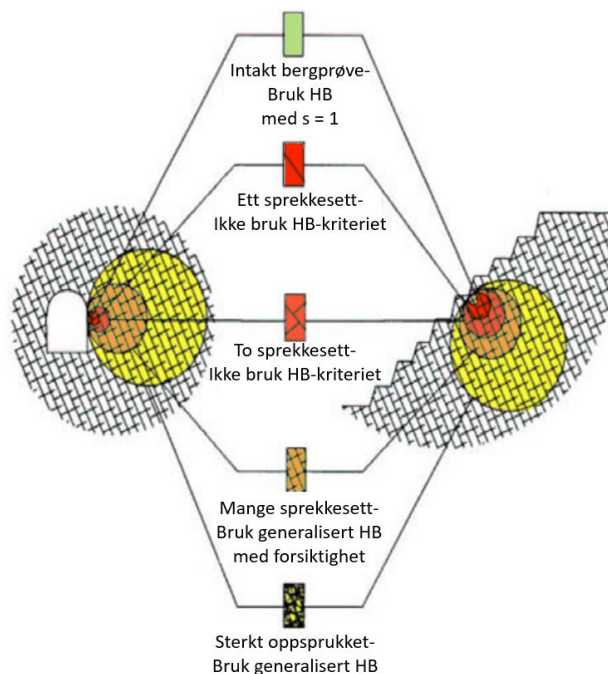
3.2.6 Friksjonsvinkel

Friksjonsvinkelen kan brukes til å estimere skjærstyrken til sprekker. Friksjonsvinkelen er gitt ved formelen:

$$\phi = \left[JRC \log_{10} \frac{JCS}{\sigma_n} + \phi_r \right] \quad (3.7)$$

3.3 Bruddkriterier

Mange bruddkriterier er utformet for å best kunne beskrive bergartenes bruddpunkt, og gi parametere til modellering av utgravinger i bergmassen. To av de mest brukte er Mohr-Coulomb-kriteriet og Hoek-Brown-kriteriet. Valget av metode avhenger av bergmasseforholdene som vist i figur 3.6



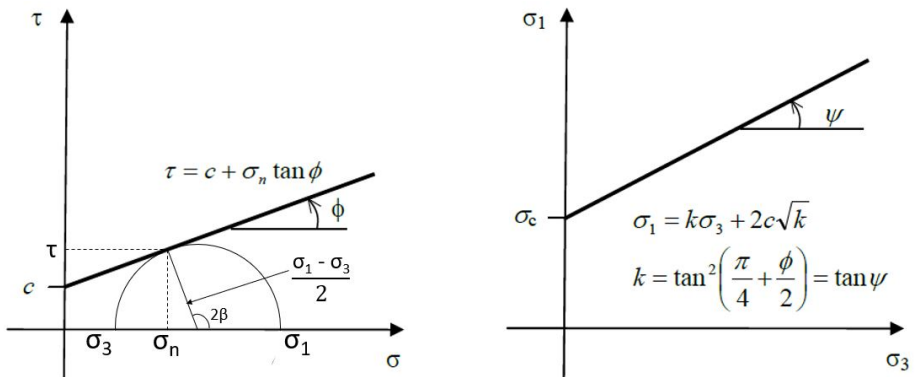
Figur 3.6: Hoek-Browns bruddkriterium bør kun benyttes ved isotrope bergmasser som intakte eller godt oppsprukne bergmasser. Figuren er modifisert fra Hoek (2007).

3.3.1 Mohr-Coulomb

Mohr-Coulombs (MC) bruddkriterium er enkel i bruk og høyt akseptert (Labuz og Zang, 2012). Det er en serie av lineære likninger som beskriver de omstendigheter hvor et isotropt materiale går i brudd (Myrvang, 2001). Bruddkriteriet beskriver best brudd som skjer under komprimerende last (Labuz og Zang, 2012), og kalles også det indre friksjonskriteriet som krever at materialet har en indre friksjon (Myrvang, 2001).

Ved triaksialtesting vil et skjærbrudd oppstå i prøvestykket. Hvis flere tester utføres med ulike omslutningstrykk vil parene av største påføringstrykk σ_1 og omslutningstrykk σ_3 kunne settes opp i et $\sigma - \tau$ diagram, som vist til venstre i figur 3.7. Både skjærspenningen (τ) og normalspenningen (σ_n) kan beskrives med de påførte lastene og Mohr-Coulomb-kriteriet kan beskrives med σ_1 og σ_3 , som vist til høyre i figur 3.7. Kurvene beskrives av likningene på figuren, hvor σ_n er normalspenningen på bruddplanet, c er kohesjonen eller egenskjerfasteheten til materialet og ϕ er den indre frik-

sjonsvinkelen (Li, 2017b). Styrken til bergarten (σ_c) beskrives av likning 3.8, mens orienteringen til bruddplanet kan beskrives med β , som vist i figur 3.7, og beskrives av likning 3.9.



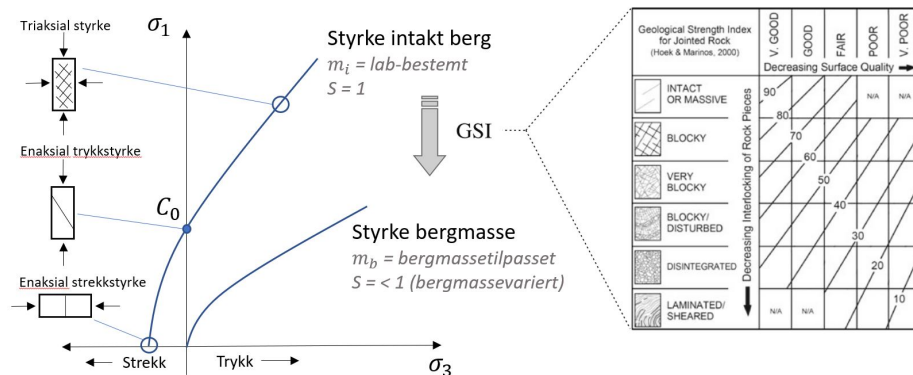
Figur 3.7: Mohr-Coulombs bruddkriterium kan uttrykkes på de to måtene vist ovenfor Li (2017b).

$$\sigma_c = 2c \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \quad (3.8)$$

$$\beta = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \quad (3.9)$$

3.3.2 Hoek-Brown

De matematiske bruddkriteriene viste ikke alltid det samme som erfaringene tilsa, og mange ønsket å lage et empirisk bruddkriterium (Myrvang, 2001). Ett av disse var Hoek-Brown kriteriet (HB). Kriteriet benyttes for isotrope bergmasser og passer derfor best for intakte eller godt oppsprukne bergmasser som figur 3.6 viser. Som vist i figur 3.8 er ikke HB-kriteriet en rett linje som MC-kriteriet, men heller en krum linje.



Figur 3.8: Sammenligning av Hoek-Browns bruddkonvolutt i intakt berg og bergmasse. Spenningsforholdene ved ulike brudd i intakte bergarter vises også. Figuren er modifisert fra (Eberhardt, 2012) og (B. Nilsen, 2016b)

HB ble opprinnelig utviklet for å finne styrken til harde bergmasser, og modellen ble utviklet ved å se på eksperimentelle data. Kriteriet har blitt utviklet til å også inkludere svake bergarter, og denne generaliserte formelen vises i likning 3.10 (Hoek, 1994).

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (3.10)$$

Her er σ_{ci} er den enaksielle trykkstyrken til bergarten, mens parameterne m_b , a og s avhenger av bergmassens karakter og kan finnes ved formlene 3.11, 3.12 og 3.13. m_b avhenger av bergarten og spenner fra 7 for karbonater med godt utviklet krystallkløv til 25 for grovkornede flermineralske magmatiske og metamorfe bergarter. $m = m_i$ for intakte bergarter. s er et mål på hvor oppsprukket bergarten er og er 1 for intakte bergarter (Eberhardt, 2012), mens $a = 0,5$ for intakte bergarter.

$$m_b = m_i \exp \left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D} \right) \quad (3.11)$$

$$s = \exp \left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D} \right) \quad (3.12)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} (e^{-GSI/15} - e^{-20/3}) \quad (3.13)$$

For å bruke Hoek-Browns bruddkriterium i modellering må parameterne GSI, m_i og D bestemmes.

GSI- Geological strength index

Geological Strength Index (GSI) er et klassifikasjonssystem som gir en verdi på bergmassens tilstand fra 0-100, hvor 100 er best og 0 er dårligst. Verdien til GSI finnes ved å studere bergmassen in-situ og se på struktur, oppsprekingsgrad og karakteren til sprekene, og bestemmes ved å se på skjemaet gitt i vedlegg A.1 (Hoek, 1994, 2007). Typiske verdier sees i listen nedenfor:

- Meget god kvalitet: $GSI > 75$
- God kvalitet: GSI mellom 56-75
- Middels kvalitet: GSI mellom 36-55
- Dårlig kvalitet: GSI mellom 21-35
- Meget dårlig kvalitet: $GSI \leq 20$

(B. Nilsen, 2016b).

GSI inngår i beregningen av parametrene m_b , s og a i Hoek-Browns bruddkriterium (likning 3.11, 3.12 og 3.13), samt E_{rm} i (Hoek *et al.*, 2002).

m_i - Hoek-Brown konstanten

m er en Hoek-Brown konstant, og m_i er verdien for m i intakt berg. Den skal bestemmes ved triaksialtesting hvis mulig, men kan velges fra estimerer (Hoek og E. T. Brown, 1997). Verdien avhenger av friksjonsegenskapene til berget og kreftene som holder kornene sammen. m vil avta hvis graden av brudd og forvitring i prøven øker (Hoek og E. Brown, 1980)

D- Forstyrrelsesfaktoren

D beskriver drivingsens påvirkning på berget og varierer mellom 0 og 1 etter kvaliteten på tunnelkonturen. Feltestene er tidkrevende, dyre og usikre, så D finnes som regel ved empiri. Ved god kontursprengning eller ved bruk av TBM er $D = 0$, mens $D = 0,8$ til 1 for kontur med store skader (Hoek og E. T. Brown, 2018, Hoek og Diederichs, 2006, Hoek, 1994). D kan være vanskelig å bestemme, men har stor betydning for utregningen av hoek-brown-faktorene m_b , s og deformasjonsmodulusen $E_r m$. Figuren i vedlegg A.3 viser hvordan D kan velges. Det presiseres at D ikke skal brukes for hele bergmassen, men kun den skadede delen (Hoek, 2007).

3.4 Spenninger

Spenninger defineres som kraft per enhetsareal og opptrer i bergmassen (in situ) som et resultat av følgende spenninger (B. Nilsen og Palmstrøm, 2000):

- Gravitasjonsspenninger (kommer av gravitasjonen)
- Tektoniske spenninger (hovedsakelig fra platetektonikk)
- Topografiske spenninger (overflate topografien)
- Residuale spenninger (spenninger liggende i grunnen fra tidligere tider)
- Terrestrial spenninger (sesongbestemte temperaturforskjeller, månedrag)

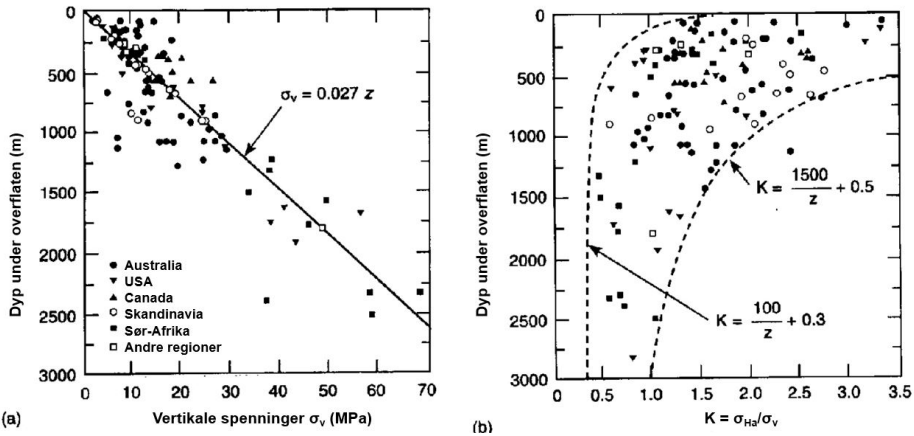
Summert danner faktorene tre hovedspenningsplan/ hovedspenningsretninger som ligger i grunnen; σ_1 (den største hovedspenningen), σ_2 (den mellomste hovedspenningen) og σ_3 (den minste hovedspenningen). Det er viktig å vite størrelsen og retningen på horisontalspenningene da disse symboliserer den opprinnelige spenningsdistribusjonen i berget. Hovedspenningene ligger ofte horisontalt og vertikalt på grunn av gravitasjonen hvis ikke topografi eller geologiske strukturer endrer spenningsdistribusjonen. Disse kalles da σ_v (vertikalspenning), σ_H (største horisontalspenning) og σ_h (minste horisontalspenning).

Den vertikale spenningen er enklest å estimere da den domineres av gravitasjonsbidraget, og blir tilnærmet lik ligning 3.14 (B. Nilsen, 2016b). Plottet til venstre i figur 3.9 viser også at det er god korrelasjon mellom de målte vertikale spenningene og dybden, selv om det er noe variasjon spesielt ved grunne prosjekter.

$$\sigma_v = \rho gh \quad (3.14)$$

Horisontalspenningene (σ_H og σ_h) er summen av spennningene fra flere faktorer (B. Nilsen, 2016b). De er anisotrope på grunn av det anisotrope tektoniske bidraget, men også de topografiske forholdene og geologiske strukturer (Hoek, 2007). Dette gjør den vanskelig å estimere. En metode er å finne k (likning 3.16), slik at likningen for den gjennomsnittlige horisontale spenningen blir som i likning 3.15.

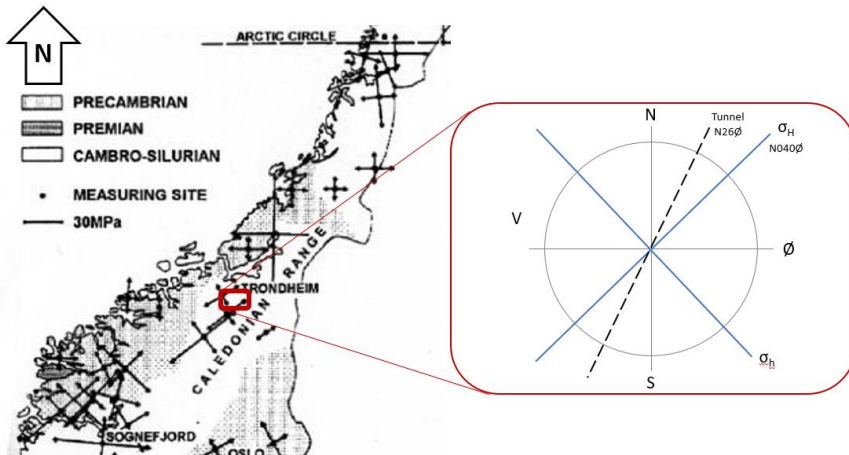
$$\sigma_h = k \cdot \sigma_v \quad (3.15) \quad \text{hvor} \quad k = \sigma_h / \sigma_v \quad (3.16)$$



Figur 3.9: a) Vertikale spenninger og dypet under bergoverflaten har en tilnærmet lineær sammenheng. b) Spenningsforholdet k plottet mot dyp. Modifisert fra Hoek og E. T. Brown (1980).

I Norge er de horisontale spenningene ofte høyere enn de vertikale ($k > 1$), men varierer mye, se figur 3.9 (Hoek og E. T. Brown, 1980). Dette kommer av at den tektoniske spenningen bidrar mye til den horisontale spenningen (B. Nilsen og Palmstrøm, 2000). Av samme årsak blir den største horisontale spenningen liggende tilnærmet parallelt med den midatlantiske ryggen, som vist i figur 3.10 (Myrvang, 2001). De horisontale spenningene kan da beskrives med likning 3.17 etter (Panthi, 2012).

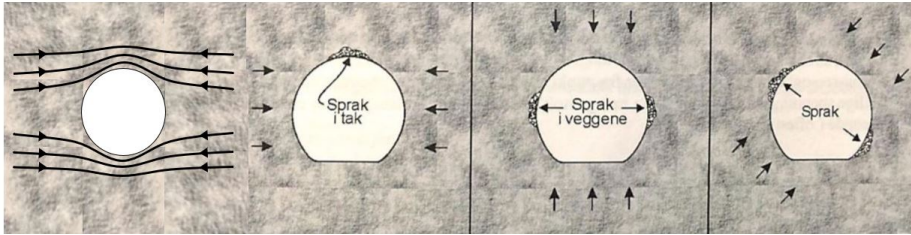
$$\sigma_h = \frac{\nu}{1 - \nu} \sigma_v + \sigma_{\text{tektonisk}} \quad (3.17)$$



Figur 3.10: Spenningsdistribusjonen i Norge. Ruten viser horisontalspenningene og beliggenheten til Soknedalstunnelen. Modifisert fra Myrvang (2001)

3.4.1 Spenninger rundt åpninger

Under driving endres den opprinnelige spenningsdistribusjonen rundt åpningen, se figur 3.11. De tangentielle spenningene på tunnelveggen bestemmer bergmassens oppførsel ved åpningen, og er derfor viktig å dokumentere. Den maksimale spenningen på tunnelveggen ($\sigma_{\theta_{max}}$) opptrer der σ_1 tangerer tunnelveggen, og den minste ($\sigma_{\theta_{min}}$) der hvor σ_3 tangerer tunnelveggen. Det vil si at store horisontale spenninger kan føre til problemer i heng (taket i tunnelen) og ligg (sålen eller gulvet i tunnelen), mens store vertikale spenninger kan føre til problemer i sidene, se figur 3.11



Figur 3.11: Spenningsfordelingen rundt en åpning. Figuren er modifisert fra Li (2017b) og Myrvang (2001)

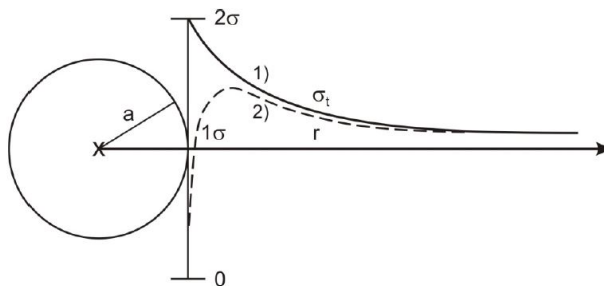
Størrelsen på de tangentielle spenningene avhenger av størrelsen på hovedspenningene og formen på utgravingen. Kirsch ligninger 3.18 og 3.19 gir størrelsen på de tangentielle spenningene rundt en sirkulær åpning. Ligningene gjelder for isotrope, homogene og elastiske bergmasser med godt spredte og tette sprekker.

$$\sigma_{\theta_{max}} = 3\sigma_1 - \sigma_3 \quad (3.18) \quad \sigma_{\theta_{min}} = 3\sigma_3 - \sigma_1 \quad (3.19)$$

Hvis åpningen er formet som en hestesko brukes likningene 3.20 og 3.21 fra (Hoek og E. T. Brown, 1980). Da antas in situ spenningene å være isostatisk hvor $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = \sigma$

$$\sigma_{\theta_{tak}} = (3.2 \times k - 1)\sigma_z \quad (3.20) \quad \sigma_{\theta_{vegg}} = (2.3 - k)\sigma_z \quad (3.21)$$

I plastiske bergmasser som svake og anisotrope bergmasser fører spenningen til knusing på tunnelveggen og fører knusingssonen og de maksimale tangentielle spenningene lengre inn i bergmassen (Panthi, 2006), som vist i figur 3.12.



Figur 3.12: Den tangentielle spenningsfordelingen ved tunnelkonturen for 1) driving med TBM eller forsiktig sprengning, 2) hard sprengning (B. Nilsen, 2016b).

Høye spenninger kan føre til avskalling i harde bergarter om $\sigma_3 = 0$, skjærbrudd i svake bergarter om $\sigma_3 \gg 0$ eller strekkbrudd om $\sigma_3 < 0$ (Li, 2017b). Høye bergspenninger kan observeres ved eksfoliasjon i dagen, eller ved «core-discing» ved kjerneboring. For å finne retningen og størrelsen på spenningene må det gjennomføres målinger som overboring, hydraulisk splitting eller testing med «flatjack». Er ikke det mulig kan spenningene også finnes ved å utføre beregninger eller numerisk analyse fra overdekningen, topografien og kunnskap om spenninger i området (Halseth, 2018, B. Nilsen, 2016b, B. Nilsen og Palmstrøm, 2000).

Det er som sagt viktig å kartlegge spenningenes retning og størrelse da høye spenninger kan føre til såleheving, sprak, skvis, bukling i veggen og bergslag, mens lave spenninger kan gi problemer med lav innspenning. Er bergspenningene middels store og med gunstig orientering vil de kunne lukke eksisterende sprekker slik at bergmassen blir forholdsvis tørr, og kan innspenne løse blokker slik at berget holder seg stabilt (Li, 2017b). I ingeniørgeologi er trykkspenninger positive, mens strekkspenninger er negative.

3.5 Stabilitetsutfordringer

Det viktigste ved byggingen av fjellanlegg er at konstruksjonen er trygg under hele anleggets levetid. For å sørge for tilstrekkelig stabilitet er det derfor viktig å ha kjennskap til de stabilitetsutfordringer som kan oppstå. Dette for å vite hvilke sikringstiltak som må igangsettes, hvor tunnelen skal ligge og formen på tunnelen. Stabiliteten til bergmassen påvirkes av mange parametere, men de viktigste er oppsprekingsgraden, friksjonsforholdene langs sprekkeene og spenningsforholdene (NGI, 2015). Alle anlegg vil ha egne utfordringer da disse parameterne samt bergartsammensetning, grunnvannsforhold osv. varierer fra sted til sted. Hovedtypene stabilitetsutfordringer er spenningsinduserte stabilitetsutfordringer vist til venstre i figur 3.13 og strukturinduserte stabilitetsutfordringer vist til høyre i figur 3.13. Svakhetssoner vil i tillegg gi ekstra problemer.



Figur 3.13: Flere stabilitetsproblemer kan oppstå avhengig av bergmassen og dens spenninger. Til venstre vises sprak fra Martin og Christiansson (2009). Til høyre vises blokkdannelse og utfall fra Soknedalstunnelen.

3.5.1 Spenningsinduserte stabilitetsproblemer

Når spenningsdistribusjonen endres under driving kan de overgå bergmassestyrken lokalt, spesielt hvis det i tillegg styrkenedsettende faktorer som vann til stede (Palmstrøm, 1997). Harde og myke bergarter vil oppføre seg ulikt ved høye spenningskonsentrasjoner.

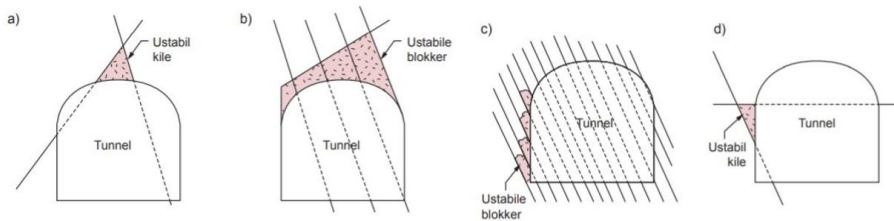
På grunn av harde bergarters sprø karakter vil høye spenninger kunne bygges opp og lagres helt til bergarten deformeres og går i brudd plutselig. Disse kommer i form av sprakeberg hvor bruddplan tangentielt med tunneloverflaten danner små flak som spretter av, eller bergslag hvor større blokker kastes med stor kraft fra tunneloverflaten, se til venstre i figur 3.13. Denne typen stabilitetsproblemer forekommer ofte uten noen form for forvarsel og kan gi alvorlige følger.

Skvising er et annet spenningsindusert problem som oppstår ved høye spenninger i svake bergarter, men er lite utbredt i Norge (Palmstrøm, 2002). Berget får en tidsavhengig, plastisk deformasjon hvor mikrosprekker dannes på tunnelveggen, avlaster spenningen og gir berget viskoplastiske egenskaper som skaper deformasjoner (Panthi, 2006, 2013). Det er viktig å ta hensyn til skvising både ved klassifisering av bergmassen og ved sikring (B. Singh og R. Goel, 1999b).

3.5.2 Strukturinduserte stabilitetsproblemer

Strukturinduserte stabilitetsproblemer i form av utfall kommer av ugunstig orientering av sprekker, lagdelinger, svakhetssoner eller forkastninger som avskjærer blokker som faller ned av egen tyngde.

Risikoen for utfall avhenger av sprekkenes og svakhetssonenes orientering i forhold til tunnelaksen, sprekkedybden og friksjonen på sprekkene. Den er større om spenningene er lave eller ved hjørner i bergrommet (Hoek, 2007). Utfallet kan forekomme som vist i figur 3.14, med utfall fra veggene og hengen. Til høyre i figur 3.13 vises et slikt problem hvor blokker har blitt dannet og falt ut i hengen i Soknedalstunnelen. Blokkutfall forekommer i både sterke og svake bergarter, men sterke bergarter sprekker lettere opp i blokker. I slike bergarter er det spesielt viktig å kartlegge sprekker og svakhetssoner, slik at ugunstige orienteringer kan oppdages og blokker sikres. Strukturinduserte stabilitetsproblemer kan analyseres ved å legge inn inputparametere for tunnelform, sprekker og bergmasse i programmer som Unwedge.



Figur 3.14: Stabilitetsproblemer kan komme av ugunstig orientering på sprekkene. Slike problemer fanges ikke opp av Q -metoden. Figuren er hentet fra NGI (2015).

3.5.3 Stabilitetsproblemer i svakhetssoner

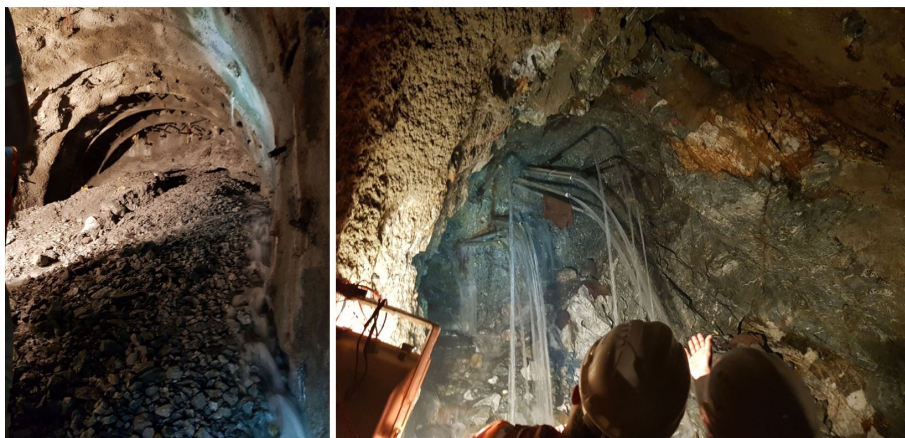
Svakhetssoner ble omtalt i kapittel 3.1.3, og er ofte kilde til flere ulike stabilitetsproblemer som svelling, utvasking av masser, vannlekkasje og reduserte spenninger som kan føre til blokkutfall. Sistnevnt ble beskrevet på forrige side, men de resterende beskrives her. Bilder av problemer som kan oppstå er vist i figur 3.15

Svelling

ISRM definerer svelling som «tidsavhengig volumøkning som involverer fysiokjemiske reaksjoner med vann» (B. Nilsen og Palmstrøm, 2000), og forekommer ved tilstedeværelse av svellende materialer. Disse dannes ved nedknusning av materiale eller sidebergarter i sprekker, eller tilføres fra vann og opptrer som bergartsdannende mineraler i omdannede bergarter (B. Nilsen, 2016b, B. Nilsen og Palmstrøm, 2000). Svelleleiren er såpeglatt, og øker i volum ved kontakt med vann på grunn av hydratisering og osmose (B. Nilsen, 2016b). Dette øker spenningen og kan sprengte ut ellers stabile blokker. Svelleleire varierer i type og omfang, og kan finnes i alle formasjoner også i Norge (Palmstrøm, 1997). Da det er vanskelig å avgjøre om observert leire har svellende egenskaper, blir dette undersøkt på lab med for eksempel frissvelling. Avdekkes det svellende leirer blir dette tatt hensyn til i kartleggingen med lavere q-verdier og med sikringen. Det er derimot ikke observert svellende leire av betydning ved drivingen av Soknedalstunnelen, og problemet vil derfor ikke diskuteres nærmere her.

Utvasking av masser

Dette er et problem som kan oppstå i svakhetssoner eller i bergarter som smuldrer lett, og hvor vann kommer til (Palmstrøm, 1997). Problemet er størst ved store vannmengder og høyt vanntrykk, og hvor bergarten løses opp raskt, eller i berg utsatt for mye forvitring som angriper berget. Ved utgraving kan vann lage nye veier og komme til tidligere tørre områder og fukte og grave ut masser. Slike stabilitetsproblemer kan oppstå over tid, ved at massene gradvis vaskes ut og destabiliseres. Blokker kan etterhvert løsne og falle ned (Jernbanekompetanse, 2012). Utvasking av slepper kan spesielt være et problem i vanntunneler hvor vanntrykket stadig endres (Buen *et al.*, 1979).



Figur 3.15: Svakhetssoner kan føre til flere stabilitetsproblemer som vist i disse tunnelene fra Nepal.

Vannlekkasje

Vannlekkasjer av betydning oppstår hovedsakelig langs sprekker og svakhetssoner, men kan være vanskelig å forutse. Lekkasje kan føre til problemer både i og utenfor tunnelen, som:

- Drenering av overflate- og grunnvann som kan gi setningsproblemer og skader på økosystemer
- Karstdannelse ved reaksjon mellom kalsium og vann
- Akselerert korrosjon ved at aggressivt vann angriper betongen.
- Stabilitetsproblemer på grunn av høyt vanntrykk
- Vanskelige arbeidsforhold hvis det er mye vann på stoff
- Vanskelig å bore og lade
- Høye pumpekostnader ved helning fra begge sider (ofte i undervannstunneler)
- Skader på veien, utvasking
- Isdannelse i områder med kaldt klima
- Høyere kostnader med grøfting
- Svelleproblematikk om vann kommer til områder med svelleleire

Krav til vanninnlekkasje avhenger av området rundt tunnelen. I urbane områder er kravene strengere enn i rurale områder. En løsning for å begrense vanninnstrømning er injeksjon. Her er forinjeksjon den beste løsningen da etterinjeksjon er vanskelig å få til med godt resultat (B. Nilsen og Palmstrøm, 2000). Hvis innlekkasjen kommer fra boltehullene kan finbolter benyttes. Det er en kombinasjonsbolt som er utstyrt med en pakning som forsegler hullet og gjør hullet tett. Eksempel på vannlekkasje kan sees til høyre i figur 3.15.

3.6 Bergsikringstiltak

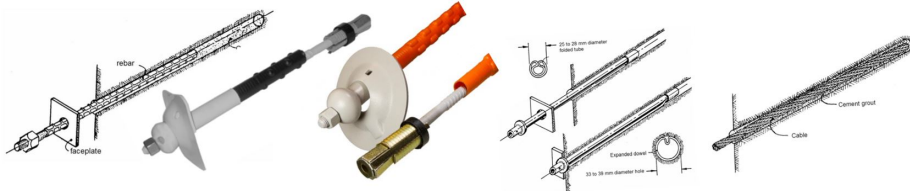
Det finnes mange ulike sikringsmetoder. Etter sprengning vil det være igjen endel løse masser i konturen. Ved å renske og pigge vekk dette øker sikkerheten betraktelig, da blokkene fjernes og slipper å sikres. Også sonderboring kan være aktuelt hvis en vil undersøke hvordan bergmassen er fremover. Denne boringen skal utføres med MWD (measure while drilling) (Vegdirektoratet, 2016b).

Bergsikring påføres for å øke stabiliteten til bergrommet (B. Nilsen og Palmstrøm, 2000). Ulike bergmasser krever ulik sikring etter kvalitet og egenskaper. Det finnes derfor ulike metoder for å sikre bergmassen, som bolter, sprøytebetong, sprøytebetongbuer, full utstøpning osv. (B. Nilsen og Palmstrøm, 2000).

Noe sikring påføres med det samme. Denne sikringen kalles arbeidssikring og skal beskytte arbeiderne under drifvingen. Den skal helst designes slik at den blir en del av den endelige sikringen. Når tunnelen er ferdig skal den permanente sikringen være på plass. Denne sikringen skal holde tunnelen stabil under hele tunnelens levetid. Sikringen som er fremstilt her er valgt etter sikring brukt i Soknedalsprosjektet og etter hva som er vanlig praksis i Norge.

3.6.1 Bolter

Fjellbolting er en vanlig bergsikringsmetode, og brukes både ved forsikring og permanent sikring. Det finnes både bolter som forsterker berget og som tar opp last, og boltingen utføres enten systematisk eller spredt. De vanligste boltetyperne, og metodene vil gjennomgås her, noen av de er avbildet i figur 3.16.



Figur 3.16: Sikringsbolter fra venstre: limt bolt, CT-bolt, Nc-bolt, friksjonsbolt, kabel. Bilder fra Hoek (2007) og produktblad for NC og CT

Forbolting/ spiling

Brukes når bergmasseforholdene er dårlige eller overdekningen er liten. Formålet er å opprettholde riktig profil og stabilisere de dårlige bergmassene. Denne sikringen er vanligvis en del av den midlertidige sikringen, og blir siden forsterket med permanent sikring (B. Nilsen og Palmstrøm, 2000). Disse boltene installeres med en vinkel på 10-25° på tunnelaksen. Ved påhugget vil det se ut som på bildet til venstre i figur 3.17.

Endeforankrede bolter

Denne boltene er en aktiv bolt som forankres til fjellet ved ekspansjonshylser, mørtel eller polyester i bunnen av hullet. De ulike forankringstypene har ulike fordeler og ulemper. Boltene kan forspennes og innspenne fjellet, og siden sikringen oppnås øyeblikkelig brukes den ofte på stoff (Stillborg, 1986).

Limte bolter

Denne boltetypen er fullt innstøpt, men er passiv og forspennes ikke. Siden boltene ikke tar last før fjellet deformeres brukes den gjerne først til ettersikring, systematisk sikring og ved forbolting. Boltene armerer berget og låser stabiliteten. Blir derimot deformasjonene for store går boltene i brudd på grunn av stivheten. Også her finnes det ulike boltetyper som mørtelinnstøpte kamstålbolter, perfolbolter og polyesterinnstøpte bolter (Stillborg, 1986, Vegdirektoratet, 2000).

Kombinasjonsbolter

Denne boltene kan brukes både for arbeidssikring og permanent sikring da den både kan endeforankres og ettergyses. Innstøpningen gir også korrosjonsvern. Boltene er derimot også svært stive, og egner seg derfor ikke der deformasjonene er store. Ulike typer kombinasjonsbolter er rørbolter, Nc-bolten, CT-bolten, endeforankret og ettergyst bolt (Vegdirektoratet, 2000).

Andre bolter

Friksjonsboltene forsterker berget ved friksjon mellom boltene og berget langs hele boltens lengde (B. Nilsen og Palmstrøm, 2000). Boltene sikrer de fleste bergarter øyeblikkelig, men brukes lite i Norge (Hoek, 2007, Vegdirektoratet, 2000).

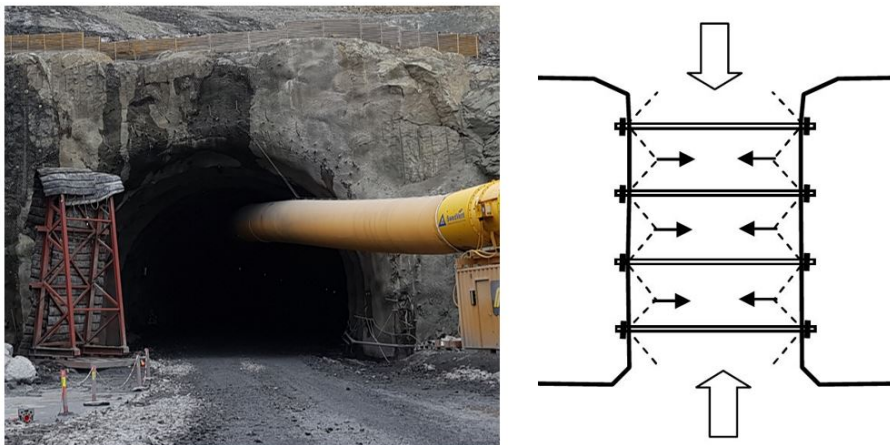
Glassfiberbolter monteres som stålboltene men er lettere. Disse brukes likevel ikke mye i Norge enda (Vegdirektoratet, 2000).

Borstangbolter gyser berget og brukes hvis det er fare for at borehullet kollapser etter at borstangen trekkes ut (Vegdirektoratet, 2000).

Kabler og stag er lange bolter bestående av høyfast stangstål eller wire. Disse boltene brukes som regel der lange bolter er nødvendig som i store bergrom, dammer, fjellskråninger osv. (Hoek, 2007).

Energiabsorberende bolter er en ny type bolt som er tilpasset bergmasser med høye spenninger. Boltene er sterke og har en høy lastekapasitet som mange andre bolter. Forskjellen er at boltene har flere ankere og er deformable. Det gjør at de absorberer energien i sprakende eller skvisende bergarter (Li, 2017b).

Innspenningsbolting - bolteprinsipp for piler Bolter kan også settes for å stabilisere piler. De installeres da som vist til høyre i figur 3.17. Dette bolteprinsippet øker ikke styrken til pilaren før brudd, men stabiliserer og øker styrken etter brudd (Li, 2017b).



Figur 3.17: Venstre: Spiling i nordre påhugg i Soknedalstunnelen. Høyre: Pilarbolting (Li, 2017b).

3.6.2 Sprøytebetong

Sprøytebetong er betong som sprutes opp på tunnelveggen, og har ved undergrunnsbygging blitt en av de viktigste elementene (Sve *et al.*, 2008). Sprøytebetongen har gode egenskaper, god fleksibilitet og høy kapasitet (B. Nilsen og Palmstrøm, 2000). Betongen holder på plass bergmassen, tetter sprekker og reduserer deformasjon (B. Nilsen og Palmstrøm, 2000). Det eksisterer i dag tre hovedmetoder for påføring av sprøytebetong. Sprøytebetong av ren betong som påføres veggen i 100 mm tykkelse, nettingforsterket betong og fiberforsterket betong (stålfiber). Den siste typen er mest benyttet i norske tunneler. Ofte kombineres sprøytebetong med systematisk bolting og kan erstatte full utstøpning.

3.6.3 Buer

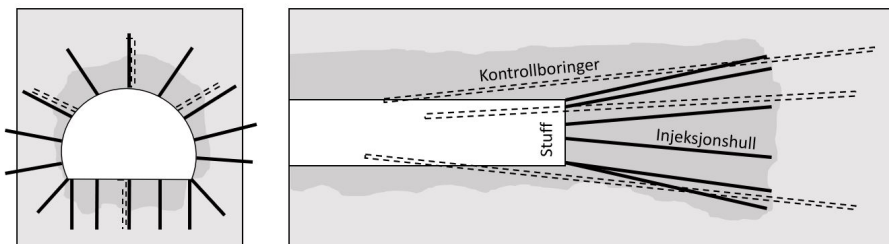
Ved dårlige bergmasser er buer et raskere og billigere alternativ til full utstøpning (B. Nilsen og Palmstrøm, 2000, Vegdirektoratet, 2016b). Stålbuer dekkes med sprøytebetong, og kombineres med bolter langs hele buen, se figur 3.18. Er svellesonene store eller profilet skal bygges opp igjen etter ras bør likevel full utstøpning benyttes.



Figur 3.18: Venstre: sprøytebetong og systematisk bolting. Høyre: Sprøytebetongbuer for områder som trenger ekstra sikring.

3.6.4 Injeksjon

Bergmassen er en god barriere for å hindre vanninntrengning, men oppsprekking kan føre til både små og store lekkasjer. For å håndtere problemer med vanninnstrømming er injeksjon den beste løsningen. Målet med injeksjonen er å lage en sone rundt tunnelen med redusert permeabilitet. Dette oppnås ved å bore systematiske hull foran stoff i en paraplyform og pumpe inn en sementbasert tetningsmasse under høyt trykk, se figur 3.19 (Grøv og Woldmo, 2012). For best mulig resultat bør dette gjøres før driving gjennom sonen. Ved etterinjeksjon er det vanskelig å få et godt resultat (B. Nilsen og Palmstrøm, 2000). Forinjeksjon vil også bidra til å bedre stabiliteten i tunnelen (Grøv og Woldmo, 2012).



Figur 3.19: Tunnel med utførte sonderboringer og forinjeksjon. Figuren er laget med inspirasjon fra Grøv og Woldmo (2012) og B. Nilsen (2013).

3.7 Stabilitetsvurderingsmetoder

Tunneldesign kan baseres på kalkulasjoner, forskriftstiltak, lastetester og eksperimentelle modeller og observasjonsmetoden (B. Nilsen og Palmstrøm, 2000). I vegtunneler er det vanlig å benytte en kombinasjon av kalkulasjonsmetoder og observasjonsmetoder, hvor observasjonsmetoden verifiserer antakelser og design etter observasjoner og målinger under bygging, og kalkulasjoner brukes som verktøy for ingeniørdesignet. Det finnes flere slike verktøy, men de viktigste er empiriske, numeriske eller analytiske og observasjonstilnærminger (B. Singh og R. Goel, 2011b).

3.7.1 Empirisk

Empiriske modeller baserer seg på statistiske analyser og erfaringer fra praktiske eksempler og målinger (B. Nilsen og Palmstrøm, 2000). De er veldig populære da de er enkle å ta i bruk, lite tidkrevende og håndterer usikkerhet godt. De lar også designeren få ta avgjørelser på sikringsmengden på stedet om geologien endrer seg brått (B. Singh og R. Goel, 2011b). Begrensningen ligger i mengden prosjekter metoden må basere seg på for at resultatene skal bli gode og gyldige (B. Nilsen og Palmstrøm, 2000). Klassifisering gir ikke alltid et riktig bilde, spesielt ikke i områder som er skadet av sprengning eller forvitring. Empiriske design bør derfor sjekkes av dataprogrammer (B. Singh og R. Goel, 2011b). De mest kjente klassifikasjonsmetodene er RMR systemet og Q-systemet.

