

Julie Tønnesen

Stabilitetsvurdering av underjordisk fjellhall med utgangspunkt i berggrunnsforholdene ved Huseby i Oslo

Masteroppgave i MTTEKGEO - Tekniske geofag

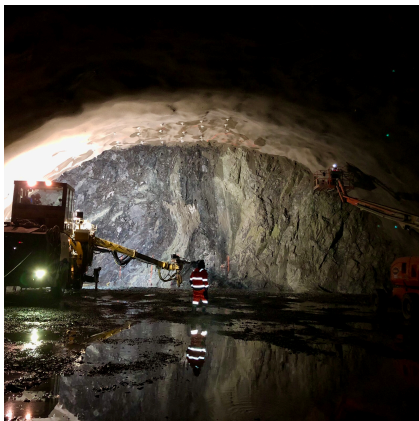
Veileder: Krishna K. Panthi

Juni 2022



Julie Tønnesen

Stabilitetsvurdering av underjordisk fjellhall med utgangspunkt i berggrunnsforholdene ved Huseby i Oslo



Masteroppgave i MTTEKGEO - Tekniske geofag
Veileder: Krishna K. Panthi
Juni 2022

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



Kunnskap for en bedre verden



Your ref.: MS/N43T64/IGP/JTHKKP

Date: 01.02.2022

**TGB4945 ENGINEERING GEOLOGY - MSc thesis
for
Eng. geo. student Julie Tønnesen**

Stability assessment of underground cavern considering the ground condition at Huseby in Oslo

Background

Skanska Norge AS is involved in the construction of underground caverns and tunnels for water supply system at Oslo on behalf of the Agency for Water and Wastewater Services in the City of Oslo. In total, about 1,2 million cubic meters of solid rock mass will be excavated using the drill and blast method. The excavation has started in 2020 from Huseby, an area where the challenging engineering geological condition demands both pre-injection grouting and the use of heavy tunnel rock support. The construction also involves an underground cavern as water reservoir in a challenging geological formation and rock mass condition.

MSc thesis task

The candidate has carried out project work associated to this project and was also involved in in-situ stress measurement and field mapping. With this solid base and additional information that will be available from the project, the candidate will focus her MSc thesis with following main tasks.

- Theoretical review on planning and design of large underground caverns including review on the importance of engineering geological and mechanical properties of the rock mass.
- Theoretical review on in-situ rock stress, stability assessment methods and design and estimation of rock support.
- Brief review the engineering geological investigations carried out at this project, evaluate, and discuss rock mass quality condition anticipated at the project with more emphasis in area where underground cavern will be located.
- Document measured in-situ stress of the area and compare with the information given in engineering geological report.
- Document and synthesize needed input parameters associated engineering geological and mechanical properties of the rock mass of the cavern area.

- Carry out overall stability assessment of the cavern using empirical and analytical approaches.
- Carry out numerical modelling to evaluate size and shape of the cavern and to carry out overall stability assessment.
- Compare, discuss, and summarize the findings

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 collected by the candidate from the project.
- The information provided by the professor about rock engineering.
- Scientific papers, reports and books related to mechanical properties of the rocks and rock mass.
- Literatures in rock engineering, in-situ stress, rock mass quality and rock support principles.

Cooperating partner

Skanska AS and VAV Oslo are the cooperating partners for this project work. Silje Marie Tinderholt, Marielle Øyvik and Ingjerd Mørck will be the contact persons.

The project work has started on 10th January 2022 and to be completed by 10th June 2022.

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

February 01, 2022



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

Note: This MSc task must be inserted in the MSc thesis after cover page

Sammendrag

Det bygges stadig flere anlegg i berg. For å møte samfunnets behov, er flere av disse anleggene komplekse tunnelsystemer som inkluderer store fjellhaller. Et slikt pågående prosjekt er etableringen av den nye reservevannforsyningen i Oslo. Entreprisen E8 – Forberedende arbeider, er en del av dette prosjektet, med Skanska Norge AS som entreprenør, og Vann og Avløpsetaten (VAV) Oslo som byggherre. Prosjektet inkluderer blant annet flere store fjellhaller, og er lokalisert på Huseby.

Det finnes mange veiledninger og metoder, både empiriske og analytiske, for å designe og konstruere anlegg i berg. De fleste er derimot utviklet for å håndtere veitunneler. For store fjellhaller, med dimensjoner klart større enn veitunneler, er det eksisterende grunnlaget for planlegging, konstruksjon og stabilitetsvurdering, mer begrenset. Dette skyldes hovedsakelig at de empiriske metodene mangler erfaringsgrunnlag, og at de analytiske metodene baseres på forenklinger og idealiseringer, av både berggrunnforhold og anleggsgeometri.

For å håndtere prosjektspesifikke forhold og forutse berggrunnens respons på menneskelige inngrep, brukes numeriske modeller i stadig større grad. De numeriske modellene har med tiden blitt mer sofistikerte. Det har blitt utviklet flere brukervennlige programvarer som kan håndtere både komplekse grenseforhold, varierende materialsammensetninger og ulike typer lastforhold. Det er derimot viktig å huske at resultatene fra numeriske modeller, kun er så gode som inngangsparameterne tilsier, og at modellene fortsatt har begrensninger og svakheter. Modellene bør derfor alltid brukes sammen med andre metoder, og kvalitetssikres med observasjoner og målinger i felt.

Ved bruk av programvarene RS2, Unwedge og RS3 fra Rocscience, er prinsipper for design og stabilitet blitt analysert for en tenkt fjellhall i grunnforholdene på Huseby. Fjellhallen er modellert med ulike former og størrelser for å se hvordan dette påvirker stabiliteten. Resultatene fra de numeriske analysene er også blitt sammenlignet med forventninger basert på teoretiske designprinsipper, samt empiriske og analytiske vurderinger. Inngangsparametere for de ulike metodene er hentet fra prosjektet, samt basert på feltobservasjoner. Der prosjektdata var utilgjengelig er parametere blitt valgt basert på erfaringsdata og annet publisert arbeid.

Basert på resultater fra empiriske og analytiske metoder, er fjellhallen forventet å være stabile. Spenningsforholdene, særlig de høye horisontalspenningene, skaper god innspenning i taket, noe som hindrer strukturell ustabilitet i form av blokkfall. Spenningene rundt utgravningen er moderate og vil, ifølge de anvendte metodene, ikke føre til spenningsrelatert problematikk. Den høye styrken til bergmassen gjør at deformasjonene er små og bruddutviklingen begrenset.

De numeriske modellene viser generelt god korrelasjon med forventningene. Sikringsdesign, i henhold til empiriske og analytiske metoder, virker derimot ofte til å være underdimensjonert når dimensjonene til anlegget blir store. For å sikre tilfredsstillende langtidsstabilitet, bør derfor valg av sikring og endelig design baseres på feltobservasjoner, og ikke analytiske likninger som er dimensjonert for veitunneler. Ved å benytte flere metoder parallelt, både flere numeriske verktøy, samt empiriske og analytiske metoder, øker forståelsen av problemet, og kvaliteten på resultatene blir bedre.

Abstract

There is a continuously growth in the number of rock facilities being built. To meet the needs of the society, several of these facilities include complex tunnel systems and large rock caverns. One such project is the ongoing project in Oslo to establish a new back-up supply of drinking water. The enterprise, E8 – Preparatory work, is a part of this project, where Skanska Norge AS is contractor and VAV Oslo is builder. The project includes, amongst other, several large caverns, all located at Huseby.

It exists several guidelines and methods, both empirical and analytical, to assist in the design and construction of rock facilities. Most of them, however, are mainly suited to deal with road tunnels. For large caverns, with dimensions considerably larger than road tunnels, available guidelines regarding planning, construction, and stability assessments, are more limited. For the empirical methods, this is mainly due to lack of empirical data. The analytical methods, on the other hand, are often based on idealized conditions, and can only handle simplified problems.

Because of their ability to handle complex problems and to predict the grounds respond to excavations, numerical models are being used more often to assist design of rock facilities. With time, numerical models have become more sophisticated. The available software have become more user-friendly, and able to handle complex boundary conditions, varying materials, and different types of loading conditions. However, numerical models still have limitations and weaknesses. It is important to remember that the results from numerical analysis, only are as good as the input data implies. Numerical models should therefor always be used together with other methods, and the results should be compared to field observations and measurements.

RS2, Unwedge and RS3 are all part of the Rocscience software. These programs have been used to analyze an imaginary rock cavern with rock conditions based on the conditions at Huseby. The cavern has been modelled with different geometries and shapes. The goal is to consider how the result from the numerical models correlates with design principles, analytical and empirical methods, and to analyze the stability of the cavern. Input for the different methods is based on data from the project, as well as field observations. In cases with lack of input data from the project, data from already published work and other literature has been used.

Based on the results from the empirical and analytical methods, the rock cavern is expected to have a good overall stability. The stress conditions, especially the high horizontal stresses, creates good interlocking in the roof. This prevents blockfall and structural instability. The insitu rock stresses are of moderate size and, based on the used methods, will not cause stress related instabilities. Because of the high rock mass strength, the deformations are expected to be small and the yielding to be limited.

In general, the results from the numerical models show good correlations with the expectations. However, support measurements based on empirical and analytical methods, are often found to be insufficient when the dimensions of the cavern increases. Therefore, to secure long-term stability, the support measurements and final design, should be based on field observations, not analytical equations developed for road tunnels. By using multiple methods to analyze the problem, both the understanding of the problem and the quality of the assessment, increases.

Forord

Denne masteroppgaven er skrevet ved Institutt for geovitenskap og petroleum (IGP) ved Norges Teknisk-Naturvitenskapelige Universitet (NTNU) i Trondheim. Oppgaven er den avsluttende vurderingen for mitt femårige sivilingeniørstudium i Tekniske geofag, spesialisering innen Ingeniørgeologi og bergmekanikk. Studiet startet høsten 2017, og avsluttes våren 2022.

Høsten 2021 skrev jeg en prosjektoppgave som forarbeid til masteroppgaven. Både prosjekt- og masteroppgaven er skrevet i samarbeid med Skanska Norge AS, prosjekt E8 – Forberedende arbeider. Jeg vil i den anledning takke Skanska for et godt samarbeid, og mulighet til å få innblikk i et spennende prosjekt. Særlig takk til Silje Marie Tinderholt og Marielle Øyvik som har vært mine kontaktpersoner, og har hjulpet meg underveis med tilgang til data, og gitt meg mulighet til å besøke anlegget ved flere anledninger. Jeg ser frem til å starte i fast jobb på samme anlegg til høsten. Også takk til Vann og Avløpsetaten (VAV) Oslo som er byggherre for prosjektet, og SINTEF som jeg fikk følge under spenningsmålinger og laboratoriumsarbeid høsten 2021.

Hovedveilederen min har vært Krishna K. Panthi, professor ved IGP. Takk for god veiledning gjennom arbeidet med oppgaven. Også takk til medveileder Bikash Chaudhary, doktorgradsstipendiat ved IGP, for hjelp til modellering i RS2 og RS3.

Jeg vil også takke min søster for korrekturlesing av oppgaven, og resten av familien som har hjulpet meg med å holde motivasjonen oppe det siste året. Til slutt, takk til mine medstudenter for et godt miljø, både faglig og sosial, gjennom hele studietiden. Særlig takk til mine to gode venninner i klassen, Dina og Siri – de siste årene hadde ikke vært de samme uten dere.

Innholdsfortegnelse

Sammendrag	I
Abstract	III
Forord	V
1. Introduksjon	1
1.1 Bakgrunn	1
1.2 Oppgavemål	4
1.3 Metodikk.....	4
1.4 Begrensninger.....	4
2. Bergmassers egenskaper	5
2.1 Elastisitet	5
2.1.1 Elastisitetsteori	5
2.1.2 Elastiske konstanter.....	6
2.2 Bruddteori.....	7
2.2.1 Oppførsel etter brudd.....	7
2.2.2 Mohr-Coulomb	9
2.2.3 Hoek-Brown	10
2.3 Egenskaper til bergmasser	13
2.3.1 Karaktertrekk for bergmasser.....	13
2.3.2 Styrke og E-modulus	14
2.3.3 Sprekkeegenskaper.....	17
3. Bergspenninger	20
3.1 Insitu spenninger	20
3.1.1 Gravitasjonsspenninger	21
3.1.2 Tektoniske spenninger.....	22
3.1.3 Residualspenninger	23
3.1.4 Forhold som påvirker insitu spenningsfeltet	24
3.2 Spenninger rundt utgravninger	25
3.3 Spenningsrelaterte problemer.....	28
4. Designprinsipp og stabilitetsanalyse metoder	31
4.1 Planlegging.....	31
4.2 Bergmekaniske parametere	32
4.3 Ingeniørgeologiske parametere	33
4.3.1 Spenninger.....	33
4.3.2 Oppsprekking.....	35
4.3.3 Vann.....	37
4.4 Stabilitetsanalyse metoder.....	37
4.4.1 Empiriske metoder	38
4.4.2 Analytiske metoder.....	45
4.4.3 Numeriske modeller	50
5. Prosjekt E8 – Forberedende arbeider	52

5.1 Presentasjon av prosjektet	52
5.2 Forventet bergmasse	53
5.3 Spenningsmålinger	60
5.4 Drivemetode og sikring	62
6. Overordnet stabilitetsanalyse	64
6.1 Empirisk vurdering	64
6.2 Analytisk vurdering	70
7. Numerisk modellering	74
7.1 RS2	74
7.1.1 Inngangsparametere	74
7.1.2 Metode	77
7.1.3 Resultater	80
7.2 Unwedge	87
7.2.1 Inngangsparametere	87
7.2.2 Metode	88
7.2.3 Resultater	89
7.3 RS3	90
7.3.1 Inngangsparametere	90
7.3.2 Metode	90
7.3.3 Resultater	91
8. Diskusjon	94
8.1 Resultater fra numerisk analyse	94
8.2 Stabilitetsvurdering	96
8.3 Gyldighet til metodene	98
9. Konklusjon og videre arbeid	100
Referanser	101
Vedlegg	108

1. Introduksjon

1.1 Bakgrunn

Det bygges stadig nye anlegg i berg til ulike formål. Som følge av urbanisering og befolkningsvekst blir anleggene ofte plassert i urbane områder, og kravene til sikkerhet, effektivitet og miljøpåvirkning blir strengere. I tillegg bygges det stadig flere store fjellhaller og/eller komplekse tunnelsystemer for å dekke de ulike behovene i samfunnet. Dette er forhold som øker behovet for nøyaktig planlegging og design i alle anleggsfasene.