RMR

RMR-systemet er blitt videreutviklet mye siden den ble utviklet av Bieniawski i 1972-1973 (Hoek, 2007). Seks parametre inngår i RMR-systemets klassifisering av bergmasser. Styrken til det intakte berget, oppsprekkingsfaktoren (RQD = hvor mange prosent av en kjerneprøve som består av biter større enn 10 cm), sprekkeavstanden, sprekke tilstanden, grunnvannsforholdene og sprekkenes orientering. Hver av disse gir en verdi (etter bergmassens tilstand) som summeres og gir RMR-verdien. Denne verdien deler bergmassen i svært dårlig, dårlig, litt dårlig, god eller veldig god kvalitet (Hoek, 2007).

RMR-verdien kan gi anbefalinger til sikring, men disse er basert på erfaringer og gjelder grunne tunneler med en bredde på 5-12 m og drevet med konvensjonell drift. Også opetiden (tiden bergrommet står uten sikring) for ulike tunnelstørrelser kan fås fra RMR-verdien (B. Nilsen, 2016b).

RMR metoden er mindre anvendelig enn Q-metoden da den baserer seg på færre data og tar hensyn til færre sikringsalternativer. Den tar heller ikke hensyn til spenningsforholdene i bergmassen eller antall sprekkesett (B. Nilsen, 2016b). RMR er usikkert og bør ikke brukes i dårlige bergmasser (B. Singh og R. Goel, 1999a). Det finnes flere korrelasjoner mellom RMR og Q-metoden, men disse er usikre da RMR og Q-metoden ikke er helt ekvivalente (R. K. Goel *et al.*, 1995).

Q-metoden

Q-metoden er en halvempirisk metode da den baserer seg på innsamlet data fra rundt 1000 ulike anlegg, men baserer seg også på kalkulasjoner. Den brukes for å klassifisere bergmassen, og skal brukes ved tunnelklassifisering (Vegdirektoratet, 2016b). Høye Q-verdier tilsier god stabilitet, mens lave Q-verdier tilsier dårlig stabilitet (Palmstrøm,

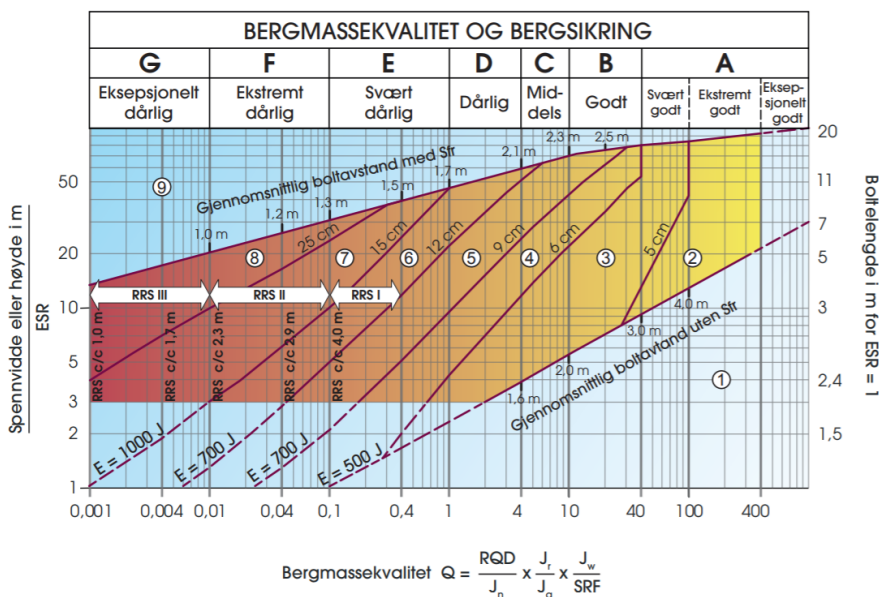
2002). Ved å bruke diagrammet i figur 3.20 og vedlegg A.4 kan Q-verdien sammen med bergrommets dimensjoner og sikkerhetsgraden (ESR) brukes til å anslå en sikringsmengde for tunnelen.

Q-verdien finnes ved å bruke formel 3.22, og inneholder seks parametre fra geologisk kartlegging og tabeller (NGI, 2015).

- $\frac{RQD}{J_n} = \frac{\text{Oppsprekkingstall}}{\text{Sprekkesettantall}} = \text{Oppsprekingsgrad eller blokkstørrelse}$
- $\frac{J_r}{J_a} = \frac{\text{Sprekkeruhetstallet}}{\text{Sprekkefyllingstallet}} = \text{Bergmassens minimale skjærfasthet}$
- $\frac{J_w}{SRF} = \frac{\text{Sprekkevannstall}}{\text{Spenningsfaktor}} = \text{Opptredende spenning}$

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \quad (3.22)$$

Selv om Q-metoden er mye brukt, finnes det noen svakheter. Det tas lite hensyn til orienteringen av sprekke, selv om J_r og J_a knyttes til oppsprekingsretningen som er mest ugunstig for stabiliteten (B. Nilsen, 2016b). Heller ikke avstanden mellom sprekke eller styrken til bergarten vurderes i Q-metoden, selv om også disse har betydning for stabiliteten.



Figur 3.20: Sammenhengen mellom bergmassekvalitet og bergskring NGI (2015).

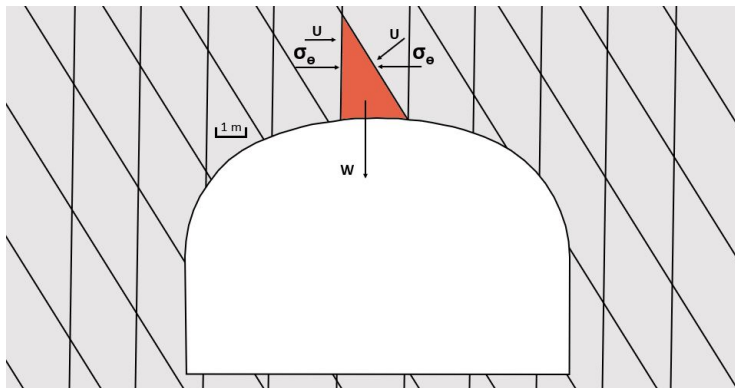
Både RMR og Q-metoden benyttes i dag, men Q-metoden er mer utbredt. Selv om begge kan brukes til å finne sikringstiltak bør ikke valget kun basere seg på klassifiseringsmodellene. Dette fordi inngangsparameterene er vanskelig å bestemme og kan bli regnet med flere ganger. Ingen av systemene tar for seg alle faktorer som påvirker stabiliteten, og den ser ikke på nye sikringsmetoder, men tar for seg sikring som er benyttet tidligere og er ikke tilstrekkelig objektiv (B. Nilsen, 2016b, B. Singh og R. Goel,

1999a).

3.7.2 Analytisk

Analytiske modeller baserer seg på analyser av spenninger og deformasjoner og bruker kalkulasjoner eller modelleringer for å finne et resultat (B. Nilsen og Palmstrøm, 2000). Metoden har alltid vært viktig i bergmekanikk (Hoek, 2007), og er ofte enkle og godt utprøvde, men er tidkrevende og dyre (B. Singh og R. Goel, 2011b). De baserer seg på innsamling av riktige verdier på inputparametere og antakelser (B. Singh og R. Goel, 2011b).

I analytiske modeller antas bergmassen å være homogen, og metoden begrenser seg til enkel geometri av bergrommet Basnet, 2013. «Limit equilibrium method» er vanlig å bruke, spesielt hvis problemet ikke er for komplekst. Metoden består av en forenklet modell av en blokk eller kile, som den vist i figur 3.21. Matematiske beregninger benyttes for å finne punktet hvor de drivende kreftene er lik de stabiliserende kreftene (Wyllie and Mah, 2004).



Figur 3.21: Ved å benytte «Limit equilibrium method» summeres de drivende og stabiliserende kreftene for å finne ut om stabiliteten er tilfredsstillende.

Det finnes flere alternative fremgangsmåter for å finne dette punktet. Tradisjonell deterministisk metode er godt etablert og enkel å forstå. Her finnes sikkerhetsfaktoren (SF) som er forholdet mellom de stabiliserende og drivende kreftene som virker på blokken. Er dette forholdet større enn 1 er de stabiliserende kreftene større enn de drivende og blokken ligger stabilt. Er faktoren under 1 vil blokken falle ut (Wyllie and Mah, 2004). Fordelen med metoden er at den er enkel å benytte om en vil undersøke hvordan variasjonen i inputparametere påvirker stabiliteten, ved å sammenligne de ulike sikkerhetsfaktorene. Det finnes endel usikkerhet rundt inputparametere i metoden, så for å ta hensyn til dette foreslås det å bruke forhøyede verdier for SF for å være sikker på stabile blokker. Vanlige verdier å bruke er $FS \geq 1.3$ for korttidsstabilitet og $FS \geq 1.5$ for langtidsstabilitet (B. Nilsen og Palmstrøm, 2000). Det må også gjennomføres noen forenklinger:

- Antas at alle sprekker er plane

-
- Blokkene antas å være stive og gjennomgår ikke deformasjon under analysen
 - Alle sprekker er gjennomgående, og det dannes ikke nye sprekker under analysen
 - sprekker og tunnelen bestemmes som inputparametere

Ifølge Eurokode 7 (EC7) skal ikke den tradisjonelle deterministiske metoden benyttes, men alle kalkulasjoner skal utføres med delfaktormetoden som bruker delfaktorer i stedet. Denne metoden har en veldig systematisk fremgangsmåte og setter opp modellen likt som den tradisjonelle deterministiske metoden. Forskjellen er at i stedet for å finne sikkerhetsfaktoren finnes delfaktorer. Designet har tilfredsstillende sikkerhet hvis styrken er større enn lasten/kraften.

Svakheten ved disse to metodene er at utglidningen antas å skje langs en klart definert og plant glideplan, at materialet er likt i hele modellen, at bruddet skjer samtidig over hele glideplanet, at modellen er todimensjonal og tar ikke hensyn til den siste dimensjonen og modellen inkluderer ikke tidsavhengige effekter (B. Nilsen og Palmstrøm, 2000).

Probabilistisk analyse er den tredje fremgangsmåten. Denne metoden tar med usikkerheten og variabiliteten til inputparametere, og definerer en sannsynlighetsfordeling for hver parameter. Metoden gjør utregningene mer realistiske og beregningene fører til en «sannsynlighet for brudd» gitt i prosent som kan være mer relevant å operere med enn en sikkerhetsfaktor. Det eksisterer også veiledninger og retningslinjer som gjør metoden enklere å benytte.

3.7.3 Numerisk modellering

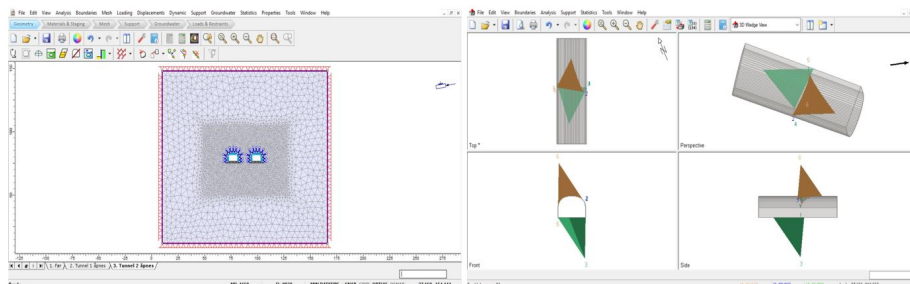
Bergmassen er unik og kompleks, og bør evalueres etter forholdene ved det enkelte prosjektet. Numeriske analyser ser på kompleksiteten i bergmassen og geometrien til utgravingen, og kan tilpasses de faktiske forholdene (Basnet, 2013). Numeriske analyser baserer seg på kalkulasjoner, og gjør beregningene raskt. De modellerer skråninger, bergrom osv., og kan beregne deformasjoner, spenninger med mer ved å diskretisere bergmassen i så mange individuelle elementer at datamaskiner må brukes til beregningene. Numerisk modellering brukes først og fremst til å analysere bergspenninger og deformasjon, og kan utføres på så og si alle materialtyper og bruddkriterier. Metoden er derfor svært anvendelig, spesielt for designevaluering og stabilitetsanalyser. Den gir god forståelse av mekanismen, og kan brukes til å undersøke gyldigheten til de andre metodene. Numerisk modellering ser også lengre inn i bergmassen enn bare på tunnelveggen og gir en utvidelse av målingene fra felt og laboratoriet (Basnet, 2013, B. Nilsen og Palmstrøm, 2000).

Kvaliteten til den numeriske analysen avhenger av inputparametere. Spesielt mengden og retningen til spenningene og egenskapene til bergmassen er utfordrende å finne. Det er derfor viktig å bruke tid på å finne gode parametere man kan bruke i beregningene for å få et best mulig resultat. Er det usikkerhet rundt inputparametere kan disse endres i programmet for å undersøke betydningen av den enkelte parameter.

Det finnes to kategorier numeriske modeller, kontinuerlige og diskontinuerlige. Kontinuerlige er de mest brukte og ser på bergmassen som et kontinuerlig element, med et begrenset antall diskontinuiteter (B. Nilsen, 2016a, B. Nilsen og Palmstrøm, 2000).

Kontinuerlige modeller deles videre opp i tre avhengig av om hele modellen eller bare delen nærmest tunnelen diskretiseres. FEM (Finite Element Method) eller endelig elementmetode, FDM (Finite Difference Method) eller endelig differensialmetode og BEM (Boundary Element Method) eller grenseelementmetoden.

I denne oppgaven brukes to numeriske programmer som begge benytter seg av FEM. Denne metoden deler området inn i elementer som hver får egne deformasjonsegenskaper, og er den mest vanlige for kontinuerlige grunnforhold (B. Nilsen og Palmstrøm, 2000). Begge programmene er valgt fordi de er intuitive og er tilgjengelig gjennom NTNU.



Figur 3.22: Venstre: Oppsettet i modelleringsverktøyet RS2. Høyre: Oppsettet i modelleringsverktøyet Unwedge

RS2

RS2 er et numerisk geologisk verktøy fra rocscience. Programmet består av en kontinuerlig numerisk modell som lager 2D-modeller ved endelig elementmetoden (FEM). Programmet modellerer skråninger, bergrom og andre strukturer i berg og løsmasser (rocscience, 2019a). Mer informasjon om dataverktøyet kan finnes på rocscience hjelpesider (rocscience, 2019b). Et utsnitt av programmet vises til venstre i figur 3.22

Det eksisterer enkelte usikkerheter ved modellen. Kvaliteten til modellen avhenger av kvaliteten til inputparametrene. Det finnes også usikkerheter ved geometrien og sprekkeinnholdet. Det gjøres også endel forenklinger ved numeriske modelleringer, noe som kan gi endringer i resultatet. Modellen er i tillegg en kontinuerlig modell og todimensjonal, noe virkeligheten ikke er (Alvestad, 2016, B. Nilsen og Palmstrøm, 2000).

Unwedge

Unwedge er et 3D analyse og visualiseringsprogram som kan brukes til å bestemme stabiliteten til blokker som avskjæres av diskontinuiteter. Programmet er også en del av rocscience. Programmet har et utseende som vist i figur 3.22, hvor blokkene kan sees på fra alle kanter. Unwedge kommuniserer med andre programmer fra rocscience og kan hente inn sprekkeedata fra programmet Dips. Med bakgrunn i orienteringen til sprekke, sprekkeegenskapene og tunnelens utforming kan programmet visualisere mulige blokker, beregne sikkerhetsfaktor og bestemme sikringstiltak (rocscience, 2019c). Programmet kombinerer tre og tre sprekkesett som analyseres. Ved modellering i Unwedge vises de største blokkene som kan oppstå, men det er mulig å justere ned størrelsen.

Kapittel 4

Undersøkelser

Ingeniørgeologiske undersøkelser gjennomføres for å angi de ingeniørgeologiske forholdene der tunnelen ligger, og dermed enklere kunne evaluere plassering og utforming av tunnelen, stabiliteten, inputparametere, evaluere drivemetode, bergsikring, bruk av materialer, kostnadsevaluering og fremstilling av anbudsdokumenter (B. Nilsen og Palmstrøm, 2000, Vegdirektoratet, 2016b). Forhold som kartlegges er løsmassene, bergartene, oppsprekking, svakhetssoner, vannforhold, spenningsforhold og de materialtekniske egenskapene (B. Nilsen, 2016b).

Alle prosjekter er forskjellige, og undersøkelsene og omfanget må tilpasses prosjektets kompleksitet og omgivelser. Undersøkelsesresultatene vil være avgjørende for budsjettet, og det er derfor viktig å finne en god balanse mellom risikoen og kostnaden.

4.1 Undersøkellesstadier

Det er viktig å utføre undersøkelser i alle stegene av et prosjekt, både før, under og etter at prosjektet er ferdig. Alle krav til undersøkelsene finnes i normalene. De viktigste ved konstruksjon av vegtunneler er N500 (Vegtunneler) og V520 (Tunnelveiledning), men også N200 (Vegbygging) brukes ved skjæringer. Et forslag til stegene i undersøkelsene er gitt i figur 4.1.

4.1.1 Forundersøkelser

Forundersøkelsene utføres i starten av et prosjekt, før drivingen starter, helst i regulering(detalj)planfasen (Palmstrøm *et al.*, 2003). De utføres derfor på overflaten, og gir kunnskap om forhold som påvirker tunnelen. Dette kan være bergarter, vannforhold, sprekker, svakhetssoner osv. (B. Nilsen og Palmstrøm, 2000, Vegdirektoratet, 2016b).

Forundersøkelsene begynner med innledende områdeundersøkelser hvor det utføres undersøkelser på kontoret/ «desk studies», befaringer av nøkkelpunkter, prøvetaking og generell kartlegging. Utfra den innsamlede informasjonen bestemmes det om prosjektet er gjennomførbart, mulige traseer og planer og kostnader for videre undersøkelser (B. Nilsen og Palmstrøm, 2000). Se «Project conception» i figur 4.1.

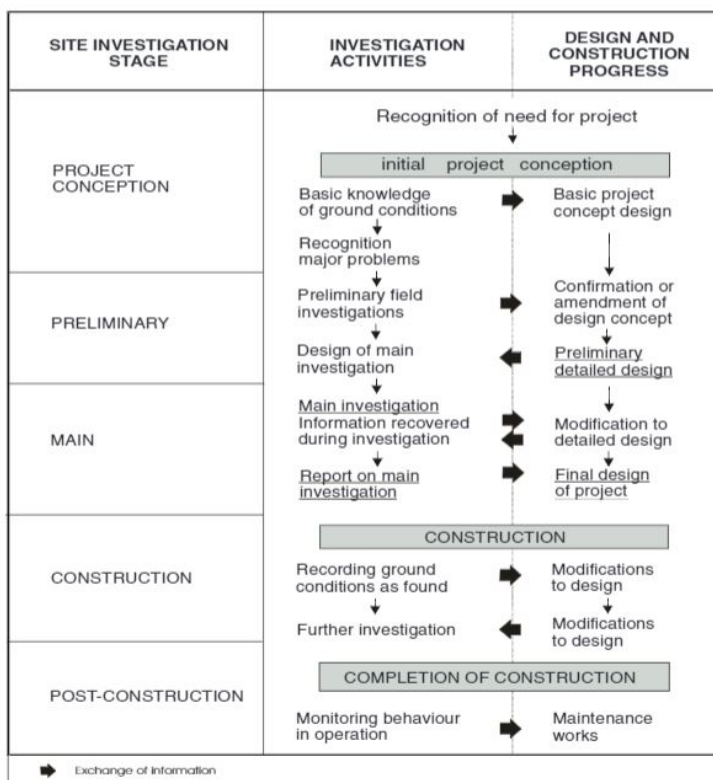
De innledende områdeundersøkelsene følges opp av mer detaljert overflatekartlegging

hvor alle faktorer som kan påvirke tunnelen negativt undersøkes. Med bakgrunn i disse undersøkelsene tegnes detaljerte kart og en detaljert undersøkelsesrapport skrives. Denne skal inneholde ingeniørgeologiske beskrivelser, evaluering av konstruksjons og stabilitetsproblemer i de ulike fasene av prosjektet og en estimering av sikringsbehovet (B. Nilsen, 2016b). Se figur 4.1 «Preliminary» og «Main».

4.1.2 Konstruksjonsundersøkelser og overvåking

Etter at drivingen er påbegynt utføres det også undersøkelser, se figur 4.1 «Construction». Nå kan de faktiske forholdene observeres og bergmassen er mer tilgjengelig for prøvetaking og inspeksjon. Her gjennomføres det detaljerte undersgrunnsundersøkelser og tunnelkartlegging (B. Nilsen og Palmstrøm, 2000). Dette gir mer pålitelige data og kan føre til at endringer må gjøres med for eksempel sikring.

Ved ferdigstilling gjennomføres det overvåking, inspeksjoner og målinger av tunnelens oppførsel for å være klar til å utføre vedlikehold (B. Nilsen og Palmstrøm, 2000), se figur 4.1 «Post-construction».



Figur 4.1: Undersøkelsesomfanget i hver fase av prosjektet (IAEG, 1981).

4.2 Undersøkellesmetoder

Det finnes mange metoder for å skaffe informasjon om de ingeniørgeologiske forholdene. Ved forundersøkelser utføres kartlegging, geotekniske undersøkelser, hydrogeologiske undersøkelser og geofysiske undersøkelser (Vegdirektoratet, 2016b). Undersøkelser under driving består av mange av de samme metodene, men i tillegg utføres det sonderboringer, tunnelkartlegging og spenningsmålinger. Ved ferdigstilling skal det lages en avsluttende geologisk rapport med all erfaring fra både planleggings- og drivefasen (B. Nilsen og Palmstrøm, 2000). Følgende metoder er de vanligste under forundersøkelsene.

4.2.1 Ingeniørgeologisk kartlegging

Forstudier

Forstudier er det første som bør gjennomføres og er en viktig del av forundersøkelsene. Her skaffes det oversikt over tilgjengelig informasjon og generell informasjon over området. Under forundersøkelsene studeres topografiske og geologiske kart, terrengmodeller, flybilder, tidligere rapporter og dokumenter fra anlegg i nærheten (B. Nilsen, 2016b).

Feltkartlegging

Det er likevel begrenset informasjon fra studier på kontoret. Basert på forstudiene er det derfor viktig å befare området. Her bør løsmassene, svakhetssoner, bergartenes karakter og materialtekniske egenskaper kartlegges, samt orienteringen, sprekkeavstanden, utholdenheten og ruheten til oppsprekkingen og grunnvanns- og spenningsforhold. Det er også vanlig å utføre prøvetaking for testing av materialtekniske egenskaper.

4.2.2 Geotekniske undersøkelser

Geotekniske undersøkelser består av blant annet sonderboringer, prøvetaking og kjerneboringer. Ved sonderboringer som trykksondering, dreietrykkssondering og totalsondering fås informasjon som lagdeling i løsmassene, jordart, mekaniske parametere til løsmassene og dyp til fjell (Solberg, 2018). Ved prøvetaking kan en få mye informasjon, både fra løsmassene og bergmassen. Bergprøver kan gi informasjon om bergmekaniske egenskaper, styrke, friksjonsvinkler, med mer (Solberg, 2018). Ved kjerneboring kan en skaffe informasjon som ikke kan fås på overflaten, både av kjernen som tas ut og fra hullet som blir igjen. Informasjon om styrke, friksjon, grunnvannsforhold, bergartsgrenser, grad av forvitring, svakhetssonene, bergartstypene, RQD og lugeonverdien (L) er noe av informasjonen som kan hentes ut (B. Nilsen og Palmstrøm, 2000).

4.2.3 Hydrogeologiske undersøkelser

En tunnel kan påvirke vannforholdene i et område både ved drenering og forurensning. Ved å gjennomføre hydrogeologiske undersøkelser bestemmes fjellets permeabilitet og vanninnhold, samt avdekke mulige problemer ved vanninntrengning i tunnelen og hvor setninger er et problem på overflaten (Jernbanekompetanse, 2017). Sli-

ke undersøkelser inkluderer undersøkelser av nedslagsfelt og grunnvannsmagasiner, vanninntrenging eller pumpeforsøk fra borehull, kartlegging av strømningsretningene i bergmassen, overvåke brønner og magasiner over tunneltraseen, undersøke aggressiviteten til vannet og lage infiltrasjonsplan om grunnvannet synker (Jernbanekompetanse, 2017). Det kan også være nødvendig å ta prøver av lokale vannkilder for å forsikre seg om at forurensning fra tunnelen under byggefasen ikke kommer i vannsystemet.

4.2.4 Geofysiske undersøkelser

Etterhvert i undersøkelsesprosessen kan det benyttes mer detaljerte metoder som geofysiske metoder. De vanligste metodene som brukes er seismisk refraksjon og refleksjon, tomografi mellom borehull, elektrisk resistivitet, elektromagnetisk radar, magnetiske målinger og gravitasjonsmålinger (B. Nilsen og Palmstrøm, 2000).

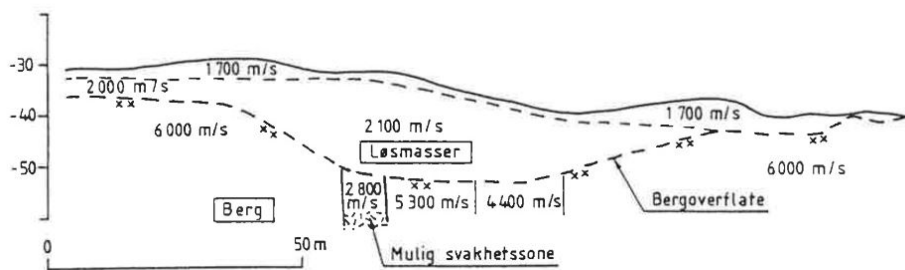
Seismisk refraksjon

Denne metoden er den mest benyttede (B. Nilsen og Palmstrøm, 2000), og utføres ved å sende lydbølger ned i grunnen hvor lyden refrakteres der hvor hastigheten endres og tas opp av geofoner eller hydrofoner (B. Nilsen, 2016b).

Refraksjonsseismikk gir informasjon om løsmassetykkelsen, bergmassekvaliteten og plasseringen av grunnvannsspeilet, bergoverflaten og soner med lav hastighet (B. Nilsen og Palmstrøm, 2000), se figur 4.2. Grunnboringer bør utføres sammen med seismikkprofilen for å kalibrere tolkningen da metoden har svakheter som blindsonelag og hastighetsinversjon (Vegdirektoratet, 2016a).

Seismisk refleksjon

Brukes hovedsakelig i forbindelse med undersøkelige tunneler for å kartlegge topografien til berget under løsmassene (Vegdirektoratet, 2016a). En sender lydbølger ned, og mottakere tar imot de reflekterte lydbølgene. Metoden er ikke like mye benyttet som refraksjonsseismikk.



Figur 4.2: Seismiske profiler som denne kan gi informasjon om løsmassetykkelse, hastigheter i de ulike lagene, mulige svakhetssoner og plasseringen av grunnvannsspeilet (Palmstrøm, 1997).

Tomografi mellom borehull

Utføres ved å plassere signalkilden i det ene hullet og mottakeren i det andre. På denne måten skaffes informasjon om bergmassekvaliteten, karsthuler og svakhetssoner mellom hullene (B. Nilsen og Palmstrøm, 2000, Vegdirektoratet, 2016a).

Elektrisk resistivitet

Ved resistivitetsmålinger sendes det elektrisk strøm i bakken. Ved å måle resistiviteten til grunnen kan en lokalisere grunnvannsspeilet og bergoverflaten, og egenskapene til svakhetssoner (B. Nilsen, 2016b, B. Nilsen og Palmstrøm, 2000). Strømførende kabler og lignende i bakken kan føre til feil resultater (B. Nilsen, 2016b, Vegdirektoratet, 2016a).

Elektromagnetisk radar

Georadar (elektromagnetisk radar) sender elektromagnetiske signaler. Når signalene treffer overganger i elektriske egenskaper reflekteres signalet og tas opp av mottakere (Vegdirektoratet, 2016a). Metoden finner grunnvannsspeilet og løsmassestrukturer (B. Nilsen og Palmstrøm, 2000). En må være obs på materialer med høy elektrisk lednings- evne som absorberer signalene (Vegdirektoratet, 2016a).

Magnetisme og gravitasjon

Magnetiske- og gravitasjonsmetoder benyttes lite, men kan finne geologiske strukturer.

4.2.5 Valg av metode

Som vist finnes det mange ulike undersøkelsesmetoder for å skaffe informasjon om ingeniørgeologiske forhold. Mange av undersøkelsene finner det samme, men noen er bedre enn andre. En oversikt over de ulike metodene og deres egnethet kan sees i tabell 4.1 (B. Nilsen, 2016a). Ofte er pris, tilgjengeligheten til utstyr og personell og egenskapene til området styrende faktorer for hvilken metode som skal velges (Geotechnical Engineering Office, 1987). Det vanligste i dag er å bruke erfaringer fra lignende geologi, kjerneboringer og geofysikk, da disse metodene gir mest informasjon (B. Nilsen, 2016a). Valget av metode bør vurderes ut fra prosjektets geologi og adkomstmuligheter.

4.2.6 Undersøkelsesomfang

Undersøkelsesomfanget bør tilpasses karakteren til prosjektet, arbeidsmengden og områdeegenskapene (Geotechnical Engineering Office, 1987, B. Nilsen, 2016a). Dette inkluderer variabiliteten og karakteren til grunnen og grunnvannet, mengden eksisterende informasjon og prosjektets kompleksitet (Geotechnical Engineering Office, 1987).

USNC/TT gjennomførte i 1984 en undersøkelse som viste at avviket fra forespeilet byggekostnad ble mindre ved økende undersøkelsesomfang, og at den ingeniørgeologiske sikkerheten ble større (B. Nilsen, 2016a). I USA anbefales det at kostnadene ved forundersøkelser er på 3 % av byggekostnadene (USNC/TT, 1984). I Norge har troen på godt fjell gjort at undersøkelseskostnadene sjelden er over 0,5 - 1 % av byggekostnadene, men har i de senere årene vært oppe i 3 % ved komplekse prosjekter (B. Nilsen, 2016a). I Norge gir Eurokode 7 retningslinjer for undersøkelsesomfanget (B. Nilsen, 2016a), mens dokumenter som publikasjon 101 gir også retningslinjer for kostnaden.

Eurokode 7

De tidlige prosjekteringsstandardene i NS34XX-serien ble i 2010 erstattet av eurokodene. NS3480 om behovet for geoteknisk vurdering ble erstattet av Eurokode 7 (E7) som skal brukes ved både jordmekanikk og berg. E7 virker å være utarbeidet av eks-

Tabell 4.1: Oversikt over undersøkelsesmetoder og deres egnethet (B. Nilsen, 2016a).

Metode/ formål	Dybde til fast berg	Bergmasse-kvalitet	Svakhets-soner	Berg-spenninger	Grunnvanns-forhold
Studier av grunnlagsmateriale	-	(x)	(x)	(x)	(x)
Befaring av nærliggende anlegg	(x)	x	x	(x)	x
Overflatekartlegging	(x)	x	x	-	(x)
Refraksjonssmiksk	x	(x)	x	-	(x)
Kjerneboring	(x)	x	x	-	x
Sonder-/ fjellkontrollboring	x	-	-	-	-
Seismisk tomografi	(x)	x	x	-	-
Geoelektriske metoder	x	(x)	x	-	x
Bergtrykksmåling	-	-	-	x	-
Lab.analyser	-	x	(x)	-	-

x godt egnet

(x) kan være nyttig

- sjelden egnet/ uegnet

perter på jordmekanikk, da ikke alle formuleringer passer til berg (B. Nilsen *et al.*, 2011). Norsk Bergmekanikkgruppe fikk derfor utarbeidet en veileder med nasjonale retningslinjer som anbefales i bruken av E7 (B. Nilsen, 2016a, B. Nilsen *et al.*, 2011).

Byggherren og den prosjekterende parten skal sammen bestemme hvilken geoteknisk kategori prosjektet ligger i (1, 2 eller 3) avhengig av pålitelighetsklassen og graden av vanskelighet, se figur 4.3 (B. Nilsen, 2016a). Pålitelighetsklassen omfatter både konsekvenser ved personskafe og økonomi. Graden av vanskelighet gjenspeiler hvor stor usikkerheten er ved prosjekteringen.

Pålitelighets klasse	Grad av vanskelighet		
	Lav	Middels	Høy
CC/RC 1	1	1	2
CC/RC 2	1	2	2/3
CC/RC 3	2	2/3	3
CC/RC 4*	*	*	*

Figur 4.3: Geotekniske kategorier etter Eurokode 7 fra Standard Norge (B. Nilsen, 2016a).

Den geotekniske kategorien bestemmer omfanget av undersøkelsene, da de tre ulike kategoriene har hvert sitt kontrollnivå. Vegprosjekter skal ligge i den høyeste geotekniske kategorien (3), på grunn av risikoen for ulykker, men kan ligge i 2 om forun-

dersøkelsene viser at berget er godt (B. Nilsen, 2016a, Vegdirektoratet, 2016b).

Eurokode 7 forteller i hvor stor grad undersøkelser skal gjennomføres, men ikke hvor omfattende eller hvor mye som skal brukes på forundersøkelser eller hvilke undersøkelser som skal gjennomføres (B. Nilsen, 2016a).

Publikasjon 101

Det kan være hensiktsmessig å gi retningslinjer for mengden undersøkelser det er fornuftig å utføre før og under driving. Det ble derfor i 2003 skrevet et dokument, Statens vegvesens publikasjon 101, som foreslår hvor stor del av totalkostnaden som bør benyttes til forundersøkelser. Undersøkelsesklassen og omfanget vurderes ut fra typen anlegg og vanskelighetsgraden ved å få god nok oversikt over grunnforholdene med tanke på hvilken fase prosjektet er i (B. Nilsen *et al.*, 2011). Denne klassen sammen med lengden av tunnelen viser så hvor stor del av sprengningskostnaden som bør benyttes til forundersøkelser. 21 anlegg ble undersøkt for å vurdere undersøkelsesomfanget som bør utføres med kravene vi har i dag med nøyaktighet av kostander. De fleste forholdene som påvirker undersøkelsesomfanget er tatt med i metoden:

- Grunnforholdene
 - Geologi
 - Forvitring i overflaten
 - Overdekning
 - Tilgjengelighet
- Forhold ved berganlegget
 - Funksjonskravet
 - Risikoen under driving
 - Miljøpåvirkningen
 - Påvirkningen på eksisterende byggverk
 - Geologien

Noen av faktorene som ikke er med er prosjektomfang, kompleksiteten, firma og personell som utfører jobben, kontraktstype, kvaliteten på arbeidet, hvordan undersøkelsesresultatene fremstilles, dokumenteres, tolkes og brukes (Palmstrøm *et al.*, 2003). Heller ikke budsjettet vurderes, men dette er bra da informasjonen bør innhentes uavhengig av budsjett.

Metoden i publikasjonen tar utgangspunkt i sprengningskostnadene fremfor drivekostnadene fordi det som regel ikke finnes informasjon om mengden sikring eller tetting på den tiden av prosjektet. Alle tunneler vurderes også i det samme systemet, uavhengig av tunnelens beliggenhet. Dette gjør at resultatet blir lite nyansert. En vegtunnel på land kan ha uoversiktlige og vanskelige geologiske forhold, men fremdeles være mye bedre enn en uoversiktig og vanskelig undervannstunnel. Dette gjør at vektningen av tallene kan bli grove, eller i verste fall feil (Palmstrøm *et al.*, 2003).

Det kan også være vanskelig å bestemme verdien til faktorene, da en ikke har sammenligningsgrunnlag. Det står mange kommentarer under hver faktor, og det er da usikkert om det er verste scenario som bestemmer eller om også kombinasjonen kan påvirke. Er for eksempel mange hus med litt fare for setninger like alvorlig som ett hus med stor fare for setninger?

Metoden er skissert i et regneeksempel for Soknedalstunnelen i vedlegg D.1. Dette er likevel bare et forslag, og det eksakte omfanget er det opp til hvert enkelt prosjekt å avgjøre.

4.3 Dagens praksis i Norge

I dag skal det utføres geologiske undersøkelser ved bygging av undergrunnsprosjekter. Disse skal bestå av geologisk og ingeniørgeologisk kartlegging, og skal utføres og rapporteres etter kravene i kapittel 2 og vedlegg 2 i N500 Vegtunneler (Vegdirektoratet, 2016b). I tillegg finnes det veiledende informasjon i håndbok V520 Tunnelveiledning.

Forundersøkelsene skal minst bestå av anskaffelse og vurdering av eksisterende informasjon om området, innhente geologisk informasjon fra nærliggende anlegg og tunneler, analyse av lineamenter (markerte søkk i terrenget) etter kart og/eller flyfoto og kartlegging etter det beste tilgjengelige kartgrunnlaget. Områder berørt av tunnelen skal vurderes med tanke på grunnvannssenkning, vibrasjoner, setninger, miljøutslipp osv. og er det usikkerhet rundt bergoverdekningen skal også denne vurderes (Vegdirektoratet, 2016b).

I mange tilfeller lar disse kravene seg dekke av ingeniørgeologisk overflatekartlegging, men som regel må kartleggingen suppleres med hydrogeologiske, geofysiske eller geotekniske undersøkelser. Til geologiske undersøkelser av forskjæringer, påhugg og tunnel stilles det spesielle krav (Vegdirektoratet, 2016b).

Det er som vist godt beskrevet hva som skal innhentes av informasjon. Det står derimot ikke hvilke undersøkelser som skal benyttes, hvilket omfang det skal gjøres i eller hvor stor del av prosjektet som skal benyttes til forundersøkelser. Dette må en bruke veiledende dokumenter til og avgjøre i det enkelte prosjektet. Det positive i dette er at det gir mye frihet til å velge den metoden og det omfanget som passer til hvert enkelt prosjekt, men gjør det også vanskeligere å bestemme da det ikke finnes noen standardiserte krav til omfang og undersøkelsesmetoder. Eurokode 7 er et fint hjelpemiddel for å grovt bestemme størrelsesomfanget på undersøkelsene, men sier ikke noe om hvor mye som skal brukes eller hvilke metoder som skal benyttes.

4.4 Konsekvenser ved manglende forundersøkelser

Ved å redusere mengden forundersøkelser blir planleggingsfasen rimeligere, men konsekvensene kan bli mange. Hovedkonsekvensene diskuteres nedenfor.

Feil plassering: Mangelfulle undersøkelser i tidligfase kan føre til uheldig trasevalg. Dette kan føre til at foretrekkende løsninger med bedre bergforhold blir oversett.

Utelatt informasjon: Er undersøkelsene for lite grundige kan viktig informasjon bli utelatt og føre til problemer ved et senere stadium. Dette kan omhandle alt fra berget i seg selv, men også vannforhold, truede dyr og planter, miljøpåvirkninger osv.

Manglende eller feil informasjon om grunnforholdene kan føre til feilberegninger og feiltolkninger (Palmstrøm *et al.*, 2003). Dette kan være feil med overdekning, oversette svakhetssoner eller feil parametere til modelleringer. Ved slike tilfeller vil forholdene kunne bli langt vanskeligere enn forventet. En bør ikke avslutte undersøkelsene før en har skaffet tilstrekkelig informasjon

Feil i sikringsmengder er en kostbar konsekvens av mangelfulle undersøkelser. Ved for pessimistiske prognoser vil byggherre måtte betale for større mengder enn det som

faktisk blir brukt. Er derimot antakelsene for positive vil det måtte brukes mye ekstra sikring som også er kostbart. I verste fall blir tunnelen undersikret som kan føre til arbeidsulykker og rasulykker i ferdig tunnel.

Alle de nevnte konsekvensene vil igjen føre til følge-konsekvenser som økt arbeidsmengde, økt tidsbruk og dermed økte kostnader (Palmstrøm *et al.*, 2003). Slitasjen på personellet og utstyr til også øke med den økte arbeidsmengden. Blir det uenigheter rundt hvem som skal dekke kostnadene for den økte arbeidsmengden, sikringsmengden og tidsforbruket kan det føre til tvister og rettsaker som i seg selv er kostbare og tidkrevende for både byggherre og entreprenør.

Tilfredsstillende forundersøkelser fører til mer pålitelige ingeniørgeologiske estimater og budsjetter som fører til mer nøyaktige anbud, riktigere sikringsmengder. Økte undersøkelser kan redusere forekomsten og alvorlighetsgraden til de økte kostandene som kommer av mangelfull informasjon om grunnforholdene (USNC/TT, 1984).

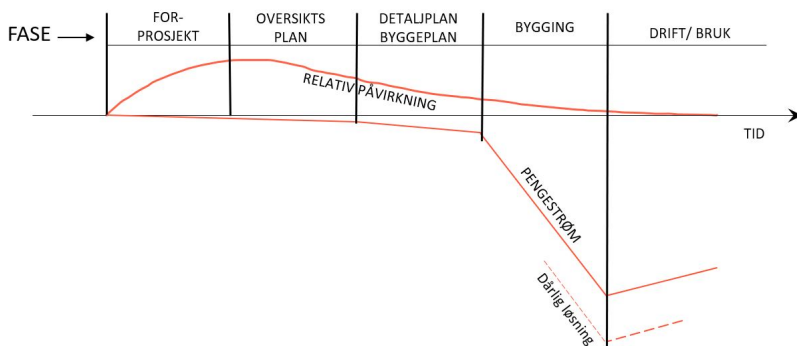
4.5 Diskusjon

Større mengder forundersøkelser vil kunne utsette byggestart og gi høyere kostnader i starten av prosjektet. Det kan føles unødvendig å bruke store ressurser på noe som ikke er nødvendig for å sette i gang med prosjektet. Manglende undersøkelser vil dog kunne gi store konsekvenser hvor de viktigste er følgende:

- Feil trasevalg
- Miste viktig informasjon
- større arbeidsmengde
- Slit på personell og utstyr
- Økt tidsbruk
- Tvister og rettsaker
- Økte kostnader
- Feil sikringsmengde
- Mangelfull permanentsikring
- Ulykker

Undersøkelseskostnadene er lave i forhold til de totale kostandene, og kan reduseres ytterligere ved god planlegging (Geotechnical Engineering Office, 1987). Det er lettest å spare mye i de første fasene hvor pengestrømmen er liten, og påvirkningskraften er stor (Palmstrøm, 1988), se figur 4.4. Små endringer kan redusere den totale kostanden mye. Et godt eksempel er Frøyatunnelen hvor vanskelig geologi førte til at 15 millioner kroner eller 3,75 % av totalkostnadene ble brukt på forundersøkelser. Likevel ble prosjektet billigere enn budsjettet (Palmstrøm *et al.*, 2003).

Målet med undersøkelsene må være å skape en sikker og teknisk-økonomisk god gjennomføring av prosjektet (B. Nilsen, 2016a). Undersøkelsene bør utføres raskt og grundig før det gis i anbudsdokumentene (USNC/TT, 1984). All tilgjengelig geoteknisk informasjon bør legges frem ved anbudet, slik at informasjonen er så god som mulig før byggestart. Selve undersøkelsene bør ikke legges ut på anbud da kompleksiteten av de geologiske forundersøkelsene er ukjente og det er viktig at informasjonen blir innhentet uansett kostnad (B. Nilsen, 2016a). Alle ansvarsfraskrivelser vedrørende nøyaktigheten til data og tolkninger bør fjernes slik at en kan stole på informasjonen som er gitt. Informasjonen bør heller legges frem slik at usikkerheten kommer frem og alle involverte får en felles forståelse for den geotekniske bakgrunnen for designet. Det er også viktig å være klar over at man ikke kan ha 100% oversikt over grunnforholdene før prosjektet er ferdig, da alle kombinasjoner prosjekt-berggrunn er nye (Balasubramanian, 2016).



Figur 4.4: Store besparelser kan gjøres i starten av prosjektet hvor pengestrømmen er liten og påvirkningskraften stor. Modellen er modifisert etter Palmstrøm (1988), og hentet fra Palmstrøm et al. (2003)

Det er viktig å ha en plan for gjennomføringen og alltid være klar over formålet med undersøkelsen før den igangsettes (B. Nilsen, 2016a). Her kan den foreslåtte planen fra IAEG (1981) benyttes, se figur 4.1. De første undersøkelsesaktivitetene bør bestå av de billigste, som kartstudier og områdebefaring. Deretter bør det suppleres med geofysiske metoder, spesielt i kombinasjon med borehull (Geotechnical Engineering Office, 1987). Det er da viktig å ikke være redd for å utføre nok, men fortsette med undersøkelsene til ønsket informasjon er innhentet. Undersøkelsene bør deretter fortsette gjennom de ulike fasene av prosjektet, slik at endringer stadig kan gjøres på tidligst mulige tidspunkt. Det anbefales at de samlede geotekniske undersøkelsene ligger på 3% av den estimerte projektkostnaden for å få et godt resultat (USNC/TT, 1984). Dette er lavere enn anbefalingen for eksempel Soknedalstunnelen som ligger på 3,5 % etter metoden i publikasjon 101 (se beregninger i vedlegg D.1).

Undersøkelsene må utføres riktig av kompetent, gjerne tverrfaglig personell. Dette vil føre til at datainnsamlingen og evalueringen av disse utføres på beste måte. Omfanget av nødvendige undersøkelser avhenger av variasjonen og karakteren til grunnforholdene, designet, prosjektomfanget og kompleksiteten (lokasjonen, størrelsen, budsjettet), prosjektmålene (toleranse for risiko, langsiktig ytelse) og prosjektets begrensninger (geometri, virkninger fra tredjepart, konstruksjonsevne, miljøpåvirkning og estetikk) (Balasubramanian, 2016, Geotechnical Engineering Office, 1987, B. Nilsen, 2016a)

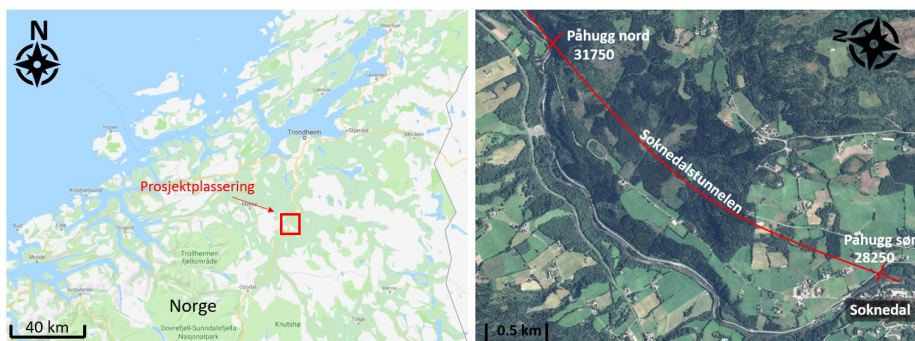
Fastsettelse av krav om prosentvis budsjettmengde og metoder som skal benyttes trenger ikke være den beste løsningen. Dette vil kunne begrense friheten til å benytte de metodene som passer i hvert enkelt prosjekt. Det bør derimot settes strengere krav om hva som skal være til stede i anbudsdokumentene, slik at hvert enkelt prosjekt kan finne den beste metoden for å finne denne informasjonen. Problemet med frihet er om prisen blir styrende, og at det gjennomføres for lite undersøkelser i frykt for å bruke for mye penger fra firmaet. Derfor er det igjen bra med anbefalinger til mengden forundersøkelser, slik at en kan vise til disse. De eksisterende metodene er gode, men en bør også vurdere de forholdene som metodene ikke regner med.

Kapittel 5

Soknedalstunnelen

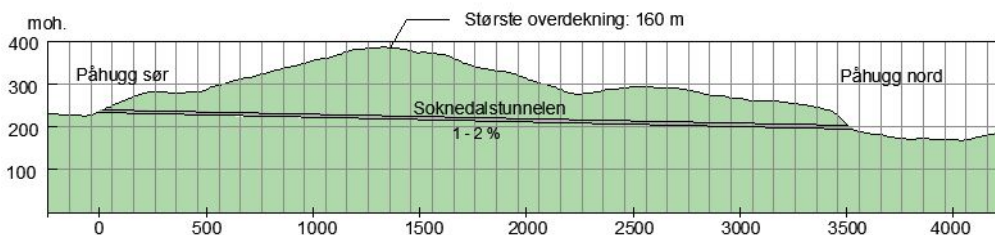
5.1 Prosjektbeskrivelse

Soknedalstunnelen bygges i den østlige delen av dalføret Soknedal i Midtre Gauldal kommune i Trøndelag, se figur 5.1. Den dimensjoneres etter tunnelklasse C (med enkelte unntak) og tunnelprofil T10,5 (men med rette vegger i sprengningsprofilen) (Langåker, 2017). Tunnelen leder trafikken fra Soknedal sentrum i sør til Korporalsbrua i nord. Lengden på tunnelen er 3,535 km, og vil med portaler få en total lengde på 3,6 km. I tillegg består tunnelen av to snunisjer, fire tekniske rom på 30 m og 14 rømningsveier på ti meter som skal knyttes sammen med et fremtidig løp på vestsiden av den eksisterende veien.



Figur 5.1: Oversiktskart over Soknedalen. Soknedalstunnelen er tegnet inn med rødt. Bildet modifisert fra Google Maps og Google Earth.

Området er preget av barskog og kulturlandskap med spredte landbrukseiendommer og enkelte eneboliger. Terrenget over Soknedalstunnelen er forholdsvis flatt, men med en helning mot påhuggene. Det nordlige påhugget ligger i en helning på 20 - 40 °, mens det sørlige ligger i en helning på 20 - 30 °. Overdekning ligger på maks 160-170 m. Selve tunnelen er også forholdsvis flat med en helning på 1 - 2 % mot nord. Tverrsnittet vises i figur 5.2, og er et utbrett av terrenget rett over tunneløpet som egentlig har en svingradius (R_{min}) på 1 550 m.



Figur 5.2: Figuren viser et vertikalt utbrett av Soknedalstunnelen og terrenget rett over tunnelen. Vær oppmerksom på at vertikal og horisontal skala ikke er den samme.

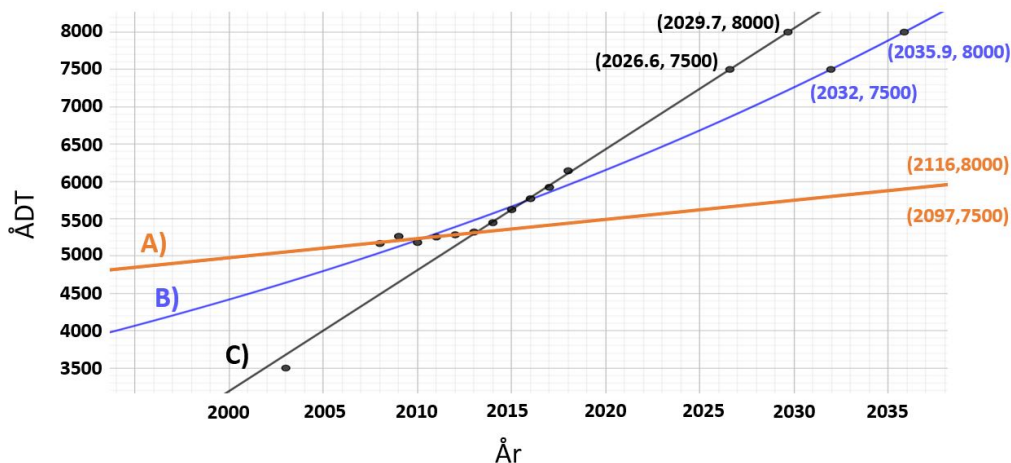
5.2 Årsak til bygging av tunnel og ønsket utvidelse

Europavei 6 (E6) er en av de viktigste veiene i Norge, og den viktigste i Midt-Norge. Kravet til kvalitet er derfor stort. E6 sør for Melhus består for det meste av smale tofeltsveger med uheldig kurvatur og lave fartsgrenser. E6 gjennom Soknedal er ingen unntak, med varierende fartsgrenser fra 50 til 80 km/t, og ulykkesutsatte strekninger.

Den nye veien gjennom Soknedalstunnelen skal redusere reisetiden og bedre trafikk-sikkerheten. Tunnelen vil gjøre veien rettere, mer oversiktlig, gi belysning døgnet rundt og gi et tørrere og jevnt varmere klima. Strekingen den erstatter er ulykkesutsatt med 27 ulykker siden 1990 (data hentet fra vegkart) og rasfarlig, med flere tilfeller av løsmasseskred og steinsprang.

Den nye veien skal også ta unna en stadig økende trafikkmengde. Økning i varetransport, økning i befolkningstall og økning av mennesker som bosetter seg utenfor byene er noen av årsakene til at trafikken langs E6 kommer til å øke i årene som kommer. Denne trafikkøkningen er det viktig å holde kontroll på da tunnelsikkerhetsforskriftene krever at nødutganger skal etableres i tunneler med lengde på 0,5 – 10 km og en ÅDT > 8 000 (Vegdirektoratet, 2016b). For soknedalstunnelen som er på 3,6 km er tanken at et nytt løp skal ta unna det ene kjørefeltet og i tillegg fungere som nødutgang. En bør begynne byggingen ved en ÅDT på 7500 for å bli ferdig til ÅDT er på 8000. Det er derfor interessant å se når en eventuell bygging må starte

På strekingen som erstattes av Soknedalstunnelen har trafikkmengden økt kraftig de seneste årene. Prognosene fra 2003 viste at ÅDT ikke ville overstige 5000 i et 20-årsperspektiv (Hiim, 2003), men trafikken økte kraftig mellom 2003 og 2006, og var over 5000 allerede i 2006. Økningen gikk roligere mellom 2006 og 2013 før nok en kraftig økning mellom 2013 og 2018, se figur 5.3. Siden 2003 og til i dag har antall kjøretøy forbi Korporalsbrua gått fra en ÅDT på 3500 til over 6100. Hadde denne utviklingen fortsatt ville byggestarten på ÅDT = 7500 vært allerede i 2026, og ÅDT på 8000 ville blitt nådd i 2029, se sort linje i figur 5.3. Den laveste trafikkutviklingen var mellom 2006 og 2013. En slik utvikling ville gitt byggestart i 2097, se orange linje i figur 5.3. Hvis en derimot tilpasser en trafikkutvikling etter hele datasettet blir byggestart i 2032, og ÅDT på 8000 nås i 2035, se blå linje i figur 5.3. Dette vil være den mest riktige antakelsen. Hvis denne prognosen er riktig vil veien måtte oppgraderes 20 år før antatt byggestart fra reguleringsplanen fra 2015 SVV region midt (2015).



Figur 5.3: Trafikktutviklingen i Soknedalstunnelen fra 3003 til i dag. Økningen har til tider vært kraftig.

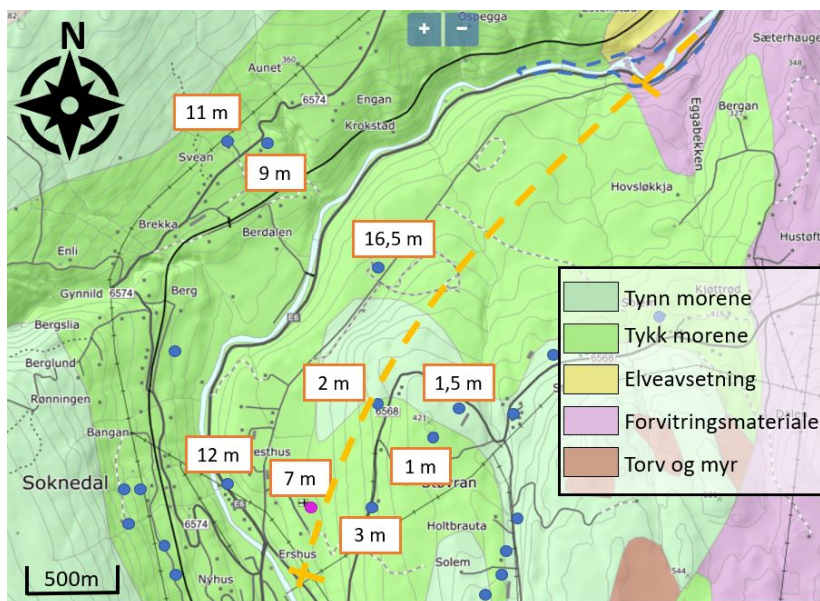
5.3 Ingeniørgeologiske forhold

Det er viktig å ha kjennskap til alle faktorer som kan påvirke tunnelen nevneverdig. Dette er faktorer som kvartærgeologien, bergartene og bergmassen, spenningene, grunnvannsforholdene. De ingeniørgeologiske forholdene ved Soknedalstunnelen vil bli presentert her.

5.3.1 Løsmassene

Tunnelen ligger i et område med mektige løsmasseavsetninger, og hele tunneltraseen ligger under et tykt løsmassedekke med unntak av et brattere område rundt midten av tunnelen hvor dekket er tynnere. Brønndata fra GRANADA bekrefter dette, hvor løsmassetykkelsene varierer fra 1 - 2 meter og helt opp i 7-16 m, som vist på figur 5.4.

Løsmassene i Soknedalen består hovedsakelig av morenemateriale, transportert og avsatt av isen. Disse massene er usorterte og består av ulike fraksjoner. Av erfaring fra boringer i området og feltundersøkelser viser at det nederste laget med morene er hardt pakket, og kan forveksles med berg. Den øverste delen av berggrunnen er også sterkt forvitret og blokkete, og gjør overgangen til løsmassene gradvis. Enkelte av boreloggene fra GRANADA beskriver løsmassene som brune på toppen, så grus med leire og noe stein i leire lengre ned. Noen kaller det jord, mens andre noterer sand og grus.



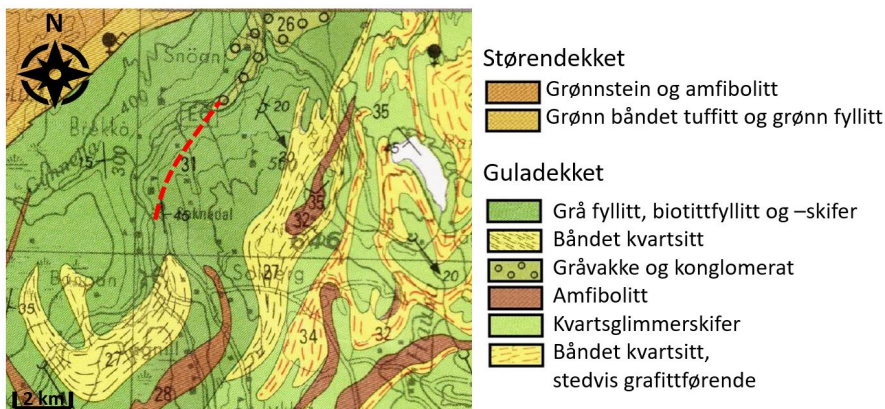
Figur 5.4: Løsmassekart over Soknedalen. Soknedalstunnelen er tegnet inn i gult, og tallene viser løsmassemektigheten. Figur modifisert fra ngus løsmassekart.

5.3.2 Bergmassen

Geologien i Soknedal ligger i øvre dekkserie, som består av bergarter som grønnstein, granittoider, konglomerater, glimmerskifre, gneiser og ultramafiske bergarter. Øvre dekkserie var tidligere havbunn som har blitt skjøvet opp og omdannet under den Kaledonske fjellkjedefoldningen (Ramberg og geologisk forening, 2013). Prosjektområdet ligger i Trondheimdekkekomplekset i Gulagruppen, like ved grensen til den overliggende Størensgruppen, se figur 5.5 (O. Nilsen og Wolff, 1989). Bergartene i de to gruppene er noe ulike, som vist i figur 5.5.

Gjennom Soknedalstunnelen kan det observeres minst to ulike bergarter. Hovedbergarten er fyllitt, som er en metamorfosert leir- eller slamstein, med høyt innhold av kvarts og muskovitt (Garmo, 1989). Denne vises i grønt i området hvor Soknedalstunnelen er tegnet inn med rødt på kartet i figur 5.5. Regionalmetamorfosen har gjort bergarten foliert og anisotrop, med parallellorienterte glimmerflak (Price og Walsh, 2012). Fyllitter er gjerne duktile, og svake i forhold til norske bergarter forøvrig. Den har lav borslitasje og god borsynk, men seighet, anisotropi og høy spesifikk vekt gir den dårlig sprengbarhet (Bertelsen, 2011).

I Soknedalstunnelen varierer fyllitten i mineralsammensetning og struktur, fra en lys nesten kvartsittisk farge, til mørk. Skifriheten varierer kraftig, og kan virke mer skifrig i de mørkere områdene. Disse partiene veksler gjennom tunnelen, og kan komme av avsetningen, foldning eller forkasting. Den har også innslag av båndet kvarts, som er mer fremtredende i de mørkere områdene. I tillegg til mineralinnholdet skissert i figur 5.7, ble det observert grafit under preparering av fyllitt 1.



Figur 5.5: Berggrunnskart over Soknedalen. Soknedalstunnelen er tegnet inn med rødt. Bildet modifisert fra O. Nilsen og Wolff (1989).

Fyllitten gjennomsettes av det som trolig er tonalitt på grunn av mineralsammensetningen funnet ved xrd-undersøkelse, se figur 5.7. Tonalitt er en lys magmatisk bergart bestående av plagioklas, kvarts (min. 20 %) og noe amfibol og biotitt (snl, 2018b). I Soknedalstunnelen er den for det meste lys og massiv, men også tonalitten varierer gjennom tunnelen. Den forekommer for det meste som ganger i fyllitten, men kan også ligge over større områder på flere titalls meter.

En gjennomgang av boreloggene i GRANADA bekrefter berggrunnsammensetningen med fyllitt som gjennomsettes av tonalitt. Loggene viser gjennomgående løst fjell med grått til svart borevann. Enkelte logger beskriver stedvis hardere områder, og hvitt fjell. Enkelte logger beskriver slepper, spesielt i den vestlige delen av dalen, rett nord for Soknedal sentrum. Også på MWD-dataene kan det observeres strukturer av høyere hardhet som mest sannsynlig er områdene med tonalitt.

5.3.3 Oppsprekking

Oppsprekkingen langs Soknedalstunnelen varierer veldig, og kan ha ulike sprekkesett fra salve til salve. Fire hovedsprekkesett er observert under drivingen på den sørlige delen og tre sprekkesett på den nordlige delen av tunnelen. Sprekkesettene på de ulike delene er noe ulike, men det er likevel mulig å se et mønster, se tabellen nedenfor og figur 6.2 og 6.3 i kapittel 6.

Det kan virke som oppsprekkingen har en gradvis dreining med klokken lengre sør. Det gjelder både oppsprekkingen langs skifriheten og de andre sprekkesettene. Oppsprekkingen langs skifriheten er svært tydelig i fyllitten. Tonalitten har en litt annen oppsprekking, men det er ikke skilt mellom disse i dataene fra tunnelkartleggingen.

Sørlige sprekkesett:

- N010Ø - N030Ø 80 - 90° NV
- N010Ø - N030Ø 40 - 60° SØ
- N070Ø - N090Ø 80 - 90° N
- N110Ø - N130Ø 90°

Nordlige sprekkesett:

- N000Ø - N015Ø 40 - 60° Ø
- N000Ø - N015Ø 85 - 90° Ø og V
- N050Ø - N070Ø 90° NV

5.3.4 Bergmassekvalitet

Q-metoden ble brukt for å klassifisere bergmassekvaliteten i Soknedalstunnelen. Det meste av bergmassen klassifiseres som dårlig fjell og også middels godt og svært dårlig. Mer om dette i kapittel 6. Tettheten på bergmassen i Soknedalen er varierende, med et gjennomsnitt på fyllitten på $2\,800\text{ kg/m}^3$, se laboratedelen senere i dette kapitlet. Tonalitten har en annen tetthet, men ble ikke undersøkt.

5.3.5 Spenninger

Store spenninger ved stor bergoverdekning kan gi stabilitetsproblemer, mens små spenninger ved lav bergoverdekning kan gi liten innspenning (B. Nilsen, 2016b). Spenningene bli på forhånd anslått til å være normale, da overdekningen er på maks 170 m. Unntaket er de første 10 - 15 m på hver side av tunnelen, hvor overdekningen er liten og innspenningen lav (Langåker, 2017). Det er ikke observert eksfoliasjon eller andre indikasjoner på høye spenninger i berget. Spenningene antas derfor å være gunstige. I enkelte områder oppsto det blokkutfall som indikerer lav innspenning og lave spenninger.

5.3.6 Grunnvannsforhold

Den ingeniørgeologiske rapporten beskriver grunnvannsstanden i området som varierende, men med en høyde på 8 m under målinger i tilknytning rapporten (Langåker, 2017). Flere brønner er boret i området, markert med blå prikker i figur 5.4. En senkning av grunnvannet vil være alvorlig for disse og jordbruket på oversiden av tunnelen. Derfor ble grunnvannsforholdene undersøkt kontinuerlig under drivingen ved sonderboringen. Som regel ble to hull boret fra stoff og 27 m inn i bergmassen. Deretter ble innlekkasjen fra de to hullene målt i liter pr. min, og gav innlekkasjedataene gitt i tabell 5.1.

Tabellen viser en stort sett tørr tunnel, med enkelte vanninntrengningsområder. Dette er typisk for myke bergarter som fyllitt hvor mykheten i berget tetter og forseglar bergmassen, men vannet kommer fra åpne sprekker. Ved ett tilfelle var vanninntrengingen så stor på den sørlige siden av tunnelen at injeksjon med full skjerm måtte benyttes.

Tabell 5.1: Innlekkasjedata fra sonderborehullene i Soknedalstunnelen

Innlekkasje [l/min]	Antall målinger (SØR)	Antall målinger (NORD)
0	40	34
0,5 - 2,5	21	13
3 - 5	5	6
6 - 10	5	2
Over 10	5	4

5.4 Laboratorieresultater

Laboratorieundersøkelsene ble gjennomført under prosjektoppgaven av undertegnede i forkant av masteroppgaven (Jermstad, 2018), og resultatene er gjengitt i dette delkapittelet. Den enaksielle testen, braziltesten, punktlasttesten og testen for tetthet og lydshastighet er utført etter *International Society for Rock Mechanics and Rock Engineering* (ISRM) sine anbefalte metoder for testing av bergmasse (ISRM, 2007), mens standarder for tilttesten ble hentet fra (Alejano *et al.*, 2018, Li *et al.*, 2017). Testene ble utført på to ulike prøvestykker hentet fra henholdsvis den sørlige og den nordlige delen av Soknedalstunnelen. Litt teori og metode er gitt i forkant av resultatene.

Enaksiell trykkstyrke (UCS)

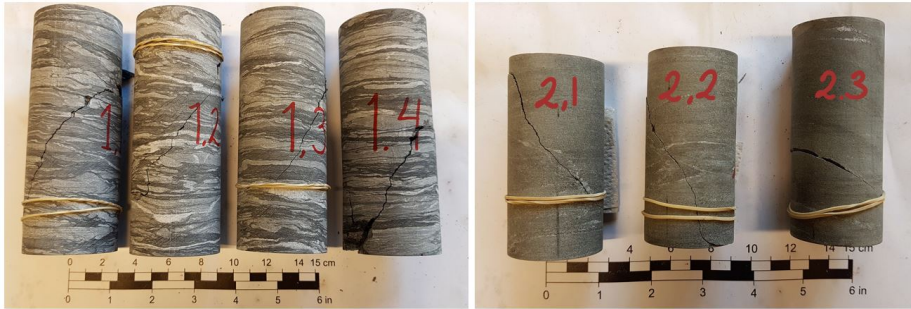
Den enaksielle trykkstyrken ble utført i henhold til ISRM (2007). Kjernene fra den nordlige delen hadde en diameter på 50 mm og ble påført en radiell tøyningkontroll - $600 \mu\epsilon/\text{min}$ (mikrotøyning/min), mens kjernene fra den sørlige delen hadde en diameter på 40 mm og ble påført $-800 \mu\epsilon/\text{min}$. Lasten ble påført i en GCTS RTR-4000 bergpresse og tøyningene i aksial og radiell retning ble målt med ekstensometre, og plottet i et spennings-tøyingsdiagram. Den enaksielle styrken finnes fra likningen 3.1 fra kapittel 3 og kan leses av ved det høyeste punktet på spennings-tøyingskurven. I kapittel 3 finnes det mer informasjon om UCS.

Resultatene fra den enaksielle testen som er presentert i tabell 5.2 er for den sørlige prøven gjennomsnittet av fire prøver, og for den nordlige prøven gjennomsnittet av tre prøver. Disse er avbildet i figur 5.6

Tabell 5.2: Resultatene fra den enaksielle testen.

Prøve	Brudd- vinkel [°]	Foliasjons- vinkel [°]	UCS (σ_c) [MPa]	E-modul (E_i) [GPa]	Poissons forholdstall
Sør	33* (2,8)	75,3 (8,6)	92,5* (5,9)	40,8 (1,4)	0,4 (0,1)
Nord	29,3 (0,5)	39,8 (1,3)	50,7 (7,3)	48,8 (9,3)	0,5 (0,1)
Kommentar	* Gjennomsnittet av to prøver () Standardavviket				

Bergarten fra den nordlige delen (til venstre i figur 5.6) gikk i brudd langs foliasjonsplanet i de sorte lagene. Bergart nummer 2 fikk et fint skjærbrudd i 2,1 og 2,2, mens 2,3 gikk i brudd langs et foliasjonsplan.



Figur 5.6: Kjernene etter den enaksiale testen. 1.1, 1.2, 1.3 og 1.4 kommer fra den nordlige delen, mens 2.1, 2.2 og 2.3 kommer fra den sørlige. Alle har fått skjærbrudd, men alle bortsett fra 2,1 og 2,2 har gått i brudd langs et foliasjonsplan. Prøvene fra den nordlige delen gikk i brudd langs skjulte foliasjonsplan i de sorte lagene. De hvite lagene med kvarts har sørget for styrken.

Braziltesten

Braziltesten er en indirekte metode for å finne strekkstyrken til en bergart, og utføres i henhold til ISRM (2007). Sylindriske diskere med diameter på 54 mm ble satt mellom stålsåler og påført kontinuerlig og konstant trykk på 200 N/s til strekkbrudd ble initiert. Deretter benyttes likning 3.3 fra kapittel 3 for å finne strekkstyrken.

Strekkstyrken for den sørlige blokken er et gjennomsnitt av 8 tester, mens verdien for den nordlige blokken er et gjennomsnitt av fem tester. Det ble foretatt flere tester enn dette, men disse ble ugyldige da bruddet ikke gikk gjennom kontaktpunktene. Den gjennomsnittlige verdien og standardavviket fremstilles i tabell 5.3.

Tabell 5.3: Gjennomsnittlig strekkstyrke for blokk 1 (Nord) og blokk 2 (Sør).

Prøve	Gjennomsnittlig strekkstyrke [MPa]	Standardavvik
Sør	11,5	1,5
Nord	6,8	1,6

Punktlasttest

Punktlasttesten ble også utført i henhold til ISRM (2007) og mer informasjon om testen kan finnes der. Testen utføres i samme maskin som braziltesten, og bruddlasten leses av. Denne bruddlasten kan brukes til å finne styrkeindeksen som igjen kan benyttes til å finne trykkstyrken med formel 3.2 eller anisotropien ved formel 3.6, fra kapittel 3. Her finnes det også mer informasjon om metoden.

Verdiene fra punktlasttesten er presentert i tabell 5.4. De sørlige verdiene er gjennomsnittet av ni aksielle og seks diametrale tester, mens verdiene fra nord er fra syv aksielle og fem diametrale tester. Gjennomsnittene er tatt etter at den største og den minste ver-

dien fra den nordlige blokken ble fjernet, og de to største og de to minste verdiene fra den sørlige blokken ble fjernet. UCS-verdier ble også funnet, og presenteres i vedlegg B.1 og B.2 sammen med resten av dataene.

Nordlig prøve er middels sterk i diametral retning, men medium til høy i aksial retning. Sørlig prøve har middels styrke i diametral retning, men høy styrke i aksial retning (B. Nilsen og Palmstrøm, 2000). Begge er anisotrope (nordlig prøve = moderat og sørlig prøve = høy) med foliasjonsanisotropifaktor (I_A) på over 1 (B. Nilsen og Palmstrøm, 2000).

Tabell 5.4: Resultatet fra punktlasttesten med punktlastindeksen (I_s), den korrigerte punktlastindeksen ($I_{s(50)}$), standardavviket og foliasjonsanisotropifaktoren (I_a).

Prøve	Retning	Gj.snitt I_s [MPa]	Gj.snitt $I_{s(50)}$ [MPa]	Standardavvik $I_{s(50)}$	I_a
Sør	Diametralt	3,1	2,8	0,3	2,2
	Aksialt	7,7	6,3	0,5	
Nord	Diametralt	2,6	2,6	0,5	1,9
	Aksialt	5,0	4,7	0,8	

Tilttesten

Tilttesten ble utført i henhold til Alejano *et al.* (2018) og Li *et al.* (2017) med tokjernersmetoden. Tilteghastighet var på 26,62 grader/min (gjennomsnittet fra tre målinger).

Tre kjernepar ble testet, ett fra den sørlige siden og to fra den nordlige siden. Basis friksjonsvinkel er funnet ved medianen av fem målinger på den sørlige siden og gjennomsnittet av medianen til de to kjerneparene fra den nordlige siden. P nordsiden ble det testet seks ganger på hvert par. Det kan antas at de fleste sprekkeflater in situ er uforvitret da prøvene er tatt fra stort dyp, og at den residuale friksjonsvinkelen er den samme som basis friksjonsvinkel. Vanlig friksjonsvinkel for skifer er på 25-30 grader (B. Nilsen og Palmstrøm, 2000).

Tabell 5.5: Basis friksjonsvinkel funnet fra tilttesten. Det henvises til gjennomsnittet, enkeltverdiene står i parentes.

Prøver:	T [°C]	W [%]	φ_b [°]
Nord	21,8	37,7	35,1 (36,0 og 34,2)
Sør	21,7	37,7	32,7

Tetthet og hastighet

Tettheten beskriver den generelle tilstanden til berget og brukes ved beregning av in situ spenninger. Lave verdier kan indikere svakt berg med mye sprekker. Tettheten beregnes ved å dele et prøvestykses masse i kg (m) på volumet i m^3 (V), mens tyngdetettheten finnes ved å multiplisere tettheten med tyngdeakselerasjonen ($g = 9,81 m/s^2$). Tyngdetettheten finnes dermed ved formel 5.1.

$$\gamma = \frac{m \cdot g}{V} \quad (5.1)$$

Lydhastigheten illustrerer også den generelle karakteren til den kompakte bergarten. En raskere hastighet indikerer en mer kompakt bergart, mens lavere hastighet kan indikere en mer porøs bergart. Sprekker og foliasjon liggende vinkelrett på lydretningen kan også forsinke hastigheten. Lydhastigheten finnes ved å sende en p-bølge gjennom prøvestykket og gangtiden registreres. Hastigheten finnes ved å dele lengden av prøvestykket på gangtiden til p-bølgen (ISRM, 2007).

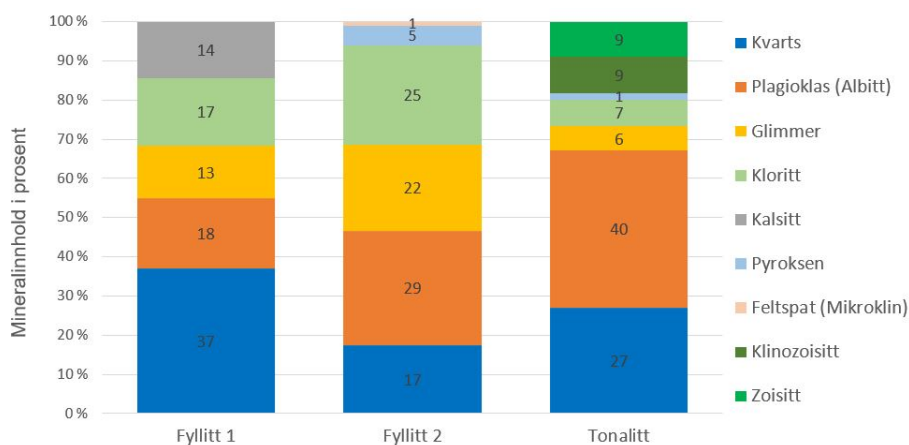
Tetthet og hastighetsmålinger ble utført på alle UCS-prøvene. Gjennomsnittet i tabellen under er fra tre målinger fra sørlig side og fire målinger fra nordlig side. Vanlige verdier for fyllitter ligger på 2700-2900 kg/m³, og er en middels høy tetthet (Sintef, u.å.). Målingene ligger i vedlegg B.4.

Tabell 5.6: Den gjennomsnittlige verdien og standardavviket til tettheten og hastigheten til prøve 1 og 2.

	Gjennomsnitt	Standardavvik
Tetthet [kg/m ³]	2795	76
Hastighet [m/s]	4533,49	362,7

XRD-analyse og mineralobservasjoner

Metoden bruker røntgenstråler til å finne mineralsammensetningen til bergarten. Strålingen sendes med ulike inngangsvinkler. Under visse betingelser skjer det en interferens når røntgenstrålene reflekteres fra krystallgitteret til mineralet, og maskinen registrerer denne. På grunn av de ulike gitteravstandene til ulike mineraler kan mineralene identifiseres ved å sammenligne signaturstrålingen med en database (B. Nilsen, 2016b).



Figur 5.7: Mineralinnholdet til fyllitt 1 (nordlig side), fyllitt 2 (sørlig side) og tonalitten. Tallene viser prosentvist innhold av de mest fremtredende mineralene.

Glimmeret består av muskovitt i fyllitt 1 og tonalitten, og flogopitt i fyllitt 2. Pyrok- sen er augitt i fyllitt 2 og diopsid i tonalitten. Kalsitt ble bekreftet ved brusing under påføring av saltsyre i fyllitt 1, men ikke i tonalitten. Noe granat kan være til stede i begge fyllittene, i tillegg ble det registrert små mengder (< 1%) av følgende mineraler:

- Fyllitt 1: pyritt, mikroklin, dolomitt
- Fyllitt 2: pyritt, kalsitt, spessartin
- Prøve 3: kalsitt

Andre observasjoner

Under boring av prøve 1 ble det observert mineralflak flytende på vannoverflaten med en metallisk glans. Dette antas å være grafitt. Grafitt er ikke lett å se i XRD, og det kan være årsaken til at den ikke ble synlig under XRD-analysen.

I prøve 3 ble det observert det som mest sannsynligvis er pyritt. Den kan bare sees enkelte steder på blokken. Biten som ble testet hadde mest sannsynlig ikke pyritt i seg, og derfor kom det heller ikke opp på XRD-analysen.

5.5 Stabilitetsproblemer

Fra prosjektoppgaven skrevet høsten ble de mulige stabilitetsproblemene evaluert. Der ble det fastslått at skviseproblematikk er lite trolig på grunn av fyllittens sterke karakter og de forholdsvis lave spenningene som finnes i Soknedalen. Avskalling var også lite trolig på grunn av lave spenninger og mykt berg. Det ble konkludert med at de største problemene lå i faren for blokkutfall på grunn av stor oppsprekking, spesielt i områder med liten overdekning og lav innspenning som i svakhetssoner. Også svakhetsso- ne ville kunne bli problematiske på grunn av oppsprukket berg, fare for utvasking og observasjoner av leire.

Ustabilitetene som ble observert under driving besto for der meste av blokkutfall på grunn av oppsprekking og lav innspenning. De fleste av disse oppsto i hengen. Det ble også møtt på noen svakhetssoner med dårligere bergmasse og i enkelte soner var vanninntrengingen større. Ingen spenningsinduserte stabilitetsproblemer ble observert.

5.6 Bergsikring

Ved påhuggene ble det benyttet dobbel spiling og bånd i tillegg til bolter, buer og sprøytebetong.

Ved ett tilfelle ble det brukt injeksjon for å redusere vanninntrengingen ved pel. nr. 28468. Injeksjonen var vellykket. Flere buer ble installert ved påhuggene i tillegg til ett par inne i tunnelen.

Ellers ble tunnelen sikret med systematisk bolting og sprøytebetong. Lengden på bol- tene og tykkelsen på sprøytebetongen varierte med bergmasseklassen og størrelsen på rommet. Ved nisjer og tverrslag ble lengre bolter og annen sprøytebetong benyttet. Ta- bell 6.4 i kapittel 6 viser sikringsmengdene som ble benyttet.

Soknedalstunnelen, forventet vs. virkelig tilstand

I lys av hva som trengs av forundersøkelser er det interessant å sammenligne forventet og virkelig tilstand i Soknedalstunnelen. En slik sammenligning kan gi nyttig informasjon om problemer en kan møte på og erfaring til senere prosjekter.

Hvilke undersøkelser som ble gjennomført, resultatene av disse og sammenligning med de virkelige forholdene vil bli gjennomgått i dette kapitlet. De forventede dataene er hentet fra den ingeniørgeologiske rapporten Langåker (2017). Sammenligningen vil i hovedsak være av innhentet informasjon om Q-verdier, sprekker, svakhetssoner, stabilitetsproblemer, sikringsmengde og vannforhold.

6.1 Utførte forundersøkelser

De utførte undersøkelsene i forkant av prosjektet er som følger:

- Innsamling av grunnlagsmateriale
 - Kartstudier av berggrunnskart, kvartærgeologisk kart og grunnundersøkelser fra GRANADA hentet fra ngu.no
 - Skred og aktsomhetskart fra skrednett.no
 - Flyfoto fra statens kartverk
 - Kart fra Norgebilder, Norgei3D, Norgeskart og Miljøstatus
 - Notater og rapporter fra tidligere planfaser
- Ingeiørgeologisk kartlegging
 - Ingeiørgeologiske undersøkelser over påhugg, tunneltrasé og skjæringer
 - Befaring av brønner og oppkummer i nærheten av tunnelen
- Undersøkelser av grunnen
 - Fjellkontrollboringer fra Sweco og Statens vegvesen
 - Geofysiske undersøkelser (seismikk) fra Sweco
 - Laboratorietester av trykkfasthet, mineralogi, sprengbarhet og egnethet som bygningsmateriale.

6.2 Q-verdier

6.2.1 Parametre

For å undersøke bergmassens karakter benyttes Q-metoden. I den ingeniørgeologiske rapporten kan det finnes informasjon om den forventede verdien på flere av parametrene i Q-metoden. Disse er listet i tabell 6.1. Bergmassen beskrives med en varierende oppsprekking fra sterkt til middels oppsprukket med antatt høyere oppsprekking ved påhuggene. Tre til fire sprekkesett er observert, i tillegg til sporadiske sprekker. Sprekkesettene er røe, men varierer mellom å være plane og bølget. Sprekkefylling blir bare nevnt ved ett av sprekkesettene som har en stedvis tynn sprekkefylling av leir og kalsitt. Spenningsforholdene antas å være normale, men med mulig lav innspenning ved påhuggene på grunn av lav overdekning.

Tabell 6.1 viser også de kartlagte parametrene. Disse er lite oppsprukket med to sprekkesett og sporadiske sprekker. Sprekkene er ru og plane med svakt omvandlede sprekkeflater og litt belegg. Bergrommet er tørt, men med noe fukt og gunstige spenninger. Mye er forholdsvis likt, som ruhetsgraden (J_r) med ru og plane sprekker, tallet for sprekkefyll (J_a) med beskjedent belegg og middels høye spenningsforhold (SRF). Forskjellen mellom de to ligger i oppsprekingsgraden og blokkstørrelsen.

Tabell 6.1: Sammenligning av forventede og virkelige Q-verdier fra Soknedalstunnelen

Parameter	Forventet	Virkelig			
	Verdi	Gj. snitt	STD	Min	Max
RQD	0 - 25 til 50 - 70	77,9	8,6	12,5	90
J_n	12 - 15	6,6	1,7	3	12
J_r	1,5 - 3	1,6	0,2	1	3
J_a	1 - 3	2,1	0,3	1,5	4
J_w	-	1	0	0,7	1
SRF	1	1,2	0,7	3	5

Den virkelige RQD-verdien har et gjennomsnitt på 80, hvor den laveste verdien er på 12,5 (svært dårlig), mens den høyeste er på 90 (god-utmerket). RQD-verdien varierer derfor mer enn antatt på forhånd av prosjektet, men er i gjennomsnitt mye bedre enn antatt. Dette kan komme av for lite hensyn til at forundersøkelsene ble gjort av dagberget, som naturlig vil være mer oppsprukket enn berget inne i tunnelen.