For å kunne planlegge et anlegg i berg nøyaktig, er det avgjørende å ha en god forståelse av berggrunnen som anlegget skal drives i, samt å kunne forutse dens respons på menneskelige inngrep. Kunnskap om berggrunnen kan tilegnes ved hjelp av ulike ingeniørgeologiske undersøkelser, slik som grunnboringer, geologisk kartlegging og geofysiske undersøkelser. Ingeniørgeologiske undersøkelser er derimot dyrt og tidkrevende. Hvor mye undersøkelser som gjøres må derfor vurderes opp mot nøyaktighetsbehov og anlegges kompleksitet (Palmstrøm et al., 2003).

For å forutse berggrunnens respons på menneskelig aktivitet kan det benyttes ulike stabilitets- og designmetoder. Som vist i Figur 1-1, kan metodene være empiriske, observerende eller analytiske. Observerende metoder vil si å ta avgjørelser basert på observasjoner i felt. Empiriske metoder derimot, baseres på erfaringer og sammenligninger, mens analytiske metoder baseres på beregninger og modellering (Nilsen & Palmstrøm, 2000).



Figur 1-1: Inndeling av metoder for design av anlegg i berg. Figur utviklet basert på Bieniawski (1984).

Hvor nøyaktige og representative de empiriske metodene er, avhenger i stor grad av erfaringsgrunnlaget, hvor oppdatert datagrunnlaget er, og i hvilken grad prosjektet som skal bygges samsvarer med referanseprosjektene (Palmstrøm & Broch, 2006). Eksempelvis, er bergmasseklassifiserings-systemet, RMR (*Rock Mass Rating*), hovedsakelig basert på erfaringer knyttet til veitunneler (Bieniawski, 1989). Dette gjelder særlig anbefalingene for stabilitetssikring. Hvor passende metoden er for å vurdere stabiliteten til en fjellhall med store dimensjoner, er derfor mer uvisst, og bør gjøres med forsiktighet (Aksoy, 2008).

De analytiske metodene kan være matematiske-, fysiske- eller numeriske modeller (Bieniawski, 1984). Matematiske og fysiske modeller er ofte avhengig av at problemet som skal vurderes forenkles og idealiseres. Et eksempel er Kirsch's ligninger for å beregne tangentialspenninger. Ligningene tar utgangspunkt i en sirkulær tunnel, der spenningsforholdene er isotrope og berggrunnen er homogen. Ligningene vil derfor være lite egnet for å håndtere komplekse tunnelsystemer, der geometri og grunnforhold skaper sammensatte problemstillinger. Til tross for dette, er ligningene nyttige for å danne et utgangspunkt for videre analyser, ettersom de krever lite inngangsdata og basers på enkle matematiske sammenhenger.

Numeriske modeller er også en analytisk metode, og kan i større grad enn de nevnte, håndtere sammensatte problemer. Programvarene som benyttes blir stadig mer sofistikerte, og gjør det mulig å inkludere flere prosjektspesifikke forhold knyttet til bergmassen, spenninger og tunnelgeometri. Det er derimot viktig å huske at resultatene fra de numeriske modellene, kun er så gode som inngangsdataen tilsier. I tillegg er det essensielt at kvaliteten på inngangsparameterne sammenfaller med hvor sofistikert programvaren som benyttes er (Bieniawski, 1989).

Gjøvikhallen, skissert i Figur 1-2, representerte et kvantesprang med tanke på dimensjonering av fjellhaller når den sto ferdig i 1993 (Broch, 2016). Med største spenn på 61 m, ble Gjøvikhallen verdens største underjordiske hall for offentlig bruk. Største fjellhall før Gjøvikhallen, utenom i gruveindustrien, hadde et spenn på 35 m. Broch et al. (1996) oppsummerer erfaringer tilegnet fra arbeid med hallen, og trekker særlig frem hvor viktig numeriske modeller var for design og vurdering av bergmassens respons på utgravningen. Artikkelen konkluderer med at, basert på observasjoner og målinger, haller med stort spenn kan konstrueres både trygt og økonomisk. Den viktigste faktoren med tanke på stabilitet var i dette tilfellet gunstige horisontalspenninger, som skapte innspenning i taket, og sikret god overordnet stabilitet.



Figur 1-2: Tegning av Gjøvikhallen. Hentet fra Broch (2016).

Det er i dag blitt mer vanlig å konstruere store fjellhaller og komplekse tunnelsystemer enn det var i 1993. Blant annet flyttes stadig oftere lagringshaller, idrettshaller og kraftstasjoner under jorden. Å flytte anleggene under jord har både fordeler og ulemper. Den største fordelen er effektiv arealutnyttelse, reduserte vedlikeholdskostnader og konstante miljøomgivelser. Å gå under jorden vil derimot ofte bli dyrere, ta lengre tid og kreve mer planlegging (Broch, 2016).

Til tross for at komplekse tunnelsystemer og store fjellhaller blir mer vanlig, er veiledninger og retningslinjer for design og konstruksjon, hovedsakelig beregnet for å håndtere veitunneler. Dette gjelder blant annet *Håndbøkene til Statens vegvesen* og *Eurokodene*. Numeriske modeller kan i slike prosjekter, der empiriske regler og andre veiledninger ikke er dekkende, være til stor hjelp (Engelstad, 2016). Numeriske modeller kan blant annet assistere valg av design, orientering og beliggenhet med tanke på lokale grunnforhold, og forutse berggrunnens respons på utgravninger. Numeriske modeller kan også brukes til å identifisere problemområder og vurdere stabilitetstiltak.

E8 – Forberedende arbeider er et pågående prosjekt i Oslo, som inkluderer et tunnelsystem med flere store fjellhaller og adkomsttunneler. Entreprisen er en del av den nye reservevannforsyningen til Oslo, der Skanska Norge AS er entreprenør, og Vann- og Avløpsetaten (VAV) i Oslo er byggherre. I Figur 1-3 vises en oversiktsskisse over anleggsfasene til prosjektet. Prosjektet er lokalisert sentralt i Oslo, noe som gjør at det er mange forhold som må tas hensyn til. Blant annet ligger anlegget under tett bebyggelse, noe som medfører at kravene for miljøpåvirkning er strenge, og at det ønskes å minimere terrenginngrepet (Syversen et al., 2021).



Figur 1-3: Oversikt over anleggsfasene til Oslos nye reservevannforsyning. Huseby og vannbehandlingsanlegget som er del av entreprisen E8 – Forberedende arbeider, er markert med gul sirkel. Figur hentet fra Syversen et al. (2021).

Nærhet til bebyggelse, geologiske forhold og prosjektets kompleksitet, fører til at behovet for nøyaktig planlegging i alle anleggsfasene er svært viktig. Det er derfor gjort et grundig arbeid under forundersøkelsene med ingeniørgeologiske undersøkelser og laboratoriumsarbeid. I tillegg gjøres det geologisk kartlegging i tunnel under driving, og det er blant annet gjort 3D-spenningsmålinger i tunnel for å kunne lage så nøyaktige og realistiske modeller av anlegget som mulig.

Videre i oppgaven vil fokuset rettes mot planlegging, design og konstruksjon av store fjellhaller. Først vil generell og relevant teori om bergmassers egenskaper og bergspenninger presenteres. Kapittel 4 tar for seg designprinsipper for store fjellhaller, og metoder for å analysere stabilitet. Her deles det i empiriske-, analytisk- og numeriske metoder. Videre presenteres prosjektet E8 – Forberedende arbeider, der det vektlegges å presentere bergmassens karakter og andre parametere som er relevant for videre analyser. I kapittel 6 og 7 presenteres resultatene fra den overordnede stabilitetsanalysen, og fra de numeriske modellene. I diskusjonen vil resultatene fra de numeriske analysene diskuteres og sammenlignes med forventninger basert på teori, samt empiriske- og analytiske vurderinger.

1.2 Oppgavemål

Målet med oppgaven er å gjøre en stabilitetsvurdering av en fjellhall basert på data fra den nye reservevannforsyningen i Oslo. Oppgaven skal også belyse følgende spørsmål:

*Fungerer tilgjengelige metoder for stabilitetsvurdering til å vurdere stabiliteten til store fjellhaller?
Og, sammenfaller resultatene fra de numeriske analysene med forventningene basert på
designprinsipp, empiriske- og analytiske metoder?*

1.3 Metodikk

Det ble skrevet en prosjektoppgave høsten 2021 som forarbeid til masteroppgaven. Prosjektoppgaven ble hovedsakelig utformet basert på litteraturstudie, der fokuset var teori om numeriske modeller og ingeniørgeologiske undersøkelsesmetoder. I tillegg ble prosjektet E8 – Forberedende arbeider presentert, ingeniørgeologisk rapport oppsummert og eget feltarbeid dokumentert. Feltarbeidet ble utført under to anleggsbesøk i løpet av høsten 2021. Under besøkene ble det gjennomført tunnelkartlegging, innhentet data og observert spenningsmåling ved 3D-overboring, utført av SINTEF. Etter spenningsmålingene i felt ble kjerneprøver testet i bergmekanisk laboratorium. Laboratoriumsarbeid ble gjennomført av SINTEF, hvor jeg fikk hjelpe til og observere prosessen.

Teorikapitlene i masteroppgaven er utarbeidet basert på litteraturstudie. Som forklart av Snyder (2019), innebærer en litteraturstudie å samle og syntetisere tidligere forskning. Det er blant annet benyttet databasene GeoRef, OnePetro og Standard.no. Geologiske kart er hentet fra NGU, oversiktskart fra Google Maps og NGI's veileder for Q-systemet er benyttet i felt.

Informasjon fra tunneldriving dokumenteres i Bever Mapping av Skanska Norge AS og VAV Oslo. Denne dataen er blitt syntetisert og bearbeidet ved hjelp av Excel, og brukt som bakgrunnsdata for å representere berggrunnforholdene på Huseby. Informasjon om grunnundersøkelsene er hentet fra ingeniørgeologisk rapport og andre relevante rapporter. Basert på dette ble nødvendig inngangsdata for de empiriske-, analytiske- og numeriske analysene samlet.

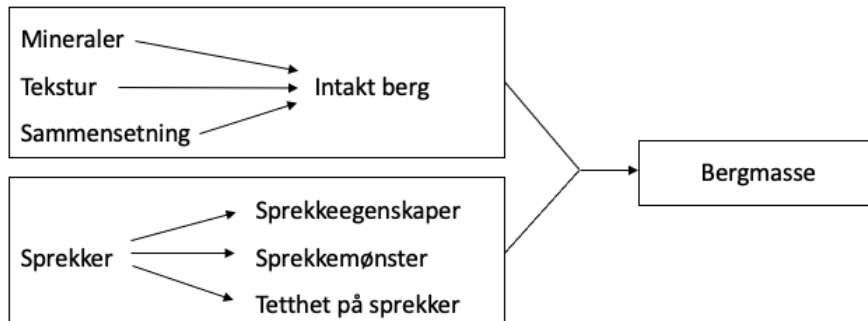
Som en del av den analytiske vurderingen, ble det utført numeriske analyser i RS2, Unwedge og RS3. I RS2 og RS3 ble den overordnede stabiliteten vurdert, mens Unwedge ble brukt til å vurdere strukturell ustabilitet i form av kiledannelse. Unwedge modellene og sprekkerosene for fjellhallen ble begge fremstilt basert på sprekkkartlegging gjort i Bever Mapping. Sprekkerosene ble laget ved bruk av Dips.

1.4 Begrensninger

Ettersom stabilitetsanalysen er basert på et pågående prosjekt, er det noe adgangsbegrenset informasjon som ikke kan omtales i en masteroppgave. Dette medførte noen begrensninger for utforming av oppgaven, og for hvilken data som kunne brukes. Det ble ikke prioritert å gjøre egne laboratoriumsundersøkelser for oppgaven, ettersom det allerede var gjort omfattende laboratoriumsarbeid under forundersøkelsene.

2. Bergmassers egenskaper

Bergmasse defineres av Nilsen og Palmstrøm (2000) som berg gjennomskåret av diskontinuiteter. Figur 2-1 viser hovedtrekkene som utgjør en bergmasse.



Figur 2-1: Hovedkomponentene som utgjør en bergmasse. Figur oversatt fra Palmstrøm (1995).

I dette kapitlet vil først egenskaper knyttet til intakt beskrives, deriblant elastisitetsteori og elastisitetskonstanter. Videre presenteres bruddteori, oppførsel etter brudd og de to mest brukte bruddkriteriene; Mohr-Coulomb og Hoek-Brown. I kapittel 2.3 rettes fokuset mot bergmasser, dens karaktertrekk og egenskaper, samt egenskaper til sprekkeene den er gjennomskåret av.

2.1 Elastisitet

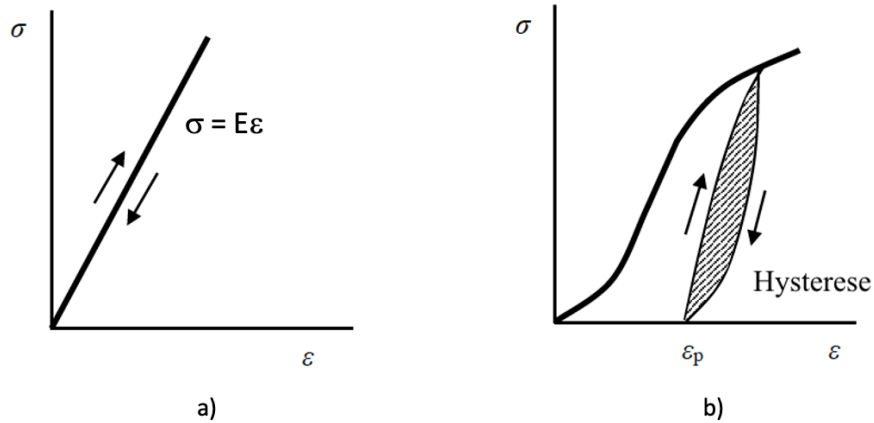
For å kunne forstå oppførselen til bergmasser, er det nødvendig å starte med å se på oppførselen til intakt berg (Hoek & Martin, 2014). Det er vanlig praksis å studere prøver på laboratorium, oftest ved bruk av kjerneprøver med diameter rundt 50 mm. For mange bergarter er kornstørrelsen liten nok til at prøver på denne skalaen kan antas å være homogene og isotopiske.

2.1.1 Elastisitetsteori

Elastisitet vil si et legemes evne til å deformeres ved påvirkning av ytre krefter, for så å gå tilbake til sin opprinnelige form når den ytre kraften fjernes (Ormestad, 2021). Et perfekt lineærelastisk materiale vil ved på- og avlastning følge grafen vist i Figur 2-2 a). En slik oppførsel kjennetegnes av at forholdet mellom tøyning og spenning er lineært, og kan beskrives med Hookes lov, gjengitt i Ligning 2-1. I ligningen er σ = spenning [MPa], E = Young's Modulus [GPa] og ε = tøyning [%].

Berg vil derimot aldri ha perfekt lineærelastisk oppførsel (Li, 2018b). Plastisitet og ikke-lineær tøyning vil alltid være en del av deformasjonsforløpet når en bergprøve belastes. Plastisitet vil si at prøven påføres permanent deformasjon som følge av belastning fra en ytre kraft. Materialer som har en mer plastisk oppførsel, vil derfor ikke gå tilbake til sin opprinnelige form ved avlastning, men ha en gjenværende plastisitetstøyning, ε_p . Figur 2-2 b) viser et typisk deformasjonsforløp for berg med plastisk oppførsel.

$$\sigma = E\varepsilon \quad (2-1) \quad (\text{Nilsen \& Palmstrøm, 2000})$$



Figur 2-2: Spenning-tøyning kurven for a) lineærelastisk materiale og b) elastisk-plastisk materiale. Figuren er hentet fra Li (2018b).

Prinsippet om at noe av tøyningen forblir i materialet, selv etter lasten er fjernet, kalles hysteresese. Ved hysteresese vil det forekomme et energitap som er proporsjonalt med arealet av hysteresesløyfen, skravert område i Figur 2-2 b).

2.1.2 Elastiske konstanter

Spenning-tøyning kurvene vist i Figur 2-2 kan fremstilles basert på resultatene fra enaksiale trykkforsøk i laboratorium. Testen går ut på at prøven påføres trykk i aksial retning, og ved hjelp av tøyningrossetter, måles tøyninger i aksial og radiell (lateral) retning (Li, 2018b). Basert på resultatene kan de elastiske konstantene, samt materialets intakte enaksiale styrke (σ_{ci}) beregnes. De elastiske konstantene relaterer størrelse på deformasjoner som oppstår med påført last (Nilsen & Palmstrøm, 2000).

Elastisk modulus, også kjent som Young's modulus (E), er en sentral parameter for å beskrive forholdet mellom spenning og tøyning. Parameteren gir et mål for materialets deformasjonskapasitet, eller stivhet, og kan beregnes ved hjelp av Hookes lov (Ligning 2-1) (Peng & Zhang, 2007). En høy E -modul viser til stive, lite deformerbare bergarter, som oppfører seg tilnærmet elastisk. Lav E -modul derimot, viser til mykere og mer deformerbare bergarter. Bergarter med lav E -modul oppfører seg typisk mer plastisk.

Poissons forholdstall sier noe om forholdet mellom tøyninger i ulike retninger. Materialeegenskapen kan beregnes basert på aksial (ϵ_a) og radiell (ϵ_r) tøyning (Nilsen & Palmstrøm, 2000), som vist i Ligning 2-2. I bergmekanikk er det vanlig å benevne strekktøyninger som negative, og kompresjonstøyninger som positive. Ved sammenpressing av en sylinder vil den radielle tøyningen være en strekktøyning, og derfor være negativ (ISRM, 1979).

$$\nu = -\frac{\epsilon_r}{\epsilon_a} \quad (2-2) \quad (\text{Peng \& Zhang, 2007})$$

Andre elastiske konstanter er Skjær modulus (G) og Bulk modulus (K). Konstantene defineres som vist i Ligning 2-3 og 2-4. Skjær modulus uttrykker det lineære forholdet mellom skjærspenning og skjærdeformasjon (Li, 2018b), mens Bulk modulus beskriver hvor motstandsdyktig materialet er for sammenpressing (Nilsen & Palmstrøm, 2000).

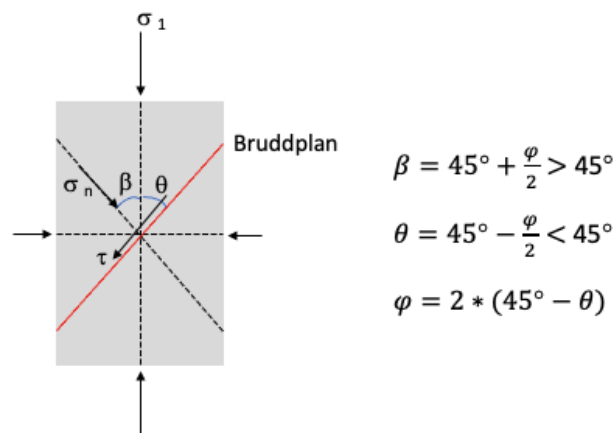
$$G = \frac{E}{2 * (1 + \nu)} \quad (2-3) \quad (\text{Li, 2018b})$$

$$K = \frac{E}{3 * (1 - 2\nu)} \quad (2-4) \quad (\text{Nilsen \& Palmstr\o m, 2000})$$

2.2 Bruddteori

Et viktig prinsipp for anlegg i berg er at målet er å få berget til å gå i brudd under utgraving, men til å være stabilt etter utgraving (Ulusay & Hudson, 2014). Det er derfor svært viktig å forstå prinsippene for bruddutvikling i berg.

Ved enaksiale trykkforsøk er det vanlig praksis å måle bruddvinkel etter prøven har gått i brudd. Prinsippskisse for spenninger som virker på en prøve under enaksiale trykkforsøk, med bruddutvikling langs et bruddplan, er vist i Figur 2-3. I figuren er σ_n = normalspenning og τ = skjærspenning som virker på bruddplanet, mens σ_1 = største hovedspenning. Figuren viser også hvordan bruddvinkelene (θ og β) kan relateres til friksjonsvinkelen (φ). Friksjonsvinkelen til en bergart er sentral for dens skjærstyrke. Høy friksjonsvinkel vitner om høy motstand mot skjærbrudd.



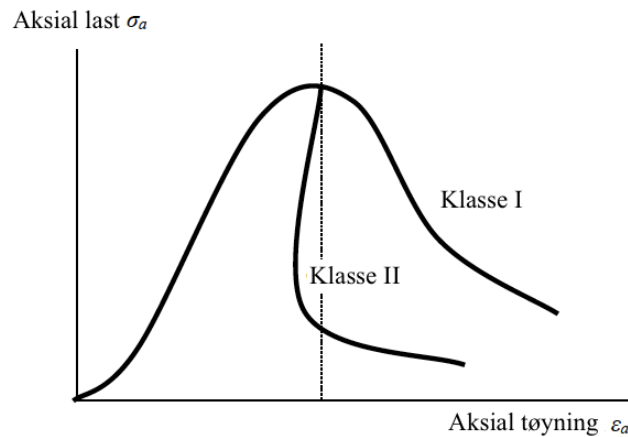
Figur 2-3: Prinsippskisse av kreftene som virker på et bruddplan, og bruddvinkelene som utvikles. Til høyre oppgis ligninger for beregning av brudd- og friksjonsvinkel. Figuren er utviklet basert på Li (2018b).

2.2.1 Oppførsel etter brudd

Grafene i Figur 2-2 viser deformasjonsforløp for en bergprøve som påføres last, før materialet går i brudd. Det kan være vanskelig å utarbeide spenning-tøyningskurven til et materiale etter brudd. Wawersik og Fairhurst (1970) utførte vellykkede etter-brudd forsøk på seks sprø bergarter, der de innhentet komplette spenning-tøynings kurver. De konkluderte med at bergarters oppførsel etter sprøbrudd ved enaksial lastpåføring, prinsipielt kan deles i to klasser. Tabell 2-1 oppsummerer kjennetegnene for de to klassenes bruddutvikling, og i Figur 2-4 vises en forenklet grafisk illustrasjon av prinsippene.

Tabell 2-1: Kjennetegn ved bruddutviklingen for klasse I og II, definert av Wawersik og Fairhurst (1970).

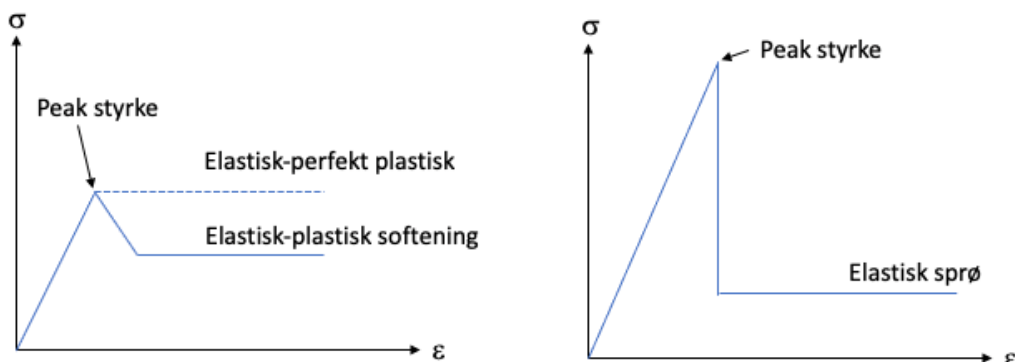
Klasse	Kjennetegn
I	Bruddutviklingen er stabil. For å få reduksjon i bæreevnen må prøven fortsette å belastes.
II	Bruddutviklingen er ustabil eller selvoppholdende. For å kontrollere bruddutviklingen må elastisk energi fjernes fra materialet.



Figur 2-4: Oppførsel til klasse I og II etter brudd. Figur hentet fra Li (2018b).

Klassene definert av Wawersik og Fairhurst (1970) baseres på sprøbrudd. I følge Bieniawski (1967) bør det skilles mellom sprøbrudd og duktilt brudd for bergmaterialer. Sprøbrudd defineres som brudd som medfører lite permanent deformasjon, mens duktilt brudd tilsier at materialet har betydelig deformasjon, selv etter avlastning. Materialer som har duktil oppførsel omtales gjerne som plastiske.

Spenning-tøyningskurvene fra enaksiale trykkforsøk kan idealiseres til å representere idealiserte materialoppførsler (Tiwari & Rao, 2006). Idealiserte spenning-tøyningskurver for duktilt og sprøtt materiale etter brudd er vist i Figur 2-5.



Figur 2-5: Idealisert materialoppførsel for duktilt (til venstre) og sprøtt materiale (til høyre). Figuren er utarbeidet basert på Tiwari og Rao (2006) og Rwechungula og Cheng (2021).

I Figur 2-5 skilles det mellom typisk oppførsel for duktilt (til venstre) og sprøtt materiale (til høyre). Duktilt materiale oppfører seg plastisk, og er vanlig for myke materialer. Materialene vil typisk ha høye residualverdier og oppleve store deformasjoner. Sprø materialer vil til motsetning ha en høyere bruddstyrke (peak styrke), men ved brudd vil styrken reduseres betraktelig. Hvor lav residualstyrken blir etter brudd er en indikator på hvor sprøtt materialet er; desto lavere residualstyrke, desto sprøere er materialet.

2.2.2 Mohr-Coulomb

Bruddkriterier defineres innen ingeniørfelt som spenningsforholdene der den ultimate styrken til materialet nås (Haimson & Bobet, 2014). Mohr-Coulomb kriteriet er blant de eldste og mest anerkjente bruddkriteriene. Kriteriet er analytisk, og uttrykker at brudd inntreffer når skjærspenningen på et plan overgår skjærstyrken til materialet. Kriteriet kan presenteres i både σ_1 - σ_3 og σ_n - τ planet, se Figur 2-6.

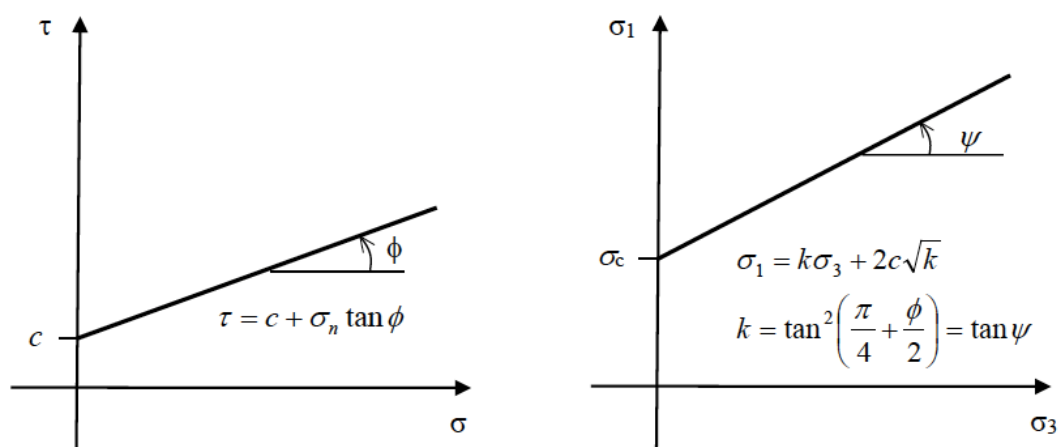
Kriteriet kan brukes for å beskrive skjærbrudd ved bruk av Ligning 2-5, eller til å beskrive bruddstyrke, ved bruk av Ligning 2-6 og 2-7. I ligningene er τ = skjærspenning, σ_n = normalspenning, c = kohesjon, ϕ = friksjonsvinkel, og σ_1 og σ_3 er henholdsvis største og minste hovedspenning. Ligningene er hentet fra Li (2018b).