Antall sprekkesett er også høyere i den ingeniørgeologiske rapporten enn det som er observert i tunnelen. Årsaken kan komme av at Q-parametrene vurderes etter hver salve i tunnelen, og da er det ikke alltid alle sprekkesettene vises. Det var tydelig variasjon fra salve til salve. Det er derfor flere sprekkesett totalt sett enn det som kommer frem ved hver enkelt salve. Ved forundersøkelsene i dagen ble derimot alle sprekkesettene talt med i vurderingen av J_n .

Totalt sett vil det si at forskjellen mellom forundersøkelsene og den virkelige tilstanden i Soknedalen var at oppsprekkingen ble overvurdert. Blokkstørrelsene ble antatt for smått og oppsprekingsgraden for stor. Dette fører til forhøyede Q-verdier og en for pessimistisk vurdering.

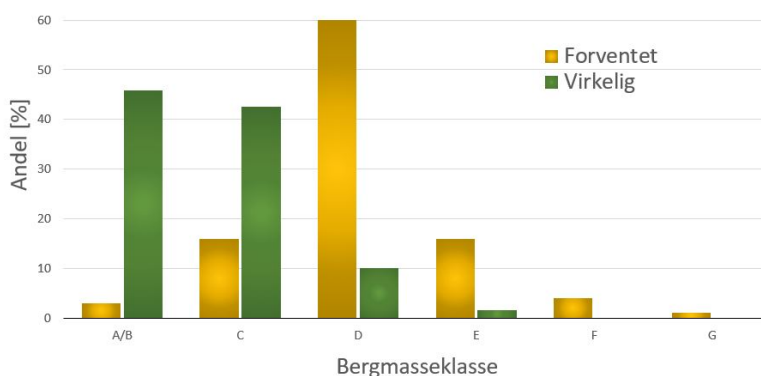
6.2.2 Bergmasseklasser

I den ingeniørgeologiske rapporten ble det også foretatt et grovt anslag på hvordan bergmasseklassene forventes å være fordelt langs traseen til Soknedalstunnelen. Disse er basert på Q-verdien til bergmassen, og kan sees i tabell 6.2 sammen med den virkelige fordelingen. Sammenligning viser at den virkelige bergmassen har en høyere prosent av god bergmasse enn den antatte fordelingen. Ved å sette tallene opp i et diagram som vist i figur 6.1 kan en se at den antatte fordelingen er normalfordelt om en bergmasseklasse på D. Den observerte bergmasseklassefordelingen er derimot skjevt fordelt mot gode bergmasser, hvor det meste av tunnelen har en klasse på A/B eller C.

Tabell 6.2: Fordelingen av bergmasse- og sikringsklasser langs tunneltraseen i Soknedalstunnelen. Det forventede anslaget er grovt og hentet fra Langåker (2017). Den virkelige fordelingen er hentet fra Novapoint.

Bergmasseklasse	Q-verdi	Sikringsklasse	Andel av tunnelen [%] (Forventet)	Andel av tunnelen [%] (Virkelig)
A/B	10 - 100	I	3	46
C	4 - 10	II	16	43
D	1 - 4	III	60	10
E	0,1 - 1	IV	16	2
F	0,01 - 0,1	V	4	0
G	< 0,01	VI	1	0

De virkelige verdiene for SRF, J_a og J_r var lik de antatte. Årsaken til at bergmasseklassefordelingen ble antatt verre enn den viste seg å være er på grunn av oppsprekningen. Overvurdering av oppsprekningen førte til for små Q-verdier og dermed en dårligere bergmasseklassefordeling. Det kan også være at en antar dårligere bergmasse for å være på den sikre siden når sikringen skal evalueres. Dette kan dog føre til for konservative anslag som gjør det vanskelig å formulere anbud, og gir dyrere prisforslag.

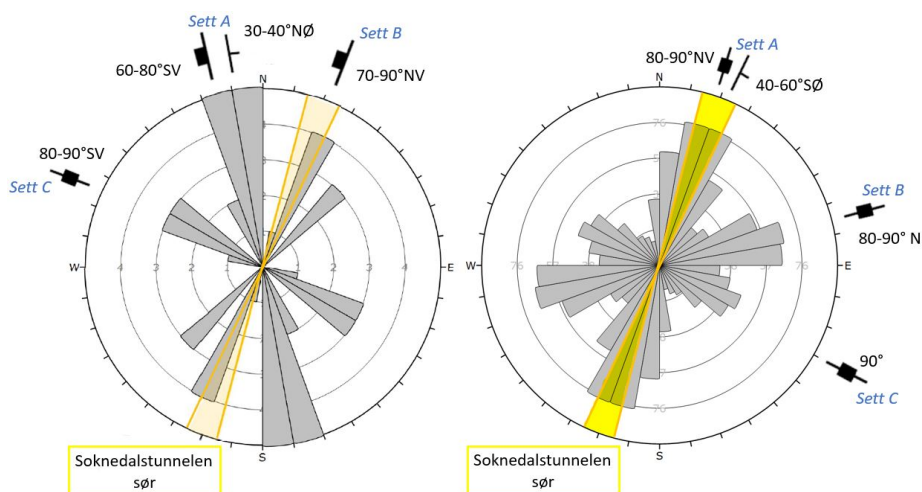


Figur 6.1: Prosentvis fordeling av forventet og virkelig bergmasseklasse i Soknedalstunnelen. Prediksjonen på forhånd var konservativ.

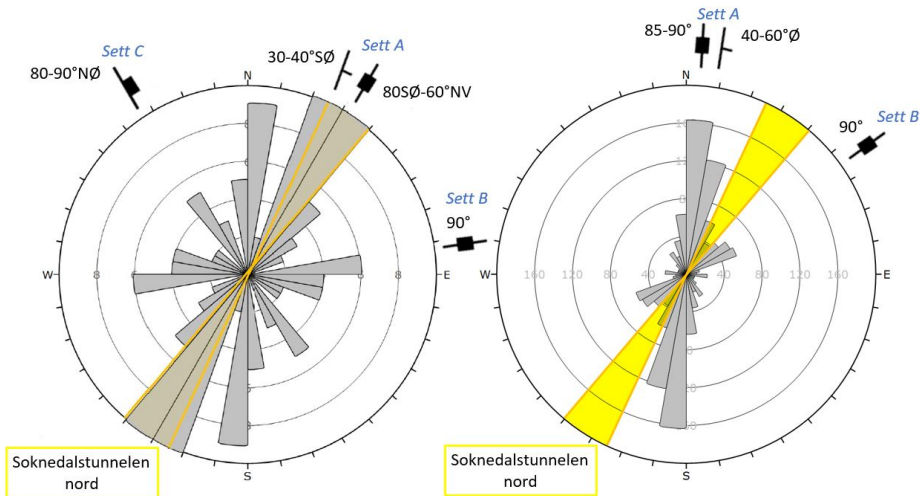
6.3 Sprekkestilstanden

I den ingeniørgeologiske rapporten ble det observert varierende grad av oppsprekking langs tunneltraseen, fra middels til sterkt oppsprukket. 3-4 sprekkesett ble notert, som vist til venstre i figur 6.2 og 6.3, i tillegg til sporadiske sprekker. Sprekkesettet langs skifriheten er det mest fremtredende, men bølger seg og varierer i omfang. Den ligger med spiss vinkel eller parallelt med tunneltraseen, og kan være ugunstig for sprengbarheten og borbarheten. De andre sprekkesettene er forholdsvis steile. Strøkkretningen til sprekkesettene er forholdsvis konstante, men fallvinkelen varierer. Bergmassen forventes mer massiv inne i bergmassen da det er mer oppsprekking i dagfjellsonen.

Den virkelige oppsprekkingen vises til høyre i figur 6.2 og 6.3. 3-4 sprekkesett ble observert, men sjeldent samtidig. Det er grunnen til den lave verdien for J_n som vist tidligere i dette kapitlet. Det er stort sett de samme sprekkesettene som gjentar seg gjennom tunnelen, men de er ikke like fremtredende etter hver sprengning. Det tydeligste sprekkesettet var langs foliasjonen, som hadde strøk omtrent langs tunnelaksen. De øvrige sprekkesettene er steile, tilnærmet vertikale. I tillegg ble det observert sporadiske sprekker.



Figur 6.2: Sprekkeroser for den sørlige delen av Soknedalstunnelen. Sprekkerosen til venstre viser den forventede fordelingen av sprekkene, mens den høyre sprekkerosen viser den virkelige fordelingen av sprekkene.



Figur 6.3: Sprekkeroser for den nordlige delen av Soknedalstunnelen. Sprekkerosen til venstre viser den forventede fordelingen av sprekke, mens den høyre sprekerosen viser den virkelige fordelingen av sprekke.

Ved å sammenligne de forventede forholdene skissert i sprekerosene til venstre i figur 6.2 og 6.3, og de virkelige forholdene til høyre i de samme figurene kan en se at sprekesettene er omtrent de samme. Disse er nummerert med A, B, C. I den sørlige delen av soknedalstunnelen er sett C plassert omtrentlig på samme sted, mens A, B og foliasjonen er dreid noe med klokken. Settene observert i tunnelen er også noe steilere enn det som ble målt på forhånd.

I den nordlige delen av Soknedalstunnelen er det kun observert to sprekesett i tillegg til foliasjonen, mens den ingeniørgeologiske rapporten beskriver tre pluss foliasjonen. Også her er de observerte settene steilere enn de som ble målt i dagen. Rosen fra rapporten og rosen laget fra observasjonene viser at A, B og foliasjonen har en dreining motsatt av den sørlige delen.

Det kan være vanskelig å forutse nøyaktig beliggenhet på sprekke i tunnelen når en kun ser bergmassen utenfra. Strøk og fall kan forandre seg mye gjennom en tunnel, eller mellom tunnelen og skjæringene målingene utenfra er tatt på. Dette vises godt i sammenligningen av sprekerosene ovenfor. Foliasjoner i bergmassen kan skape disse forskjellene og dreiningene, i tillegg til forkastninger. Noe av forskjellene kan også komme av målefeil, da så og si ingen av målingene fra tunnelen er foretatt med kompass. Troverdigheten i målingene ligger i erfaringen til kontrollingeniørene og den store datamengden av målinger som er innhentet. Sprekerosene er basert på 1 547 målinger, så det antas at gjennomsnittet er godt. Alt i alt er orienteringen på sprekke fra den ingeniørgeologiske rapporten ganske lik den virkelige orienteringen.

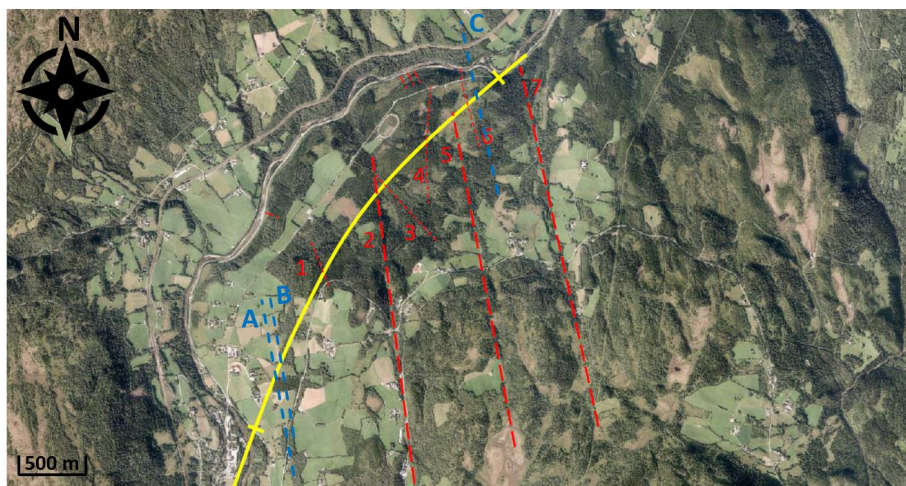
6.4 Svakhetssoner

I løsmassene over tunnelen ble det på forhånd observert seks lineamenter som kan være svakhetssoner, i tillegg til fire sprekke- eller svakhetssoner i den eksisterende skjæringen langs E6 (Langåker, 2017). Alle svakhetssonene antas å være vertikale, og er nummerert 1-6 i tabell 6.3 og figur 6.4. Rapporten presiserer også at det kan finnes svakhetssoner som skjules av løsmasseoverdekningen, eller at foldninger, intrusjoner og forkastninger har endret plasseringen. Det kan også tenkes at de observerte lineamentene ikke er svakhetssoner, men bare søkk i løsmassene (Langåker, 2017).

Den store usikkerheten gjorde det ikke overraskende da svakhetssonene oppsto på helt andre steder enn forventet. Ved å undersøke MWD-data, Q-verdier og dagboknotater, kan det observeres tre tydelig svakere soner, A, B og C i tabell 6.3 og figur 6.4. Disse sonene er de tydeligste, med både lavere hardhet i MWD-data, og med bergmasseklasse lavere enn C.

Tabell 6.3: Informasjon om svakhetssonenes beliggenhet, størrelse og orientering

	Sone	Pel. nummer	Størrelse	Orientering	Kommentar
Forventet	1	29400	Lite markant	NV - SØ	
	2	30350	Markant	NV - SØ	
	3	30420	Lite markant	NV - SØ	
	4	30990	Lite markant	N - S	
	5	31175	Markant	NV - SØ	
	6	31330	Lite markant	NV - SØ	
Virkelig	A	28415	Markant		Lav RQD og SRF + belegg
	B	28648	ca. 21 m		Lav RQD og SRF + leire
	C	31415	ca. 20 m		Høy Jn, lav SRF + leire



Figur 6.4: Svakhetssonenes beliggenhet. De forventede sonene vises i rødt, de virkelige sonene vises i blått. Strøk og fall er usikre. Figuren er modifisert fra Langåker (2017).

Ved å sammenligne plasseringen på svakhetssonene kan en se at ingen av plasseringene samsvarer. Usikkerheten rundt plasseringen og fallet til svakhetssonene gjør det vanskelig å vite hvor de vil komme under drivingen av tunnelen. På grunn av store løsmassemektingheter over tunneltraseen var det vanskelig å bestemme fall på svakhetssonene. Overflatekartlegging kan plassere strøket til svakhetssonene ganske nøyaktig, men fallet er vanskeligere å finne. Det er usikkert om svakhetssonene i Soknedalstunnelen kom på feil plass grunnet feil vurdering av fallet, eller om lineamentene ikke var svakhetssoner i det hele tatt. Svakhetssonene opptrådte uansett ikke på antatt sted.

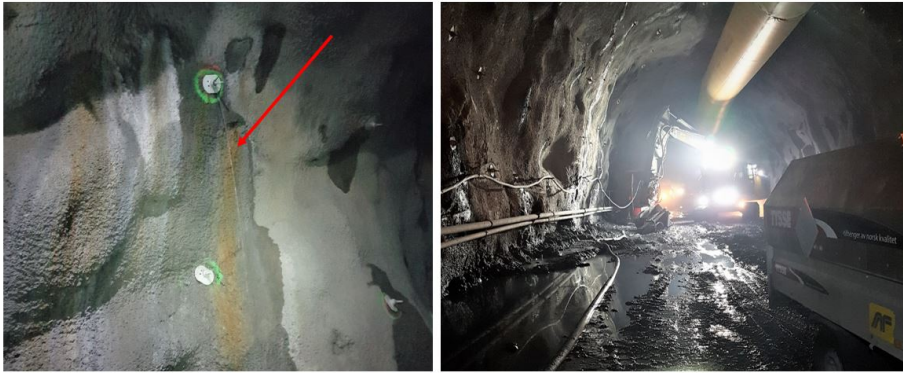
Konsekvensen av å møte på udokumenterte svakhetssoner kan være full stopp i drivingen for å finne mulige løsninger. Er sonen kjent kan en derimot gå ut med større profil, kortere salver og forberede den utvidede sikringen. Det kan konkluderes med at plassering av svakhetssoner i bergmasser under store løsmassemektingheter er vanskelig, og en kan ikke alltid stole på at lineamenter i terrenget er tilknyttet en svakhetszone.

6.5 Vannforholdene

Grunnvannet ligger omtrent 8 m under terrenget, men denne kan ha en naturlig variasjon på flere meter (Langåker, 2017). Vanninntrengning kan komme av vannførende sprekker eller soner, gjerne i forbindelse med svakhetssoner. Da fylltitten er en myk bergart vil inntrengningen mest sannsynlig skje langs åpne sprekker. Det er ikke observert reservoarer med vann over tunnelen, men det kan ikke utelukkes at det kommer vann fra andre steder som ikke observeres på grunn av den store løsmasseoverdekningen.

En senkning av grunnvannet er problematisk da det ligger flere brønner og store jordbruksarealer på oversiden av tunnelen. I tillegg er det skadelig for annen fauna. Det er begrenset fare for setninger da løsmassene består av tett pakket morene (Langåker, 2017). I den nordlige delen av Soknedalstunnelen er det kun vegetasjon av liten sårbarhet, og innlekkasjekravet settes da til 30 l/min/100 m. I den sørlige delen som har mer bebyggelse og dyrket mark er kravet satt til 20 l/min/100 m (Langåker, 2017).

Under drivingen av Soknedalstunnelen var vannforholdene varierende, med tørre områder, områder med drypp og innlekkasje. Enkelte steder rant det vann fra borehullene, og andre steder kom det rennende fra sprekker i berget, se tabell 5.1. Det ble foretatt ett tilfelle med injeksjon på grunn av innlekkasjekravene på den sørlige delen. Et av problemene med vann i boltehullene er at gysingen setter seg dårligere, eller blir ikke fullstendig gyst. Dette vises ikke fra utsiden. I Soknedalstunnelen ble det installert fin-bolter i boltehull med mye vann, se figur 6.5. Disse er spesialdesignet for å løse problemer med vannlekkasjer. Det var noe problemer med monteringen, men sluttresultatet ser ut til å være tilfredsstillende. Det var også tidvis problemer med vann i vegbanen, som gjør arbeidsforholdene vanskelige og mer kostbare, se figur 6.5. Dette vannet kommer også fra borvannet. Duker ble hengt opp for å unngå direkte drypp i vegbanen. Vannforholdene var forholdsvis like de antatte forholdene i forkant av prosjektet. Det er også mulig at den lave inntrengningen i enkelte områder kom som et resultat av en svært tørr sommer, men dette er uvisst.



Figur 6.5: Venstre: Vann (markert med rød pil) renner fra montert fin-bolt. Det lekker noe vann også fra de andre boltene. Høyre: Vann i vegbanen var til tider et problem.

6.6 Stabilitetsproblemer

Det antas at spenningene i tunnelen er moderate, og at stabilitetsproblemer som bergslag og skvising er utelukket. Den ingeniørgeologiske rapporten antyder derimot flere andre mulige stabilitetsproblemer som:

- Planutglidning og kileutglidning langs skjæringene
- Mulighet for kileutglidning i venstre vegg og utvelting i høyre vegg
- Problemer i hengt ved sprekker med tilnærmet horisontalt fall
- Vannførende soner og sprekkesystemer
- Lav innspenning i påhuggsområdene hvor overdekningen er liten.
- Svelleleire

Under drivingen av tunnelen ble det som antatt på forhånd ikke oppdaget problemer med skvising eller bergslag, og spenningene blir stort sett notert som moderate. Enkelte områder noteres med lave spenninger. Disse ligger som regel i tilknytning til svakhetssonene skrevet om i forrige avsnitt.

Det ble observert leire på flere av sprekke-ene, men for lite til å ta prøver. Det er derfor usikkert om leiren var svellende eller ikke. Flere områder hadde også små til moderate mengder vanninnstrømming hvor en kan ha truffet på vannførende soner eller sprekkesett, enten med tunnelen i seg selv eller med borehullene.

Hovedproblemet i Soknedalstunnelen var utfall fra hengen i svakere soner i berget. I loggboken er disse registrert både midt i heng, mot venstre vederlag (overgangen mellom heng og vegg) og mot høyre vederlag. MWD-data viser lavere hardhet i venstre vederlag til midt heng. Dette kan komme av sprekkenes orientering.

Konklusjonen blir her at de antatte problemene var lik de virkelige problemene. Problemene med blokkutfall forekommer på litt andre steder enn antatt på grunn av at orienteringen til sprekke-ene var noe annerledes enn forventet. Det er fremdeles usikkert om det finnes svellende leire i Soknedalstunnelen, da de observerte leirelagene var for små til å kunne undersøke egenskapene.

6.7 Sikringsmengdene

Med bakgrunn i de antatte bergmasseforholdene på forhånd av tunneldrivingen bestemmes sikringsmengdene som inngår i anbudsdokumentet. Disse mengdene ønskes så likt virkeligheten som mulig for å spare mest mulig penger. Tabell 6.4 viser en sammenligning mellom de kontraktførte og de virkelige sikringsmengdene som ble installert. Tabellen er basert på den faktiske sikringen som ble installert i Soknedalstunnelen og sammenlignet med de mengder som ble gitt i kontrakten. I tillegg ble det kontraktført flere andre sikringselementer som ikke ble benyttet.

Tabellen viser at det for det meste er kontraktført større mengder enn det som ble brukt. Unntaket er kombinasjonsbolter på 5 m og 6 m Ø20 mm, sprøytebetong E700 og merkostnaden bak stuff pga. sikringsmengder. Samlet vil det si at det er kontraktført minst verdier til ca. 1 409 000 mer enn det som ble brukt, da verdier for de sikringstypene som ikke ble benyttet kommer i tillegg. Årsaken til at prisen ikke ble svært mye høyere er på grunn av den mye høyere bruken av sprøytebetong E700 enn antatt.

For store sikringsmengder i tunnelen kommer av feil tolkning av de ingeniørgeologiske forholdene i tunnelen eller en for konservativ innstilling. I Soknedalstunnelen ble det antatt at bergmassen ville ha lavere bergmasseklasse enn det som ble resultatet. Dette fører til en for konservativ vurdering av den nødvendige sikringsmengden, og det kontraktføres større sikringsmengder enn det som trengs.

Tabell 6.4: Brukt sikringsmengde sammenlignet med kontraktmengden. Det er for det meste brukt mindre sikringsmengder i Soknedalstunnelen enn det som ble beskrevet i kontrakten.

Bolter					
	33.226 Kombinasjonsbolt til sikring + fjellbånd 3 m Ø20 mm	33.227 Kombinasjonsbolt til sikring + fjellbånd 4 m Ø20 mm	33.2291 Kombinasjonsbolt til sikring 5 m Ø20 mm	33.2292 Kombinasjonsbolt til sikring 6 m Ø20 mm	33.213 Innstøpt bolt til forbolting 6 m Ø32 mm
Brukt mengde [stk]	4 672 + 65	10 424 + 141	3 692	470	1 223
Kontraktmengde [stk]	9 000	15 000	2 000	100	8 000
Ubrukt mengde [stk]	4 263	4 435	-1 692	-370	6 777
Pris ubrukt mengde	1 538 943,-	1 813 915,-	- 810 468,-	- 206 090,-	3 022 542,-
Sprøytebetong					
	33.4111 Uten fiber Bak stuff + sikringsbuer B35 M45	33.4122 Med fiber Ved stuff B35 M45 E700	33.4123 Med fiber Ved stuff B35 M45 E1000		
Brukt mengde [m3]	99 + 356.5	10 057.8	2 679		
Kontraktmengde [m3]	1 600	1 400	8 200		
Ubrukt mengde [m3]	1 144.5	-8 657.8	5 521		
Pris ubrukt mengde	2 239 786.5,-	- 21 454 028,-	14 818 364,-		
Annet					
	Merkostnad bak stuff pga. sikringsbuer	33.4419 Armering til Sikringsbuer	33.311 Bånd ved stuff		
Brukt mengde	1456 m	10 283.45 kg	667 m		
Kontraktmengde	1450 m	37 500 kg	2 000 m		
Ubrukt mengde	- 6 m	27 216.55 kg	1 333 m		
Pris ubrukt mengde	- 306,-	353 542.98,-	92 923.43,-		

6.8 Diskusjon

Forundersøkelsene i forkant av prosjektet skal avdekke ingeniørgeologiske forhold som kan påvirke tunnelen. Det ble foretatt kartstudier og undersøkelser av flyfoto, tidligere notater og rapporter, ingeniørgeologisk kartlegging over området, fjellkontrollboringer ved påhuggene, geofysiske undersøkelser og laboratorieundersøkelser.

Ved å sammenligne de forventede og virkelige parametrene i Q-metoden, kan det sees at det er mye likt, men også mye ulikt. De observerte spenningene og vannforholdene var omtrent like de forventede, selv om plasseringen av vannproblemene var mer utfordrende. Det var vanskelig å vite nøyaktig hvor de ville oppstå på grunn av store løsmassemektingheter, og usikkerhet rundt oppsprekkingen. Siden fylltitten er en myk bergart ble det antatt at vanninnstrømningen ville komme gjennom åpne sprekker, gjerne i tilknytning til en svakhetssone. Siden beliggenheten til svakhetssonene var usikre, var det også knyttet usikkerhet til hvor vanninntrengningen kunne komme.

Oppsprekkingen er tydelig overvurdert i den ingeniørgeologiske rapporten. Dette kan komme av at alle forundersøkelser ble gjort på overflaten, hvor oppsprekkingen ofte er høyere. Dette førte til en overvurdering av oppsprekkingen inne i bergmassen, som deretter gir for lave Q-verdier, som igjen fører til for store sikringsmengder i anbudet og forhøyede priser. Sikringsmengdene brukt i Soknedalstunnelen var mye lavere enn det som ble antatt i forkant, med unntak av to boltetyper og sprøytebetongen E700. Det kommer mest sannsynlig av for konservativ tolkning av bergforholdene.

Plasseringen av svakhetssonene var som sakt utfordrende grunnet de store løsmassemektinghetene over tunneltraseen. Det ble observert flere lineamenter som ble vurdert som svakhetssoner, men disse ble ikke funnet igjen i tunnelen. Det er uvisst om dette kommer av at lineamentene ikke var tilknyttet en svakhetssone, eller om fallet ble tolket feil.

Etablering av inputparametere

Modellen kan ha detaljert geometri og omfattende beregninger, men så lenge kvaliteten til inputparametere er dårlige, vil også resultatet bli usikkert. Inputparametere til den numeriske modelleringen er listet opp nedenfor, og det er disse som setter grensene for kvaliteten til spenningsfordelingen og deformasjonsberegningene.

- In situ spenninger
- Forstyrrelsesfaktoren (D)
- GSI (Geologisk styrkeindeks)
- Bergartsparametre
- Residualparametre
- Hoek-Brown konstanten (m_i)

Inngangsparametere i denne oppgaven er basert på laboratorietester utført i forbindelse med prosjektoppgaven høsten 2018, typiske verdier for fyllitter, data fra RocData og andre antakelser forklart i oppgaven. Hvordan de ulike parametere er funnet vil forklares under hver parameter. (RocData tar inn parametere enaksial trykkstyrke (UCS), materialkonstanten for intakt berg (m_i), GSI og forstyrrelsesfaktoren (D), og gir Hoek-Brown-parametere m_b , s og a .)

Det finnes mange ulike bruddkriterier å velge mellom, som skissert i kapittel 3. I denne oppgaven benyttes den generaliserte Hoek-Brown som antar isotropiske bergmassegenskaper. Bruddkriteriet benyttes om det analyserte området er stort og har forholdsvis små blokkstørrelser. Det vil si i bergmasser med et tilfredsstillende antall sprekkesett med lav sprekkeavstand og like overflateegenskaper (Hoek, 2007). Dette er en forenkling av forholdene i Soknedalstunnelen som selv om den har tydelig oppsprekking langs foliasjonen har større sprekkeavstand mellom de øvrige sprekkeplanene.

Bergmassen i Soknedalstunnelen består av fyllitt med en tydelig foliasjon, og med stedvis betydelige intrusjoner av tonalitt. Fyllitten har varierende egenskaper og utseende, med variasjoner i mineralsammensetning og grad av foliasjon. Tonalittens egenskaper fremstår forholdsvis konstant gjennom hele tunnelens lengde, men har noe varierende mineralinnhold med lysere og mørkere partier. Bergmassen har også noen sprekkeplaner av varierende betydning. Styrken til bergmassen bestemmes av både bergartene, sprekkeplanene og orienteringen av diskontinuiteter. Det vil derfor sees på egenskaper ved begge.

7.1 Enaksiell trykkfasthet (UCS)

Den enaksielle trykkstyrken kan finnes fra litteratur, tidligere tester og egne tester av bergmassen. Tabell 7.1 viser UCS-verdier for fyllitt hentet fra ulike kilder. Typiske verdier hentet fra litteraturen er skissert øverst i tabellen. Den varierer mellom de ulike kildene, men samlet kan det sies at den typiske verdien ligger mellom 50-80 MPa. I (Li, 2017b) listes også en kvartsfyllitt med en UCS på 77,1 - 174,5 MPa. Under vises verdiene for fyllitten i Soknedalstunnelen hentet fra den ingeniørgeologiske rapporten laget i forkant av prosjektet. I denne rapporten ble UCS testet parallelt med foliasjonsplanet, noe som gir litt lavere verdier.

Nederst i tabellen vises verdiene funnet på lab under prosjektoppgaven ved UCS-testen og punktlasttesten. Den enaksielle testen fikk sprikende resultater mellom sør og nord-siden da prøven fra nordsiden hadde et sekundert foliasjonsplan på 38-41 grader. Figur 3.5 viser at dette er tilnærmet fyllittens svakeste retning. Hadde foliasjonsplanet vært mer gunstig orientert kunne styrken ligget nærmere 90 MPa. Punktlasttesten viser en større verdi for både den sørlige og den nordlige siden, men den enaksielle verdien er mer til å stole på. Med bakgrunn i laboratorieundersøkelsene kan derfor en verdi i den øvre delen av de foreslåtte verdiene velges. Bergartens styrke velges til 80 MPa.

Tabell 7.1: Fyllitten i Soknedalstunnelen er svært varierende. For å finne styrken sammenlignes derfor både typiske verdier og laborieverdier funnet i den ingeniørgeologiske rapporten og i forbindelse med denne oppgaven.

	Verdi [MPa]	Hentet fra
Typisk verdi	20-80	Palmstrøm (1997)
	50-100	RocData
	61	B. Nilsen og Palmstrøm (2000)
	30,17 - 83,00	Li (2017b)
Ing.geo. rapport	21,4 - 46,6	Sør
	31,4 - 82,9	Nord
Laboratoriearbeid UCS	88,3 - 96,7	Sør
	40,1 - 56,4	Nord
Laboratoriearbeid Punktlast	91,0 - 115,0	Sør
	88,3 - 96,7	Nord

Det er viktig å huske at resultatene fra den intakte bergarten er høyere enn bergmassens, blant annet på grunn av vannforholdene og oppsprekkingen. Den enaksielle trykkfastheten til bergmassen er vanskelig å måle direkte. Det er derfor utarbeidet flere likningssett for å kunne estimere bergmassens trykkfasthet. Disse ble listet opp i tabell 3.1 i kapittel 3. I tabell 7.2 er noen av disse metodene benyttet for å regne ut bergmassens styrke.

Som tabellen viser gir de ulike formlene sprikende resultater, og det er derfor vanskelig å sette en bestemt verdi for bergmassens fasthet. Etter diskusjon med veileder 24.04.2019 ble det besluttet å følge likningen foreslått av Panthi (2006) for fyllitten og likningen fra Panthi (2017) for tonalitten. Dette fordi det vurderes som bedre å bruke formler basert på laboratorieresultater og erfaringer fra tidligere prosjekter når verdi-

ene er så sprikende. Panthi (2006) og Bieniawski (1993) har også liknende verdier for bergmassens styrke, og ligger mellom de andre verdiene.

Tabell 7.2: De ulike formlene fra tabell 3.1 benyttes for å finne bergmassens trykkfasthet. Bergarten er en fyllitt med $\sigma_{ci} = 80$ MPa, $GSI = 55$, $a = 0.504$, $\gamma = 2.28$, $RMR = 60$ og $Q = 8.7$.

Kilde	Verdi [MPa]
Bieniawski (1993)	9,48
Hoek <i>et al.</i> (2002)	6,03
Barton (2002)	26,73
Aydan <i>et al.</i> (1997)	44,6
Panthi (2006)	11,92
Panthi (2017)	18,48

7.2 E-modul og Poissons forholdstall

I litteraturen finnes det også typiske verdier for E-modul og Poissons forholdstall for fyllitter. To av disse er notert i tabell 7.3. Som tabellen viser varierer disse verdiene en del. Ved laboratorietesting av den enaksiale styrken ble også E-modulen og Poissons forholdstall funnet. Verdiene for E-modulen ligger på omtrent det samme, mens verdiene for Poissons forholdstall kan betraktes som litt høye i forhold til de typiske verdiene for fyllitt. ν bør ikke være over 0,3 i bergarter som fyllitter. Etter diskusjon med veileder ble Poissons forholdstall valgt til 0,15 da fyllitten er skifrig, stedvis svært skifrig. E-modulen for bergarten blir valgt til 45 GPa, da dette er et omtrentlig gjennomsnitt som også faller under de typiske verdiene.

Tabell 7.3: Typiske verdier og laboratorieresultater for E-modul og Poissons forholdstall. Laboratorieresultatene ble funnet i forbindelse med denne oppgaven.

	E-modul [GPa]	Poissons forholdstall	Hentet fra
Typiske verdier	14,9 - 55,5	0,05 - 0,21	Li (2017b)
	31,5 - 90,18	0,07 - 0,28	Li (2017b) (kvartsrisk fyllitt)
	44,0		RocData
Laboratorieresultater	37,65 - 59,33	0,44 - 0,64	Nord
	39,28 - 41,08	0,31 - 0,43	Sør

E-modulen er ifølge Hoek og E. T. Brown (1997) noe høyere på laboratoriet enn i bergmassen, da testene utføres på intakte bergartsprøver. Ved å benytte formlene gitt for deformasjonsmodulen i kapittel 3.2.3 vil bergmassens deformasjon kunne bestemmes. De ulike formlene gir sprikende verdier som tabell 7.4 viser. Her spriker verdien fra Panthi (2006) noe med resten, selv om denne metoden ser mer på laboratorieresultater. Verdien på 10.58 GPa fra Hoek og Diederichs (2006) velges derfor da denne metoden tar inn veloverveide inputparametere og benyttes i RS2.

Tabell 7.4: Kalkulerte verdier for bergmassens elastisitetsmodul. Likningene benyttet er listet i tabell 3.2. Bergmassen er en fyllitt med $RMR = 60$, $E_i = 45$, $\sigma_{rm} = 11.9$, $\sigma_{c,i} = 80$, $Q = 8.7$, $V_p = 4.5335$ km/s, $D = 0.4$ og $GSI = 55$

Kilde	E_{rm} [GPa]
Bieniawski (1978)	20
Panthi (2006)	6.7
Barton (2002)	19.1
Barton (2002)	21.5
Hoek og Diederichs (2006)	10.58
Hoek <i>et al.</i> (2002)	9.54

7.3 GSI

GSI-verdien er vanskelig å tallfeste nøyaktig, og vil variere gjennom tunnelen. Typiske GSI verdier for svake bergarter som fyllitter er 15-40 (Hoek og Marinos, 2000) GSI-verdien i Soknedalen er vurdert ut ifra feltundersøkelser og observasjoner i tunnelen, samt data fra novapoint. Fyllitten observeres som foliert med vertikal oppsprekking i tillegg til oppsprekking langs foliasjonen. Gjennomsnittsverdien for J_n i tunnelen på 7,2 tilsier to sprekkese sett pluss sporadiske sprekker (figur 6.1), mens sprekkerosene viser tre til fire sprekkese sett (figur 6.2 og 6.3). Bergmassen karakteriseres etter diagrammet i vedlegg E.1, og settes som blokkete, til dels forstyrret da bergmassen er foliert, men har få sprekkese sett.

Ifølge gjennomsnittsverdiene fra kartleggingen i tunnelen er overflaten plan og ru, med svakt omvandlede sprekkeflater og enkelte steder med noe fyll, men uten leire. Ved befaringen kunne det i forbindelse med svakhetssoner være noe fyll med leire på sprekke, men stort sett var sprekke uten fyll. Overflateforholdene settes derfor til mellom «good» og «very good» i diagrammet i vedlegg E.1. Dette gir en GSI verdi i intervallet 50-65 (oransje felt) som er noe høyere enn typiske verdier for svake bergarter som fyllitt (grå felt), se figur i vedlegg E.1. Bergarten i Soknedalstunnelen er også tidligere beskrevet som sterkere enn typiske fyllitter, og kan forklares med et høyt innhold av kvarts. En gjennomsnittlig verdi er derfor 55.

GSI-verdien kan også estimeres ut fra RMR-verdien etter likning 7.1 fra Hoek og E. T. Brown (1997):

$$GSI = RMR - 5 \quad (7.1)$$

RMR-verdien kan finnes ved å bruke sammenhengen mellom RMR og Q-verdi. Den gjennomsnittlige Q-verdien i Soknedalstunnelen er på 8,7. Ifølge figur 7.5 vil dette gi en RMR-verdi på mellom 56 og 65. 46 % av tunnelen er i bergmasseklasse A/B med en Q-verdi på 10-100, mens 43 % ligger i bergmasseklasse C med en Q-verdi på 4-10 (vist i tabell 6.2). Da store deler av tunnelen ligger i bergmasser av god kvalitet velges en RMR-verdi på 60. Dette vil igjen si at GSI-verdien kommer på 55.

Tabell 7.5: Sammenheng mellom Q -verdi og RMR, fra (Panthi, 2006).

		$RMR \approx 9 \times \ln Q + 44$ (Bieniawski, 1989)		$RMR = 15 \times \log Q + 50$ (Barton, 1995)	
Descriptions		Range of Q-values		Range of RMR-values	
Rock Class	Quality descriptions	Minimum	Maximum	Minimum	Maximum
Class 1	Very good to excellent	100	1000	85	100
Class 2	Good	10	100	65	85
Class 3	Fair to good	4	10	56	65
Class 4	Poor	1	4	44	56
Class 5	Very poor	0.1	1	35	44
Class 6	Extremely poor	0.01	0.1	20	35
Class 7	Exceptionally poor	0.001	0.01	5	20

7.4 Hoek-Brown konstanten

Da det ikke ble gjennomført triaksialtester ble m_i faktoren estimert ut fra fra Hoeks tabell fra 2007, vedlegg A.2. I Soknedalstunnelen er det bergarten fyllitt som dominerer, og tabellen oppgir da verdien 7 ± 3 . I store deler av tunnelen gjennomsettes fyllitten av en tonalitt som ligner dioritter med en m_i på 25 ± 5 . Fyllitten gis også andre steder et estimat på 10 (Hoek og E. T. Brown, 1997). Siden fyllitten er av forholdsvis god kvalitet og har endel innslag av tonalitt, velges verdien til 10.

7.5 Forstyrrelsesfaktor, D

Soknedalstunnelen er drevet konvensjonelt, og D vil derfor være noe høyere på grunn av sprengningen. Dagens sprengstoffbruk gjør det vanskelig å drive uten å gjøre skade på berget. Selv om konturen for det meste er av god kvalitet med synlige borpiper, har den også riss og mindre sprekker dannet av sprengningen. Stedvis er også berget farligere og gir dårligere kontur. Etter diskusjon med veileder velges derfor forstyrrelsesfaktoren D til 0,4. Områder med tonalitt opptrer mer blokkete, men antas å komme fra sprekkesett i bergmassen, og ikke på grunn av sprengningen. Arealmessig vil tonalitten også opptre begrenset.

7.6 Dilasjonsparameteren

Dilasjonen beskriver volumøkningen til materialet ved brudd i berget (Crowder og Bawden, 2004). I RS2 benyttes denne parameteren for Mohr-Coloumb, Hoek-Brown og Drucker-Prager materialer om materialet er plastisk (Rocscience, u.å.). For Mohr-Coloumb materialer benyttes dilasjonsvinkelen som varierer mellom 0 og friksjonsvinkelen. For Hoek-Brown materialer benyttes dilasjonsparameteren som varierer mellom 0 og m_b , hvor m_b er en av Hoek-Browns parametere. Myke bergarter har ofte en lav

dilasjon på rundt $0,333\pi/0,333m_b$, mens sprø bergarter har en høy dilasjon på rundt $0,666\pi/0,666m_b$ (Rocscience, u.å.).

Ved modellering av Soknedalstunnelen benyttes Hoek-Brown, og dilasjonsparameteren avhenger derfor av m_b . Generelt er fyllitter forholdsvis myke, men Soknedalsfyllitten er hardere, mulig på grunn av høyt kvartsinnhold. Da bergmassen hverken er spesielt myk eller hard velges dilasjonsparameteren i samråd med veileder til $0,4m_b$.

$$\text{Dilasjonsparameteren} = 0,4m_b \quad (7.2)$$

7.7 En estimering av spenningsforholdene

Det er ikke utført egne spenningsmålinger i området rundt Soknedalstunnelen, og spenningene må derfor estimeres. Estimering av spenninger er vanskelig å gjøre nøyaktig, og gjør at resultatet fra modelleringen blir noe usikker. I denne oppgaven antas det at spenningene kommer av overliggende masse, tektoniske spenninger og spenninger på grunn av topografi. Estimeringen er gjort med bakgrunn i målinger fra nærliggende anlegg, topografi, regionale spenningsretninger og gravitasjonsbidraget. Da modelleringen er gjennomført i et 2D-program er det viktig å huske at de beregnede spenningene vil være opptil 50 % høyere enn i de mer realistiske tredimensjonale analysene på grunn av mangelen på avgrensninger.

Vertikale spenninger

De vertikale spenningene påvirkes av den overliggende massen og finnes ved likning 3.14. Vertikalspenningen varierer derfor med overdekningen, og har en maksimalverdi på 4,39 MPa (maks overdekning på 160m). I snittet A-A' er overdekningen på 155m. Her vil den vertikale spenningen være på 4,25 MPa. De vertikale spenningene kan også påvirkes noe av topografi.

Horisontale spenninger

De horisontale spenningene påvirkes både av den overliggende massen, av tektoniske spenninger og muligens av topografien. Da tunnelen ligger forholdsvis grunt i bergmassen er de horisontale spenningene mest sannsynlig større enn de vertikale spenningene, og $k > 1$. De horisontale spenningene bestemmes da av likning 3.17 i kapittel 3.4. Poissons ratio er liten (0,15), og det samme er overdekningen (160 m på det meste). Det første leddet i likningen blir dermed på 0,77 MPa, og påvirker ikke de horisontale spenningene på samme måte som det tektoniske bidraget.