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi \quad (2-5)$$

$$\sigma_1 = k\sigma_3 + 2c\sqrt{k} \quad (2-6)$$

$$k = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \quad (2-7)$$

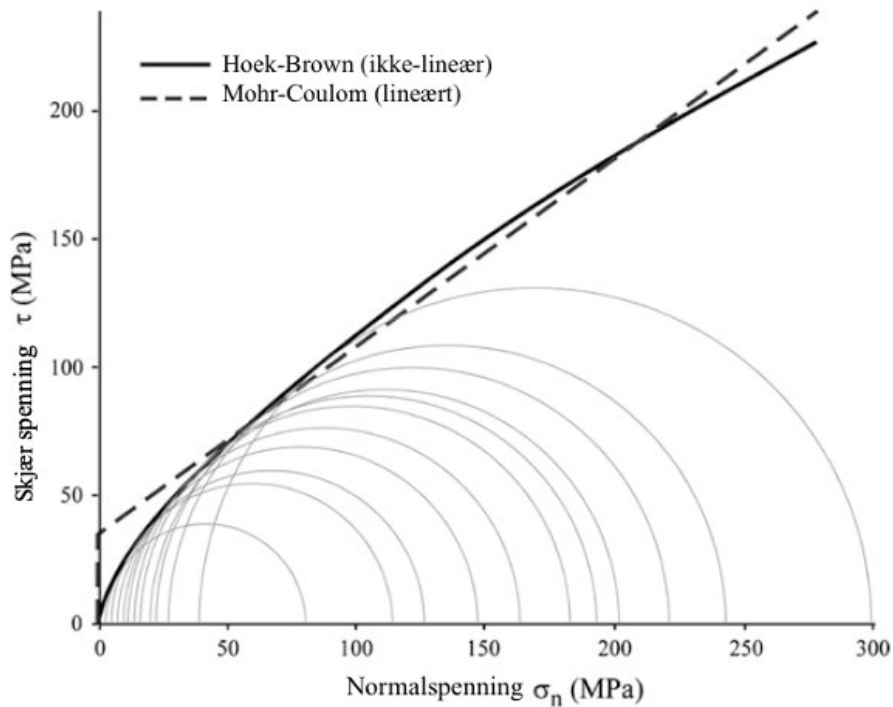
Fordelene med kriteriet er at det er matematisk enkelt, alle parameterne har en klar fysisk betydning og det har et høyt nivå av aksept i fagfeltet. Noen begrensninger er derimot at det antas å være et isotropt materiale, alle spenningene bør være trykkspenninger, og forholdet mellom trykk- og skjærstyrke bør være over 10 (Labuz & Zang, 2012).



Figur 2-6: Grafisk presentasjon av Mohr-Coulomb kriteriet i σ_n - τ planet (til venstre) og i σ_1 - σ_3 planet (til høyre). Figur hentet fra Li (2018b).

2.2.3 Hoek-Brown

Hoek-Brown bruddkriteriet er et annet anerkjent bruddkriterium, som ble introdusert av Hoek og Brown (1980). Kriteriet skiller seg fra Mohr-Coulomb ved at det har en ikke-lineær form, og er utviklet basert på empirisk data (Eberhardt, 2014). I Figur 2-7 vises de to bruddkriteriene grafisk. Hoek-Brown kriteriet kan brukes til å skaffe inngangsdata for bergets mekaniske oppførsel ved design og utforming av underjordiske utgravninger i berg (Hoek & Brown, 2019).



Figur 2-7: Grafisk presentasjon av Hoek-Brown og Mohr-Coulomb bruddkriteriene i σ_n - τ planet. Figur hentet fra Eberhardt (2014).

Det opprinnelige Hoek-Brown bruddkriteriet ble utviklet for brudd i intakt berg, gjengitt i Ligning 2-8. Ligningen er basert på antakelsen om at intakt berg er uten store diskontinuiteter, og kan betraktes som et homogent og isotropt materiale (Hoek & Brown, 2019). Figur 2-8 oppsummerer hvilke bergforhold kriteriet kan anvendes til, samt når det ikke bør brukes.

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \sqrt{m_i \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + 1} \quad (2-8) \quad (\text{Hoek \& Brown, 1980})$$

I Ligning 2-8 er m_i en materialkonstant for intakt berg, σ_1 og σ_3 er henholdsvis største og minste hovedspenning, og σ_{ci} er enaksiell trykkstyrke til intakt berg.

Ettersom kriteriet er empirisk, er det flere ganger blitt modifisert og oppdatert. Den mest betydelige oppdateringen var innføring av det generaliserte Hoek-Brown kriteriet, presentert av Hoek (1994) og Hoek et al. (1993). I tilknytning til presentasjonen av det generaliserte bruddkriteriet ble også Geological Strength Index (GSI) og Forstyrrelsesfaktor (*Disturbance Factor*, D) presentert. Kriteriet gir et estimat for styrken til bergmasser, og er gjengitt i Ligning 2-9 med tilhørende parametere definert i Ligningene 2-10 til 2-12. Alle ligningene er hentet fra Hoek et al. (1993).

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (2-9)$$

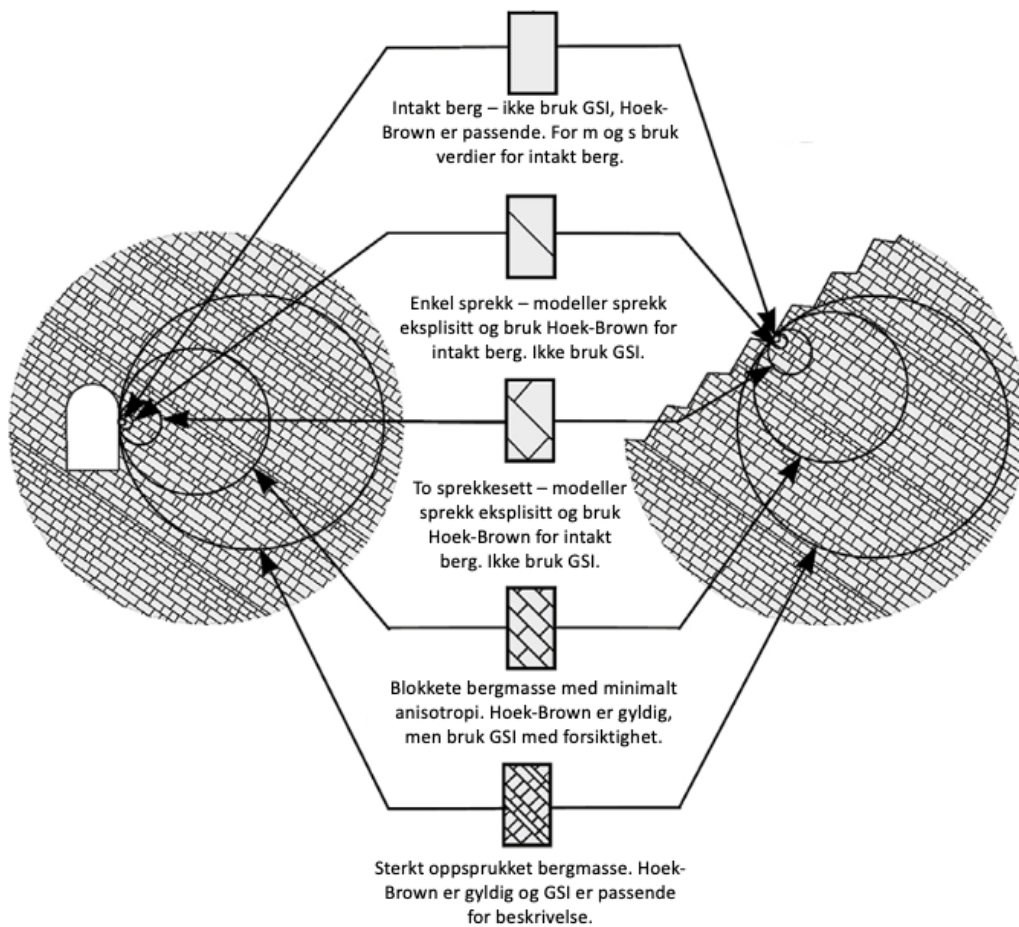
$$m_b = m_i * \exp \left[\frac{GSI - 100}{28 - 14D} \right] \quad (2-10)$$

$$s = \exp \left[\frac{GSI - 100}{9 - 3D} \right] \quad (2-11)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-\frac{GSI}{15}} - e^{-\frac{20}{3}} \right) \quad (2-12)$$

Ligningene 2-9 til 2-12 er gjeldende for $GSI > 25$ (Hoek et al., 1993). Parameterne m_b , s og a er konstanter som avhenger av karaktertrekkene til bergmassen. For intakt berg er $m_b = m_i$, $s = 1$ og $a = 0,5$ noe som gir ligningen for det opprinnelige Hoek-Brown kriteriet (Ligning 2-8).

GSI er et system som ble utviklet for å estimere reduksjon i bergmassestyrken for ulike geologiske forhold (Hoek & Brown, 1997), samt for å knytte bruddkriteriet til ingeniørgeologiske feltobservasjoner (Hoek & Brown, 2019). Skjemaet for GSI er lagt ved i Vedlegg A1. Klassifiseringen baseres hovedsakelig på to forhold; strukturen til bergmassen og overflatekarakter til sprekkene. I likhet med bruddkriteriet er det også begrensninger for når GSI kan brukes, dette er oppsummert i Figur 2-8.



Figur 2-8: Oppsummering av hvilke bergmasseforhold Hoek-Brown kriteriet og GSI er passende, samt hvordan bergmasse med ulike karakter bør modelleres. Figur utviklet basert på Hoek et al. (1993) og Li (2018b).

Forstyrrelsesfaktoren, D , er en faktor som avhenger av i hvor stor grad bergmassen er blitt forstyrret av sprengning og medfølgende spenningsavlastning. Hoek og Brown (2019) understreker at ved modellering av bergmasser er det viktig å begrense sonen der Forstyrrelsesfaktoren defineres. Å tilegne hele bergmassen en $D > 0$ vil gi et klart konservativt estimat for bergmassens oppførsel.

2.3 Egenskaper til bergmasser

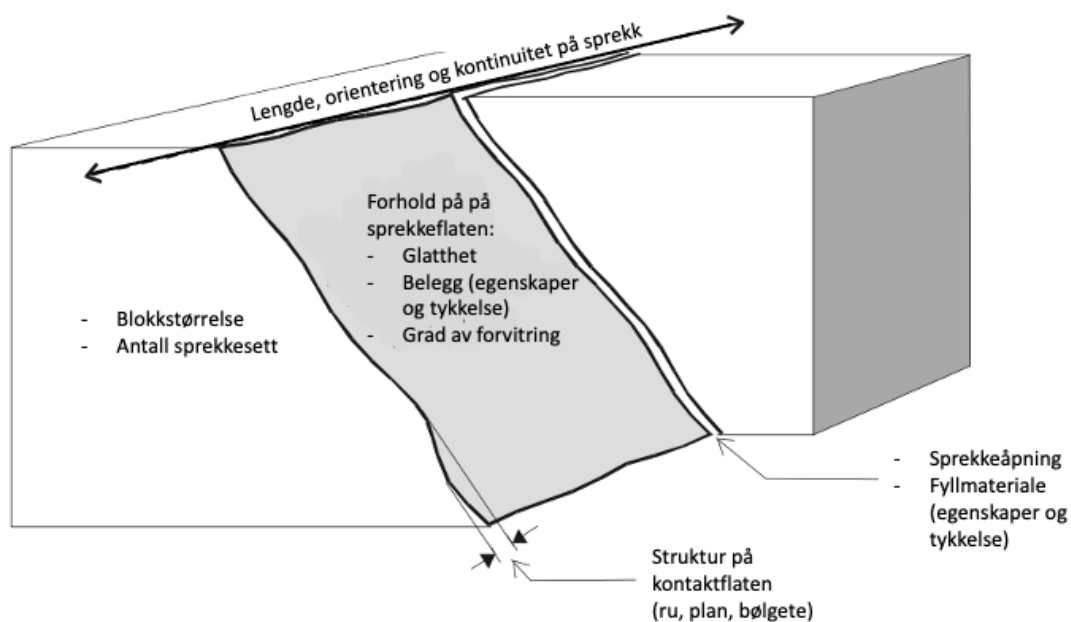
Bergmasse kan, som nevnt, defineres som berg gjennomskåret av diskontinuiteter. Diskontinuiteter er alle typer strukturelle eller geologiske trekk som endrer eller påvirker homogeniteten til berg (Nilsen & Palmstrøm, 2000). Fellesnevneren for alle diskontinuiteter er at de har svært lav strekkstyrke.

2.3.1 Karaktertrekk for bergmasser

En bergmasses mekaniske oppførsel vil i stor grad bestemmes av diskontinuitetene den er gjennomskåret av (ISRM, 1978). Hvordan diskontinuitetene påvirker bergmassen, vil variere mye avhengig av blant annet ruhet, kontaktflate, tilstedeværelse av vann, grad av forvitring og egenskapene til eventuell fyllmasse. Variasjoner i diskontinuitetenes egenskaper skyldes ulik alder, utvikling og opphav (Nilsen & Palmstrøm, 2000). Diskontinuiteter kan deles i to hovedtyper, definisjonene er basert på ISRM (1978):

- 1) Sprekker (*joints*): en diskontinuitet av geologisk opphav, der det ikke er noen tegn på bevegelse eller forskyvninger.
- 2) Forkastninger (*faults*): et brudd eller en bruddsone der det er tydelig at det har vært bevegelse. Forskyvninger som følge av bevegelsen kan ha skala fra noen centimeter til flere kilometer.

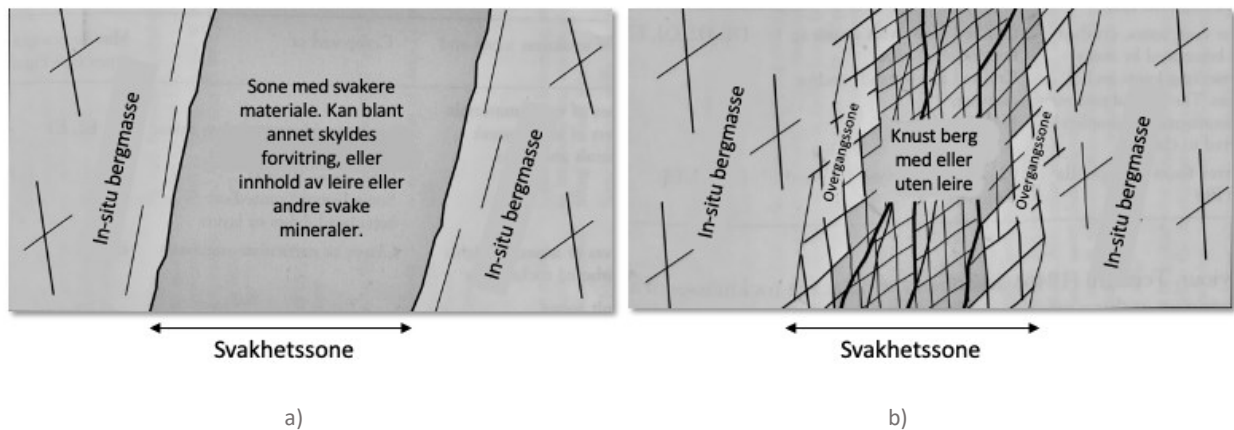
Karakterisering og klassifisering av diskontinuiteter har lenge vært et sentralt tema i ingeniørgeologi. Det er viktig å fange opp alle relevante og stabilitetspåvirkende karaktertrekk, men samtidig holde klassifiseringen konkret og anvendelig (Palmstrøm, 1995). De viktigste karaktertrekkene for sprekker er oppsummert i Figur 2-9. Ettersom sprekkens karakter påvirker både bergmassens styrke, sprekkens skjærstyrke og grunnvannets bevegelsesmulighet, inngår ofte en eller flere av deres egenskaper i bergmasseklassifiseringssystemer (omtales nærmere i kapittel 4).



Figur 2-9: Skisse som viser de viktigste karaktertrekkene til diskontinuiteter som påvirker bergmassens egenskaper. Figur utviklet basert på Palmstrøm og Stille (2010).

Svakhetssoner krever ofte ekstra oppmerksomhet ved utforming av anlegg i berg, ettersom de kan ha stor innvirkning på utgravningsprosessen og stabilitet (Palmstrøm & Stille, 2010). Generelt sett er en svakhetssone et lag, en sone eller en åre som har dårligere egenskaper enn det omkringliggende materialet (Palmstrøm & Berthelsen, 1988). Ofte er svakhetssonene også mer vannførende, og kan bestå av mineraler med spesielle egenskaper, slik som leir- eller svellemineraler. Svakhetssoner kan variere mye i struktur og sammensetning, og på grunn av sin kompleksitet er de ofte vanskelige å beskrive og karakterisere. Det er vanlig å skille mellom to hovedtyper:

- 1) Lag eller linser av svakt (svakere) materiale, skissert i Figur 2-10 a).
- 2) Knusningssoner eller tektoniske soner, skissert i Figur 2-10 b).



Figur 2-10: To hovedtyper svakhetssoner; lag av svakt materiale (a) og knusningssone (b). Overgangen mellom svakhetssone og insitu bergmasse kan være skarp (a) eller gradvis (b). Figur modifisert fra Palmstrøm og Stille (2010).

2.3.2 Styrke og E-modulus

En av de største utfordringene ved design av underjordiske anlegg, er å estimere styrke og deformasjonsegenskaper til insitu bergmassen (Hoek et al., 1993). Styrken til bergmasser vil, i følge Panthi (2006), si bergmassens evne til å stå imot spenninger og deformasjoner. Parameteren avhenger blant annet av diskontinuiteter og foliasjoner i bergmassen, samt forholdet mellom anisotropiens orientering og belastningsretningen.

Ettersom bergmassestyrke er en vanskelig parameter å måle direkte i felt eller på lab, finnes det flere empiriske forhold for å estimere parameteren. Noen kjente empiriske formler er presentert i Ligning 2-13 til 2-16. I ligningene er σ_{cm} = trykkstyrke til bergmassen [MPa], σ_{ci} = trykkstyrke til intakte bergprøver med diameter 50 mm [MPa], γ = tetthet [tonn/m³], a = materialkonstant relatert til GSI, RMR = Rock Mass Rating og Q = Q -verdi.

$$\sigma_{cm} = \sigma_{ci} * \exp\left(\frac{RMR - 100}{18,75}\right) \quad (2-13) \quad (\text{Bieniawski, 1993})$$

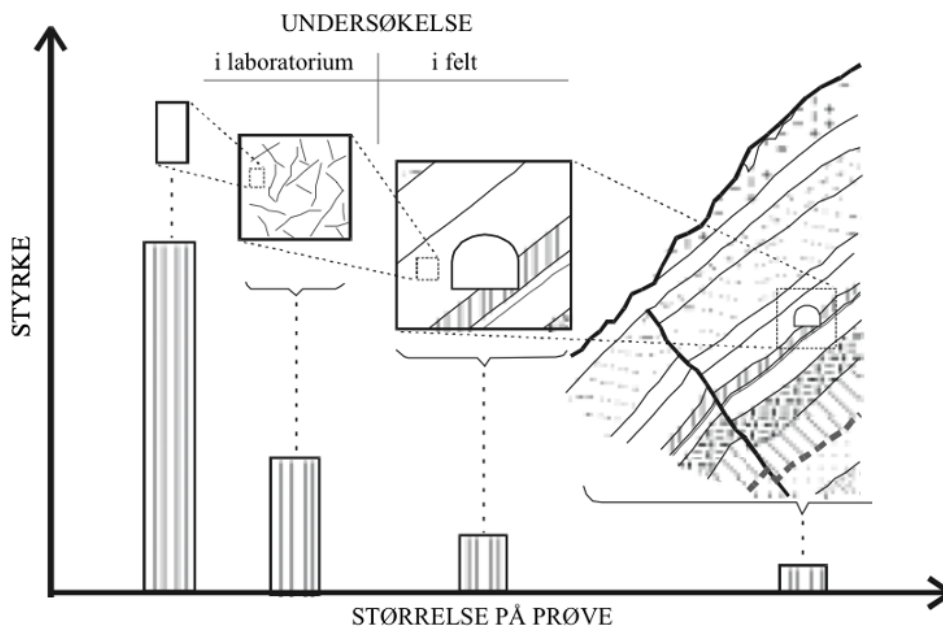
$$\sigma_{cm} = \sigma_{ci} * \left[\exp\left(\frac{GSI - 100}{9}\right)\right]^a = \sigma_{ci} * \exp\left(\frac{RMR - 105}{9}\right)^a \quad (2-14) \quad (\text{Hoek et al., 2002})$$

$$\sigma_{cm} = 5\gamma * \left(\frac{\sigma_{ci}}{100} * Q\right)^{\frac{1}{3}} = 5\gamma * \left[\frac{\sigma_{ci}}{100} * 10^{\frac{RMR-50}{15}}\right]^{\frac{1}{3}} \quad (2-15) \quad (\text{Barton, 2002})$$

$$\sigma_{cm} = \frac{\sigma_{ci}^{1,6}}{60} \quad (2-16) \quad (\text{Panthi, 2018})$$

Ligning 2-16 gjelder for homogene, massive og sprø bergarter, og er utviklet basert på erfaringer fra Ligningene 2-13 til 2-15 (Panthi, 2018). Som presentert tidligere, kan også bergmassers styrke estimeres ved hjelp av Hoek-Brown bruddkriteriet og GSI (Ligning 2-8 og 2-9).

Bergmassens styrke vil som nevnt være avhengig av flere faktorer. En viktig faktor er størrelsen på prøven som styrken måles på. Generelt vil styrken reduseres når prøvestørrelsen øker (Hoek & Brown, 1997), prinsipp illustrert i Figur 2-11. Dette prinsippet omtales som størrelseeffekten eller skalaeffekten, og er viktig å ta hensyn til når det designes store strukturer i berg.

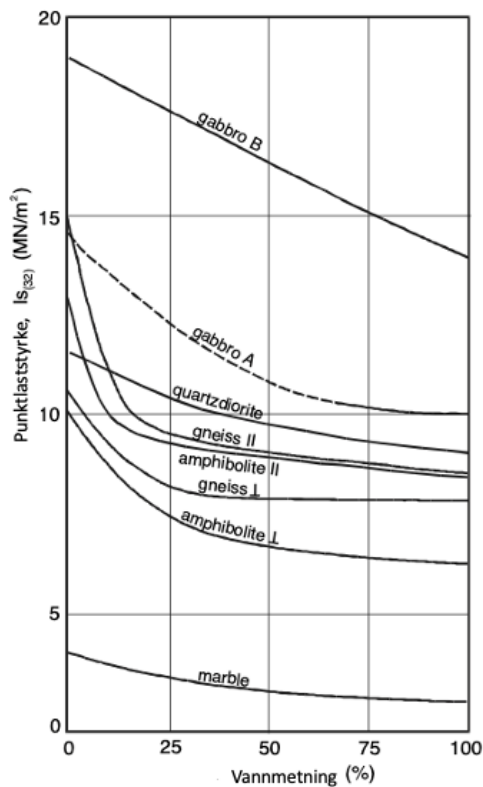


Figur 2-11: Illustrasjon av størrelseeffekten. Figuren viser hvordan styrken til bergmassen reduseres når prøvestørrelsen øker. Figuren er modifisert fra Nilsen og Palmstrøm (2000).

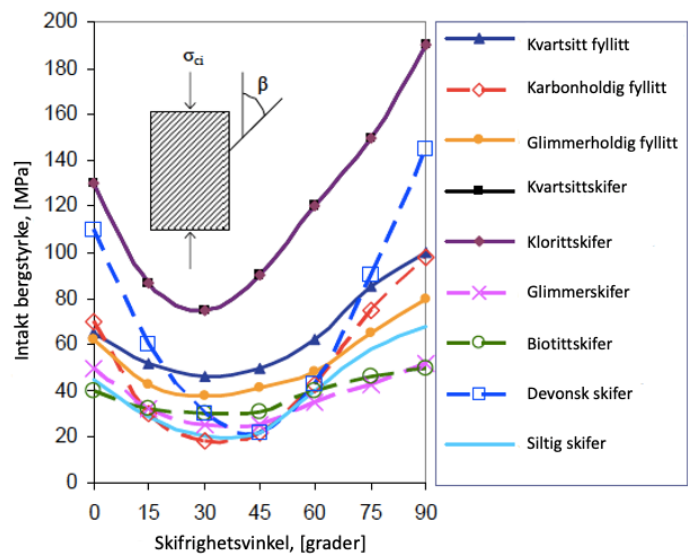
Størrelseeffekten skyldes at større volum av berg inneholder flere blokker, som medfører større grad av frihet til å utvikle brudd (Cundall et al., 2008). Mens intakte bergprøver må gå i intakt bergbrudd, er det mer sannsynlig at større volum inneholder eksisterende, bergmekanisk svakere, diskontinuiteter som bruddet enklere kan utvikles langs.

Andre forhold som påvirker bergmassens styrke, er blant annet vanninnhold og forholdet mellom belastningsretning og retning på eventuell anisotropi i bergmassen. Generelt vil økt vanninnhold redusere bergmassens styrke (Nilsen & Broch, 2012). Figur 2-12 viser hvordan punktlaststyrken til ulike bergarter reduseres når vannmetningen øker. Punktlaststyrken er et indirekte mål for bergartens styrke.

Både bergmasser og intakt ber vil av ulik grad være anisotrope. For bergmasser skyldes dette hovedsakelig diskontinuitetene den er gjennomskåret av. For intakt berg vil derimot anisotropi kunne skyldes mineralsammensetning, kornstørrelse, grad av metamorfose og/eller tektonisk historie (Hoek & Brown, 1997). I Figur 2-13 vises det hvordan den intakte styrken til ulike bergarter varierer, basert på forholdet mellom belastningsretningen, og retningen på skifrihet. Generelt vil bergprøvens styrke være høyest når belastningsretningen er mest mulig vinkelrett på skifriheten.



Figur 2-12: Viser hvordan punktlaststyrken til ulike bergarter reduseres når vannmetningen øker. Figur hentet fra Nilsen og Palmstrøm (2000).



Figur 2-13: Viser hvordan bergprøvens intakte bergstyrke varierer avhengig av vinkelen mellom belastningsretning og retningen på skifrihet. Figur hentet fra Panthi (2006).

Bergmasser kan ikke betraktes som elastisk materiale (Bieniawski, 1979). Deformerbarheten til en bergmasse er en sentral parameter ved planlegging og konstruksjon av anlegg i berg. Det er en parameter som er dyrt og tidkrevende å måle direkte i felt, i tillegg til at resultatene ikke alltid er pålitelige (Hoek & Diederichs, 2006). Det er derfor blitt utviklet flere empiriske formler for å estimere egenskapen. I Ligningene 2-17 til 2-21 presenteres ulike formler for å estimere modulus for deformasjoner for bergmasser, E_{rm} [GPa]. I ligningene er D = Forstyrrelsesfaktoren, og E_{ci} og σ_{ci} er henholdsvis E-modul og enaksial trykkfasthet til intakt berg.

$$E_{rm} = 2 * RMR - 100 \quad \text{For } RMR > 50 \quad (2-17) \quad (\text{Bieniawski, 1979})$$

$$E_{rm} = 10^{\frac{RMR-10}{40}} \quad \text{For } RMR < 50 \quad (2-18) \quad (\text{Serafim \& Pereira, 1983})$$

$$E_{rm} = 25 * \log_{10} Q \quad \text{For } Q > 1 \quad (2-19) \quad (\text{Barton et al., 1981})$$

$$E_{rm} = E_{ci} \left(0,02 + \frac{1 - D/2}{1 + e^{\left(\frac{60+15D-GSI}{11} \right)}} \right) \quad (2-20) \quad (\text{Hoek \& Diederichs, 2006})$$

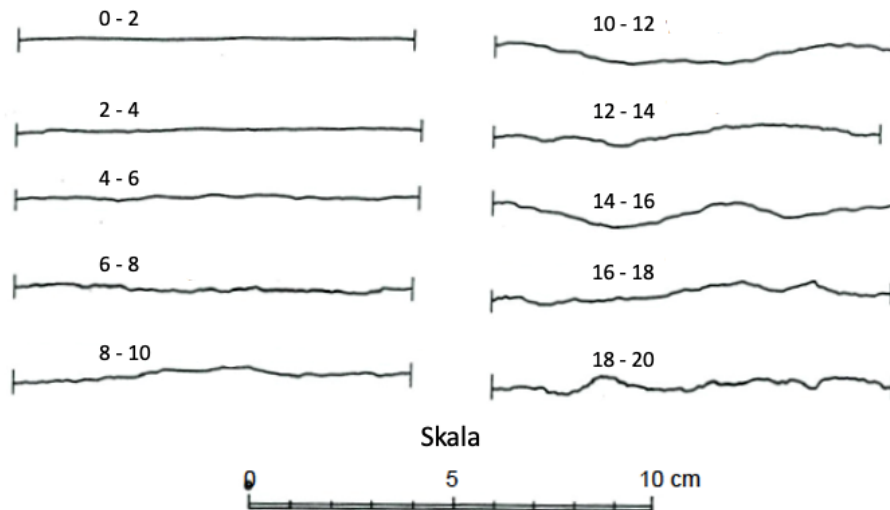
$$E_{rm} = E_{ci} * \frac{\sigma_{cm}}{\sigma_{ci}} \quad (2-21) \quad (\text{Panthi, 2006})$$

Basert på sammenligning av tilgjengelige empiriske formler og feltmålinger, er det funnet at empiriske estimater for E_{rm} kan brukes som et nyttig verktøy i ingeniørgeologi (Hoek & Brown, 2019; Jiao et al., 2012). Hoek og Brown (2019) påpeker i sin artikkel at det er lurt å benytte seg av flere formler for å få et så pålitelig estimat som mulig.