Tektoniske bidraget

For å finne den tektoniske spenningen i området benyttes data fra nærliggende målinger, og det tektoniske bidraget tilbakeregnes med bruk av likning 3.17. De nærmeste målingene som foreligger er fra Brattset vannkraftverk som ligger rundt 20 km sør for Soknedalstunnelen. Området målingene er utført ligger i lignende bergarter av fyllitt i Gula-gruppen (samme gruppe som i Soknedalstunnelen) med omtrentlig samme avstand fra Størendekket. Målingene er tatt i forbindelse med et luftputekammer og ble utført av Sintef. Resultatene vises i tabell 7.6.

Tabell 7.6: Resultatene fra spenningsmålinger ved Brattset kraftverk (Hansen og Hanssen, 1988). Målingene er tatt i lignende bergarter som i Soknedalstunnelen og brukes til å fastslå spenningene langs tunneltraseen.

Parameter	Beskrivelse	Verdi	Enhet
σ_v	Teoretisk	5,0	MPa
σ_v	Målt	5,7	MPa
σ_1	Største hovedspenning	15,6	MPa
σ_2	Mellomste hovedspenning	6,1	MPa
σ_3	Minste hovedspenning	2,7	MPa
P_s	Lukketrykket	5,1	MPa
	Indre vantrykk ved målepunktet	2,4	MPa

Den tektoniske spenningen finnes ved å benytte ligningene 7.3 og 7.4 (Basnet og Panthi, 2019). Hvor σ_H antas å være $\sigma_1 = 5,7$ MPa fra tabell 7.6 da horisontalspenningen ofte er større enn de vertikale i Norge, σ_h antas å være $\sigma_2 = 6,1$, mens σ_v er 5,7. Verdien for Poissons forholdstall er hentet fra (Halseth, 2018) og er på 0,15.

$$\sigma_H = \frac{\nu}{(1 - \nu)}\sigma_v + \sigma_{tek_{max}} \quad (7.3)$$

$$\sigma_h = \frac{\nu}{(1 - \nu)}\sigma_v + \sigma_{tek_{min}} \quad (7.4)$$

Ved å sette inn verdiene fra Brattset og Poissons forholdstall, fås det tektoniske spenningsbidraget:

$$T_{max} = \sigma_{tek_{max}} = 15,36 \text{ MPa} \quad (7.5)$$

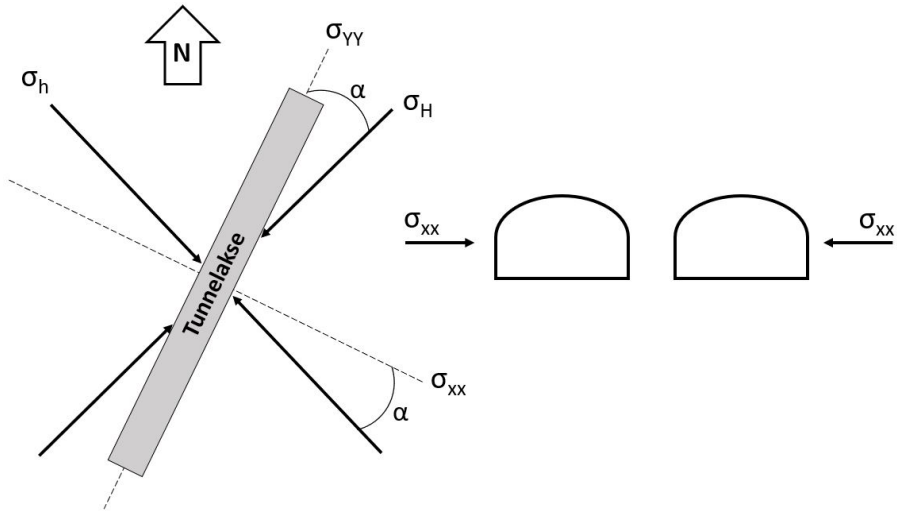
$$T_{min} = \sigma_{tek_{min}} = 5,77 \text{ MPa} \quad (7.6)$$

Overdekningen hvor disse målingene er på 166 m. Dette finnes ved ligning 3.14 hvor bergartens spesifikke vekt er på $30,7 \text{ kN/m}^3$ (Halseth, 2018) og den teoretiske vertikalspenningen er på 5,0 MPa (Hansen og Hanssen, 1988). Denne høyden er omtrentlig lik den største overdekningen i Soknedalstunnelen, og da den tektoniske spenningen ikke varierer nevneverdig i den øverste delen av berggrunnen vil disse tektoniske verdiene brukes videre i denne oppgaven.

Retningen til den største tektoniske spenningen antas å ligge i samme retning som den regionale hovedspenningen angitt i figur 3.10 (Myrvang, 2001). Denne retningen er på $N40^\circ E$. I sør ligger tunnelaksen i retningen $N20^\circ \text{Ø}$, i nord $N32^\circ \text{Ø}$ og gjennomsnittet er da på $N26^\circ \text{Ø}$. Vinkelen (α) på figur 7.1 blir derfor på 14° . På grunn av todimensjonal modellering vil et snitt tas vinkelrett på tunnelaksen. Dermed trengs spenningene vinkelrett og parallelt med tunnallengden, henholdsvis σ_{inn} og σ_{ut} som vist på figur 7.1. Spenningene inn og ut av planet kan enten finnes i RS2 eller ved likningene 7.7 og 7.8 hentet fra (Basnet og Panthi, 2019).

$$\sigma_{ut-av-planet} = \sigma_{YY} = \sigma_H \cos^2(\alpha) + \sigma_h \sin^2(\alpha) \quad (7.7)$$

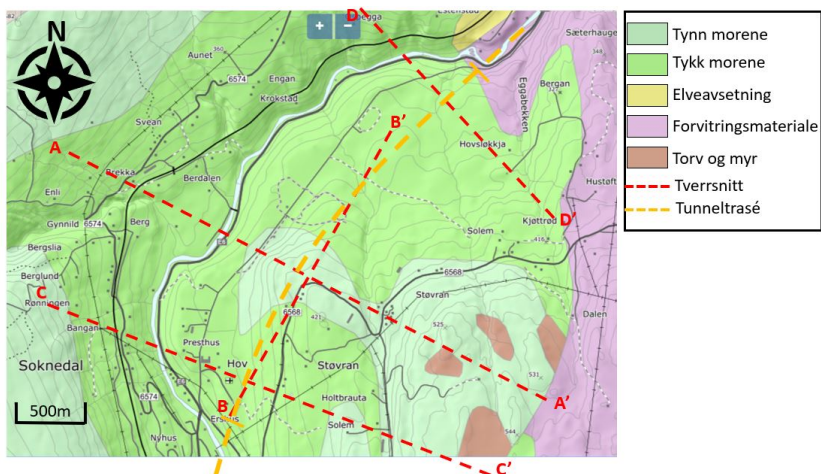
$$\sigma_{inn-i-planet} = \sigma_{XX} = \sigma_H \sin^2(\alpha) + \sigma_h \cos^2(\alpha) \quad (7.8)$$



Figur 7.1: Spenningene i planet varierer med tunnelens og spenningenes beliggenhet.

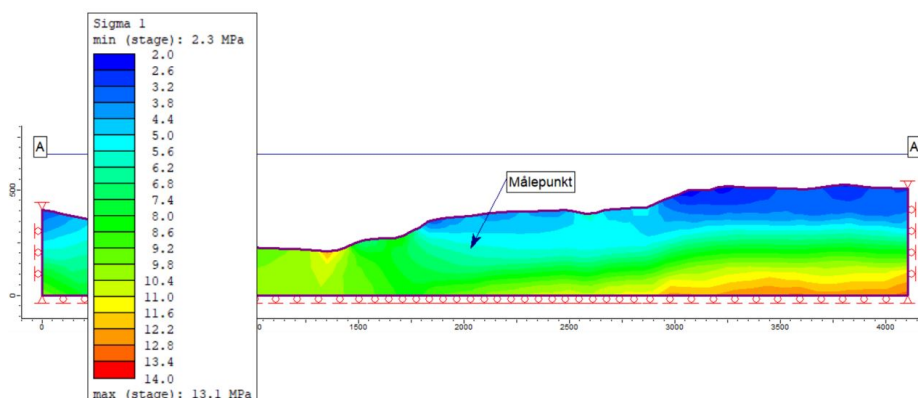
Topografi

For å undersøke topografiens påvirkning på spenningene ble et snitt av topografien tatt vinkelrett på dalsiden og tunnelaksen (AA'), og ett ble tatt parallelt (BB'), se figur 7.2. AA' er tatt der løsmasseoverdekningen er minst, slik at hele modellen skal bestå av fjell. Det kan dog være store løsmasseforekomster i dalbunnen, og berget kan være noe brattere enn det som observeres i terrenget og figuren. Dette er vanskelig å kvantifisere, og er en usikkerhet ved modelleringen. Snittet AA' er tatt der overdekningen er omtrent på sitt høyeste (160 m) og topografien på sitt mest varierende. I tillegg er snitt CC' tatt for å undersøke spenningene ved påhugg sør og snitt DD' er tatt for å undersøke spenningene i forbindelse med et blokkutfall.



Figur 7.2: Stiplede linjer viser tverrsnittene AA', BB', CC' og DD'. Figuren modifisert fra ngus løsmassekart.

Modellene settes opp som på figur 7.3, med festede hjørner og fri overflate. Sidene og bunnen kan bevege seg i henholdsvis y- og x-retning. Bergmassen velges elastisk for å studere spenningene uten bruddelementer, og tyngdetettheten er på $0,028 \text{ MN/m}^3$ (se kapittel 5.4). Gravitasjonsspenninger velges da det er topografiens påvirkning som skal studeres. Spenningsratioen beregnes fra formel 3.16, og de tektoniske spenningene inn og ut av planet legges inn som låste spenninger beregnet fra formlene 7.8 og 7.7. Spenningene som legges inn kan sees i tabell 7.7 som T_{inn} , T_{ut} og k.



Figur 7.3: Spenningsdistribusjonen i snitt A-A' (σ_1) viser at topografien spiller en rolle.

Figur 7.3 bekrefter at topografien påvirker spenningene med høyere spenninger i dalbunnen enn på toppene. Spenningsvektorene ligger heller ikke horisontalt, men heller i dalsidene. I snittet BB' er spenningene mer horisontale, og er derfor ikke like topografisk betinget i retningen parallelt med tunnelen. For å få et riktig bilde av spenningene vinkelrett på tunnelen må påvirkningen av topografien medregnes. Derfor velges det et punkt litt utenfor tunnelen i AA', CC' og DD' hvor spenningsmålinger av σ_1 , σ_3 , σ_v og helningen på spenningene (vinkel) registreres, se tabell 7.7. Metoden blir ikke helt riktig da store deler av overdekningen består av løsmasser, og dette er ikke medregnet.

Tabell 7.7: Spenningsmålingene er tatt rett utenfor tunnelen i de fire snittene CC', AA', DD' og BB'. Snittenes beliggenhet vises i figur 7.2.

		CC'	AA'	DD'	BB'
Ca. overdekning	m	43	153	55	
α		29°	14°	4°	90°
T_{inn}	MPa	7,33	5.65	5.14	14.59
T_{ut}	MPa	12.36	14.04	14.55	5.09
k (uten T)		0.18	0.18	0.18	0.18
σ_1	MPa	10.07	5.82	5.40	
σ_3	MPa	1.83	3.86	1.14	
σ_z	MPa	13.05	14.66	14.76	
σ_{XX}	MPa	9.88	5.63	5.32	
σ_{YY}	MPa	2.02	4.05	1.22	
Vinkel		8°	15°	7°	

7.8 Residualparametre

Brudd påvirker bergmasseegenskapene som vist i figur 3.4, kapittel 3, og modellen analyseres derfor med plastisk materiale for å se denne påvirkningen (Rocscience, u.å.). Da trengs både peak verdier som oppstår før brudd og residuale verdier som er igjen etter brudd for m_b , s og a . Disse verdiene avhenger av GSI etter brudd (GSI_r) (Hoek og E. T. Brown, 1997). $mGSI_r$ varierer etter peak-verdien til GSI (Cai *et al.*, 2007). For svake bergmasser er GSI_r lik GSI, mens for sterkere bergmasser kan GSI_r være lavere. En foreslått sammenheng mellom GSI og GSI_r er ligning 7.9 (Cai *et al.*, 2007).

$$GSI_r = GSI e^{-0,0134GSI} \quad (7.9)$$

Residualverdiene til m_b , s og a bestemmes så av formlene 7.10, 7.11 og 7.12 (Cai *et al.*, 2007). Resultatene vises i tabell 7.8.

$$m_r = m_i \exp\left(\frac{GSI_r - 100}{28}\right) \quad (7.10)$$

$$s_r = \exp\left(\frac{GSI_r - 100}{9}\right) \quad (7.11)$$

$$a_r = 0,5 + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI_r/15} - e^{-20/3} \right) \quad (7.12)$$

7.9 Oversikt over inputparameterne

Tabell 7.8: Oppsummering og oversikt over inputparameterne i RS2.

Inputparameter	Bergmasseverdi	Enhet	Funnet fra
σ_{ci}	80	MPa	Lab
E_i	45	GPa	Lab
ν	0,15	0,15	Lab
ρ	2800	kg/m ³	Lab
GSI	55		Felt
m_i	10		Figur A.2
D	0,4		Diskusjon veileder
E_{rm}	10.58	GPa	(Hoek og Diederichs, 2006) i tabell 3.2
m_b	1,341		RocData
a	0,504		RocData
s	0,003		RocData
GSI_r	26,3		Likning 7.9
m_r	0,72		Likning 7.10
a_r	0,529		Likning 7.12
s_r	0,0003		Likning 7.11
Dilasjonsparameter	0.54		Likning 7.2

Stabiliteten til ettløpstunnelen

Før det nye løpet kan bygges er det viktig å undersøke om det eksisterende løpet er tilstrekkelig sikret. Sikringen skal sørge for at tunnelrommet holder seg trygt og stabilt under hele tunnelens levetid. I denne delen er derfor stabiliteten til det eksisterende løpet i Soknedalstunnelen vurdert ved hjelp av empiriske, analytiske og numeriske metoder. Fra evalueringer av stabilitetsutfordringer ved Soknedalstunnelen i prosjektoppgaven utført høsten 2018, ble det konkludert med at strukturinduserte stabilitetsproblemer som blokkutfall og svakhetssonene utgjorde det største problemet. I dette kapitlet vil derfor muligheten for blokkutfall vurderes både empirisk ved Q-metoden, analytisk ved «Limit equilibrium analysis» og numerisk med modelleringsprogrammet UNWEDGE. Fordeler og ulemper med de ulike metodene vil bli vurdert.

8.1 Q-metoden — empirisk

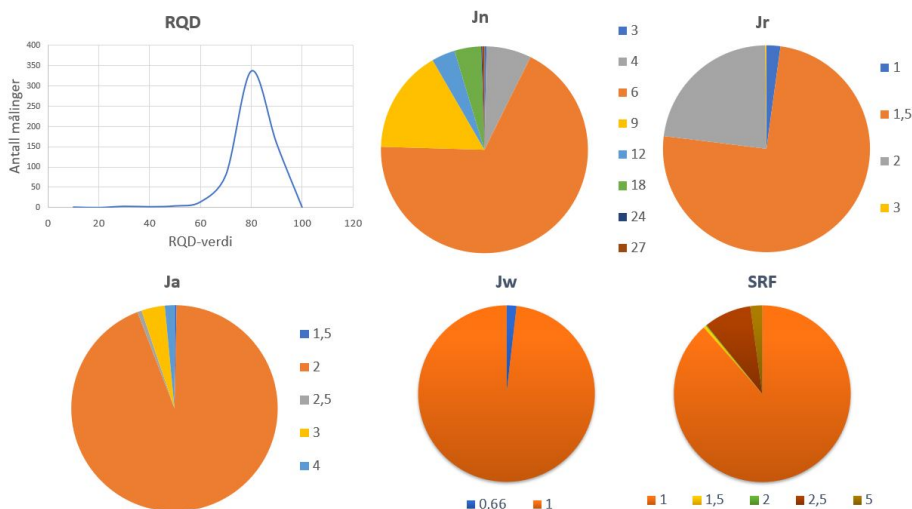
Q-metoden er som beskrevet i kapittel 3.7.1 et system som beskriver stabiliteten til bergmassen. Med grunnlag i de kartlagte Q-verdiene gjennom Soknedalstunnelen gjøres det en empirisk analyse av stabiliteten til tunnelen. Alle verdiene for hele tunnelen brukes i analysen for å se det generelle bildet av stabiliteten. De kartlagte verdiene som fører til største Q, minste Q, gjennomsnittlig Q og den vanligste Q vises i tabell 8.1, mens figur 8.1 viser fordelingen av de ulike verdiene for hver parameter som inngår i Q-systemet.

Tabell 8.1: De kartlagte verdiene som gir typisk minste Q-verdi, største Q-verdi, gjennomsnittlig Q-verdi og vanligste Q-verdi

Q-verdier:	(RQD / Jn) *	(Jr / Ja) *	(Jw / SRF)	Q
$Q_{\text{Typiskmin}}$	12.5 / 27 *	1 / 4 *	0.66 / 5	0.02
$Q_{\text{Typiskmaks}}$	90 / 3 *	3 / 1.5 *	1 / 1	60
$Q_{\text{Snittverdi}}$	77.9 / 7.2 *	1.6 / 2 *	1 / 1.2	7.2
$Q_{\text{Vansligst}}$	80 / 6 *	1.5 / 2 *	1 / 1	10

Forholdet mellom to av disse parameterne (RQD og Jn) bestemmer oppsprekkingsgraden eller blokkstørrelsen. Stabiliteten går oftest ned om sprekkeavstanden reduseres

eller antall sprekesett øker (NGI, 2015). Stabiliteten til blokkene avhenger også av bergmassens minimale skjærhet som defineres som forholdet mellom sprekkeruhets-tallet og tallet for sprekkefylling. Stabiliteten reduseres om sprekkene er glatte eller har et tykt lag med sprekkefyll.



Figur 8.1: Q-verdiene fra Soknedalstunnelen. Variasjonen var beskjeden.

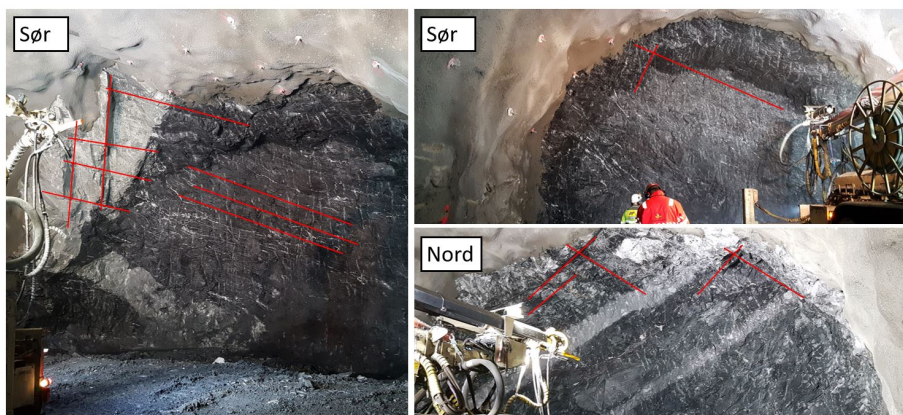
Som vist i figur 8.1 ligger verdien for RQD som regel rundt 80. Dette vil si Lite oppsprukket berg eller Godt berg”. Verdien for Jn ligger for det meste på 6 og noen ganger 9, som vil si to sprekesett + sporadiske sprekker eller tre sprekesett”. De største verdiene for Jn kommer av at ved påhuggene dobles Jn, og ved tunnelkryss tredobles Jn.

Sprekkeruhets-tallet ligger normalt på 1,5 som vil si at sprekkene for det meste er ru, men plane. Tallet for sprekkefylling ligger jevnt på 2 som vil si at sprekkelatene er svakt omvendte med et uoppløst mineralbelegg, sandpartikler eller oppknust berg, men uten leir (NGI, 2015).

Snittverdien for Q ligger på 7,2, mens den vanligste verdien for Q er på 10. Dette vil si en middels bergmassekvalitet, men tett opp mot overgangen til god bergmassekvalitet. Med en spennvidde på 12 og en ESR på 1 skal det utføres systematisk bolting i tillegg til å påføre et 5-6 cm tykt lag med fiberforsterket sprøytebetong, se vedlegg A.4. Dette samsvarer med sikringen utført i tunnelen. Det at den vanligste Q-verdien på 10 er høyere enn den gjennomsnittlige verdien betyr at det må være mange verdier som er lavere enn gjennomsnittsverdien, eller noen få verdier som er mye lavere. I disse områdene må sikringsmengden økes.

Sikringen utført trenger likevel ikke å være tilstrekkelig. Q-verdien og sikringsdiagrammet fanger ikke opp alle tilfeller som påvirker stabiliteten, som lokasjonen av enkeltblokker. Slike blokker oppfører seg uavhengig av Q-systemet og kan være ustabile selv om den påførte sikringen er i henhold til anbefalingen fra Q-systemet. Ved dimensjonering av bergsikringen er det derfor viktig å vurdere sprekkengeometrien. Dette gjøres enklere om bolting skjer før innsprøyting. Eksempler på ustabile blokker er vist i figur

3.14 hentet fra NGI (2015). Situasjonen i figur 3.14 a) er tilfelle i Soknedalstunnelen, spesielt i den sørlige delen som vist i figur 8.7. Her ligger det ene sprekkesettets strøk parallelt med tunnelens akse men har varierende fall. Også situasjonen på figur 3.14 b) er tilfelle i Soknedalstunnelen med mange tilnærmet vertikale sprekkesett og oppsprekking langs foliasjonen som ligger med et fall på litt over 50 °. Også situasjonene vist i figur 3.14 c) og d) ble observert i tunnelen. Figur 8.2 viser hvordan blokken er har falt ut i den nordlige og den sørlige siden (dette er før sikring). Blokkene er formet som kiler i taket og ligner kilene fra figur 3.14 a). Blokkene avbildet er uproblematiske da de er små og løsnet under sprengning, men også større blokker har falt ned etter utført sikring. Spesielt i områder med tonalitt sprekker bergmassen opp i større blokker. Disse blokkene har en tilnærmet kubisk form.



Figur 8.2: Blokkdannelse i Soknedalstunnelen fra den sørlige og den nordlige siden. I nord kan det sees blokker på både høyre og venstre side av hengen, i sør dannes det mellom hengen og venstre vederlag. Begge bildene viser forholdsvis små blokker, men større blokker har også blitt observert. Bildet lengst til venstre viser kubisk oppsprekking i tonalitt som varierer noe fra fyllitten.

Slike blokker skulle blitt sikret med ekstra bolter, men dette tar ikke Q-systemet hensyn til. Det er derfor viktig og ikke bare se på antall sprekkesett, oppsprekkingsgrad osv. men også orienteringen til sprekkene og gjenkjenne mulige kiler.

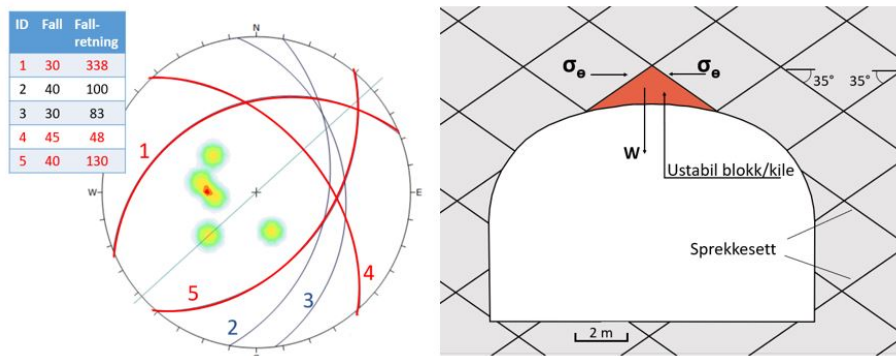
8.2 Limit equilibrium analysis — analytisk

Det har forekommet flere strukturelt betingende utfall i Soknedalstunnelen, med blokker som har falt fra vegger og heng. For å analysere et slikt utfall kan «Limit equilibrium analysis» benyttes. Tradisjonell deterministisk metode vil benyttes, og sikkerhetsfaktoren finnes for å analysere en kile i hengen av tunnelen som falt ned omtrentlig ved pelnummer 31433. Buer ble satt opp fra 31433-31440 for å sikre området. Denne metoden ble valgt for å enkelt se hvordan endringer i enkelte parametere påvirker sikkerhetsfaktoren. Målet med analysen er å undersøke stabiliteten til blokken, og se

hvordan endring av spenninger, vanntrykk, friksjonsvinkel og sikring påvirker stabiliteten.

Modelloppsett

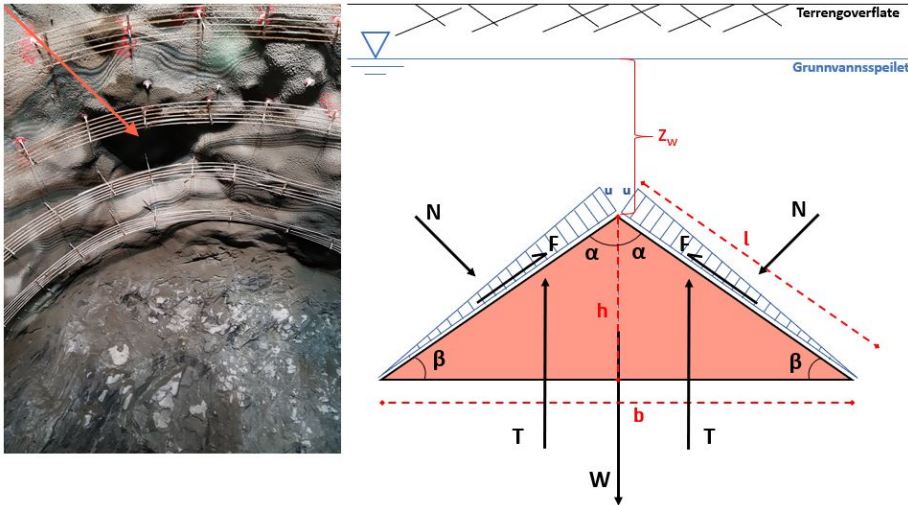
Modellen skal analysere en blokk som falt ned litt til høyre for hengen sett nordover i den nordlige delen av Soknedalstunnelen. For å finne sprekkene som avskjærer blokken ble sprekkene funnet for pelnummer 31432-31440 og laget et stereonett som vises til venstre i figur 8.3. To sprekkesett har tilnærmet parallelle strøk med tunnelinjen men heller hver sin retning, mens ett sprekkesett har strøk tilnærmet vinkelrett på tunnelaksen og faller mot nordøst. Sprekkeavstanden i området varierer og settes derfor lik 3 m for begge sprekkesettene i planet. For sprekkesettet i dybden settes avstanden til 1 m. Modellen settes opp som vist til høyre i figur 8.3. Kilen ligger i hengen, og tunnelens kurvatur antas så liten at den kan sees bort ifra. Kilen er derfor formet som en likebeint trekant i planet. Målene på kilen er gitt i tabell 8.2. Endel andre antakelser er gjort for å forenkle beregningene: sprekkene antas plane selv om sprekker i fyllitt kan være noe bølgete, blokken gjennomgår ikke deformasjon selv om blokken fort kan sprekke opp i mindre biter, alle sprekker antas gjennomsettende selv om mange sprekker ikke er gjennomsettende men stopper opp eller endrer karakter og hele modellen antas å bestå av det samme materialet selv om det ofte finnes tonalitt i tillegg til fyllitten.



Figur 8.3: Venstre: Sprekkesettene i området ved utfallet på den nordlige siden. Høyre: Skisse av blokkens utforming i tunnelen.

Kreftene som påvirker blokken er vist i figur 8.4, og består av normal og skjærkrefter (N, U og F) og blokkens tyngde (W). Da denne blokken falt i Soknedalstunnelen var det et tykt lag med belegg på sprekkene. Det var derfor ingen eller begrenset kontakt mellom blokken og bergmassen rundt, noe som førte til at blokken falt med det samme den ble avdekket. Her vil det antas at sprekkene både har og er fri for sprekketryll for å se om det da kunne vært håp om at den holdt seg på plass. Det vil også evalueres om bolter kunne holdt på plass blokken. De drivende og stabiliserende kreftene evalueres i en bevegelsesretning vertikalt. For en stabil blokk må sikkerhetsfaktoren (SF) være større enn 1, slik formel 8.1 viser.

$$SF = \frac{\text{Stabiliserende krefter}}{\text{Drivende krefter}} \quad (8.1)$$



Figur 8.4: Venstre: Blokken som falt ut var formet som et spir og kom fra den venstre siden av hengen sett sørover. Pilen viser plasseringen til blokken som har falt ut. Bildet viser også fire oppsatte buer som ekstra sikring. Høyre: Blokken påvirkes av både drivende og stabiliserende krefter.

Drivende krefter

De drivende krefter kan komme av gravitasjonen ved tyngden av blokken, vanntrykket og seismisk aktivitet (B. Nilsen, 2016b). I denne analysen tas kun de to første med, selv om rystelser fra sprengningen vil bidra til de drivende kreftene. De drivende kreftene består av alle krefter som virker i vertikal retning med fallretningen til blokken, derfor er også vertikalkomponenten til normalkraften fra spenningsbidraget med blant de drivende kreftene. De drivende kreftene kan derfor skrives som følger:

$$\text{Drivendekrefter} = D = W + 2U \sin \alpha + 2N \sin \alpha \quad (8.2)$$

W er beregnet i tabell 8.2, er på 228 kN. Vanntrykket antas å komme fra vannsøylen over tunnelen. Sommeren 2018 var svært tørr, og grunnvannsnivået var derfor lavere enn normalt under driving av tunnelen. Målinger viser dybder på over 10 m. Dette påvirker vanntrykket ved tunnelen. Åpningen av tunnelen vil også påvirke vannforholdene i bergmassen. Modellen bruker derfor ulike verdier for U for å undersøke påvirkningen på blokkens stabilitet. Vanntrykket ved sprekkens begynnelse antas å være den maksimale (tyngden av den overliggende vannsøylen, mens vanntrykket ved tunneloverflaten er lik null på grunn av drenering. Derfor benyttes en distribusjon av vanntrykket formet som en rettvinklet trekant vist i figur 8.4. Formelen for U vises i likning 8.3, hvor z_w er avstanden fra toppen av sprekkens til grunnvannsspeilet, g er tyngdeakselerasjonen, ρ_w er tettheten til vann og A er arealet av sidekanten til sprekkens:

$$U = \frac{u \cdot A}{2} = \frac{\gamma_w z_w \cdot A}{2} \quad (8.3)$$

Blokken antas å bli påvirket av de tangentielle spenningene, og at disse har sitt maksimum i hengen på grunn av at største hovedspenningen ligger i horisontalplanet. De aksielle og radielle spenningene antas å være så små i forhold att de er neglisjerbare. De tangentielle er derfor de eneste spenningene som tas med i analysen. Disse finnes ved å benytte formel 3.20 fra kapittel 3, hvor $k = \sigma_{XX}/\sigma_{YY} = 4.36$ fra snitt DD', og $\sigma_z = h\gamma = 50 \times 0.028 = 1.4 \text{ MPa}$. Normalkraften på sidene av blokken finnes deretter ved å bruke likning 8.4 fra (Li, 2017b).

$$N = \sigma_n^\theta \cdot A = \sigma_\theta \cdot \cos^2 \alpha \cdot A \quad (8.4)$$

Stabiliserende krefter

Stabiliserende krefter er alle krefter som virker mot fallretningen til blokken. Skjærkraften F langs bruddplanet motvirker de drivende kreftene og er derfor en stabiliserende kraft. Denne skjærkraften kommer av friksjonen langs bruddplanet som igjen kontrolleres av skjærstyrken τ . Ved installering av bolter vil denne også gi en stabiliserende kraft, i tillegg til å øke friksjonskreftene. Den stabiliserende kraften R kan dermed skrives som følger:

$$R = 2F \cos \alpha = 2 \cdot \tau \cdot A \cdot \cos \alpha + T \quad (8.5)$$

Boltene brukt i for arbeids- og permanentssikring i Soknedalstunnelen er av type NC-bolt M20 som har en bruddlast på 200 kN, og en anbefalt forspenning på 40-60 kN. Boltene antas å settes loddrett da blokken ligger i hengen, men siden den maksimale blokkehøyden er på 1,8 m holder det med de normale lengdene på boltene. T blir dermed på 200 kN.

Skjærstyrken til sprekken avhenger, som vist i likning 8.6, av normalspenningen på sprekkeplanet (σ_n), ruhtskoeffisienten (JRC), styrken til sprekkes vegger (JCS) og den residuale friksjonsvinkelen (ϕ_r) (Barton og Bandis, 1990):

$$\tau = \sigma_n \tan \phi = \sigma_n \tan \left[JRC \cdot \log_{10} \frac{JCS}{\sigma_n} + \phi_r \right] \quad (8.6)$$

Hver av disse må finnes for å finne τ . Formelen for σ_n hentes fra (Li, 2017b). Normalstyrken kommer av tangentialspenningen og hjelp fra eventuelle bolter, men reduseres av tyngden til blokken og vanntrykket.

$$\sigma_n = \sigma_n^\theta + \sigma_n^T - \sigma_n^W - \sigma_n^U = \sigma_\theta \cdot \cos^2 \alpha + \frac{T \sin \alpha}{A} - \frac{W \sin \alpha}{A} - \frac{U}{A} \quad (8.7)$$

Friksjonsvinkelen er vanskelig å bestemme da den avhenger av sprekkes tilstand, og dermed prøves flere vinkler. Blokken som falt ned i Soknedalstunnelen hadde et leirelag mellom blokken og det omkringliggende fjellet. I dette tilfellet blir dermed friksjonsvinkelen på 8-16° fra tabellen til venstre i figur 8.5. For å undersøke andre blokker uten leirelaget benyttes den gjennomsnittlige verdien for J_a i tunnelen som er på 2,1 fra kapittel 6.2. Fra tabellen til venstre i figur 8.5 blir da friksjonsvinkelen på 25-30°, som også er den vanligste verdien for skifer. Den målte friksjonsvinkelen for fylltitten i Soknedalstunnelen er på 32,7-35,1°.

4. JOINT ALTERATION NUMBER	(J_a)	(ϕ_r)
(a) <i>Rock wall contact</i>		(approx.)
A. Tightly healed, hard, non-softening, impermeable filling i.e. quartz or epidote	0.75	(-)
B. Unaltered joint walls, surface staining only	1.0	(25-35°)
C. Slightly altered joint walls. Non-softening mineral coatings, sandy particles, clay-free disintegrated rock etc.	2.0	(25-30°)
D. Silty-, or sandy-clay coatings, small clay fraction (non-soft.)	3.0	(20-25°)
E. Softening or low friction clay mineral coatings, i.e. kaolinite or mica. Also chlorite, talc, gypsum, graphite etc., and small quantities of swelling clays.	4.0	(8-16°)

Relation between J_r and JRC_n		J_r	JRC_{20}	JRC_{100}
Subscripts refer to block size (cm)				
I	rough	4	20	11
	smooth			
	slickensided			
Stepped				
IV	rough	3	14	9
	smooth			
	slickensided			
Undulating				
VII	rough	1.5	2.5	2.3
	smooth			
	slickensided			
Planar				
IX	rough	0.5	0.5	0.4
	smooth			
	slickensided			

Figur 8.5: Venstre: sammenhengen mellom J_a fra Q-systemet og den residuale friksjonsvinkelen ϕ_r . Høyre: sammenhengen mellom J_r fra Q-systemet og JRC. Begge tabellene er hentet fra Barton og Bandis (1990).

Den høyre tabellen i figur 8.5 viser sammenhengen mellom J_r og JRC. Den gjennomsnittlige verdien for J_r i Soknedalstunnelen er på 1,6 (ru, plane), og JRC blir dermed på 2,3.

Det er ikke foretatt Schmidhammer tester på sprekke, og i mangel på bedre korrelasjoner brukes sammenhengen $JCS = \text{bergmassens UCS foreslått i (Barton og Bandis, 1990)}$, selv om den er noe unøyaktig. Denne sammenhengen kan brukes om sprekken er fersk og uforvitret (Barton og Bandis, 1990). Verdien for UCS i Soknedalstunnelen er på 80 MPa, og derfor $JCS = 80 \text{ MPa}$

De benyttede parameterne i utregningene kan sees i tabell 8.2. Verdiene for σ_n , ϕ , Z_W , og T vil endres for å undersøke påvirkningen på SF.

Resultat

De tangentielle spenningene ble endret for å undersøke hvordan spenningene påvirker stabiliteten til blokken. Resultatet vises i tabell 8.6. Spenningsendringene gir ingen utslag på sikkerhetsfaktoren før tangentialspenningene er redusert med 70 %. Deretter blir sikkerhetsfaktoren lavere med lavere spenninger. Ved å sette inn to bolter blir sikkerhetsfaktoren litt høyere, men trenden er den samme. Sikringen har større effekt ved lave spenninger enn høye. Den lave endringen i SF kan komme av vinkelen mellom blokken og spenningsretningen. Vinkelen gjør at spenningen bidrar like mye til de drivende og de stabiliserende kreftene. På denne måten spiller ikke mengden noen rolle. Ved lave spenninger vil de drivende kreftene fra tyngden og vanntrykket ha større betydning, og påvirker SF mer. Blokken blir da mer ustabil. Av samme grunn blir sikringen også mer effektiv ved lave spenninger. Sikringen får en større betydning når kreftene fra spenningene er mindre.

Det ble også forsøkt å redusere vanntrykket og se hvordan det påvirker stabiliteten. Resultatet vises også i figur 8.6. Ved den maksimale tangentielle spenningen er forskjelle-

ne minimale, da spenningene dominerer kreftene på blokken. Ved å redusere spenningen er det tydelig at vanntrykket har større betydning. Større vannsøyle og vanntrykk gir da lavere stabilitet.

Tabell 8.2: Parameterverdier for den analytiske modellen av blokken i den nordlige delen av Soknedalstunnelen.

Beskrivelse	Parameter	Utregning	Verdi
Fall sprekkplanene	β		35 °
Toppvinkel	α	180 - 90 - β	55 °
Sprekkeavstand	L		3 m
Blokk dybde	d		1m
Siden på blokk	l	$L/\sin 2\beta$	3,2 m
Blokkbredde	b	$L/\sin\beta$	5,2 m
Blokkhøyden	h	$L/2\sin\alpha$	1,8 m
Sidearealet	A	l · d	3,2 m ²
Blokkvolumet	V	h · b · d · 0,5	4,8 m ³
Enhetsvekten til fyllitt	γ_b		0.027 MN/m ³
Blokkens vekt	W	$\gamma_b \cdot V$	0.131 MN
Boltenes bruddlast	T		0.2 MN
Enhetsvekten til vann	γ_w		0.00981 MN/m ³
Høyden vannsøylen	z _W		45 m
Overdekning	z		55 m
In situ vertikalspenning	σ_z	$z \cdot \gamma_b$	1.5 MPa
Spenningsforholdet	k	$\sigma_{XX} / \sigma_{YY}$	4.36
A-konstant			3.2
Tangentiell spenning	σ_θ	$(A \cdot k - 1) \cdot \sigma_z$	19.5 MPa
Ruhetskoeffisienten	JRC		2.3
Sprekkestyrken	JCS		80 MPa
Friksjonsvinkelen	ϕ		27 °

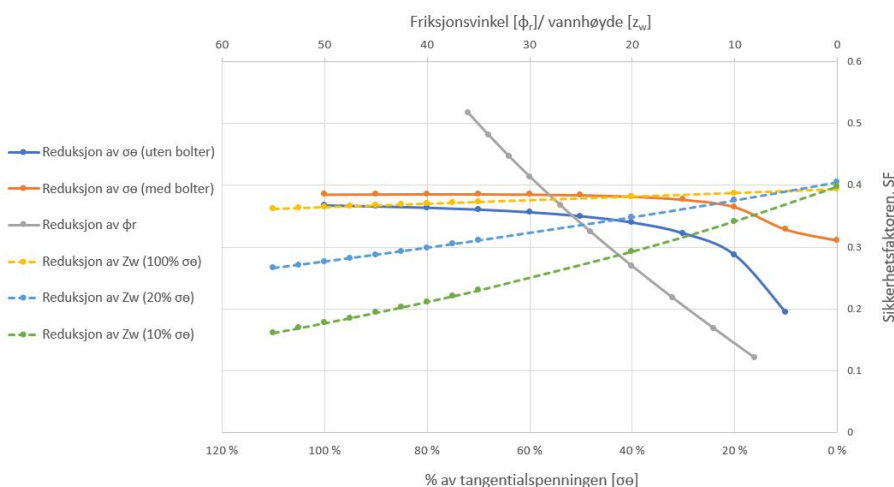
Påvirkningen fra friksjonsvinkelen ble også undersøkt da denne kan være svært varierende avhengig sprekkefyllingen. I Soknedalen var fyllet på sprekkene varierende med leire på noen sprekker, belegg på andre, mens mange var ferske og uten fyll. Figur 8.6 viser at sikkerhetsfaktoren blir tydelig påvirket av friksjonsvinkelen. Med leire på sprekkene og en friksjonsvinkel på 8-16 er sikkerhetsfaktoren på ca. 0.15. Med uforvitrede sprekkflater derimot med en friksjonsvinkel på 25-35 er sikkerhetsfaktoren på hele 0.4. Dette betyr at blokker som kan være stabile med ferske sprekker kan falle ut med f.eks. leire på sprekkene.

I alle tilfellene over ligger sikkerhetsfaktoren langt under stabilitetsverdien 1, og iallfall langt unna verdiene 1.3 og 1.5 som anbefales for kortsiktig og langsiktig stabilitet. Blokken må derfor sikres om den skal hindres fra å falle ned. For å finne antall bolter som trengs for å sikre blokken er ble formelen 8.8 benyttet (Li, 2017a). Formelen viser at det kun trengs en bolt for å sikre blokken. Dette gjelder kun om det bare er tyngden på blokken som må motvirkes av boltene, og vanntrykk og trykk fra spenninger ikke er medregnet.

$$N_{bolt} = SF \frac{W}{T} = 1.5 \times \frac{0.131MN}{0.2MN} = 0.99 \quad (8.8)$$

Det kan være riktig å se bort fra spenningsbidraget. Dette fordi området rundt blokken var godt oppsprukket og mye av spenningene nok er flyttet utenfor bruddsonen, lengre inn i bergmassen. Selve sonen rundt blokken er derfor trolig avspent. Det ligger også et lag med leire på sprekkene som avskjærer blokken fra det omkringliggende berget. Det er derfor lite trolig at spenningene har noe særlig innvirkning.