2.3.3 Sprekkeegenskaper

Egenskapene til bergmasser avhenger, som nevnt, av det intakte bergets egenskaper, samt egenskapene til diskontinuitetene den er gjennomskåret av. Som påpekt av Hoek (2006) er sprekkeflatens karakter særlig viktig for stabiliteten til anlegg som ligger grunt i terrenget, med lite overdekning. For anlegg med liten overdekning vil spenningene ofte være lave, og enkeltblokker kan skli ut på eksisterende sprekkeflater dersom innspenningen er lav. For å kunne analysere slik oppførsel er det derfor viktig å forstå de mekaniske egenskapene til diskontinuiteter.

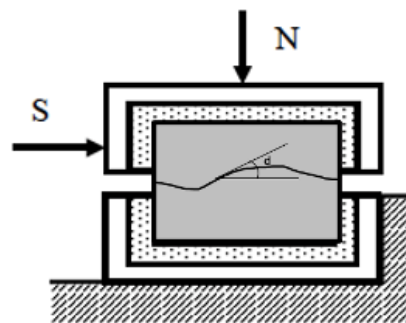
Sprekkeruhet kan defineres som grad av ujevnhet til en sprekkeflate (Li, 2018b). For å karakterisere overflateruhet til diskontinuiteter, publiserte Barton og Choubey (1977) en empirisk indeks kalt Sprekkeruhetskoeffisienten (*Joint Roughness Coefficient*, JRC). Basert på overflatens karakter gis en numerisk verdi fra 0-20, som vist i Figur 2-14.



Figur 2-14: Ruhetsprofiler og verdier for ulike Sprekkeruhetskoeffisienter (JRC). Figur modifisert fra Li (2018b).

Skjærstyrken til en sprekkeflate vil si sprekkeflatens evne til å stå imot skjærkrefter. Skjærstyrken til diskontinuiteter avhenger av diskontinuitetens overflatekarakter, ruhet, tykkelse på eventuelt fyllmateriale samt fuktighet eller vanninnhold (Singh & Goel, 2012).

I laboratorium kan skjærstyrken måles ved hjelp av en direkte skjær test (Li, 2018b). Metoden går ut på å måle skjærspenning mot skjærdeformasjon, når prøven utsettes for en kraft som står normalt på (N) og parallelt med (S) diskontinuiteten. Testoppsettet og prinsipper for direkte skjær test er vist i Figur 2-15.



Figur 2-15: Oppsett for direkte skjær test. Det påføres en konstant kraft N som står normalt på diskontinuitetsplanet, og en kraft S, parallelt med diskontinuiteten som økes gradvis. Vinkelen α vil si dilasjonsvinkelen. Figur hentet fra Li (2018b).

For diskontinuiteter med plane overflater, kan forholdet mellom skjærstyrke og normalkraften som påføres under en skjær test, best beskrives med Mohr-Coulomb kriteriet (Ligning 2-5). For ikke-plane sprekkeflater kan skjærstyrken estimeres ved bruk av metoden til Barton og Bandis (1990), Ligning 2-22. I ligningen er σ_n = normalspenning, JRC = Sprekkeruhetskoeffisienten, JCS = Sprekkekompressjons koeffisient (*Joint Compressive Strength*) og φ_b = grunnleggende friksjonsvinkel.

$$\tau = \sigma_n * \tan \left(JRC * \log \left(\frac{JCS}{\sigma_n} + \varphi_b \right) \right) \quad (2-22) \quad (\text{Barton \& Bandis, 1990})$$

En bergmasses største friksjonsvinkel (φ) kan beregnes basert på den grunnleggende friksjonsvinkelen (φ_b) og dilasjonsvinkelen (d), vist i Ligning 2-23. Dilasjonsvinkelen kan videre beregnes ved hjelp av Ligning 2-24, der σ_n = normalkraften som virker på sprekkeflaten. For ferske bergarter, ikke påvirket av forvitring, vil JCS være tilnærmet lik bergartens enaksiale trykkstyrke (UCS) (Barton & Choubey, 1977; Nilsen & Palmstrøm, 2000). De fleste sprekkeflater er derimot noe påvirket av forvitring, og vil ha lavere JCS enn UCS. For slike tilfeller kan JCS bestemmes i felt ved bruk av Schmidt hammer og konverteringsskjema.

$$\varphi = \varphi_b + d \quad (2-23) \quad (\text{Nilsen \& Palmstr\o m, 2000})$$

$$d = JRC * \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) \quad (2-24) \quad (\text{Barton \& Bandis, 1990})$$

Barton og Choubey (1977) samlet inn mye data i sitt arbeid med teoretisk og praktisk beskrivelse av skjærstyrke til sprekkeflater for ulike bergarter. Resultatene viser at den grunnleggende friksjonsvinkelen oftest ligger mellom 20-40°. Gjennomsnittsverdier for hornfels basert på resultatene deres, er presentert i Tabell 2-2.

Tabell 2-2: Gjennomsnittlige sprekkeegenskaper til hornfels basert på arbeidet til Barton og Choubey (1977).

Bergart	Antall prøver	Grunnleggende friksjonsvinkel, φ_b	Dilasjonsvinkel, d	JRC
Hornfels	17	33°	26,5°	9,6

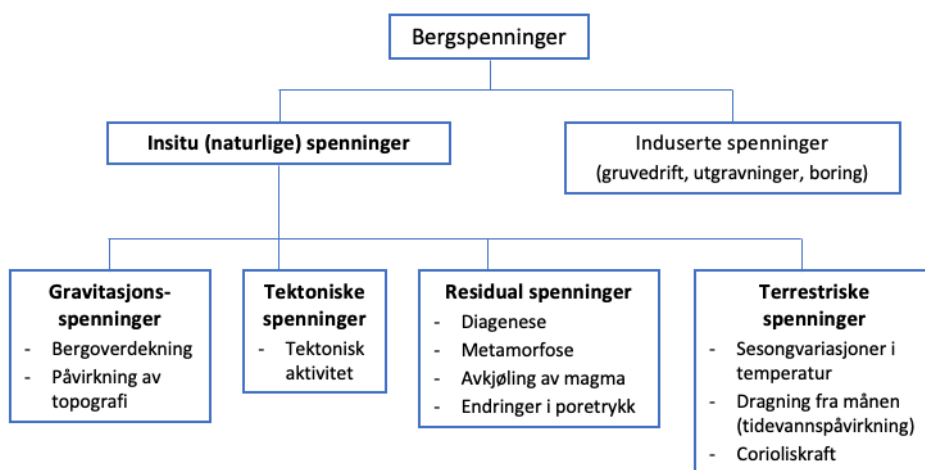
3. Bergspenninger

Berggrunnen er naturlig utsatt for spenninger som følge av vekt fra overliggende masser og spenninger av tektonisk opphav (Hoek, 2006). Dette kalles gjerne insitu spenninger eller primære spenninger. Ved utgravning av underjordiske åpninger vil det primære spenningsfeltet forstyrres, og det dannes induuerte spenninger lokalt rundt utgravningen, også kalt sekundære spenninger. Dersom de induerte spenningene blir svært høye, eller det oppstår strekkspenninger rundt åpningen, kan det forekomme spenningsrelaterte problemer. Ved stabilitetsvurderinger er det derfor viktig å ha en god forståelse av de primære- og sekundære spenningene, samt å kjenne bergmassens egenskaper godt nok til å forutse mulige stabilitetsproblemer. I de neste delkapitlene sees det nærmere på insitu spenninger, spenninger rundt utgravninger, samt spenningsrelaterte problemer.

3.1 Insitu spenninger

Insitu spenninger er de naturlige spenningene som eksisterer i berggrunnen før spenningsfeltet forstyrres. Hovedspenninger vil si normalspenningene som virker på plan uten skjærspenninger (Nilsen & Palmstrøm, 2000). Disse refereres til som σ_1 , σ_2 og σ_3 , som er henholdsvis største, mellomste og minste hovedspenning. Et viktig prinsipp med tanke på hovedspenninger og utgravninger, er at alle frie overflater er hovedspenningsplan (Hudson et al., 2003). Dette gjelder uavhengig av om overflaten har oppstått naturlig eller er utgravd. Prinsippet kan forstås på bakgrunn av Newtons 3. lov, ettersom det ikke vil virke noen skjærspenninger på frie overflater.

Størrelse og orientering til insitu spenningsfeltet er et resultat av hendelser i berggrunnens geologiske historie (Li, 2018b). Figur 3-1 viser hvordan bergspenninger deles i insitu- og induerte spenninger, og hvilke forhold insitu spenningene er et produkt av.



Figur 3-1: Inndeling av spenninger. Figur utviklet basert på Amadei og Stephansson (1997).

Som illustrert i Figur 3-1, er insitu spenninger et resultat av gravitasjons-, tektoniske-, residual- og terrestriske spenninger. De terrestriske spenningene gir kun en liten påvirkning på insitu spenningsfeltet, og vil ikke omtales nærmere.

3.1.1 Gravitasjonsspenninger

Gravitasjonsspenninger er et resultat av tyngdekraften (Nilsen & Palmstrøm, 2000). Dersom overflaten er horisontal, kan vertikalspenningen (σ_v) mot dypet beregnes ved hjelp av Ligning 3-1. I ligningen er ρ = berggrunnens tetthet [kg/m^3], g = tyngdeakselerasjonen = $9,81 \text{ m/s}^2$ og h = dyp under overflaten [m].

$$\sigma_v = \sigma_z = \rho gh \quad (3-1) \quad (\text{Nilsen \& Palmstr\o m, 2000})$$

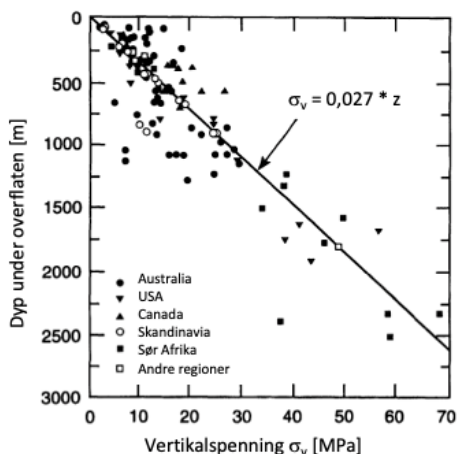
Gravitasjonskraften vil ogs\aa p\aa virke horisontalspenningene. Horisontalspenningen som er resultat av gravitasjonskraften kan beregnes ved hjelp av Ligning 3-2. Ligning 3-2 gjelder for bergmasser som har elastisk materialoppf\o rsel, og der horisontalspenningene kan betraktes som isotrope.

$$\sigma_h = \sigma_x = \sigma_y = \frac{\nu}{1 - \nu} * \sigma_v \quad (3-2) \quad (\text{Nilsen \& Palmstr\o m, 2000})$$

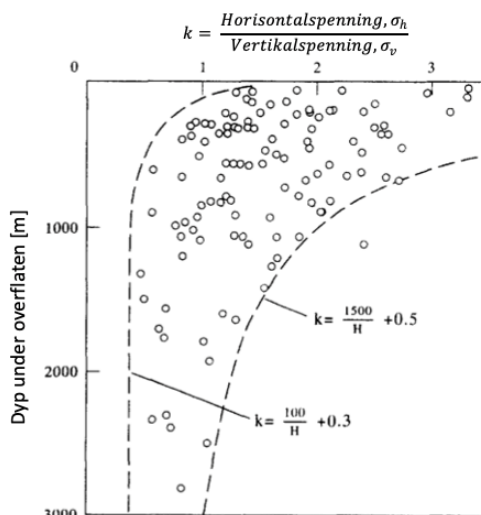
De to presenterte ligningene baseres p\aa en rekke antagelser, og har med tiden ofte vist seg \aa gi resultater som avviker fra de faktiske forholdene. Ligningene baseres blant annet p\aa at vertikal- og horisontalspenningene er hovedspenningene, og at feltet ikke er rotert (Amadei & Stephansson, 1997). I tillegg antas det at berggrunnen er homogen og har isotrope egenskaper, samt at gravitasjonen er den eneste faktoren som p\aa virker spenningsfeltet. Dette er forhold som sjeldent er realiteten, og det oppst\aa r derfor avvik mellom de teoretisk beregnede spenningene, og de faktiske spenningene i berggrunnen. S\aa rlig for oppsprukken bergmasse vil antagelsene om elastisitet og ideell materialoppf\o rsel ikke v\aa re realistisk (Nilsen & Palmstr\o m, 2000). I Figur 3-2 vises det hvordan feltm\aa linger av σ_v samsvarer med teoretisk beregnede verdier for σ_v mot dypet.

Det er s\aa rlig omdiskutert hvor realistisk resultatene fra Ligning 3-2 er (Amadei & Stephansson, 1997). Hvis det antas $\nu = 0,25$ (som er realistisk for mange norske bergarter), vil horisontalspenningen alltid v\aa re lik $\frac{1}{4}$ av vertikalspenningen. Det er derimot flere ganger bevist at forholdet mellom vertikal- og horisontal spenningen varierer med dypet, og at horisontalspenningen ofte er st\o r\o st, s\aa rlig ved lav overdekning (Sheorey, 1994). Dette er illustrert i Figur 3-3 som er publisert av Hoek og Brown (1978), basert p\aa feltm\aa linger av spenninger over hele verden.

Sheorey (1994) understreker i sin artikkel at siden publiseringen av diagrammet i Figur 3-3, er det gjort mange nye m\aa linger. Noen m\aa linger faller utenfor linjene trukket i diagrammet, men tendensen som er beskrevet, er fremdeles den samme.

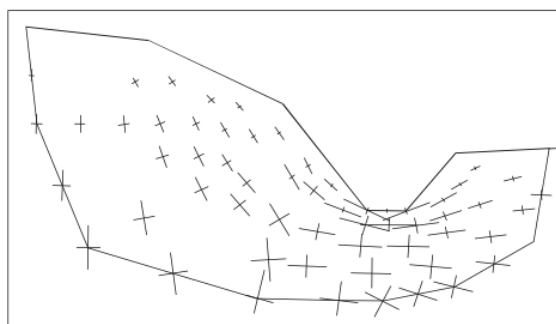


Figur 3-2: Hvordan målinger av σ_v fra ulike steder i verden samsvarer med teoretiske beregninger av σ_v mot dypet. Figur hentet fra Hoek og Brown (1978).



Figur 3-3: Plott av spenningsforholdet, k , basert på spenningsmålinger fra ulike steder i verden, mot dypet. Figur hentet fra Hoek og Brown (1978).

Gravitasjonsspenningsene vil også være et produkt av topografien i området. Terrengoverflaten vil påvirke både orientering og størrelse til hovedspenningsene i berggrunnen, ettersom frie overflater alltid vil være hovedspenningsplan. Dette kan, som nevnt, forstås på bakgrunn av Newtons 3.lov (Hudson et al., 2003). Figur 3-4 viser prinsippene for hvordan hovedspenningsene orienteres som følge av topografien i en dalside.

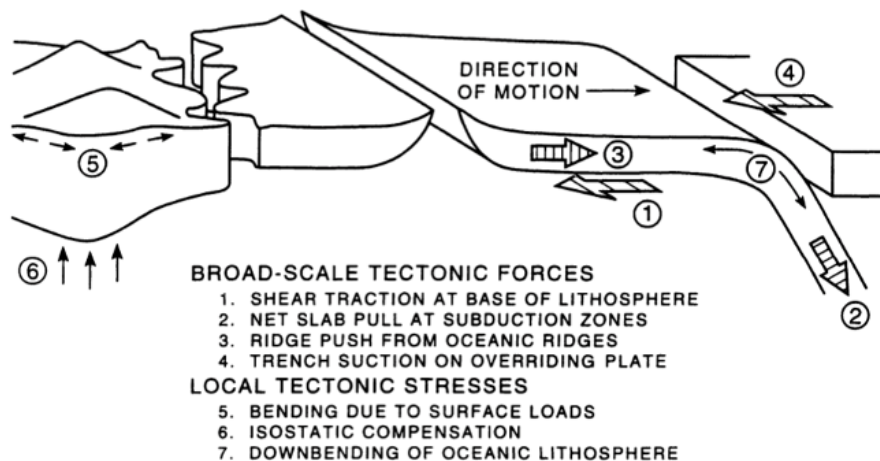


Figur 3-4: Spenningsfordeling i en dalside. Kryssene indikerer retning og størrelse på største- og minste hovedspenning. Figur hentet fra Nilsen og Palmstrøm (2000).

3.1.2 Tektoniske spenninger

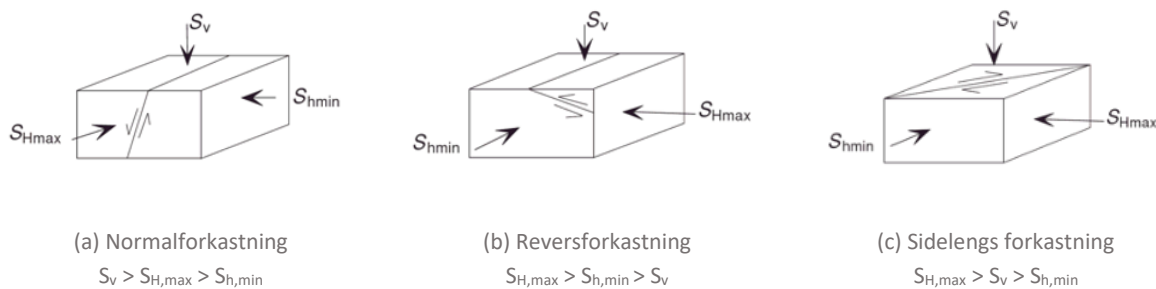
Tektoniske spenninger er et resultat av platetektonikk. Som forklart av Amadei og Stephansson (1997) kan det skilles det mellom aktive- og gjenværende (*remanent*) tektoniske spenninger. Forskjellen mellom aktive- og gjenværende tektoniske spenninger, går på om den tektoniske aktiviteten fremdeles er aktiv eller ikke.

Tektonisk aktivitet kan påvirke både størrelse og orientering til insitu spenningene. Figur 3-5 viser kilder til tektoniske spenninger. I figuren skilles det mellom spenninger som oppstår som følge av storskala krefter, ofte tilknyttet forhold ved plategrensene, og spenninger som oppstår som følge av mer lokale forhold.



Figur 3-5: Kilder til tektoniske spenninger. Figur hentet fra Amadei og Stephansson (1997).

Forkastninger er resultat av tektoniske spenninger (Nilsen & Palmstrøm, 2000). Basert på bevegelsen langs forkastningen, kan retningen på de tektoniske spenningene, og deres relative størrelse, bestemmes (Zoback, 2010). Det er vanlig å skille mellom tre typer forkastninger; normal-, revers- og sidelengs forkastning. Bevegelsesretning langs forkastningsplan, retning på spenningene og relativ størrelse på spenningene, er vist i Figur 3-6.



Figur 3-6: Skisser av forkastningstyper, bevegelsesretning og relativt spenningsforhold for de tre forkastningstypene. Figurer hetet fra Zoback (2010).

De høye horisontalspenningene nær overflaten, vist i Figur 3-3, kan også forstås på bakgrunn av tektoniske spenninger (Nilsen & Palmstrøm, 2000). Ligning 3-2 beregner horisontalspenning kun basert på gravitasjonskraftens bidrag. Tektoniske spenninger er derimot som regel horisontale (Ali et al., 2021), og vil ofte føre til at de horisontale spenningene er klart høyere enn gravitasjonen alene tilsier. Dette er særlig tilfellet nær overflaten.

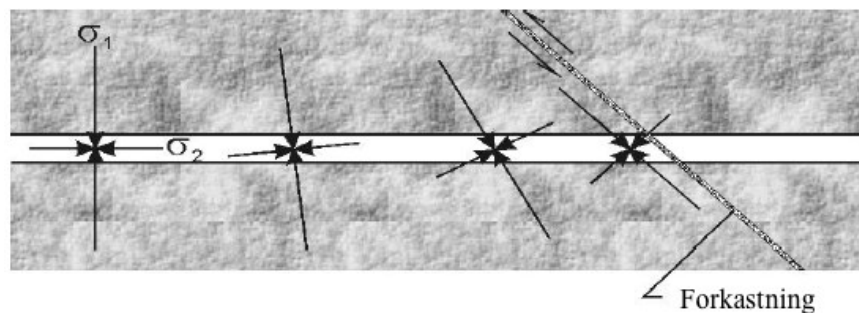
3.1.3 Residualspenninger

Residualspenninger er, som forklart av Hudson et al. (2003), spenninger som er låst i materialet, forårsaket av hendelser tidligere i berggrunnens historie. Altså er spenningene i berggrunnen der fremdeles, til tross for at kreftene som skapte spenningen ikke virker på materialet lenger. Spenningene kan skyldes tidligere tektonisk aktivitet, eller forholdene presentert i Figur 3-1; diagenese, metamorfose, avkjøling av magma og/eller endringer i poretrykk.

3.1.4 Forhold som påvirker insitu spenningsfeltet

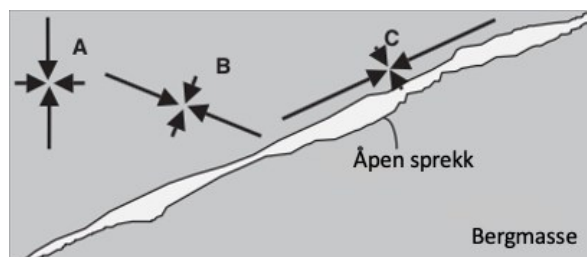
I tillegg til at opphavet til insitu spenninger er sammensatt, er det også flere andre forhold i berggrunnen som bidrar til å komplisere og forstyrre spenningsbildet.

Som nevnt er forkastninger et resultat av tektoniske spenninger i berggrunnen. Forkastninger kan opptre i skala fra noen desimeter til flere kilometer. Skissene i Figur 3-6 viser hvordan spenningene er orientert langs forkastningsplanet, basert på hvilken type forkastning som er dannet. Hvordan spenningene i nærhet til forkastningsplanet er orientert og forstyrret, er derimot mer usikkert (Lin et al., 2010; Stephansson & Zang, 2012). Figur 3-7 viser en forenkling av hvordan hovedspenningene endrer orientering nær en forkastning.



Figur 3-7: Hvordan hovedspenningene går fra å stå normalt på den åpne sprekken til å ligge parallelt med forkastningsplanet. Figur hentet fra Tønnesen (2021), modifisert fra Li (2018b).

Figur 3-7 viser i tillegg til et forkastningsplan, også en åpen sprekk. Basert på samme prinsipp som ved terrengoverflater, vil åpne sprekker orientere hovedspenningene, ettersom den åpne sprekkeflaten skaper et hovedspenningsplan (Hudson et al., 2003). Prinsippet er illustrert i Figur 3-8. Av samme årsak vil også menneskelige utgravninger i berg skape hovedspenningsplan. Spenningene rundt for eksempel en utgravd tunnel, vil derfor orienteres slik at de er orientert normalt på og tangentielt med konturen til åpningen. Dette vil omtales nærmere i neste delkapittel.



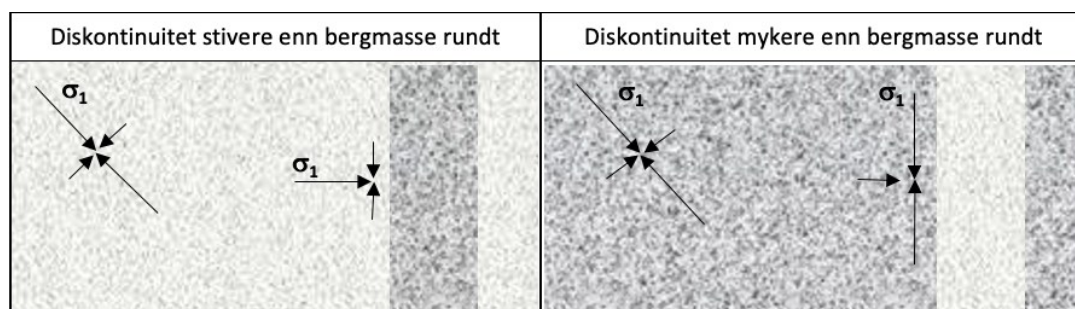
Figur 3-8: Hvordan hovedspenningene orienteres i nærheten av en åpen sprekk. Figur hentet fra Tønnesen (2021), modifisert fra Hudson et al. (2003).

Åpne sprekker kan enten opptre alene eller samlet. Opptre de samlet kan sonen kalles en svakhetssone, ettersom sonen vil ha dårligere kvalitet enn den omkringliggende bergmassen (Palmstrøm & Berthelsen, 1988).

Som nevnt i kapittel 2.3.1 er det vanlig å skille mellom to typer svakhetssoner; lag/linser av svakt materiale og knusnings-/tektoniske soner. Er det en knusningsone kan sonen være gjennomgått av åpne sprekker, som orienterer hovedspenningene og forstyrrer spenningsfeltet. Er det derimot en sone av svakere materiale, f.eks. fylt med leirmateriale, kan blant annet svelletrykk bidra til å forstyrre spenningsfeltet (Sve et al., 2008). Hvordan en svakhetsone påvirker spenningsbildet vil derfor være avhengig av dens karakter og sammensetning (Stephansson & Zang, 2012).

Spenningsbildet kan også forstyrres av inhomogeniteter i berggrunnen. Geologiske strukturer kan bidra til å skape et komplekst spenningsfelt, som kan variere mye over korte avstander (Amadei & Stephansson, 1997). Geologiske strukturer kan blant annet være bergartsgrenser, intrusjoner, svakhetssoner, folder eller sprekker.

I Oslofeltet er eksempelvis berggrunnen gjennomskåret av magmatiske ganger. De magmatiske gangene er et resultat av tektonisk rifting tidligere i regionens geologiske historie (Larsen et al., 2013). Slike bergganger kan danne hyppige bergartsgrenser, og forstyrre spenningsfeltet. Figur 3-9 viser hvordan hovedspenningene orienteres nær en diskontinuitet, avhengig av om diskontinuiteten er stivere eller mykere enn bergmassen rundt (Tønnesen, 2021).

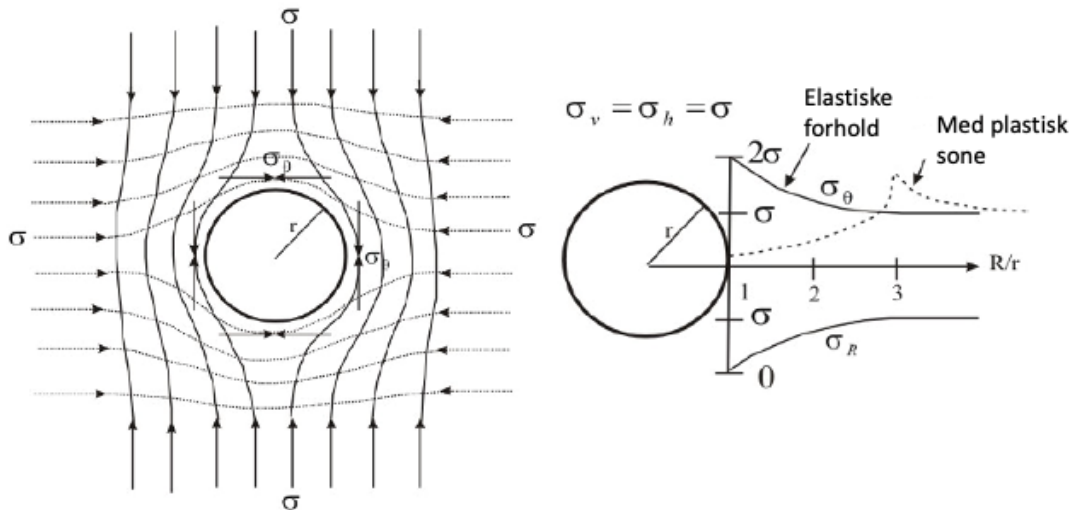


Figur 3-9: Hvordan hovedspenningene i berggrunnen orienterer seg nær en diskontinuitet som er henholdsvis stivere- (til venstre) og mykere enn (til høyre) bergmassen rundt. Figur hentet fra Tønnesen (2021), utarbeidet basert på Stephansson og Zang (2012).