Som figur 8.6 viser påvirker vanntrykket sikkerhetsfaktoren mer ved lave spenninger. Ved neglisjerbar påvirkning fra spenningene består de drivende kreftene kun av vanntrykket og tyngden til blokken. I Soknedalen har grunnvannsnivået vist seg å variere mye (Langåker, 2017), men den vil mest sannsynlig ligge på mellom 0-15 m under terengoverflaten. Slike variasjoner påvirker kreftene på blokken noe, men ikke mye som vist i figur 8.6. Under befaring av såret hvor blokken kom det ikke mye vann fra bergmassen. Det kan tyde området er drenert på grunn av den høye oppsprekkingen, og at vanntrykket er lavere enn det den teoretiske vannsøylen over tunnelen kunne tilsa. Noe av vanntrykket vil likevel være til stede og gi et tilleggsbidrag til tyngden av blokken. Det bør derfor settes mer enn en bolt i blokken.



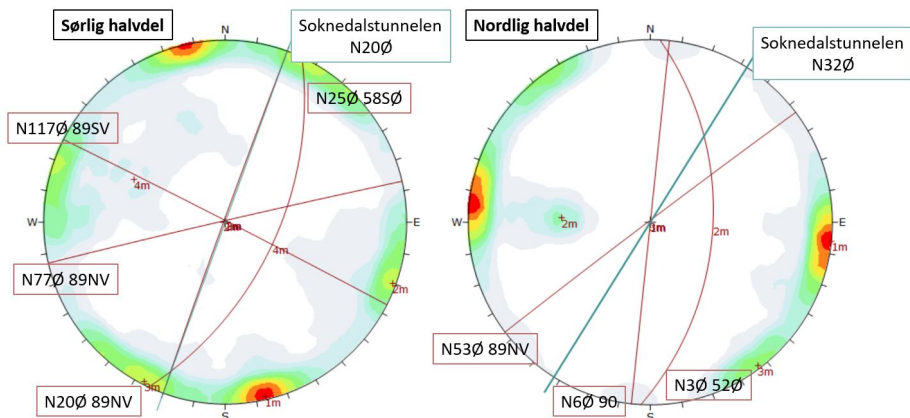
Figur 8.6: Forandringer i grunnvannshøyde, spenninger og friksjonsvinkel påvirker sikkerhetsfaktoren.

8.3 UNWEDGE analyse — numerisk

På grunn av usikkerheten rundt sprekkenes egenskaper, samt at variasjonen i sprekketegenskapene varierte noe gjennom tunnelen, består den numeriske analysen kun av undersøkelse av størrelsen og formen til de ulike blokkene som dannes i tunnelen, samt hvor de dannes i tunnelen.

Modelloppsett

Tre modelleringer ble gjennomført for Soknedalstunnelen, en for den nordlige delen, en for den sørlige og en for hele tunnelen. Geometrien ble satt opp som en tunnel med bredde på 12m og total høyde på 4 m. Veggene er rette i 3,5 m før buen starter. Geometrien vises i figur 8.8 og 8.9. Sprekkesettene hentes fra programmet Dips og er skissert i stereoplot i figur 8.7. Tettheten brukt er fyllittens tetthet fra lab, og er satt til $0,028 \text{ MN/m}^3$. Da modellen er laget for å finne størrelsen og formen til de mulige blokkene som kan dannes i Soknedalstunnelen, og ikke sikkerhetsfaktoren, ble sprekkkeegenskapene satt til standardverdiene i programmet. Spenningene ble heller ikke lagt inn da disse kun påvirker sikkerhetsfaktoren og denne skulle ikke finnes i denne analysen. Tunnelens lengde ble satt til standard på 50 m.

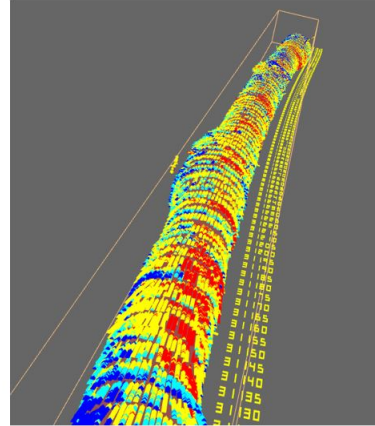
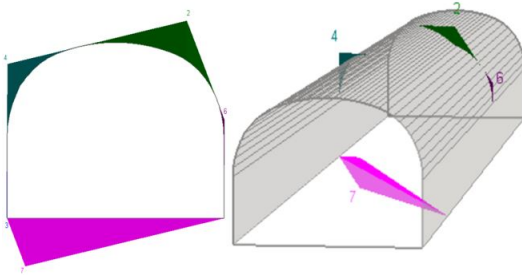


Figur 8.7: Stereoplotet er laget i Dips og viser hovedsprekkeplanene i Soknedalstunnelen. Disse ble importert til UNWEDGE og er sprekksettene som danner blokkene som kan forårsake stabilitetsproblemer.

Analyse

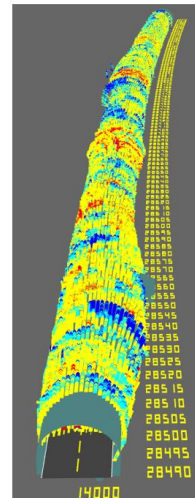
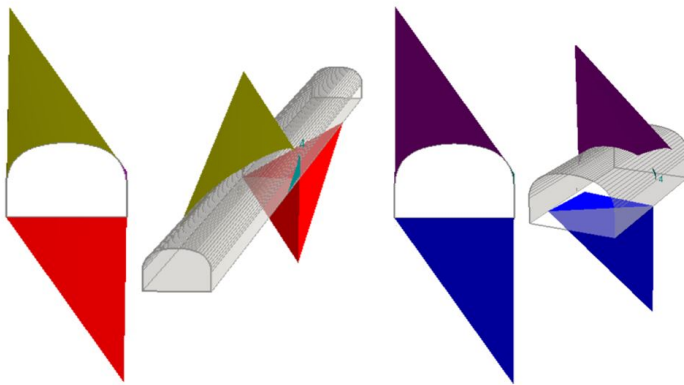
Den nordlige og sørlige delen av tunnelen har ulike sprekksett, og vil danne ulike blokker med ulik størrelse, plassering og form. Dette kommer tydelig frem under modelleringen hvor blokkene fra den sørlige og den nordlige delen av tunnelen er ganske ulike som vist i figur 8.8 og 8.9. Årsaken til dette er det ekstra sprekksettet observert i den sørlige delen av tunnelen og det faktum at sprekke ser ut til å gradvis endre orientering gjennom tunnelen som beskrevet i kapittel 6. Alle bildene i figur 8.8 og 8.9 er tatt fra sør mot nord.

Figur 8.8 viser en del av den nordlige Soknedalstunnelen. I denne delen av tunnelen dannes det forholdsvis grunne og små blokker med lav vinkel til tunnelprofilen. Det er spesielt viktig å merke seg blokkdannelsen fra hengt og til høyre vederlag, og blokken i venstre vederlag, samt høyre vegg. Blokken i liggen er stabil. Ved å sammenligne modellen laget i UNWEDGE med MWD-dataene for samme område kan det sees en tydelig trend med lavere hardhet og dårligere fjell fra hengt og ned på høyreside av tunnelen. Dette stemmer godt overens med plasseringen til den ene blokken. Det kan derfor tenkes at sprekkkombinasjonen i den nordlige delen av tunnelen danner blokker som skaper redusert hardhet i den høyre siden av tunnelen.



Figur 8.8: Modelleringen av den nordlige delen av Soknedalstunnelen viser blokkdannelse fra heng til høyre vederlag når en ser nordover. Fra MWD-data kan det også observeres lavere hardhet i denne delen av tunnelprofilen.

I den sørlige delen av tunnelen finnes det fire sprekkesett, som gir fire sprekkekombinasjoner (tre og tre sprekker kombineres i UNWEDGE). To av disse kombinasjonene vises i figur 8.9. Blokkene i den sørlige delen er større og har en spissere vinkel mot tunnelprofilen. Selv med mindre blokker av denne fasongen tar med seg mye masse på grunn av det høye spiret som dannes. Sammenhengen med MWD-data er ikke like tydelig på den sørlige delen som den nordlige delen var, selv om flere områder med lavere hardhet kan observeres på den venstre halvdel enn den høyre halvdel i tunnelen.



Figur 8.9: I den sørlige delen av tunnelen dannes det blokker av ulike form i venstre del av tunneltaket. Dette kan også observeres på MWD-data selv om det ikke er like tydelig som på den nordlige delen av tunnelen.

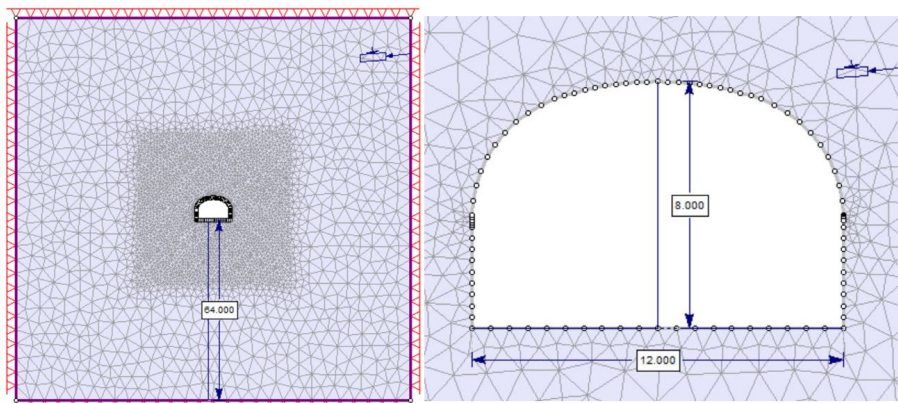
8.4 Modellering av tunneløpet i RS2

For å undersøke spenningenes påvirkning på bergmassen omkring tunnelen, og stabiliteten til denne, modelleres tunnelen i RS2. Denne todimensjonale modellen ble valgt selv om bergmassen alltid har tredimensjonale problemer, da bergrommet er vesentlig lengre enn det er bredt. Det kan derfor betraktes som todimensjonalt selv om bergmassen ellers alltid bør behandles som et 3D-problem.

Modellen analyseres først uten sikring. Her gjennomføres det først en analyse på elastisk materiale for å undersøke spenningene og sikkerhetsfaktoren som fordeler seg rundt tunnelen. Deretter analyseres området rundt tunnelen med plastisk materiale, men fremdeles uten sikring for å undersøke elementer som har gått i brudd og deformasjonen som oppstår. Til slutt settes det inn sikring og gjennomføres en evaluering av denne med plastisk materiale. Modellen er tatt fra snittet CC' vist på figur 7.2.

8.4.1 Modelloppsett

Tunnelen har en T10,5 tunnelprofil. I modelleringen brukes sprengningsprofilen som er omtrent like stort som bergrommet. Geometrien til tunnelen settes opp i RS2 som gitt i figur 8.10, med lengder og vinkler inntegnet. Den ytre grensen er fastsatt i X- og Y-retning og har en ekspansjonsfaktor på 8. Bergmassen blir modellert som en homogen bergmasse uten sprekker, og det antas at bergmassen er homogen og bare består av fyllitt. Dette er en forenkling da store deler av bergmassen gjennomsettes av tonalitt og har enkelte sprekkesett.



Figur 8.10: Venstre: den fulle modellen med faste kanter. Den ytre grensen har en ekspansjonsfaktor på 8. Høyre: Tunnelens mål.

8.4.2 Inputparametre

Det antas at bergarten kun består av fyllitt og at den har de samme egenskapene som funnet i kapittel 7, oppsummert i tabel 7.8. Spenningene ble funnet i det samme kapitlet, og her brukes spenningene σ_1 , σ_3 og σ_z fra snitt CC' notert i tabell 7.7. Spenningstilstanden antas konstant. Materialparameterne er beregnet ved å benytte det generaliserte Hoek Brown kriteriet.

Sikringen brukt i Soknedalstunnelen består for det meste av bolter og sprøytebetong. For å undersøke stabiliteten til tunnelen modelleres den installerte sikringen. Boltene brukt i modelleringen er kombinasjonsbolter (Pretec, 2017) på 3 m i sidene, og 4 m i vederlag og hengen. Bolteavstanden er på 2.5-2.3 m og det er totalt 11 raster med bolter rundt konturen. Boltene er endeforankret, og installert vinkelrett på konturen. Sprøytebetongen har en fasthetsklasse på B35, bestandighetsklasse på M45 og nominell fiberdosering på E700. Fibrene består av stål. Residualparameterne antas å være 10 % av peakparameterne. Inputparameterne til sikringen vises i tabell 8.3. Fastheten til betong er noe høy, men ikke uvanlig høy ifølge Publikasjon nr. 7" (Norsk betongforening, 2011).

Tabell 8.3: De benyttede inputparameterne for boltene og sprøytebetongen.

Bolteparametre			
Hva	Verdi	Enhet	Kilde
Diameter	20	mm	Pretec (2017)
E-modulus	200	GPa	Standardverdi stål
Strekkapasitet	0.2	MN	Pretec (2017)
Residual strekkapasitet	0.02	MN	10 % av strekkapasiteten
Avstanden ut av planet	2.5	m	
Forspenning	0.05	MN	Pretec (2017)

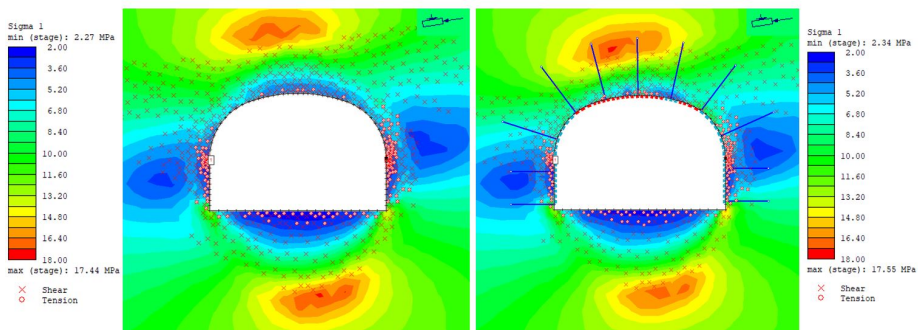
Sprøytebetong parametre			
Hva	Verdi	Enhet	Kilde
Tykkelse	0.08	m	
E-modul	30 000	MPa	Grøv (2015)
Poissons forholdstall	0.25		roscience (u.å.)
Kompresjonsstyrke (peak)	54.4	MPa	Fasthetsprøver tatt ved anlegget
Kompresjonsstyrke (residual)	5.44	MPa	10 % av peak-verdi
Strekkstyrke (peak)	5	MPa	roscience (u.å.)
Strekkstyrke (residual)	0	MPa	roscience (u.å.)

8.4.3 Evaluering av spenninger

Modelleringen med elastisk materiale viser høye spenninger mellom hengen og venstre vederlag, og i høyre overgang mellom ligg og vegg (se figur. Dette på grunn av høye horisontale spenninger som heller på grunn av topografien som vist til høyre i figur 3.11. På veggene er spenningene lave, med strekkspenninger midt på venstre vegg og opp mot vederlaget på høyre side. Styrkefaktoren til det elastiske materialet viser en

tydelig sone rundt tunnelkonturen med en verdi på under 1.5, spesielt på veggene er faktoren liten. Dette vil si at et plastisk materiale vil gå i brudd her. Dette bekreftes av figur 8.11 hvor X og O markerer skjær- og strekkbrudd. I den plastiske modellen blir spenningene mindre ekstreme på grunn av bergmassens mulighet til å gå i brudd og avlaste spenningene. En sone rundt hele tunnelen er avspennt med spenninger for det meste på 2.27 - 6 MPa. De høye spenningene har beveget seg litt vekk fra tunnelkonturen og ligger ute i den intakte bergmassen, se figur 8.11. På grunn av lav innspenning på tunnelkonturen kan dette føre til blokkutfall, da tensjonskreftene er for lave til å holde igjen eventuelle blokker fra å falle ned.

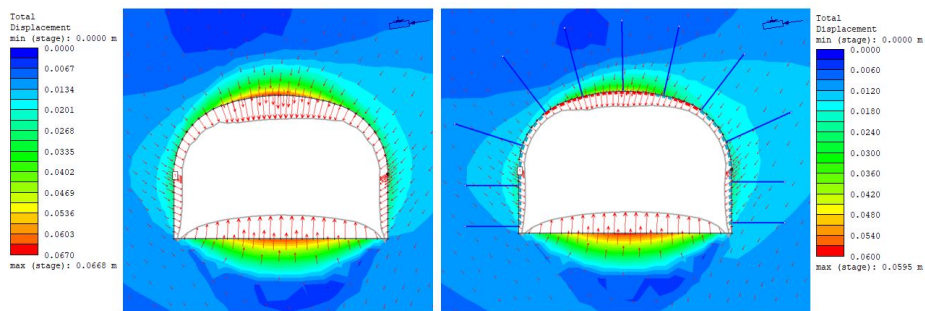
Bredden på tunnelen er også større enn høyden, og kan føre til forsterkede problemer i heng og ligg. Første delen av veggene er rette, men det ser ikke ut til å påvirke spenningene nevneverdig. Distribusjonen av σ_3 har en sommerfuglform med svakere spenninger vinkelrett ut fra hvert vederlag og overgang vegg-ligg.



Figur 8.11: σ_1 og bruddelementene rundt tunnelen. Bergmassen har gått i brudd og de største spenningene har beveget seg lengre inn i bergmassen.

8.4.4 Evaluering av forskyvninger og deformasjon

I plastiske materialer går bergmassen i brudd når spenningene overgår bruddspenningen. Et slikt brudd er permanent. I den plastiske modellen uten sikring har 849 elementer gått i brudd. Venstre vegg, og høyre vegg opp mot vederlaget har gjennomgått tensjonsbrudd nær konturen. Det har også oppstått enkelte tensjonsbrudd i hengen og ligger, men vesentlig færre. I hengen og ned mot vederlagene, samt i ligger og lengre ut i bergmassen har det skjedd skjærbrudd. Dette kan sees i figur 8.12. Størrelsen av bruddsonen og antall elementer er brudd er noe større enn forventet, og hva som ble observert i tunnelen. Det kan derfor virke som modellen er noe konservativ.

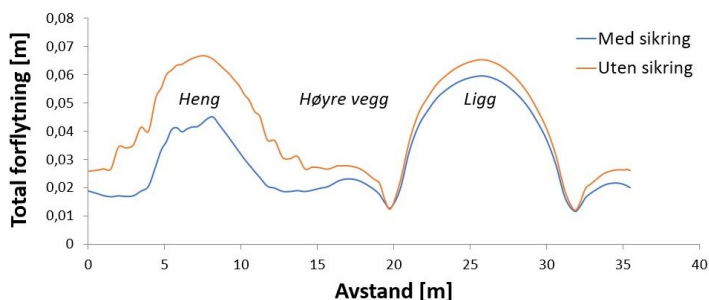


Figur 8.12: Sikringen reduserer deformasjonen i bergmassen. De røde sonene er mindre og deformasjonspilene har redusert størrelse. Dette kan også sees i figur 8.13.

Deformasjonen er potensielt størst i hengen og liggjen, men på grunn av gravitasjonen er det hengen som vil kunne få de største problemene. Som vist i figur 8.13. Det er også her spenningene har gått fra høye i den elastiske modellen til lave i den plastiske modellen. Der er derfor mest sannsynlig bruddannelser og deformasjon som er årsaken til spenningsreduksjonen.

8.4.5 Evaluering av sikring

Sikringen modellert er den samme som ble installert i Soknedalstunnelen. Det er interessant å se om sikringen påvirker bergmassen. Spenningene omkring tunnelen påvirkes ikke, med unntak av i hengen hvor spenningene blir noe høyere. Bruddelementene er også likt distribuert likt modellen uten sikring, men antall elementer i brudd er redusert med 100, fra 849 - 750, som figur 8.4 viser. Deformasjonen er også redusert med flere cm, se figur 8.12 og 8.13. Størst er endringen i hengen hvor deformasjonen er redusert med 2.3 cm. Deformasjonene og antall bruddelementer er fremdeles større enn forventet etter observasjoner i tunnelen. Det kan derfor virke som modellen er noe konservativ.



Figur 8.13: Den totale forflytningen er størst i hengen og liggjen. Liggjen vil mest sannsynlig bli liggende i ro, men hengen kan forflytte seg. Avstanden er målt langs konturen fra venstre overgang ligg-vegg og med klokken. Figuren viser at den installerte sikringen har redusert forflytningen.

Av den installerte sikringen går ingen av boltene i brudd, mens betongen går i brudd mellom venstre vederlag og hengen. Dette viser at betongen tar opp last. Et nytt lag med sprøytebetong ble forsøkt installert utenpå den som gikk i brudd. Denne gikk ikke i brudd. Det kan derfor tyde på at den installerte sikringen er tilfredsstillende, og tar opp den lasten som trengs. Det kan eventuelt vurderes å legge på et ekstra lag sprøytebetong i hengen i tunnelen, men det vurderes ikke som nødvendig.

Tabell 8.4: Sikringen påvirker både antall elementer i brudd og deformasjonen i tunnelen. Ingen av boltene går i brudd, men 22 betongelementer går i brudd.

	Elementer i brudd	Deformasjon i heng	Brudd i bolter	Brudd i sprøytebetong
Uten sikring	849	6.7	-	-
Med sikring	750	4,4	0	22

8.4.6 Evaluering av sikkerheten

De potensielt høye spenningene i hengen (sett i elastisk analyse) har ført til bruddannelse i hengen, som igjen har ført til deformasjoner og avlastning av spenninger. De lave spenningene kan føre til blokkutfall. De rette sidene på veggene kan være problematisk for stabiliteten på grunn av spenningsfordelingen. Det er ikke likevel ikke observert noen store problemer som ikke kan stabiliseres med normal sikring.

Den installerte sikringen er den samme som i Soknedalstunnelen. Modelleringen viser at sikringen reduserer antall bruddelementer i bergmassen. Den reduserer også deformasjonen av tunnelkonturen og spenningene i hengen. Den generelle sikringen ser derfor ut til å være tilfredsstillende til tross for brudd i betongelementer i hengen. Dette kan også komme av at modellen virker å være noe konservativ. Oppstår det spesielle forhold som svakhetssoner og leirebelegg på sprekker må sikringen vurderes individuelt.

Må presiseres at analysene baserer seg på fylltitten og verdier fra denne bergarten. Det finnes endel tonalitt i bergmassen som vil gi andre verdier og konklusjoner da dette er en sterkere og sprørere bergart.

8.5 Evaluering av de ulike metodene og stabiliteten i tunnelen

De ulike metodene gir ulike innblikk i stabiliteten i tunnelen. Følgende vil det komme en oppsummering av de viktigste resultatet fra hver metode og diskusjon om gyldigheten.

Den empiriske metoden:

Den empiriske modellen Q-metoden er enkel å bruke og lite tidkrevende, og kan derfor med enkelhet benyttes kontinuerlig på stuff for å vurdere bergmassekvaliteten løpende. Grunnlaget for å analysere bergmassen er derfor stort, men kan føre til at lokale varia-

sjoner forsvinner i mengden. Klassifiseringen fra Q-verdiene viser at bergmassekvaliteten i Soknedalstunnelen er av middels til god kvalitet. Lavere gjennomsnittsverdi enn vanligste verdi viser at enkelte områder er av dårligere kvalitet. Sikringen er tilfredsstillende i henhold til Q-verdien med det observeres stedvis endel blokkdannelse, til tross for at Q-verdiene tilsier lav oppsprekking. Dette kommer av uheldig orientering som ikke fanges opp av Q-systemet, og er en svakhet ved denne empiriske modellen. Styrken til bergarten medregnes heller ikke, og kan gi andre problemer enn Q-systemet indikerer.

Den analytiske metoden:

Delfaktormetoden hadde vært mest riktig å bruke, men valget falt på tradisjonell deterministisk metode for å se hvordan ulike parametere påvirker sikkerhetsfaktoren. Metoden er enkel å forstå men trenger gode inputparametere for troverdige resultater. På grunn av usikkerhet rundt noen av parameterne ble ulike verdier valgt for å undersøke påvirkningen på sikkerhetsfaktoren. Orienteringen på sprekkegjør at spenningene stabiliserer blokken like mye som den bidrar til de drivende kreftene. Kraftene fra tyngden av blokken, vanntrykket og boltene påvirker også blokken, men gir ikke tydelige resultater før spenningene reduseres. Sikkerhetsfaktoren er uansett under 1, og må sikres for å bli stabil. Mest trolig er blokken så og si avspent, på grunn av oppsprekking, og sprekkefyll, og gjør at den nødvendige sikringen kun må tåle vekten av blokken og vanntrykket. Vanntrykket er trolig også redusert på grunn av drenering inn i tunnelen. Beregninger med bare tyngden viser at det kun trengs en bolt for å holde vekten av blokken, men dette er nok for optimistisk, da også vannet og spenningene bidrar. Flere bolter bør settes i liknende blokker, og suppleres med sprøytebetong.

De numeriske modellene:

Kvaliteten til modellen ligger i gode inputparameterne, og det er forsøkt innhentet etter beste evne. Det vil likevel være noe usikkerhet rundt de ulike verdiene som påvirker resultatet.

Analysen i UNWEDGE viste at det i alle deler av Soknedalstunnelen finnes sprekkesett som kan danne ustabile blokker. Ulik orientering på sprekkesettene og ulikt antall sprekkesett mellom den sørlige og nordlige delen av Soknedalstunnelen gjør at plasseringen, størrelsen og formen av de dannede kilene er forskjellige. Undersøkelser av MWD-data fra tunnelen viser en sammenheng mellom blokkenes plassering og redusert hardhet i berget.

Fra modelleringen i RS2 ble det funnet at de store horisontale spenningene med en helning mot vest, fører til høye spenninger i hengen av tunnelen. Disse har ført til brudddannelse som igjen har ført til deformasjoner og avlastning av spenninger. Bruddene består av skjærbrudd i hengen og strekkbrudd i veggene. De påfølgende lave spenningene kan føre til blokkutfall av blokkene som er beskrevet tidligere i kapitlet. Den installerte sikringen tar tydelig på seg last ved at enkelte betongelementer går i brudd i tillegg til at spenningene, antall bruddelementer og deformasjonene i tunnelen avtar. Sikringen antas derfor som tilfredsstillende. Spesielle forhold må evalueres individuelt.

Sammenligning av metodene:

Alle de forskjellige metodene finner ulike bidrag til evalueringen av stabiliteten. Den empiriske metoden gir en generell vurdering av bergmasseklassen, de ulike parametrene og antyder mulig sikring. Den analytiske modellen vurderer om blokkene ligger

stabil, de ulike parameterens betydning og gir en oversikt over spesielle forhold som det må holdes et spesielt øye med, og de numeriske modellene gir mer nøyaktig plassering av stabilitetsproblemene og veiledende vurdering av sikringen. Felles for alle er at det gjøres forenklinger da ingen modeller er detaljert nok til å beskrive bergmassen nøyaktig, men at de gir viktig innsikt i stabiliteten til bergmassen.

I dag brukes det en blanding av de ulike metodene (B. Singh og R. Goel, 2011b). Ved å benytte ulike metoder får man et bredere svar på stabilitetsproblemene som kan oppstå i tunnelen. På grunn av usikkerheten i de ulike metodene er det en fordel å kombinere metodene for å få et godt bilde av alle mulige usikkerheter.

Toløpstunnelen

Toløpstunneler drives for å kunne ta imot en større trafikkmengde, uten at bergrommet blir for stort. Ved å skille motgående trafikk unngår man også faren for møteulykker, og reduserer ulykkesrisikoen (Høye, 2016). I Soknedalstunnelen skal det drives ett løp til når trafikkmengden har blitt så stor at det kreves nødutganger. Dette skjer ved en ÅDT på 8000. Det nye løpet vil da i tillegg til å romme en kjøreretning kunne fungere som nødutgang ved eventuelle problemer.

Målet er at trafikken skal kunne gå gjennom det eksisterende løpet mens tunnellop nr. to drives. Da er det viktig at tunnelene designes for dette etter bergmassens egenskaper. Det er det som vil bli undersøkt her.

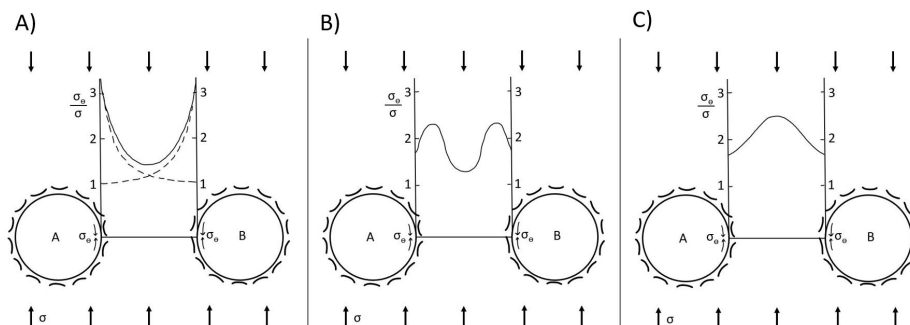
9.1 Hvorfor avstanden må optimaliseres

For en mest mulig effektiv arealbruk av områdene utenfor tunnelen legges de to kjøreretningene så nært hverandre som forsvarlig med tanke på trafiksikkerheten. Derfor er det ønskelig at de to påhuggene ligger så tett som praktisk mulig. Terrenget ved det sørlige påhugget gjør det også nødvendig med tettere påhugg, da helningen gjør at plassen på den østre siden til et nytt påhugg er begrenset.

Problemet med å legge de to tunnellopene for tett er flere. For det første kan det eksisterende løpet ta skade av selve drivingen av det andre løpet (rystelser). For det andre kan spenningene i tunnelen endre seg så mye ved åpningen av det nye løpet at den installerte sikringen i den eksisterende tunnelen ikke lengre er tilfredsstillende. Her velges det å se vekk ifra rystelser og heller se på spenningene. Det er da de ingeniørgeologiske forholdene som bestemmer hvor tett de to tunnellopene kan ligge hverandre.

Når et tunnelrom åpnes forandres spenningsdistribusjonen i et område rundt tunnelen seg. Hvis det ligger andre bergrom innenfor dette influensområdet, vil de påvirke hverandre. Mellom de to tunnelene vil det ligge en bit av berget som kan sees på som en pilar, en ribbepilar. Denne pilaren vil få en spenningsdistribusjon som vist i figur 9.1 etter hvor godt berget motstår spenningene, og formen og størrelsen til pilaren. Figur 9.1 A) viser spenningsdistribusjonen i et elastisk materiale, før brudd hvor de høyeste spenningene ligger på tunnelveggen. Dette er årsaken til at overfladiske brudd ofte forekommer på tunnelveggen. Figur 9.1 B) viser en tynnere pilar hvor spenningene på

tunnelveggen har overgått styrken og berget har gått i brudd. Dette fører til reduksjon i spenningen, og de største spenningene er forflyttet lengre inn i pilaren. Figur 9.1 C) viser et ekstremt tilfelle hvor de to spenningstoppene møtes i midten av pilaren, og pilaren går i brudd. Distribusjonen vil fortsette å se slik ut, men spenningstoppen vil avta (Li, 2017b).



Figur 9.1: Spenningsfordeling i en pilar. A) viser elastisk materiale som ikke har gått i brudd, med høye spenninger på tunnelveggen. B) Brudd har oppstått på veggene, og spenningstoppen har forflyttet seg lengre inn i bergmassen. C) Spenningstoppene møtes i midten av pilaren som har gått i brudd. Figuren er modifisert fra Li (2017b).

Det finnes en tommelfingerregel som sier at det mest påvirkede området rundt tunnelen er rundt 1 - 1.5 ganger bredden til tunnelen. Hvis avstanden kommer opp i 2-3 ganger bredden til tunnelen er påvirkningen neglisjerbar. Ved driving av tunneler i harde bergarter vil dette influensområdet kunne være enda mindre (Li, 2017b). Bergmasser med elastiske deformasjoner vil ha en mindre påvirkningssone enn bergmasser med elastoplastiske deformasjoner.

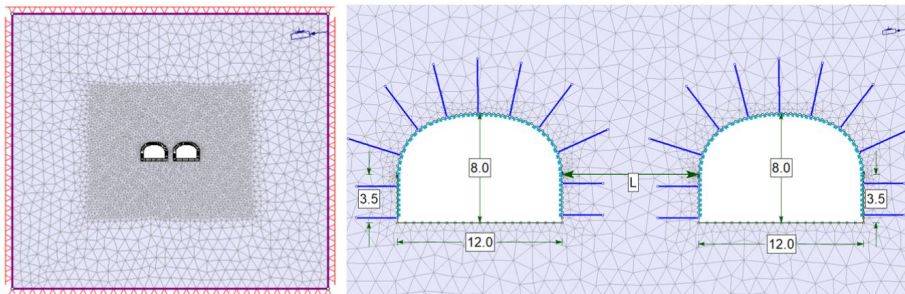
9.2 Minste avstand gjennom tunnelen

Den numeriske modelleringen vil gjennomføres med både elastisk og plastisk materiale, og med ulike avstander mellom tunnellopene for å undersøke avstandens påvirkning på spenningene og stabiliteten. Ifølge tommelfingerregelen nevnt ovenfor vil tunnelene slutte å påvirke hverandre ved en avstand på 48 - 72 m. Det mest påvirkede området starter ved en avstand på rundt 24 - 36 m. Minste avstand mellom profilene skal være 10 m (Vegdirektoratet, 2016b), men ved påhugget vil det bli sett på lavere avstander. Tunnelene vil også modelleres uten sikring på begge, med sikring på den ene tunnelen og med sikring på begge for å undersøke sikringens påvirkning.

9.2.1 Modelloppsett og inputparametre

To tunneler plasseres ved siden av hverandre, og er de samme som i kapittel 8.4. Modellen er laget sett nordover, slik at tunnelen til høyre er den eksisterende tunnelen på østsiden, mens tunnelen til venstre er den planlagte tunnelen på vestsiden. Målene er

som vist i figur 9.2. Den ytre grensen er 8x større enn tunnelene og fastlåst i både X- og Y-retning. Modellen er satt opp som en kontinuerlig modell. Avstanden (L) mellom de to tunnelene varieres for å se påvirkningen det har på spenningsdistribusjonen. Mesh settes tettere nært tunnelene for mer nøyaktige beregninger her. Figur 9.2 viser oppsettet med sikring, men også modelleringer med en tunnel sikret og ingen sikret ble gjennomført.

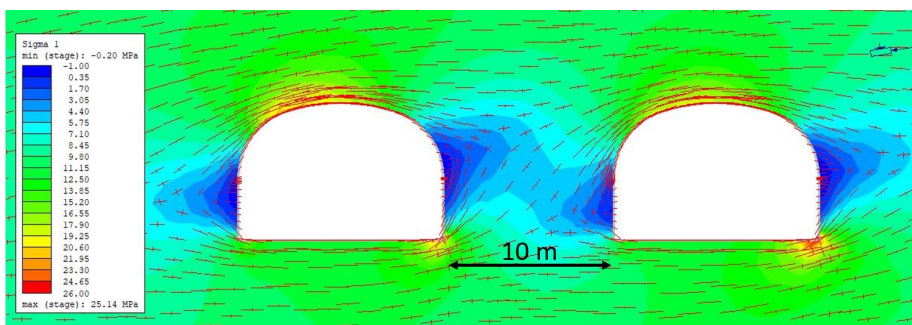


Figur 9.2: Modeloppsettet til toløpstunnelen. Venstre: De ytre grensene settes faste med en ekspansjonsfaktor på 8. Høyre: målene for de to tunnelene. Avstanden (L) mellom tunnelene vil variere.

De benyttede inputparameterne er de samme som under modelleringen av ett løp i kapittel 8.4. Disse er funnet i kapittel 7 og oppsummert i tabell 7.8. De valgte spenningsene er konstante og funnet ved spenningsanalyse tidligere i denne oppgaven. Det generaliserte Hoek-Brown kriteriet er benyttet for å beregne materialparameterne. Inputparameterne for sikringen er den samme som i tabell 8.3.

9.2.2 Resultater numerisk modellering

Modellering med elastisk materiale viser lave spenninger på veggene, og høye spenninger i heng og ligg, med en svak dreining mot klokken på grunn av den hellende spenningen i området, se figur 9.3. De laveste spenningene er negative strekkspenninger og forekommer på veggene. Pilaren mellom de to tunnelene får også lave spenninger da den ligger mellom to vegger. Med en avstand på 10 m mellom tunnelene blir de høyeste spenningene på 25.14 MPa. Disse ligger i høyre overgang mellom ligg og vegg. Mellom hengen og venstre vederlag kommer spenningene opp i 20-24 MPa. Styrkefaktoren viser at hele området rundt tunnelen har en verdi på under 1.5, og størsteparten av området har en verdi på under 1. Dette indikerer plastisk at det foreligger plastisk brudd.



Figur 9.3: Fordelingen av den største hovedspenningen i elastisk materiale. Høye spenninger danner seg mellom heng og venstre vederlag, samt i høyre overgang ligg-vegg. Strekkspenninger kan forekomme på veggene.

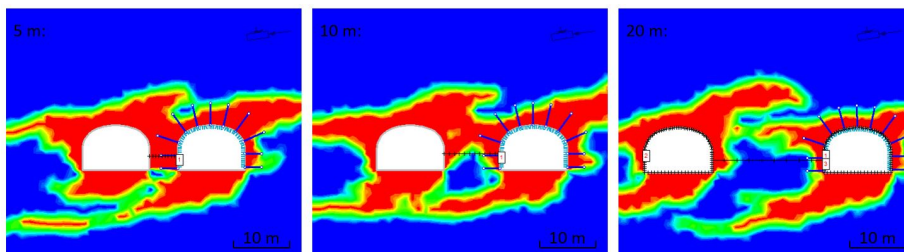
Modellering med plastisk materiale viser den samme fordelingen av spenninger, men de høye spenningene har beveget seg lengre inn i bergmassen, og stort sett hele tunnelkonturen har lave spenninger med σ_1 på under 6 MPa. Spenningene er generelt mindre ekstreme på grunn av bergets mulighet til å gå i brudd, og også spenningene i pilaren er lave. Det er fare for at hele området rundt tunnelen har gått i brudd.

Optimal avstand mellom de to løpene

For å undersøke bergmassens oppførsel ved ulike avstander ble tunnelene modellert med en avstand på 5, 10, 15, 20, 25, 30, 50 og 70 m. Ved alle modellene hadde den første tunnelen installert sikring, mens den andre ikke hadde det. Modellen virker å være noe konservativ, men noen slutninger kan likevel tas.

Avstanden mellom tunnelene påvirker ikke spenningen rundt tunnelen i stor grad, men spenningene i pilaren endrer seg. Disse reduseres med reduserende avstand, med unntak av avstanden på 5 m hvor spenningen øker igjen, se tabell 9.1. Det kan tenkes at sikringen fra den første tunnelen er med på å stabilisere pilaren ved 5 m, og dermed unngår spenningsutløsning. Vridningen på spenningskonsentrasjonene kommer av de høye og hellende horisontale spenningene.

Tunnelene påvirker fremdeles hverandre på avstandene 50 m og 70 m, men ikke i stor grad. Bruddsonene møtes heller ikke på denne avstanden. Det antas derfor på påvirkningen på denne avstanden er neglisjerbar, som tommelfingerregelen fra (Li, 2017b) sier. I en avstand på 20 - 30 m påvirker tunnelene hverandre, men spenningene i pilaren er fremdeles gunstige, og antall bruddelementer i senter av pilaren er fremdeles 0. Ved en avstand på 15 m øker antall bruddelementer i senter av pilaren, og den totale spenningsfordelingen i pilaren er vesentlig lavere. Ved 10 m er bruddsonen vesentlig høyere og pilaren ser ut til å ha gått nesten helt i brudd. Ved 5 m er spenningene mer gunstige, men hele pilaren har gått i brudd. Bruddelementene i avstandene 5, 10 og 20 m vises i figur 9.4. På tross av at bruddelementene i pilaren øker med redusert avstand, øker ikke den totale mengden bruddelementer ved de ulike avstandene, det er heller en reduksjon, se tabell 9.1.



Figur 9.4: Bruddelementene med pilartykkelser på 5, 10 og 20 m.

Forskyvningen i pilaren er beskjeden og varierer, som vist i tabell 9.1. Ved veggen på tunnelen til venstre er forskyvningen økende med økende avstand, i midten av pilaren er forskyvningen økende ved redusert avstand mellom tunnelene, og ved den høyre tunnelen er forskyvningen stabil. Stabiliteten ved den høyre tunnelen, og uendret antall bruddelementer i betongen (se tabell 9.1) ved de ulike avstandene kan tyde på at sikringen er tilfredsstillende selv ved åpning av den nye tunnelen. Dette undersøkes nærmere senere i dette kapitlet.

Tabell 9.1: Spenningen og forskyvningen i pilaren, samt bruddelementene i berget og sikringen.

Tunnelavstand [m]	5	10	15	20	25	30	50	70
Spenning [MPa]								
σ_1 senter av pilar	7.89	4.84	4.91	5.47	6.03	6.48	7.77	8.69
Forskyvning [cm]								
Ved venstre tunnel	1.2	1.4	1.9	2.1	2.1	2.2	2.1	2.2
Ved midten av pilar	0.5	0.4	0.27	0.15	0.23	0.14	0.1	0.06
Ved høyre tunnel	2.0	2.0	2.0	2.0	2.1	2.1	2.0	2.0
Bruddelementer								
I berget	1430	1589	1545	1549	1614	1679	1712	1614
I betongen	37	40	37	39	35	35	36	38
I bolter	0	0	0	0	0	0	0	0

Sikringen

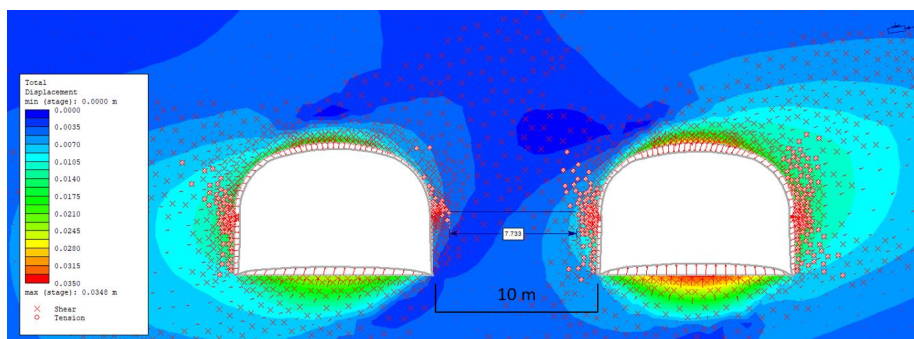
For å se om sikringen er tilfredsstillende allerede på den minste anbefalte avstanden undersøkes tunnelen uten sikring, med sikring på den ene tunnelen og med sikring på begge tunnelene når tunnelene har en avstand på 10 m. Det skal vurderes om den allerede installerte sikringen holder, eller om ekstra sikring må vurderes, men først vurderes stabilitetsproblemene. Bergmassen modelleres ikke med sprekker, så strukturinduserte stabilitetsproblemer vil komme i tillegg.

Stabilitetsproblemer

Modelleringen tyder på at bergmassen har gjennomgått brudd langs hel tunnelkonturen med en konsentrasjon av skjærbrudd i hengen, og strekkbrudd på veggene. Flere steder er den minste horisontalspenningen nært 0, og enkelte steder er den negativ. Slike spen-

ninger gir mulighet til strekkbrudd. Ved å se på bruddelementene i figur 9.5 bekreftes dette. Figuren markerer skjærbrudd med X og strekkbrudd med O. På veggene hvor spenningene alltid har vært lave oppstår det tensjonsbrudd, mens i heng og ligg hvor spenningene går fra høye til lave oppstår det skjærbrudd, se figur 9.5. Sonen mellom strekkbruddene fra de to tunnelene er på 7.7 m.

Figur 9.5 viser også deformasjonen i de to tunnelene, markert med deformasjonsvektorer. Deformasjonene er ikke høye, og har en maksimalverdi på 3.5 cm. De viser seg størst i heng og ligg, og er større på veggene som vender vekk fra pilaren enn den som ligger ved pilaren. Deformasjonsvektorene på figuren vises med en skaleringsfaktor på 20.

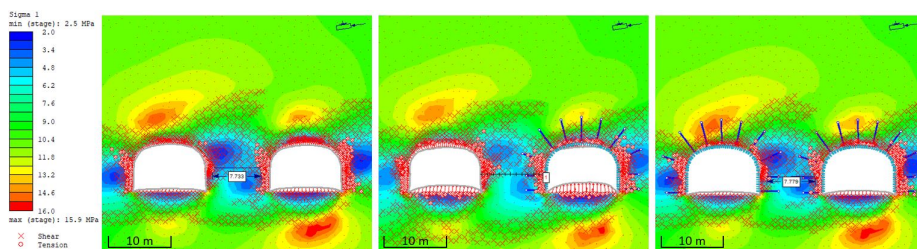


Figur 9.5: Deformasjon og bruddelementer omkring de to løpene.

På grunn av bergartens karakter er det lite sannsynlig med avskalling, men noe oppsprekking med skjærbrudd i hengen og strekkbrudd i veggene kan skje. Selv om det ikke er modellert hær er det endel blokker i tunnelkonturen som følge av sprekkesett. Kombinert med de lave spenningene ligger den største stabilitetsutfordringer knyttet til mulig blokkutfall. Det ser derimot ikke ut som problemet er vesentlig større med to tunneler enn med to enkeltstående tunneler, men pilaren mellom de to tunnelene kan være mer ustabil.

Hvordan påvirker sikringen stabiliteten?

Ved installering av sikring øker spenningene rundt tunnelene. Dette gjelder både ved avstander på 3, 4, 5 og 10 m. Dette kan tyde på færre brudd og avlastninger i bergmassen med sikring. Ved tre og fire meter er fremdeles spenningene rundt tunnelen lave, mens ved fem meter er spenningene høyere, og best forbedring sees ved 10 m. Derfor brukes denne avstanden når sikringen skal undersøkes nærmere, se figur 9.6. Figuren viser at spenningskonsentrasjonen ute i bergmassen er nærmere ved sikrede tunneler enn ved usikrede. Deformasjonen er også mindre ved sikring av begge tunnelene, spesielt i heng og vegger. Den maksimale verdien derimot forblir den samme. Bruddelementene har forholdsvis lik distribusjon, men har større utbredelse når kun den ene tunnelen er sikret.



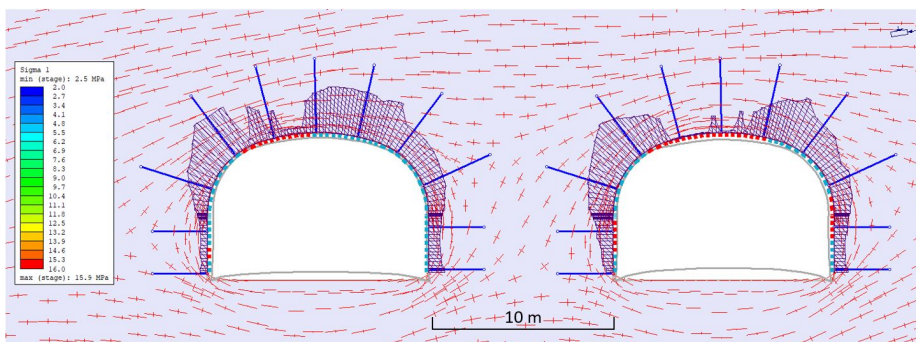
Figur 9.6: Spenningene er mer gunstige ved installert sikring.

Antall bruddelementer i bergmassen og sikringen for de ulike avstandene kan sees i tabell 9.2. Forskjellene er ikke veldig store, men noen trender kan trekkes frem. Sikring av begge tunnelene gav i alle tilfellene færre bruddelementer i bergmassen enn uten sikring eller ved bare sikring av en tunnel. Ved større avstand mellom tunnelene går flere elementer i bergmassen i brudd. Dette kan komme av at tunnelene influerer et større område når avstanden mellom dem er større. Ingen boltelementer går i brudd, hverken ved sikring av en tunnel eller to.

Tabell 9.2: Bruddelementer i bergmassen og den installerte sikringen ved ulike pilar-tykkelser.

Tunnelavstand [m]	3	4	5	10
Uten sikring	1450	1505	1517	1532
Sikring av tunnel 1	1441	1451	1430	1589
Sikring av begge tunnelene	1352	1424	1494	1488
Brudd i sikringen (en sikret)				
Betongelementer	34	33	37	40
Bolter	0	0	0	0
Brudd i sikringen (to sikret)				
Betongelementer	39	42	42	47
Bolter	0	0	0	0

Antall betongelementer i brudd er lavere ved den nye tunnelen enn den første tunnelen, se figur 9.7. Selv om antall betongelementer dobles med en ny tunnel, er det bare en liten økning i antall betongelementer i brudd, se tabell 9.2 og figur 9.7. Betongelementer i brudd viser at betongen tar på seg last, og derfor er hensiktsmessig. Selv om betongelementene har gått i brudd kan de fremdeles bære laster mindre enn eller lik residualstyrken. Figur 9.7 viser aksialkraften på hvert enkelt betongelement. Det er tydelig at betongen tar på seg mye kraft, og dermed er med å stabilisere berget. Der hvor elementene har gått i brudd tar ikke elementene last, og elementene rundt må bære desto mer. Det er mulig det må installeres supplerende sikring i slike områder.

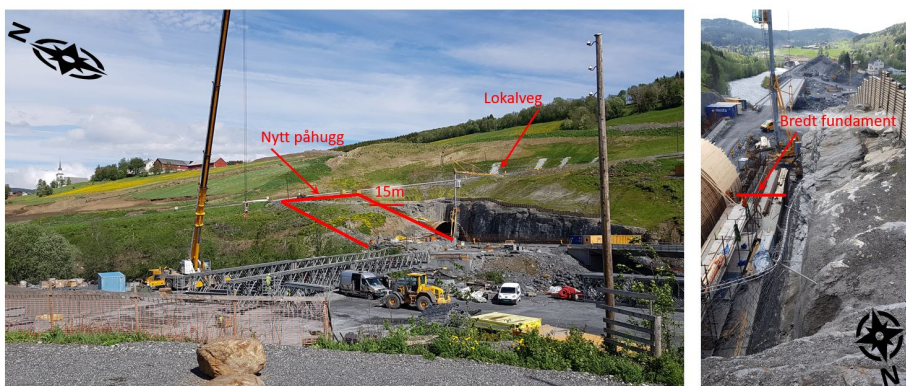


Figur 9.7: Aksialkraften på betongelementene. Betongen tar mye last, spesielt i hengen.

9.3 Avstander påhugg sør

Ved påhugget er det vanlig å redusere avstanden mellom de to tunnelene for at kjørefeltene kan gå sammen så raskt som mulig. Ved det sørlige påhugget er det spesielt ønskelig med tette påhugg da overdekningen er lav og terrenget er hellende, som vist på figur 9.8. Ved å plassere det nye påhugget nærmere det eksisterende vil komme lengre inn i bergmassen og høyere overdekning. Alternativet er et sakset påhugg, som allerede er anbefalt av AF-gruppen i vedlegg F.2. Et slikt påhugg vil ligge som markert i figur 9.8, og medføre at det dannes en skjæring/bergstab som må evalueres spesielt med tanke på stabiliteten. Desto tettere de to påhuggene kan ligge hverandre, desto mindre blir denne saksingen.

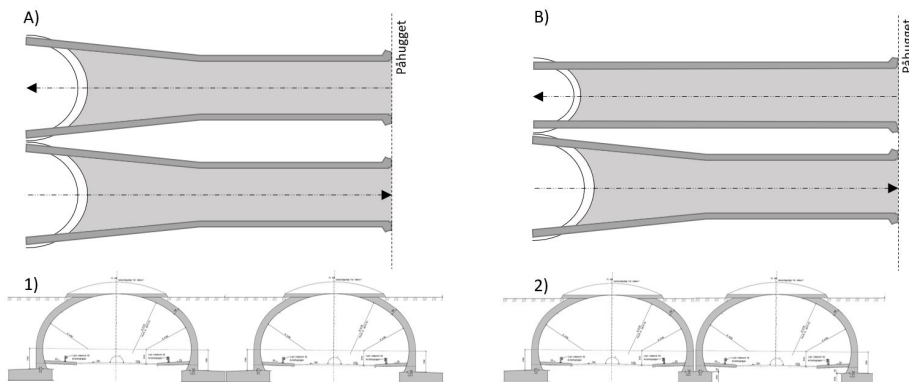
Det er to forhold som påvirker avstanden mellom tunnelene. Det ene er forholdene i bergmassen i seg selv og det andre er den nødvendige avstanden som trengs for å få plass til tunnelportalene. Begge forhold vil bli evaluert her



Figur 9.8: Venstre: den nye tunnelen vil komme på vestsiden av den eksisterende tunnelen som vist til venstre. Skal det utføres som et sakset påhugg blir den liggende omtrent som markert på figuren. Da må det planlegges for ny lokalvegen i overkant av tunnelen. Høyre: fundamenteringen av tunnelportalen, og linjeføringen ut av tunnelen.

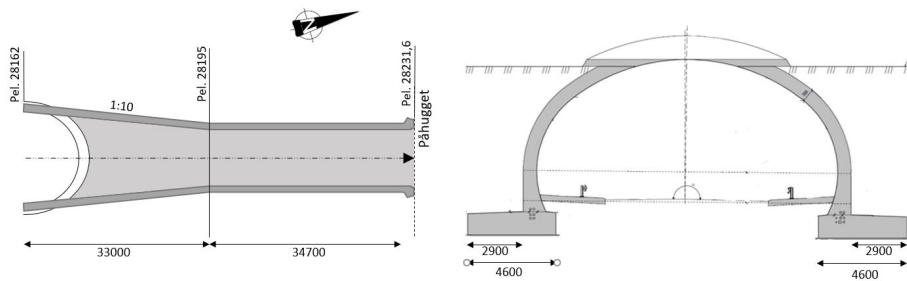
9.3.1 Avstand på grunn av portaler

Ved ferdigstilling av tunnelen skal terrenget tilbakeføres slik det stor før anleggsarbeidet begynte. Det er derfor nødvendig å lage lange portaler i forkant av tunnelen hvor løsmassene skal legges over. Utformingen og plasseringen av disse portalene vil påvirke avstanden mellom påhuggene. Figur 9.9 viser to mulige utforminger av portalene, hvor den ene portalen allerede er bestemt til en traktform vist i vedlegg F.1 og dermed legger føringer for designet. Design A vil bedre sikten og være mer estetisk enn design B som vil gi mulighet til tettere påhugg. Figur 9.9 1) og 2) viser at hvor tett portalene kan legges hverandre har også betydning for portalavstanden, da fundamentet krever en del plass.



Figur 9.9: De ulike utformingsmulighetene til portalene. A-1 vil ta mest plass, og B - 2 vil ta minst plass. Formen på portalene er hentet fra tegningene vedlagt i vedlegg F.1.

Målene for portalen som er under utbygging vises i figur 9.10. Det trengs mer plass for design A på grunn av to traktportaler i stedet for en. Trakten har en utvidelse på 1:10, og er på 33m. Utvidelsen er derfor på 3,3 m på hver side. Hvis begge portalene trenger eget fundament vil det gi en nødvendig avstand på 2 ganger 2,9 m, bare i fundamentstøp, som vist i figur 9.9 1). Mulighet 2 er at de to portalene deler fundament og ligger helt inntil hverandre. Mulighet 1,5 (vises ikke i figur) er å bruke halvparten av fundamentet, og dermed få en avstand på 2,9 m.



Figur 9.10: Målene på portalene er som vist på figuren. Målene og formen er hentet fra tegningene vedlagt i vedlegg F.1.

Design A gir påhuggsavstander på 6,6 - 12,4 m, mens design B gir påhuggsavstander på 3,3 - 9,1 m, avhengig av fundamentsløsning. Beregningene vises i tabell 9.3. Det vil si at velges det estetisk peneste alternativet, som også skaper best sikt og det trengs egne fundamenter vil den nødvendige avstanden bli på 12,4 m. Dette er større avstand enn den påkrevde avstanden inne i tunnelen, og det vil dermed ikke bli store problemer med pilaren imellom de. Det vil derimot bli nødvendig å trekke påhugget mye lengre inn i bergmassen, og en får enten en stor saksing, ellers må det bygge et eget påhugg med egne forskjæringer. Hvis det er mulig å velge samme fundament, eller kan velge design B) fra figur 9.9, vil påhuggene kunne trekkes nærmere. Da vil også bergmasseforholdene spille en rolle.

Tabell 9.3: De ulike designkombinasjonene gir ulike nødvendige avstander.

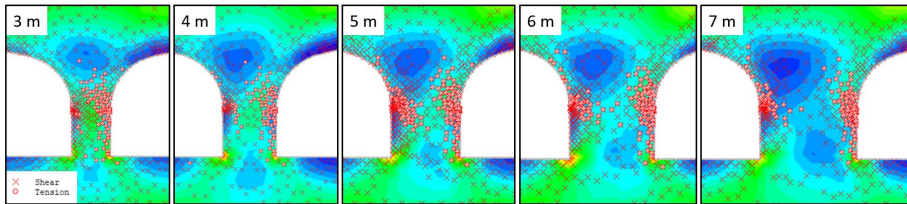
Kombinasjon	Nødvendig avstand [m]
A - 1	$2 \times 2,9 + 2 \times 3,3 = 12,4$
A - 1,5	$2,9 + 2 \times 3,3 = 9,5$
A - 2	$2 \times 3,3 = 6,6$
B - 1	$2 \times 2,9 + 3,3 = 9,1$
B - 1,5	$2,9 + 3,3 = 6,2$
B - 2	$3,3 = 3,3$

9.3.2 Avstand på grunn av bergmassen

Også bergmassen bestemmer hvor tett påhuggene kan være. Ligger påhuggene for tett vil bergmassen være så ustabil at den blir vanskelig å sikre slik at stabiliteten er tilfredsstillende.

Som vist tidligere i dette kapitlet er pilaren mellom tunnelene gått fullstendig i brudd ved en avstand på 5 m, se figur 9.4. På avstander under 5 m vil det derfor være nødvendig med tung sikring for å holde pilaren stabil. Figur 9.11 viser denne utviklingen av bruddsonen i pilaren mellom de to tunnelene ved ulike avstandene 3, 4, 5, 6, og 7 m. Skjærbruddene er markert med x, mens strekkbruddene er markert med o. Skjærbrudd er til stede allerede ved ganske store avstander. Ved 7 m er det fremdeles avstand mellom strekkbruddsonene. Disse sonene møtes først ved 6 meters avstand, og

har gått helt i brudd ved 5 m.



Figur 9.11: Bruddsonen mellom tunnelene ved avstander på 3, 4, 5, 6 og 7 m. X markerer skjærbrudd, mens O markerer strekkbrudd.

9.3.3 Ved for stor avstand

Kommer ikke påhuggene tett nok bør det lages et sakset profil. Resultatet vil da ligne på de saksede profilene vist i figur 9.12. Det vil da dannes en skjæring mot det eksisterende påhugget som må vurderes spesielt. I det foreslåtte eksemplet på en sakset profil i Soknedal (vist i vedlegg F.2) vil denne skjæringen bli på 15 m, og ha kort bergmektighet inn til den eksisterende tunnelen. Det er da viktig å undersøke alle forhold som kan påvirke det nye påhugget nevneverdig. En presentasjon av undersøkelser utført i denne oppgaven kan sees i neste kapittel.



Figur 9.12: Eksempler på tunneler med sakset påhugg. Denne løsningen er den mest trolige for Soknedalstunnelen (Kirkeby, 2016).

9.4 Andre forhold ved påhugg sør

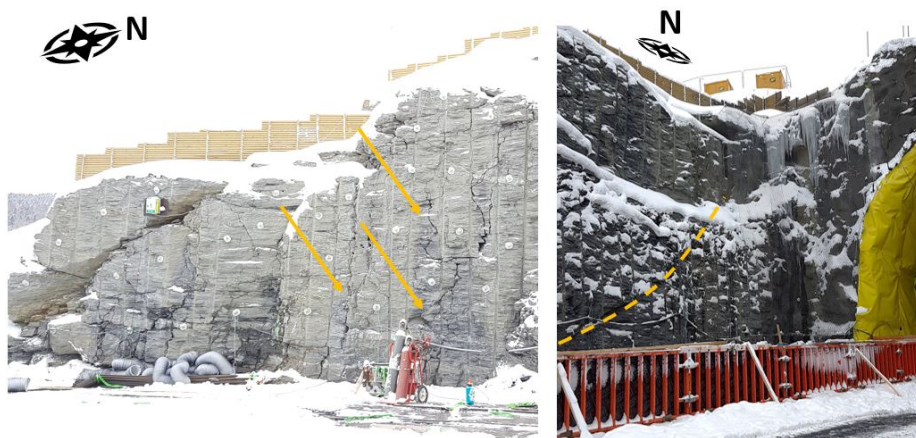
Ved den sørlige enden av Soknedalstunnelen vil det nye påhugget muligens komme lengre inn i bergmassen enn det eksisterende løpet ligger, og det dannes et sakset profil som vist i figur 9.12. Dette for å få stor nok overdekning. Et forslag til beliggenhet på dette påhugget ble fremlagt av AF-gruppen og ligger i vedlegg F.2. På grunn av det nye påhuggets beliggenhet vil det dannes en pilar mellom tunnelen og forskjæringen som må vurderes spesielt med tanke på stabiliteten.

Skjæringen på østsiden ser ut til å være av bedre kvalitet enn skjæringen på den vestre delen. Dette kan komme av at bergmassen på den vestre siden ligger lengre mot dalsiden og dermed er mer påvirket av oppsprekking og forvitring, men det kan også komme av orienteringen til oppsprekkingen eller boringen og sprengningen utført. Forskjæringen på vestsiden ble kartlagt for å undersøke hvordan forholdene kan bli på den nye skjæringen. Den kartlagte vegg er avbildet i figur 9.13. Terrenget er hellende og overdekningen beskjeden. Slike skjæringer skal bores med en helning på 1:10 vekk fra vegen, men på grunn av boravvik heller skjæringen motsatt vei på den sørligste delen.



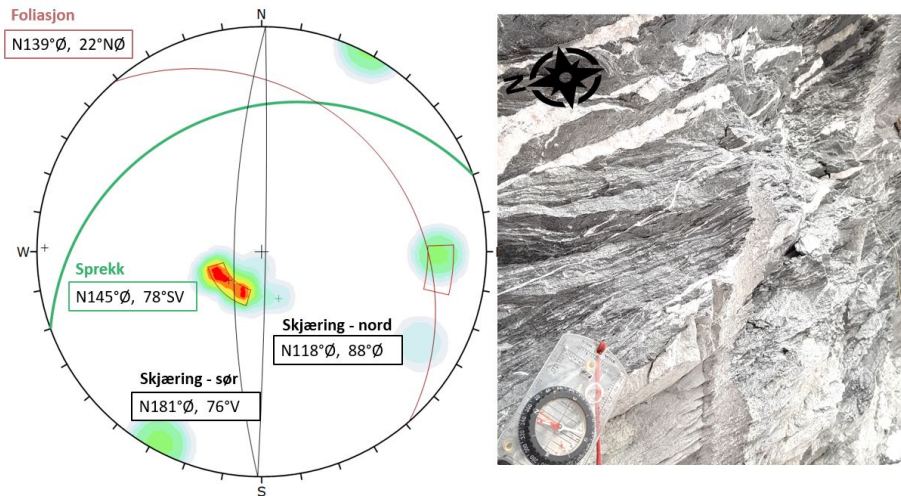
Figur 9.13: Den kartlagte skjæringen ved påhugg sør sett fra øst mot vest. Boravvik har ført til at vegg har ulik helning på delen lengst vekk fra tunnelen.

Bergmassen ved påhugget er gjennomslutt av flere sprekker, som vist i figur 9.14. Noen er sprenningsinduserte som vist til venstre i figur 9.14 og vil ikke gjennomgå i bergmassen. Til høyre i figur 9.14 markerer en stiplet linje plasseringen til en sprekke som skjærer seg gjennom skjæringen. Slike sprekker kan fortsette inn i den nye skjæringen. Det samme vil foliasjonssprekkene som gjennomsetter hele bergmassen.



Figur 9.14: Venstre: Bergmassen i skjæringen lengst vekk fra tunnelen preges av sprenningsinduserte sprekker som ikke vil påvirke det nye påhugget. Høyre: Gjennomsettende sprekker (markert stiplet gult) vil kunne påvirke det nye påhugget.

Orienteringen til foliasjonssprekkene, sprekken markert i figur 9.14 og den nordlige og sørlige delen av skjæringen. Den nye skjæringen vil komme til å ha de samme foliasjonssprekkene, få et innslag av sprekken og det samme strøket som den eksisterende skjæringen. Helningen på den nye skjæringen kommer til å være nesten som Skjæring - Sør. Stereoplottet viser at foliasjonen kommer til å ligge inn i skjæringen, og vil ikke skape utglidninger. Bergarten er av god kvalitet da bergarten består av fyllitt med et høyt innhold av kvarts, som vist til høyre i figur 9.15. Den vil derfor kunne stå stabilt. Bergmassen gjennomsettes også av ganger med tonalitt. Denne bergarten er enda sterkere enn den kvartsrike fyllitten, men kan sprekke opp i blokker.



Figur 9.15: Venstre: Stereoplot som viser orienteringen til skjæringen ved det nåværende påhugget, foliasjonen og sprekkesettet som observeres ved påhugget.

Skjæringen vil ligne den nåværende skjæringen på østsiden av det nåværende påhugget som vist i figur 9.16. Her vises kombinasjonen av foliasjonssprekkene (tilsynelatende rette sprekker) og de andre sprekkene (tilsynelatende buede sprekker). Denne skjæringen står stabilt. Problemet oppstår hvis det forekommer sporadiske sprekker. Da vil sprekkesettet markert med buede linjer i figur 9.16 og grønt i stereoplottet i figur 9.14 kunne avskjæres og skli ut. Et eksempel på dette vises i figur 9.16 markert med gul pil. Slike blokker må boltes.



Figur 9.16: Også på skjæringen på østsiden av påhugg-sør kan foliasjonssprekkene og sprekesettet fra figur 9.14 vises. Slike sprekesett kan føre til utglidninger som vist med gul pil. Foran sees byggingen av den første portalen.

Kapittel 10

Konklusjon og videre arbeid

10.1 Optimal (minimum) bruk av forundersøkelser

Økt bruk av forundersøkelser kan i første omgang føles dyrt, unødvendig og gi høyere tidsforbruk. Resultatet gir høy gevinst i form av redusert arbeidsmengde, tidsforbruk og kostnader og hindrede tvister og ulykker på lang sikt. Dette fordi pengestrømmen er forholdsvis liten og påvirkningskraften stor i starten av prosjektet. Undersøkelsesomfanget avhenger av variasjonen og karakteren til berggrunnen, og designet og omfanget av prosjektet, og det er vanskelig å vite før prosjektet hvor vanskelig forholdene blir. Det er derfor viktig å fastsette hvilken informasjon som trengs, og igangsette undersøkelser som finner ut av dette.

Allerede etablerte metoder ser ut til å fungere godt, men bør kun brukes som veiledning. Den forslåtte prosenten på 3 % av kostnadene kan benyttes, men undersøkelsene bør velges ut fra ønsket informasjon, og ikke økonomi. Når den ønskede informasjonen er innhentet kan prosjektet gå videre til neste steg i figur 4.1. Minimum bruk av forundersøkelser blir dermed de undersøkelser som må til for å skaffe et godt grunnlag for oppstart av prosjektet. Dette inkluderer rimelige undersøkelser som forundersøkelser på kontoret og feltkartlegging, med også prøvetaking av de ulike bergartene prosjektet møter på, sonderboringer for å finne bergoverdekning, undersøkelser av grunnvannsforhold, seismikk for å finne svakhetssoner med mer.

10.2 Forutsett vs. virkelig tilstand Soknedalstunnelen

Sammenligning av de antatte og de virkelige forholdene i Soknedalstunnelen viser at det både er likheter og ulikheter. Små ulikheter som variasjonene i innspenning og sprekkeforhold må kunne forventes, men andre forhold kunne nok blitt undersøkt grundigere.

På grunn av store ulikheter i plasseringen og orienteringen av svakhetssoner og oppsprekking, samt ulikheter i sikringsomfang med medfølgende forskjeller i økonomi konkluderes det med at forundersøkelsene ikke var tilstrekkelige til å forutse de geologiske forholdene. Selv om forskjellene ikke var store, kunne penger blitt spart ved å vite mer nøyaktig plassering på svakhetssoner og vanninntrengning og dermed forberedt

sikringsomfanget tidligere. Da kunne et mer nøyaktig anbudsdokument blitt utarbeidet og stopp i drivingen vært unngått.

Ulikhetene i oppsprekingsgraden kommer mest sannsynlig av at bergmassens tilstand inne i berget kun bestemmes av vurderinger i dagbergsonen. Det kunne hjulpet å foreta kjerneprøver av berget som et supplement til vurderingen. Feilaktig plassering av svakhetssoner kommer av vanskelighetene ved å finne informasjon om bergmassen ved så store løsmasseoverdekninger. Det spekuleres i om overflatekartlegging ikke er riktig metode under slike forhold, men at andre metoder nevnt i tabell 4.1 som geofysiske metoder og kjerneboringer er bedre egnet.

10.3 Stabiliteten ved det eksisterende løpet

Alle de forskjellige metodene finner ulike bidrag til evalueringen av stabiliteten. Den empiriske metoden viser at bergmassen er lite oppsprukket og har gunstige spenningsforhold. Dannelsen av enkeltblokker fanges ikke opp av Q-metoden, og gjør at bergmassen kan være ustabil selv om den tilsynelatende er stabil. Det er derfor viktig å vurdere sprekkegeometrien når stabiliteten skal vurderes. Ved å benytte numeriske programmer kan dannelsen av slike ustabile blokker fanges opp. modelleringen viser at ulike orienteringer og antall sprekkesett og orientering gir blokker av ulik størrelse form og orientering. Den analytiske metoden viser at påvirkningen fra vanntrykket, tangentielle spenninger og friksjonsvinkelen har mest å si, og at ved lave spenninger er det fare for blokkutfall.

Numeriske modelleringer i RS2 viser at høye horisontale spenninger som heller mot vest har ført til problemer med skjærbrudd i hengen og strekkbrudd i veggene, som igjen har ført til deformasjoner og avlastning av spenninger. De påfølgende lave spenningene kan føre til blokkutfall. Modelleringen viser også at den installerte sikringen i tunnelen tar på seg last og er tilfredsstillende på generell basis. Spesielle forhold må evalueres individuelt.

Kort sagt viser summen av metodene at blokkutfall vil være det store stabilitetsproblemet. Resultatene bekreftes av observasjoner i tunnelen. Observerte blokkutfall, områder med lavere hardhet i MWD-data og plasseringen av modellerte blokker samsvarer. Samlet viser de at på tross av lav oppsprekking dannes det blokker i hengen, vederlag og til dels sider som opptrer ustabile. Disse kan sikres med bolter og sprøytebetong, og tunnelen fremstår da stabil. En blanding av ulike metoder for å evaluere stabiliteten gir positive resultater, da helhetsinntrykket av stabiliteten blir bedre.

10.4 Toløpstunnelen

På grunn av de store horisontale spenningene som faller mot vest, danner det seg høye spenningskonsentrasjoner i heng og ligg, mens veggene, inkludert pilaren mellom tunnelene, får lave spenninger som kan generere strekkbrudd. De største problemene ser ut til å være knyttet til skjærbrudd i hengen og strekkbrudd i veggene. Dette fører til en avspent sone rundt tunnelen som gjør det mulig for avskjærte blokker å falle ned. Det

er tidligere beskrevet muligheten for blokkdannelse i tunnelen, og disse får da lavere stabilitet på grunn av oppsprekkingen og avspenningen.

Deformasjonen i pilaren øker med redusert avstand. I en avstand på 50 - 70 m er tunnelenes påvirkning på hverandre neglisjerbar. Ved 20 - 30 m påvirker tunnelene hverandre, men spenningene i pilaren er fremdeles gunstige. I en avstand på 10 - 15 m er det en kraftig økning av bruddelementer og reduksjon i spenninger i pilaren mellom tunnelene.

Fra SVVs håndbok N500 skal avstanden mellom de to tunnelene være på minst 10 m (Vegdirektoratet, 2016b). Den installerte sikringen har størst effektivitet ved avstander over 10 m. Det anbefales å øke sikringsmengden ved lavere avstander da det allerede er endel bruddelementer i betongen ved denne avstanden, som vist i figur 9.7. Fra modelleringen ser det ut til at denne avstanden kan være for liten til vanlig sikring med systematisk boltemønster 2 x 2 m pluss fiberforsterket sprøytebetong på 8 cm. Avstander nærmere 15 m vil bedre stabiliteten mye, og det anbefales å ha utvidet sikring frem til denne avstanden oppnås. Ved påhugget kan avstanden reduseres om sikringen økes tilsvarende. Det må likevel presiseres at modelleringen kan være noe feilaktig og virker konservativ sammenlignet med de observerte forholdene i tunnelen.

10.5 Påhugg Sør

Avstanden mellom påhuggene

Både bergmassen og portalene avgjør avstanden mellom påhuggene. Portalene fører til en nødvendig avstand på 3,3 m til 12,4 m, avhengig av utformingen og fundamentet. Med bakgrunn i modelleringen tidligere i oppgaven og undersøkelsene av bruddsonen mellom tunnelene, kan det se ut som pilaren er har grensetykkelse på rundt 5m. Det anbefales derfor at påhuggene ligger minst 5 meter fra hverandre. Ved lavere avstand mellom påhuggene, som for eksempel ved designkombinasjonen B - 2, må drivingen utføres svært forsiktig, og sikringen være godt utvidet slik at pilaren holdes stabil.

Den tidligere modelleringen viser at det først og fremst er oppsprekking langs konturen og blokkutfall som er faren ved det sørlige påhugget i Soknedalstunnelen, med strekkbrudd på veggene og skjærbrudd i hengen, i tillegg til svak innspenning i hengen. I tillegg vil det være fare for at pilaren går i brudd. Modellering viser at sikring hjelper, og vanlige sikringsmetoder som forbolting, armering og sprøytebetong anbefales. Andre faktorer som overraskende svakhetssoner eller store mengder vann, oppsprekking, dagberg osv. kan føre til at sikringsmengden må oppjusteres og en må bruke full utstøpning på større områder, eller spesielle sikringsmetoder for pilarer som vist i figur

Andre undersøkte forhold

Mest trolig kommer ikke tunnelene tett nok på hverandre ved det sørlige tunnellopet, og det må dannes et sakset påhugg. En slik utforming vil føre til en ny forskjæring med kort avstand til eksisterende tunnel.

Undersøkelser ved det eksisterende påhugget på sørsiden av Soknedalstunnelen viser at oppsprekking langs foliasjonen og ett sprekkesett vil kunne gjøre seg gjeldende også i den nye forskjæringen. Orienteringen til disse sprekkesettene danner ikke tydelige kiler i seg selv, med det kan oppstå utglidninger hvis det forekommer sporadiske sprekker.

10.6 Videre arbeid

Tematikken i denne oppgaven og prosjektet Soknedalstunnelen er ikke ferdig. Det er fremdeles mye som kan sies og skrives om saken, da et nytt løp fremdeles skal bygges.

I denne oppgaven ble det ikke tid til å foreta flere laboratorieundersøkelser enn det som ble utført under prosjektoppgaven. Det kan være interessant å undersøke bergmassens egenskaper, spesielt siden det skal bygges enda et løp. Særlig egenskapene til tonalitten kan være av interesse. Denne kan muligens egne seg til byggemateriale og kanskje redusere kostandene ved et nytt prosjekt.

Hvor tett det nye påhugget kan ligge det eksisterende bør også undersøkes mer inngående, samt hvordan linjeføringen kan gå inne i bergmassen. Modellingene i denne oppgaven gav ikke helt pålitelige svar, og usikkerhetsmomentene i modelleringen bør vurderes mer nøye. Kanskje kan det benyttes mer avanserte modelleringer som tar med seg sprekkene eller tre dimensjonale programmer.

Et tema som har kommet frem er å undersøke utbyttet ved MWD-målinger. Det ble ikke tid til det i denne oppgaven, men er absolutt et tema som kunne vært interessant å sett nærmere på.

Referanser

- Alejano, L. R., Muralha, J., Ulusay, R., Li, C. C., Pérez-Rey, I., Karakul, H., Chryssanthakis, P. og Aydan, Ö. (2018) ISRM Suggested Method for Determining the Basic Friction Angle of Planar Rock Surfaces by Means of Tilt Tests. *Rock Mechanics and Rock Engineering*.
- Alvestad, E. (2016) *Analyse av faren for fjellskred/steinsprang langs Fv 715 Trolla-Flakk (Bynesveien)*. Masteroppg. Trondheim: Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet, Institutt for geologi og bergteknikk.
- Aydan, Ö., Ulusay, R. og Kawamoto, T. (1997) Assessment of rock mass strength for underground excavations. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 34, 18.e1–18.e17.
- Balasubramanian, A. (2016) *Geotechnical investigations for tunneling*. Mysore: University of Mysore.
- Barton, N. (2002) Some new Q-value correlations to assist in site characterisation and tunnel design. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 39, s. 185–216.
- Barton, N. og Bandis, S. C. (1990) Review of predictive capabilities of JRC-JCS model in engineering practice. *Proc International Symposium on Rock Joints, Loen, 4-6 June*, s. 603–610.
- Basnet, C. B. (2013) *Evaluation on the Squeezing Phenomenon at the Headrace Tunnel of Chameliya Hydroelectric Project, Nepal*. Masteroppg. Trondheim: Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet, Institutt for geologi og bergteknikk.
- Basnet, C. B. og Panthi, K. K. (2019) Evaluation on the Minimum Principal Stress State and Potential Hydraulic Jacking from the Shotcrete-Lined Pressure Tunnel: A Case from Nepal. *Springer*.
- Bertelsen, G. (2011) *Geologi, Fv 552 Eikelandsosen-Fusa. Gang-/sykkelveg, Geologirapport for reguleringsplan*.

-
- Bieniawski, Z. T. (1978) Determining rock mass deformability: experience from case histories. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts* 15, s. 237–247.
- Bieniawski, Z. T. (1993) 22 - Classification of Rock Masses for Engineering: The RMR System and Future Trends. I: *Rock Testing and Site Characterization*. J. A. Hudson (red.). Oxford: Pergamon. Kap. 22, s. 553–573.
- Braathen, A. og Gabrielsen, R. H. (2000) Bruddsoner i fjell – oppbygning og definisjoner. *Gråsteinen* 7.
- Buen, B., Gustavsen, T. og Palmstrøm, A. (1979) *Erfaringer fra Oppfylling av Uforete Trykksjakter og tunneler med inntil 590 M Trykk*. URL: http://www.rockmass.no/filer/13_Oppfyll_trykksjakt.pdf (Hentet: 20.11.2018).
- Cai, M., Kaiser, P., Tasaka, Y. og Minami, M. (2007) Determination of residual strength parameters of jointed rock masses using the GSI system. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 44, s. 247–265.
- Crowder, J. og Bawden, W. (2004) *Review of Post-Peak Parameters and Behaviour of Rock Masses: Current Trends and Research*. URL: https://www.researchgate.net/publication/253116156_Review_of_Post-Peak_Parameters_and_Behaviour_of_Rock_Masses_Current_Trends_and_Research (Hentet: 20.03.2019).
- Eberhardt, E. (2012) The Hoek–Brown Failure Criterion. *Rock Mechanics and Rock Engineering* 45, s. 981–988.
- Faanes, T. (2016) *Kryss i tunnel*. URL: https://www.vegvesen.no/_attachment/1497368/binary/1127957?fast_title=Vedlegg+3+Kryss+i+tunnel.pdf (Hentet: 26.02.2019).
- Garathun, M. G. (2017) *Det nye veiselskapet vil bygge tunneler med rette vegger for å øke trafikksikkerheten*. URL: <https://www.tu.no/artikler/det-nye-veiselskapet-vil-bygge-tunneler-med-rette-vegger-for-a-hindre-at-biler-havner-pa-taket/395240> (Hentet: 20.02.2019).
- Garmo, T. T. (1989) *Norsk steinbok*. Oslo: Universitetsforlaget.
- Geotechnical Engineering Office (1987) *Guide to site investigations. GEOguide 2*. Hong Kong: Civil Engineering Department.
- Goel, R. K., Jethwa, J. L. og Paithankar, A. G. (1995) Indian experiences with Q and RMR systems. *Tunnelling and Underground Space Technology* 10, s. 97–109.
- Grøv, E. (2015) *Hva kjennetegner den norske tunnelbyggemetoden?* URL: http://nff.no/wp-content/uploads/2015/10/1_-Eivind-Gr%C3%5C%B8v-Hva-kjennetegner-den-norske-tunnelbyggemetoden.pdf (Hentet: 15.05.2019).
- Grøv, E. og Woldmo, O. (2012) Modern pre-grouting technology in Norway. *Conference: Proceedings of the Fourth International Conference on Grouting and Deep Mixing*.

-
- Halseth, R. T. (2018) *Stability assesment of the headrace tunnel system at Brattset Hydropower Project*. Masteroppg. Trondheim: Norwegian University of Science, Technology, Department of Geoscience og Petroleum.
- Hansen, S. E. og Hanssen, T. H. (1988) Hydraulisk splitting. I: *Fjellsprengningsteknikk Bergmekanikk/Geoteknikk 1988*. K. R. Berg, A. M. Heltzen og P. Stenhamar (red.). Tapir forlag. Kap. 26, s. 15.
- Høye, A. (2016) *Utforming av tunneler*. URL: <https://tsh.toi.no/doc635.htm> (Hentet: 26.02.2019).
- Hiim, L. J. (2003) *Midtre Gauldal kommune - innsigelse til kommunedelplan for Soknedal (vegøkonomi)*. URL: <https://www.regjeringen.no/no/dokumenter/midtre-gauldal-kommune-innsigelse-til-ko/id447876/> (Hentet: 29.03.2019).
- Hoek, E. og Brown, E. T. (1997) Practical estimates of rock mass strength. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 34, s. 1165–1186.
- Hoek, E. og Brown, E. T. (2018) The Hoek–Brown failure criterion and GSI – 2018 edition. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*.
- Hoek, E. og Brown, E. (1980) Empirical Strength Criterion for Rock Masses. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 106, s. 1013–1035.
- Hoek, E. og Diederichs, M. S. (2006) Empirical estimation of rock mass modulus. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 43, s. 203–215.
- Hoek, E. og Marinos, P. (2000) *GSI- A geologically friendly tool for rock mass strength estimation*. Melbourne, Australia: Technomic Publishing Company Inc, s. 1422–1440.
- Hoek, E., T. Carranza-Torres, C. og Corkum, B. (2002) Hoek-Brown failure criterion - 2002 Edition. I: *I: Proceedings of the Fifth North American Rock Mechanics Symposium*, s. 267–273.
- Hoek, E. (1994) Strength of Rock and Rock Masses. *News Journal, International Society of Rock Mechanics* 2 (2), s. 4–16.
- Hoek, E. (2007) *Practical Rock Engineering*. URL: <https://www.rocscience.com/assets/resources/learning/hoek/Practical-Rock-Engineering-Full-Text.pdf> (Hentet: 20.11.2018).
- Hoek, E. og Brown, E. T. (1980) *Underground excavations in rock*. London: Institution of Mining og Metallurgy.
- Hudson, J. A. og Harrison, J. P. (1997) *Engineering rock mechanics: an introduction to the principles*. Oxford: Elsevier Ltd.
- IAEG (1981) Engineering geological mapping. *International Association of Engineering Geology, Commission on Site Investigation* 24, s. 185–274.
- ISRM (1975) *Report of the Commission on Terminology*. Tekn. rapp. Lisboa: International Society for Rock Mechanics.

-
- ISRM (2007) *The Complete ISRM suggested methods for rock characterization, testing and monitoring: 1974-2006*. Ankara, Turkey: ISRM Turkish National Group.
- Jermstad, M. M. D. (2018) *Ingeniørgeologisk studie Soknedalstunnelen*. Trondheim.
- Jernbanekompetanse (2012) *Tunnel/ vedlikehold av tunneler og fjellskjæringer*. URL: http://www.jernbanekompetanse.no/wiki/Tunnel/Vedlikehold_av_tunneler_og_fjellskj%C3%A6ringer (Hentet: 20.11.2018).
- Jernbanekompetanse (2017) *Tunnel/Forundersøkelser*. URL: https://www.jernbanekompetanse.no/wiki/Tunnel/Forunders%C3%B8kelser#L.C3.B8smassekartlegging_og_hydrologiske_unders.C3.B8kelser (Hentet: 05.03.2019).
- Kanji, M. A. (2014) Critical issues in soft rocks. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering* 6, s. 186–195.
- Kirkeby, T. (2016) *Etablering av forskjæring og påhugg*. URL: <https://docplayer.me/61091725-E18-flartunnelen-vestfold.html> (Hentet: 14.02.2019).
- Knutsen, H. T.-L. (2019) Ryfast. *Stavanger Aftenblad*.
- Labuz, J. F. og Zang, A. (2012) Mohr–Coulomb Failure Criterion. *Rock Mechanics and Rock Engineering* 45, s. 975–979.
- Langåker, M. Ø. (2017) *Soknedalstunnelen - Ingeniørgeologisk Rapport til Konkurransesgrunnlag*. Tekn. rapp. Sweco Norge AS.
- Li, C. C., Zhang, N. og Ruiz, J. (2017) Measurement of the basic friction angle of planar rock discontinuities with three rock cores. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*.
- Li, C. C. (2017a) Principles of rockbolting design. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering* 9, s. 396–414.
- Li, C. C. (2017b) *Rock Mechanics*. Norwegian University of Science og Technology (NTNU).
- Marshak, S. (2007) *Earth: Portrait of a planet*. W. W. Norton og Company; Third edition.
- Martin, C. D. og Christiansson, R. (2009) Estimating the potential for spalling around a deep nuclear waste repository in crystalline rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 46, s. 219–228.
- Myrvang, A. M. (2001) *Bergmekanikk*. Trondheim: Institutt for geologi og bergmekanikk, NTNU.
- NGI (2015) *Bruk av Q-systemet, bergmasseklassifisering og bergforsterkning*. URL: https://www.vegvesen.no/_attachment/61913 (Hentet: 17.09.2018).
- Nilsen, B. (2016a) Ingeniørgeologisk prosjektering. Forelesningsnotat. I: *Ingeniørgeologi-Berg Videreående kurs*. I. for geologi og bergteknikk (red.). Trondheim: NTNU. Kap. 1, 8+4 s.
- Nilsen, B. (2013) *Methodology for predicting and handling challenging rock mass conditions in hard rock subsea tunnels*.

-
- Nilsen, B. (2016b) *Ingeniørgeologi - Berg Grunnkurskompendium*. NTNU- Institutt for geologi og bergteknikk.
- Nilsen, B., Lindstrøm, M., Mathiesen, T. K., Holmøy, K. H., Olsson, R. og Palmstrøm, A. (2011) *Veileder for bruk av eurokode 7 til bergteknisk prosjektering*. URL: <https://bergmekanikk.no/wp-content/uploads/2014/02/Veiledning-Eurokode-7-Versjon-1-november-2011.pdf> (Hentet: 10.03.2019).
- Nilsen, B. og Palmstrøm, A. (2000) *Engineering Geology and Rock Engineering*. Oslo: Norwegian Group for Rock Mechanics.
- Nilsen, B. og Thidemann, A. (1993) *Rock Engineering*. Trondheim: Norwegian Institute of Technology. Department of Hydraulic Engineering.
- Nilsen, O. og Wolff, F. C. (1989) *Geologisk kart over Norge, berggrunnskart RØROS og SVEG - 1:250 000*. URL: https://www.ngu.no/upload/Publikasjoner/Kart/B250/Roros_og_Sveg.pdf (Hentet: 05.11.2018).
- Norsk betongforening (2011) *Sprøytebetong til bergsikring - Publikasjon nr. 7*. Norsk betongforening.
- Palmstrøm, A. (1988) Forundersøkelser for tunneldrift. I: *Fjellsprenningsteknikk - Bergmekanikk - Geoteknikk*. Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund, Tapir, s. 28.1–28.12.
- Palmstrøm, A. (1997) *Kurs i Fjell-Lære En kort innføring i ingeniørgeologi*. URL: <https://docplayer.me/4395811-Kurs-i-fjell-1-drb-side-i-av-48-en-kort-innforing-i-ingeniorgeologi-pbrllrdal-stromme-kurs-i-fjell-laere-for-selmer-asa.html> (Hentet: 19.09.2018).
- Palmstrøm, A. (2002) *Q-systemet: muligheter og begrensninger*. Norsk betongforening.
- Palmstrøm, A., Nilsen, B., Pedersen, K. B. og Grundt, L. (2003) *Riktig omfang av undersøkelser for berganlegg*.
- Palmström, A. og Singh, R. (2001) The deformation modulus of rock masses — comparisons between in situ tests and indirect estimates. *Tunnelling and Underground Space Technology* 16, s. 115–131.
- Panthi, K. K. (2006) *Analysis of Engineering Geological Uncertainties Related to Tunneling in Himalayan Rock Mass Conditions*. Ph.d.-avh. Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet, Fakultet for ingeniørvitenskap og teknologi Institutt for geologi og bergteknikk.
- Panthi, K. K. (2012) Evaluation of rock bursting phenomena in a tunnel in the Himalayas. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment* 71, s. 761–769.
- Panthi, K. K. (2013) Predicting Tunnel Squeezing: A Discussion based on Two Tunnel Projects. *Hydro Nepal: Journal of Water, Energy and Environment*.
- Panthi, K. K. (2017) Review on the prevailing methods for the prediction of potential rock burst / rock spalling in tunnels. I: *Fjellsprenningsdagen, Bergmekanikkdagen, Geoteknikkdagen*. Oslo: Norsk Forening for Fjellsprenningsteknikk, Norsk Bergmekanikkgruppe og Norsk Geoteknisk Forening, s. 29.1–29.8.

-
- Pretec (2017) *NC-Bolt M20 Kombinasjonsbolt/Sikringsbolt*. URL: http://pretec.no/wp-content/uploads/2016/05/NC-Bolt-M20-HRB500E-07.06.2017.pdf?fbclid=IwAR2Ium56kC_JzEeFfial31vpZYJ3w5ZBkiwtWC9ICPQdPBQW8QNBfZTtOM (Hentet: 15.05.2019).
- Price, M. og Walsh, K. (2012) *Bergarter og mineraler*. Cappelen Damm Faktum.
- Ramberg, I. B. og geologisk forening, N. (2013) *Landet blir til: Norges geologi*. Norsk geologisk forening.
- Rekve, M. (2017) *Ulriken tunnel - Stabilitetsanalyse av bergstamme mellom tunnellop ved TBM driving*. Masteroppg. Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet, Institutt for geologi og bergteknikk.
- Rocscience (u.å.) *Strength Parameters*. URL: https://www.rocscience.com/help/rs2/phase2_model/Strength_Parameters.htm (Hentet: 21.03.2019).
- rocscience (u.å.) *Adding Support*. URL: https://www.rocscience.com/help/rs2/tutorials/RS2__Adding_Support.htm (Hentet: 15.05.2019).
- rocscience (2019a) *RS2*. URL: <https://www.rocscience.com/software/rs2> (Hentet: 05.02.2019).
- rocscience (2019b) *RS2 Applications Overview*. URL: https://www.rocscience.com/help/rs2/#t=getting_started%5C%2FRS2_Applications_Overview.htm (Hentet: 05.02.2019).
- rocscience (2019c) *UnWedge*. URL: <https://www.rocscience.com/software/unwedge> (Hentet: 21.02.2019).
- Samferdselsdepartementet (2019) *Prop. 1 S (2018–2019) FOR BUDSJETTÅRET 2019 — Utgiftskapitler: 1300–1380 Inntektskapitler: 4300–4380, 5577, 5611, 5619, 5622 og 5624*. URL: <https://www.regjeringen.no/no/dokumenter/prop.-1-s-20182019/id2613638/sec1> (Hentet: 04.06.2019).
- Singh, B. og Goel, R. (1999a) *Rock Mass Classification*. Oxford: Elsevier Science Ltd.
- Singh, B. og Goel, R. (1999b) Rock mass quality (Q) - System. I: *Rock Mass Classification*. B. Singh og G. R. K. (red.). Oxford: Elsevier Science Ltd. Kap. 8, s. 62–91.
- Singh, B. og Goel, R. (2011a) Engineering properties of hard rock masses. I: *Rock Mass Classification*. B. Singh og G. R. K. (red.). Oxford: Elsevier Inc. Kap. 25, s. 313–317.
- Singh, B. og Goel, R. (2011b) *Engineering rock mass classification: tunnelling, foundations, and landslides*. Butterworth-Heinemann.
- Sintef (u.å.) *Materialdata for naturstein. Typiske verdier*. URL: https://www.sintef.no/globalassets/upload/teknologi_og_samfunn/berg-og-geoteknikk/lister/typiske-materialdata-for-naturstein.pdf (Hentet: 07.12.2018).
- snl (2018a) *Bergarter*. URL: <https://snl.no/bergarter> (Hentet: 03.10.2018).
- snl (2018b) *Tonalitt*. URL: <https://snl.no/tonalitt> (Hentet: 03.04.2019).

-
- Solberg, I.-L. (2018) *Geoteknikk*. URL: <https://www.ngu.no/emne/geoteknikk> (Hentet: 28.01.2019).
- Stillborg, B. (1986) *Professional Users Handbook for Rock bolting*. Trans Tech Publications.
- Sve, R., Elvøy, J., Sagen, T., Backer, L., Holter, K. G., Bollingmo, P., Boge, K., Pedersen, K. B. og Aarset, A. (2008) *Tung bergsikring i undergrunnsanlegg, håndbok nr. 05*. Norsk forening for fjellsprenningsteknikk.
- SVV (2014) *Bakgrunn*. URL: <https://www.vegvesen.no/Europaveg/e6ulsbergmelhus/prosjektet/bakgrunn> (Hentet: 01.11.2018).
- SVV (2018) *Om prosjektet*. URL: <https://www.vegvesen.no/Europaveg/e6soknedal/om-prosjektet> (Hentet: 05.11.2018).
- SVV region midt (2015) *Reguleringsplan, E6 Soknedal sentrum - Korporalsbrua*. URL: https://www.vegvesen.no/_attachment/1097677/binary/1074683?fast_title=Planbeskrivelse+-+Reguleringsplanforslag+E6+Soknedal+sentrum-Korporalsbrua.pdf (Hentet: 29.03.2019).
- Ulusay, R. (2015) *The ISRM Suggested Methods for Rock Characterization, Testing and Monitoring: 2007-2014*. Springer International Publishing.
- USDOT (2010) *Technical Manual for Design and Construction of Road Tunnels—civil Elements*. AASHTO.
- USNC/TT (1984) *Geotechnical Site Investigations for UNderground Projects: Volume 1*. Washington D.C.: National Academies Press.
- Vegdirektoratet, S. (2000) *Fjellbolting, håndbok V224*. Vegdirektoratet.
- Vegdirektoratet, S. (2013) *Premisser for geometrisk utforming av veier, håndbok v120*. URL: https://www.vegvesen.no/_attachment/61500/binary/963993 (Hentet: 20.02.2019).
- Vegdirektoratet, S. (2016a) *Tunnelveiledning, håndbok V520*. Vegdirektoratet.
- Vegdirektoratet, S. (2016b) *Vegtunneler, håndbok n500*. URL: https://www.vegvesen.no/_attachment/61913 (Hentet: 17.09.2018).

Vedlegg A: Teori

A.2 Mi




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

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

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

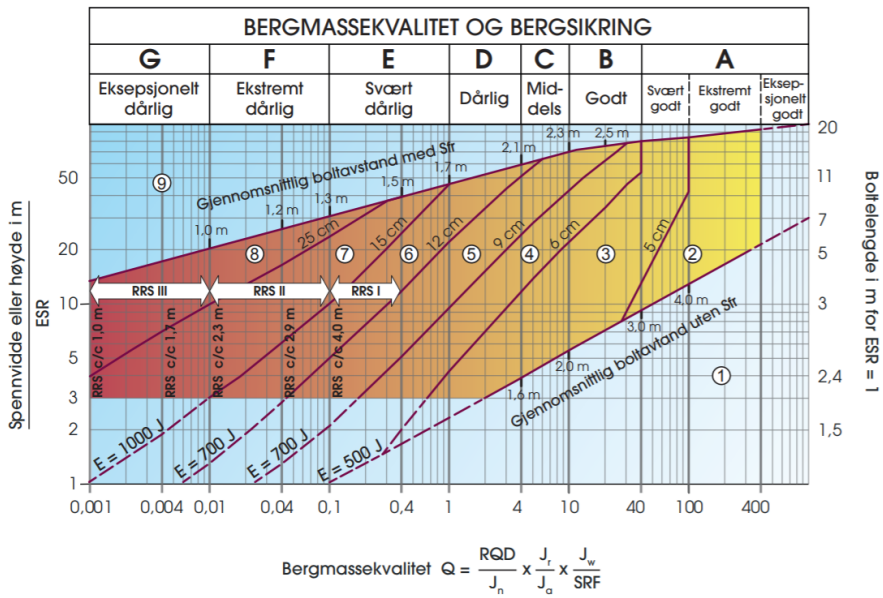
Figur A.2: Hoek-Brown konstanter M_i

A.3 D

Appearance of rock mass	Description of rock mass	Suggested value of D
	<p>Excellent quality controlled blasting or excavation by Tunnel Boring Machine results in minimal disturbance to the confined rock mass surrounding a tunnel.</p>	<p>$D = 0$</p>
	<p>Mechanical or hand excavation in poor quality rock masses (no blasting) results in minimal disturbance to the surrounding rock mass.</p> <p>Where squeezing problems result in significant floor heave, disturbance can be severe unless a temporary invert, as shown in the photograph, is placed.</p>	<p>$D = 0$</p> <p>$D = 0.5$</p> <p>No invert</p>
	<p>Very poor quality blasting in a hard rock tunnel results in severe local damage, extending 2 or 3 m, in the surrounding rock mass.</p>	<p>$D = 0.8$</p>

Figur A.3: D

A.4 Q-systemet



Figur A.4: Sammenhengen mellom bergmassekvalitet og bergsikring

Vedlegg B: Soknedalstunnelen

B.1 Punktlasttest- Prøve 1

Tabell B.1: Komplet resultatliste fra punktlasttesten på prøve 1

Retning	D [mm]	W [mm]	A [mm ²]	De ² [mm ²]	De [mm]	Last [kN]	I _s [N/mm ²]	F	I _{s(50)} [N/mm ²]	UCS [MPa]
d/P	50,1		0,0	2510,0	50,1	5,9	1,5	1,0	1,5	23,5
d/P	50,1		0,0	2510,0	50,1	5,9	1,6	1,0	1,6	26,3
a/P	50,1	21,9	1097,2	1397,0	37,4	4,0	2,9	0,9	2,5	40,6
d/P	50,1		0,0	2510,0	50,1	7,1	2,8	1,0	2,8	45,0
d/P	50,1		0,0	2510,0	50,1	7,2	2,9	1,0	2,9	45,9
d/P	50,1		0,0	2510,0	50,1	7,4	2,9	1,0	2,9	47,1
d/P	50,1		0,0	2510,0	50,1	8,2	3,2	1,0	3,2	52,0
a/V	50,1	28,4	1422,8	1811,6	42,6	3,4	1,9	0,9	1,8	28,0
a/V	50,1	22,4	1122,2	1428,9	37,8	6,0	4,2	0,9	3,7	59,2
a/V	50,1	31,3	1568,1	1996,6	44,7	9,0	4,5	1,0	4,3	68,3
a/V	50,1	28,9	1447,9	1843,5	42,9	8,6	4,7	0,9	4,3	69,5
a/V	50,1	29,1	1457,9	1856,3	43,1	8,7	4,7	0,9	4,4	70,4
a/V	50,1	32,6	1633,3	2079,5	45,6	10,6	5,1	1,0	4,9	78,3
a/V	50,1	30,2	1513,0	1926,4	43,9	11,4	5,9	0,9	5,6	89,5
a/V	50,1	34,2	1713,4	2181,6	46,7	13,5	6,2	1,0	6,0	96,2
a/V	50,1	28,9	1447,9	1843,5	42,9	13,1	7,1	0,9	6,6	106,2

a= aksialt, d= diametralt, P= parallelt med foliasjonsretningen, V= vinkelrett på foliasjonsretningen, D= Diameteren til sylindere, W= høyden på prøven ved aksialtesting, A= arealet av minste tverrsnitt av prøven mellom lastepunktene, De = D ved aksial testing og $\sqrt{De^2} = \sqrt{4A/\pi}$ ved diametral testing, I_s= punktlastindeksen, F = størrelseskorreksjonsfaktoren, I_{s(50)}= punktlastindeksen korrigert for D=50 mm

B.2 Punktlasttest- Prøve 2

Tabell B.2: Komplet resultatliste fra punktlasttesten på prøve 2

Retning	D [mm]	W [mm]	A [mm ²]	De ² [mm ²]	De [mm]	Last [kN]	Is [N/mm ²]	F	I _{s(50)} [N/mm ²]	UCS	Notat
d/P	39,7		0,0	1576,1	39,7	3,7	2,3	0,9	2,1	33,8	Kanskje for kort
d/P	39,7		0,0	1576,1	39,7	4,1	2,6	0,9	2,4	37,7	
d/P	39,7		0,0	1576,1	39,7	4,2	2,7	0,9	2,4	38,6	
d/P	39,7		0,0	1576,1	39,7	4,8	3,1	0,9	2,8	44,2	
d/P	39,7		0,0	1576,1	39,7	4,8	3,1	0,9	2,8	44,3	Kanskje for kort
d/P	39,7		0,0	1576,1	39,7	5,0	3,2	0,9	2,9	45,8	
d/P	39,7		0,0	1576,1	39,7	5,3	3,4	0,9	3,0	48,3	Kanskje for kort
d/P	39,7		0,0	1576,1	39,7	5,6	3,5	0,9	3,2	50,9	
d/P	39,7		0,0	1576,1	39,7	5,7	3,6	0,9	3,3	52,1	
d/P	39,7		0,0	1576,1	39,7	6,4	4,1	0,9	3,7	58,9	
a/V	39,7	16,1	639,2	813,8	28,5	5,3	6,5	0,8	5,0	80,5	
a/V	39,7	29,6	1175,1	1496,2	38,7	9,2	6,2	0,9	5,5	87,8	
a/V	39,7	21,1	837,7	1066,6	32,7	7,4	6,9	0,8	5,7	91,0	
a/V	39,7	13,3	528,0	672,3	25,9	5,2	7,7	0,7	5,7	91,9	
a/V	39,7	17,6	698,7	889,6	29,8	6,6	7,4	0,8	5,8	93,5	
a/V	39,7	23,4	929,0	1182,8	34,4	8,5	7,2	0,8	6,1	96,9	
a/V	39,7	23,2	921,0	1172,7	34,2	8,6	7,4	0,8	6,2	99,3	
a/V	39,7	23,8	944,9	1203,0	34,7	9,0	7,5	0,8	6,3	101,4	
a/V	39,7	14,5	575,7	732,9	27,1	6,3	8,6	0,8	6,5	103,9	
a/V	39,7	19,4	770,2	980,6	31,3	8,3	8,5	0,8	6,9	109,8	
a/V	39,7	24,0	952,8	1213,1	34,8	10,3	8,5	0,8	7,2	115,0	
a/V	39,7	22,6	897,2	1142,4	33,8	10,3	9,0	0,8	7,6	121,2	
a/V	39,7	19,8	786,1	1000,8	31,6	9,4	9,4	0,8	7,7	122,4	

B.3 Tilttest

Tabell B.3: Komplet resultatliste fra tilttesten

Dato: 19/10-18		Tilte hastighet [grader/min]: 26,62					Bergartstype: Fyllitt			
Serie	β_1 [°]	β_2 [°]	β_3 [°]	β_4 [°]	β_5 [°]	β_6 [°]	T [°C]	W [%]	φ_b [°]	Kommentar
1: målt	32,9	30,4	31,5	32,7	33,4		21,7	37,7	32,7	2,2 over 2,3
1: β -0,5	32,4	29,9	31	32,2	32,9				32,2	
2: målt	33,2	36,5	34	37,1	35,8	36,1	21,8	37,5	36,0	1,2 over 1,1
2: β -0,5	32,7	36	33,5	36,6	35,3	35,6			35,5	
3: målt	39	31,3	34,8	31,9	34,9	33,5	21,8	37,8	34,2	1,4 over 1,3
3: β -0,5	38,5	30,8	34,3	31,4	34,4	33			33,7	

B.4 Tetthet og hastighet

Tabell B.4: Komplet resultatliste fra undersøkelser av tetthet og hastighet

Prøve	Vekt [g]	Tetthet [kg/m ³]	Hastighet [m/s]
1,1	718,3	2743,1	5025,8
1,2	716,8	2732,8	4378,9
1,3	711,2	2736,4	4647,7
1,4	708,4	2726,7	3937,7
2,1	295,8	2874,3	4577,1
2,2	298,5	2877,5	4311,6
2,3	340,9	2880,2	4855,7

Vedlegg C: Soknedalstilstand

C.1 Parameterverdier for Q-systemet

1 Oppsprekkingsstall (Rock Quality Designation)	pr. m ³	RQD
A Meget sterkt oppsprukket	>27	0-25
B Sterkt oppsprukket	20-27	25-50
C Moderat oppsprukket	13-19	50-75
D Lite oppsprukket	8-12	75-90
E Meget lite oppsprukket	0-7	90-100

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

2 Tall for sprekkesett	J _s
A Massiv, 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.: j) Ved tunnelkryss brukes (3 x J_s)
 k) I portaler brukes (2 x J_s)

3 Sprekkeruhestall	J _r
a) Bergkontakt, og b) bergkontakt før 10 cm skjærfeddeformasjon	
A Diskontinuerlig, haklete (ru eller glatte)	4
B Ru, belgete	3
C Glatte, belgete	2
D Glidespel, belgete	1,5
E Ru, plane	1,5
F Glatte, plane	1
G Glidespel, plane	0,5

Anm.: Første del av beskrivelsen (Ru, glatt etc.) gjelder ruheglatthet
 Andre del gjelder ujevnheter i størrelsesorden dm, m

c) Ingen bergkontakt ved skjærfeddeformasjon	J _r
H Sprekkefylling med leir, silt, sand, grus eller knust berg lykk nok til å hindre bergkontakt	1

Anm.: j) Når sprekkeavstanden i det aktuelle sprekkesettet er mer enn 3 m ødeseres 1 til ruheglatthet
 k) J_r=0,5 brukes for plane sprekker med glidespel og lineasjon der lineasjon er orientert langs sannsynlig bevegelsesretning

4 Tall for sprekkefylling	Φ, (ca)	J _f
a) Bergkontakt		
A Sammenvekste sprekker med harde mineraler som kvart, feltspat, epidot		0,75
B Uomvandlede sprekkeflater, bare overflateoksidasjon	25-35°	1
C Svakt omvandlede sprekkeflater. Uoppløst mineralbelegg, sandpartikler, oppknust berg, uten leir	25-30°	2
D Siltig eller sandig sprekkebeløgg, litt leir (ikke svelteleire)	20-25°	3
E Oppløst leirbeløgg med lav fraksjon f. eks kaolinitt eller glimmer. Også kloritt, talk, gips, grafit o.a. Kun små mengder svelteleire	8-16°	4

b) Bergkontakt før 10 cm skjærfeddeformasjon (tynt mineralfylling)	J _f	
F Sandige partikler, oppknust berg, ikke leir	25-30°	4
G Sterkt overkonsolidert (hardpakket), uoppløst fylling av leirmateriale (kontinuerlig, tykkelse < 5 mm)	16-24°	6
H Middels eller litt overkonsolidert fylling av oppløst leirmateriale (kontinuerlig, tykkelse < 5 mm)	12-16°	8
J Fylling av svelteleire (kontinuerlig, tykkelse < 5 mm). Ja-verdien avhenger av prosentvis innhold av svelteleire	6-12°	6-12

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

5 Sprekkevannsfaktor	J _w
A Tette 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, avlagende med tiden	0,2-0,1
F Meget stor innlekkasje eller vanntrykk. Ikke avlagende med tiden. Ofte utvasking av knust bergmasse	0,1-0,05

Anm.: j) Faktorene C til F er antatte. Ja-verdien økes når dreneringsstiltak blir utført
 k) Spesielle stabilitetsproblemer ved isdannelse er ikke vurdert

6 Spenningsfaktor	SRF
a) Svakhetssoner som skjærer tunnelen og som kan medføre nedfall	
A Hyppig oppreden av svakhetssoner som inneholder leir eller kjemisk omvandlet berg. Avspenst sideberg. Alle dybder	10
B Hyppig oppreden av svakhetssoner i kompetente (stive) bergarter (uten leir). Avspenst 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.: j) SRF-verdiene reduseres med 25-50% når svakhetssonene bare innvirker på stabiliteten, men ikke skjærer anlegget

b) Harde, kompetente bergarter, bergtrykk/utløst	σ ₁ /σ ₂	σ ₂ /σ ₃	SRF
H Lave spenninger, åpne sprekker. Utfall av blokker gga lav spenning. Varsligvis nær overflaten	>200	<0,01	2,5
J Middels høye spenninger, gunstige spenningsforhold	200-10	0,01-0,3	1
K Høye spenninger. Varsligvis 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 Internt bergslag og umiddelbart dynamisk deformasjonsbrudd i massivt berg	<2	>1	200-400

Anm.: j) 1 tillater med sterkt anisotrop, jomfruelig spenningsfelt (dersom målinger foreligger): når 5 ≤ σ₁ / 10 ≤ σ₂, reduseres σ₁ til 0,75 σ₁. Når σ₁/σ₂ > 10, reduseres σ₁ til 0,5 σ₁, hvor σ₁ = enaksial trykklasthet, σ₂ og σ₃ er henholdsvis største og minste hovedspenning og σ₃ = maksimal tangensialspenning (antatt fra elastisitetsteori)
 k) Når tunnelhengens dybde under fjelloverflaten er mindre enn spennvidden, økes SRF fra 2,5 til 5, uttatt ved høye horisontalspenninger (se H)

c) Tyleberg: plastisk flytning av inkompetente bergarter under påvirkning av høye spenninger	σ ₁ /σ ₂	SRF
O Moderat tyleberg	1-5	5-10
P Intens tyleberg	>5	10-20

Anm.: i) Tillater av tyleberg kan forekomme for dybder H>350 Q^{1/3} (Singh et al., 1992). Bergmassens trykklasthet kan estimeres fra scm = sc/100 x 0,7 x q x Q^{1/3} (MPa) hvor q = bergartens egenvekt i kN/m³, og scm = bergmassens trykklasthet.

d) Svelteleire berg: Kjemisk svelteleire som avhenger av tilgangen på vann	J _f
R Moderat svelting	5-10
S Intens svelting	10-15

Anm.: For J_s og J_r brukes verdier fra det sprekkesettet som er mest ugunstig for stabiliteten både med hensyn til orientering og skjærstyrke, τ = σ₂ tan²(45° + φ/2). Velg sprekkesett eller diskontinuitet hvor utglidning mest sannsynlig vil skje.

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_s}{J_b} \times \frac{J_w}{SRF}$$



Statens vegvesen

Figur C.1: Parameterverdier for Q-systemet

Vedlegg D: Undersøkelser

D.1 Omfang forundersøkelser i Soknedalstunnelen

Vanskelighet bergmasse

Fire viktige forhold rangeres etter hvor vanskelige forholdene er. Summen avgjør vanskelighetsgraden på prosjektet. Tabellen gjelder tunneler drevet ved konvensjonell drift.

Grunnforhold	Inndeling m/rangering			Kommentar
	<i>enkel</i>	<i>oversiktlig</i>	<i>komplisert</i>	
1) GEOLOGI	1	1,5	3	Bergarter, tektoniske strukturer, foldninger, skyvesoner osv. Hvilken innsats må til for å få et tilfredsstillende geologisk grunnlag?
2) FORVITRING I OVERFLATEN	0,5	1	2	Dagfjell, forvitring/omdanning av bergartene i terrengoverflaten som vanskeliggjør tolkning av overflateobservasjoner
3) OVERDEKNING (løsmasser, vann, vegetasjon, bebyggelse)	1	3	5	Synlighet av bergforholdene i overflaten. Innvirker på innsatsen for å fremskaffe et tilfredsstillende ingeniørgeologisk grunnlag
4) TILGJENGELIGHET (til terrenget)	0,5	1	3	Adkomstmulighet til terrenget når det gjelder utførelse av undersøkelser (terreng, veger, bebyggelse, vann)

*) Gjelder bl.a. undersjøiske tunneler og andre anlegg under vann og sjø.

a: VANSKELIGHETSGRAD	Hvor komplisert berggrunnen er og hva som må til av undersøkelser	a1: liten	a2: moderat	a3: stor
		< 5	5 – 8,5	> 8,5

Figur D.1: Vanskelighetsgraden på grunnforholdene. Vanskeligere grunnforhold gir høyere verdi. Soknedalstunnelen har en moderat vanskelighetsgrad, med en utregnet verdi på 5-8

Prosjektkrav

Prosjektkravene innebærer sikkerhets- og stabilitetskrav i anlegget ved bygging og drift og muligheten for negative påvirkninger på omgivelsene i forhold til krav som må tilfredsstilles. Summen viser omfanget av krav til anlegget.

Forhold ved berganlegget	Inndeling m/rangering			Kommentar
	lave	moderate	høye	
1) Funksjonskrav	1	3	5	Krav til stabilitet og bestandighet under bruk ut fra type anlegg og dets bruksområde
2) Risiko under driving	1	2	4	Fare for kollaps, store vannproblemer, farlige driveforhold (bergslag) osv.
3) Miljøpåvirkning	0,5	1	3	Mulig innvirkning på natur (uttørkning osv.)
4) Påvirkning på andre byggverk	0,5	2	4	Mulighet for setninger av bebyggelse fundamentert på leiravsetninger, myr osv.
b: Krav til berganlegget	Under bygging og drift			b1: Små < 5,5 b2: Moderate 5,5 - 11 b3: Store > 11

Figur D.2: Forhold ved berganlegget vurderes og gis tallverdier. Summen bestemmer kravene til berganlegget. Soknedalsanlegget har moderate prosjektkrav med en beregnet verdi på 7-7,5.

Undersøkelsesklasse

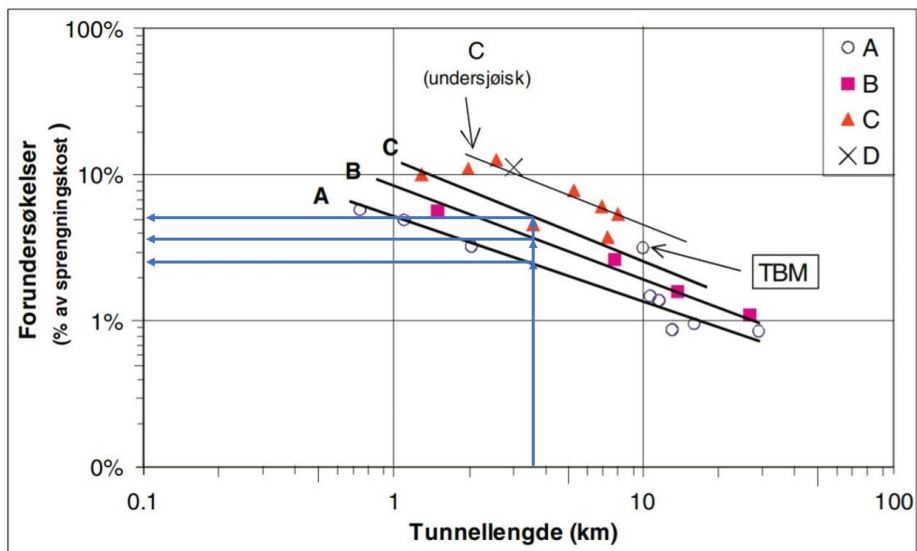
Ved å kombinere vanskelighetsgraden og undersøkelsesklassen finnes undersøkelsesklassen til prosjektet.

Definisjon av UNDERSØKELSESKLASSE		a: VANSKELIGHETSGRAD (fra tabell 6.1)		
		a1: Liten	a2: Moderat	a3: Stor
B: Krav til anlegget (fra tabell 6.2)	b1: Små	A	A	B
	b2: Moderate	A	B	C
	b3: Store	B	C	D

Figur D.3: Undersøkelsesklassen er avhengig av vanskelighetsgraden og prosjektkravet. Soknedalstunnelen har moderat vanskelighetsgrad og moderate prosjektkrav, og havner dermed i undersøkelsesklasse B.

Anbefalt sikringsmengde

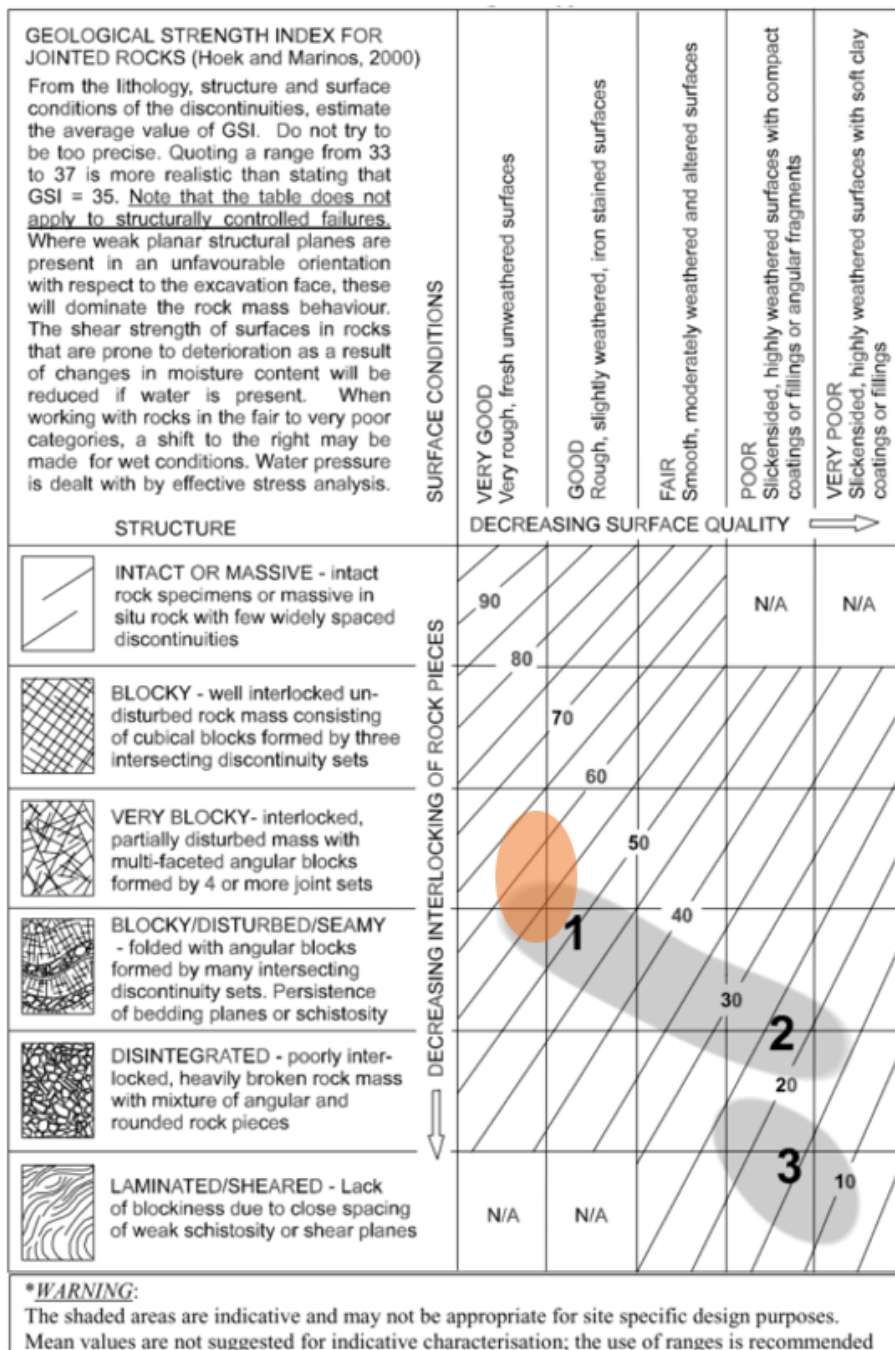
Den anbefalte sikringsmengden bestemmes av undersøkelsesklassen og tunnellengden i km, og gis i prosent av sprengningskostnaden. Dette fordi det er en kjent kostnad på tidspunktet for bestemmelse av undersøkelsesklasse. Sprengningskostnaden omfatter sprengningen og utlasteringen inkludert riggekostnaden.



Figur D.4: Anbefalt undersøkelsesmengde avhenger av lengden på tunnelen og undersøkelsesklassen. Soknedalstunnelen har en lengde på 3,6 km, og ligger i undersøkelsesklasse B. Den anbefalte sikringsmengden er derfor på ca. 3,5 %. Hadde den ligget i tunnelklasse A ville prosenten vært på 2,5, mens undersøkelsesklasse C gir 5 % av sprengningskostnadene.

Vedlegg E: Inputparametre

E.1 GSI



Figur E.1: GSI. Modifisert fra (Hoek og Marinos, 2000)

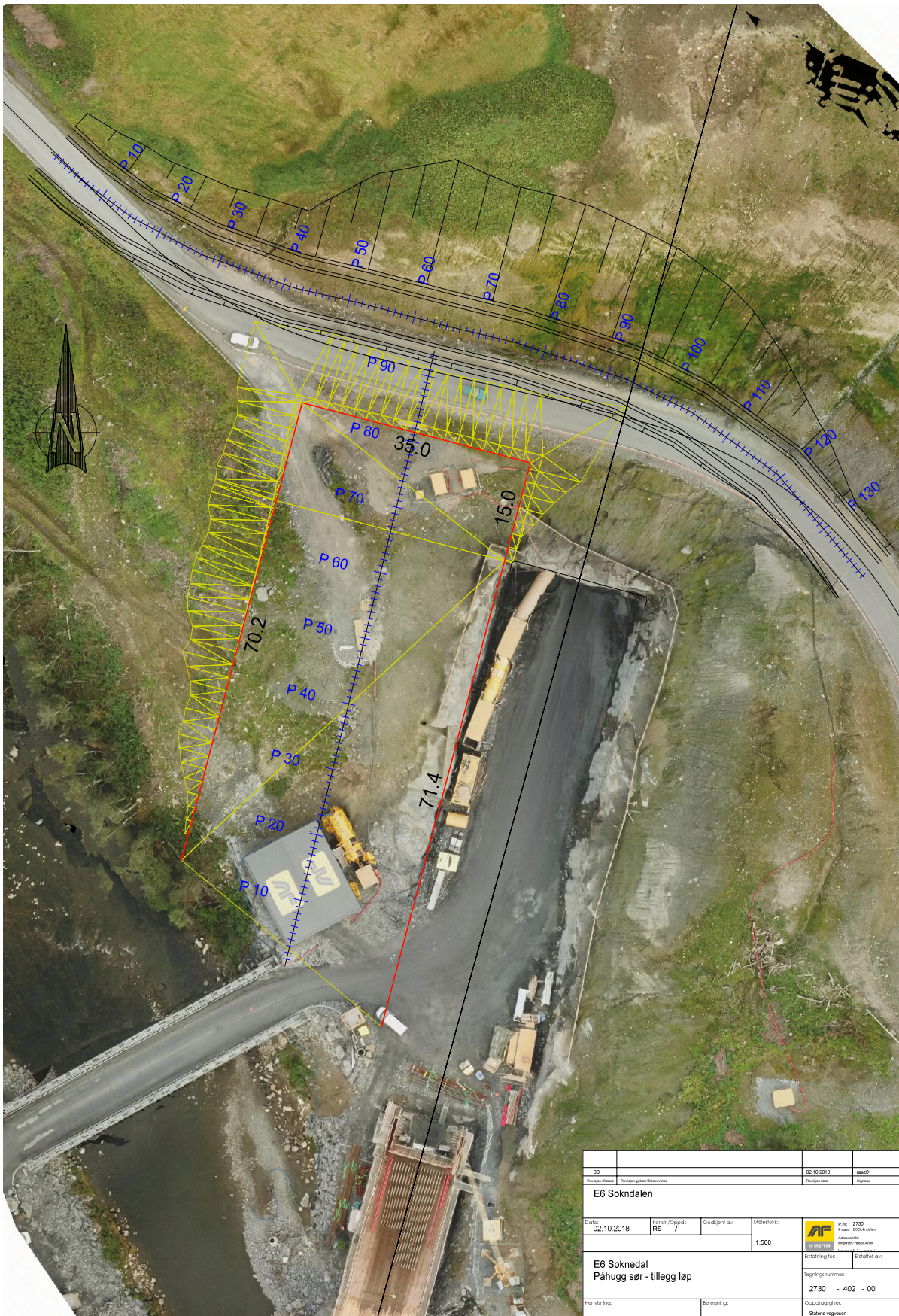
Vedlegg F: Toløpstunnel

F.1 Utforming portaler

Se neste side

F.2 Forslag til utforming påhugg sør

Se neste side



00		02.10.2018		1:500	
Revisjon-Dato		Revisjon-Dato		Revisjon-Dato	
E6 Soknedalen					
Dato:	Forst./Oppd.:	Godkjent av:	Målestokk:	 Prosjekt: 2730 Prosjekt: E6 Soknedalen Adressert: Soknedalen Høyde: 150 m over havnivå	Etablert for: Etablert av:
02.10.2018	RS /		1:500		
E6 Soknedalen Påhugg sør - tillegg løp				Tegningnummer: 2730 - 402 - 00	
Henvendings- og Besøksadresse:		Besøksadresse:		Godkjent av: Statens vegvesen	