3.2 Spenninger rundt utgravninger

Når det gjøres utgravninger i berg, vil det naturlige spenningsfeltet forstyrres. Dette er illustrert til venstre i Figur 3-10. Størrelse og orientering til spenningene rundt en utgravning er hovedsakelig en funksjon av det naturlige spenningsfeltet, og geometrien til utgravningen (Hoek, 2006).

Til høyre i Figur 3-10, illustreres det hvordan tangential- (σ_{θ}) og radialspenning (σ_R) ved konturen oppfører seg når avstanden til tunnelkonturen øker. Dersom det er elastiske forhold, oppstår det en spenningskonsentrasjon med tangentialspenning to ganger så stor som insitu spenningen, like ved tunnelkonturen. Det er derimot mer realistisk å anta plastisk oppførsel rundt konturen, ettersom det ofte oppstår en bruddsone. Da vil de høye tangentialspenningene konsentreres like utenfor bruddsonen, i stede for inntil konturen. Etter hvert som avstanden fra tunnelen øker, vil de induserte spenningene stabilisere seg på nivået til insitu spenningene.



Figur 3-10: Til venstre vises det hvordan det naturlige spenningsfeltet forstyrres av en sirkulær utgraving, og det dannes sekundære spenninger rundt tunnelkonturen. Til høyre vises det hvordan σ_θ og σ_R ved konturen endres, gitt elastiske og plastiske forhold. Figur hentet fra Panthi (2017).

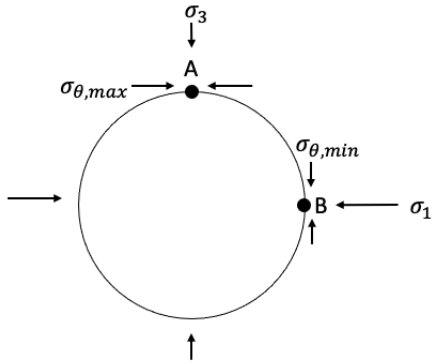
Hvordan tangentialspenningene oppfører seg nær tunnelkonturen, kan også kobles til bergmassens E-modul og drivemetode av tunnelen (Sve et al., 2008). Harde bergarter med høy E-modul og lite oppsprekking, vil typisk ha høye tangentialspenninger nær tunnelkonturen. For mykere bergarter med lav E-modul og/eller høy grad av oppsprekking, vil tangentialspenningen konsentreres lengre unna tunnelkonturen. Av samme årsak vil også drivemetode påvirke hvor høyeste tangentialspenning inntreffer. Ved driving med konvensjonell boring og sprengning, kan det forventes en sone med sprengningspåvirket materiale rundt tunnelkonturen som er mer oppsprukket. Høyeste tangentialspenning vil derfor lokaliseres litt unna tunnelkonturen. For tunneler drevet med TBM eller forsiktig kontursprengning, vil derimot bergmassen rundt konturen være svært lite påvirket, og høyeste tangentialspenning vil lokaliseres nærmere konturen.

Når stabiliteten til et berganlegg skal vurderes med tanke på spenninger, er det særlig spennings-situasjonen nær konturen som må analyseres (Palmstrøm & Stille, 2010). For å beregne spenningene rundt en sirkulær tunnelåpning, kan Kirsch's ligninger, gjengitt i Ligning 3-3 og 3-4, benyttes. Ligningene gjelder for berggrunn som har isotropiske spenninger. Parameterne i ligningene er definert i Figur 3-10, der R vil si avstanden fra tunnelkonturen.

$$\sigma_\theta = \sigma \left(1 + \frac{r^2}{R^2} \right) \quad (3-3) \quad (\text{Li, 2018b})$$

$$\sigma_r = \sigma \left(1 - \frac{r^2}{R^2} \right) \quad (3-4) \quad (\text{Li, 2018b})$$

For anisotrope spenningsforhold ($\sigma_1 \neq \sigma_3$) vil størrelsen på tangentialspenningene variere rundt tunnelkonturen (Sve et al., 2008). Ligningene 3-5 og 3-6 kan benyttes for å beregne henholdsvis største og minste tangentialspenning, når spenningsforholdene er anisotrope. Ligningene tar utgangspunkt i en sirkulær tunnel, og spenningsforhold som vist i Figur 3-11. Den høyeste tangentialspenningen ($\sigma_{\theta, \max}$) vil oppstå der den største hovedspenningen tangerer tunnelkonturen.



$$\sigma_{\theta,max} = \sigma_{\theta A} = 3\sigma_1 - \sigma_3 \quad (3-5)$$

$$\sigma_{\theta,min} = \sigma_{\theta B} = 3\sigma_3 - \sigma_1 \quad (3-6)$$

Figur 3-11: Sekundære spenninger rundt en sirkulær tunnel der spenningsfeltet er anisotropisk. Figur utviklet basert på, og ligninger hentet fra Li (2018b).

Kirsch's ligninger ble publisert allerede i 1898, og har siden den gang blitt videreutviklet til å kunne håndtere andre tunnelformer også. Ligningene 3-7 og 3-8 er utviklet av Hoek og Brown (1980), og tar i tillegg til spenningene, også hensyn til tunnelens geometriske form. I ligningene beregnes $\sigma_{\theta r}$ og $\sigma_{\theta w}$, som er tangentialspenning, i henholdsvis tak og vegg. σ_z = vertikalspenning, k = spenningsforholdet mellom horisontal- og vertikalspenningen (σ_h/σ_v), og A og B er formfaktorer definert i Tabell 3-1. Ligningene gjelder for massivt berg.

$$\sigma_{\theta r} = (A * k - 1) * \sigma_z \quad (3-7)$$

$$\sigma_{\theta w} = (B - k) * \sigma_z \quad (3-8)$$

Tabell 3-1: Definisjon av formfaktorene A og B basert på tunnelform. Tabell er utarbeidet basert på Hoek og Brown (1980).

Tunnelform	
A	5,0 4,0 3,9 3,2 3,1 3,0 2,0 1,9 1,8
B	2,0 1,5 1,8 2,3 2,7 3,0 5,0 1,9 3,9

Formfaktorene definert i Tabell 3-1 baseres kun på tunnelåpningens geometriske form, og sier ingenting om dimensjoner. I teorien vil dermed størrelsen på tangentialspenningene ikke påvirkes av utgravningens størrelse, men kun avhenge av dens geometriske form (Palmstrøm & Stille, 2010).

Det som derimot kan påvirkes av dimensjonene til utgravningen, er influenssonen rundt. Altså, ved økende dimensjoner øker sonen der spenningene avviker fra det naturlige spenningsfeltet. Palmstrøm og Stille (2010) påpeker at basert på feltmålinger av insitu spenninger, virker spenningene å stabilisere seg på et konstant nivå når avstanden fra tunnelkonturen er omtrent lik halvparten av tunnelens spenn. Av denne grunn bør avstanden mellom nærliggende anlegg ikke være mindre enn spennet til det største anlegget (Engelstad, 2016).

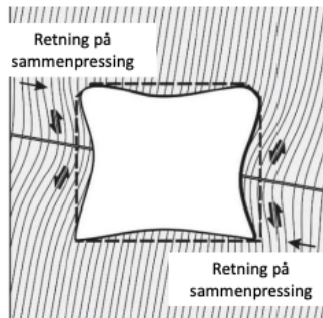
3.3 Spenningsrelaterte problemer

Bergmassens respons på spenningsforstyrrelsen som oppstår rundt en utgraving, kan variere mye (Amadei & Stephansson, 1997). Responsen kan opptre som store eller små deformasjoner, bergslag, avskalling eller blokkutfall. Hvilken respons som inntreffer, vil avhenge av bergmassens egenskaper og karakter til spenningsforstyrrelsen. Generelt kan stive bergarter ta opp store spenninger før de går i brudd, mens mykere bergarter vil starte å deformere allerede ved nokså lave spenningsnivåer (Sve et al., 2008). I Tabell 3-2 oppsummeres ulike typer spenningsrelaterte problemer, samt hvilken bergmassekarakter og spenningsforhold de er knyttet til. I Figur 3-12 er det samlet skisser og bilder av de ulike spenningsrelaterte problemene.

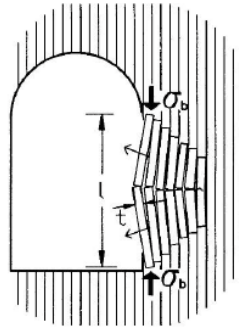
Tabell 3-2: Spenningsrelaterte problemer, knyttet til spenningsnivå og bergmassens karakter. Tabell utviklet basert på Sve et al. (2008) og Li (2018b).

Spenningsnivå	Bergmassekarakter	Spenningsrelatert problem	Kjennetegn
Høyt	Myk, plastisk karakter	Sammenpressing (<i>Squeezing</i>) Se Figur 3-12 a).	Tidsavhengige deformasjoner. Mest typisk for dyptliggende anlegg.
	Hard, sprø og lagdelt	Sprakeberg (<i>Rock spalling</i>) Se Figur 3-12 b).	Bergflak (tykkelse avhenger av foliasjon/lagdelling) løsner lagvis i det ustabile området. Mest typisk for dype anlegg, og spenninger som er på omtrent samme nivå som bergmassens styrke.
	Hard, sprø og massiv	Bergslag (<i>Rock burst</i>) Se Figur 3-12 c).	Støyende og voldsomt brudd, plutselig utløsning av energi. Mest typisk for dype anlegg, der spenningene er klart høyere enn bergmassens styrke.
Middels		Bergtrykksproblemer (<i>Breakout</i>) Se Figur 3-12 d).	Forekommer særlig ved anisotrope spenningsforhold som skaper tangentialspenninger som varierer mye rundt tunnelkonturen.
	Svakt og/eller oppsprukket	Skjærbrudd Se Figur 3-12 e).	Oppstår dersom den effektive skjærspenningen på et mulig bruddplan overstiger skjærstyrken.
Lavt	Oppsprukket	Utfall av blokker Se Figur 3-12 f).	Oppstår dersom det er dårlig innspenning i bergmassen. Kan få dårlig buevirkning i heng og mulig fare for kollaps. Mest typisk for gruntliggende anlegg.

Tabell 3-2 er kun en grov inndeling av de vanligste spenningsrelaterte problemene som kan forventes i berganlegg. I realiteten vil hver type spenningsproblematikk kunne forekomme i ulike grader, og avhenge av bergmassens- og spenningsforholdenes karakter. Eksempelvis kan spenningsproblemene knyttet til middels spenningsnivå, også forekomme ved både høye og lave spenninger. Bergtrykksproblemer vil oppstå dersom tangentialspenningene rundt konturen blir høye nok. Høye tangentialspenninger kan oppstå selv ved relativt lave spenninger, så lenge spenningsfeltet er anisotrop (Sve et al., 2008).



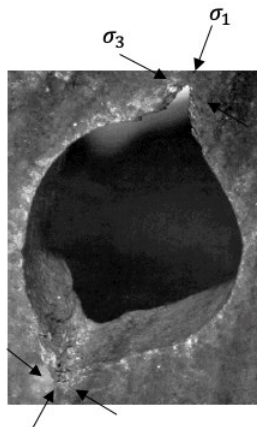
(a) Skisse av sammenpressing. Figur modifisert fra Hadjigeorgiou og Karampinos (2017).



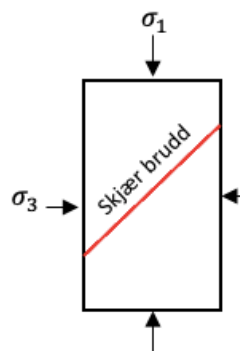
(b) Prinsippskisse av sprakeberg i en tunnel i foliert berg. Figur hentet fra Hadjigeorgiou og Karampinos (2017).



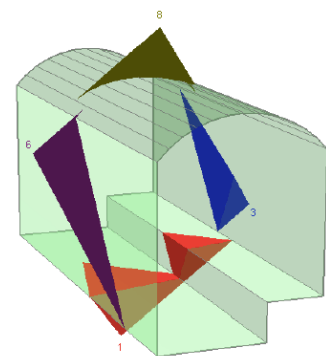
(c) Skisse av bergslag. Figur hentet fra Ortlepp og Stacey (1994).



(d) Prinsippene ved bergtrykksproblem i et borhull. Modifisert fra Li (2018b).



(e) Prinsippskisse av skjærbrudd. Figur utviklet basert på Li (2018b).

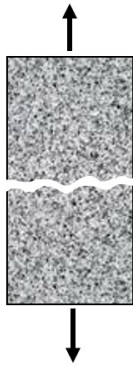


(f) Dannelse av kiler i et bergrom, mulig blokkutfall. Utklipp fra Unwedge, hentet fra Li (2018b).

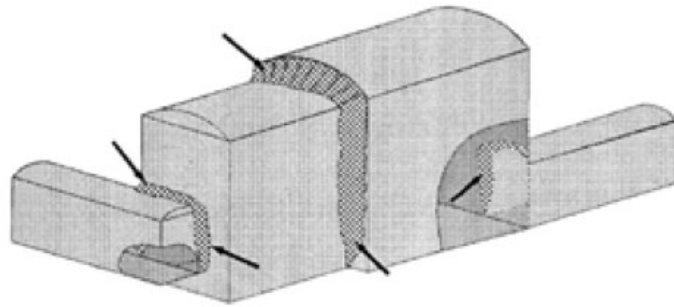
Figur 3-12: Prinsippskisser og bilder av ulike spenningsrelaterte problemer.

En annen type bergbrudd som kan forekomme er strekkbrudd. Strekkbrudd er også relatert til spenningsforholdene, ved at det oppstår når $\sigma_3 < 0$ (Li, 2018b). Bruddtypen er relatert til det intakte bergets strekkfasthet (T). Prinsippet ved strekkbrudd er vist i Figur 3-13.

Andre forhold som kan påvirke fordelingen av tangentialspenningene rundt tunnelkonturen er blant annet uregelmessige former og skarpe hjørner. Skarpe hjørner kan i ekstreme tilfeller, føre til tangentialspenninger opp til ti ganger så store som hovedspenningene (Sve et al., 2008). Uregelmessige former kan særlig oppstå i komplekse tunnelsystemer i overganger mellom tunnelprofiler med ulik geometri. I slike soner kan det oppstå problemer med avspent bergmasse som står i fare for å rase ut, se Figur 3-14 (Engelstad, 2016).



Figur 3-13: Prinsippkisse for strekkbrudd.



Figur 3-14: Berganlegg der overgangssoner mellom bergrom med ulike geometrier skaper avspente områder. Figur hentet fra Engelstad (2016).

4. Designprinsipp og stabilitetsanalyse metoder

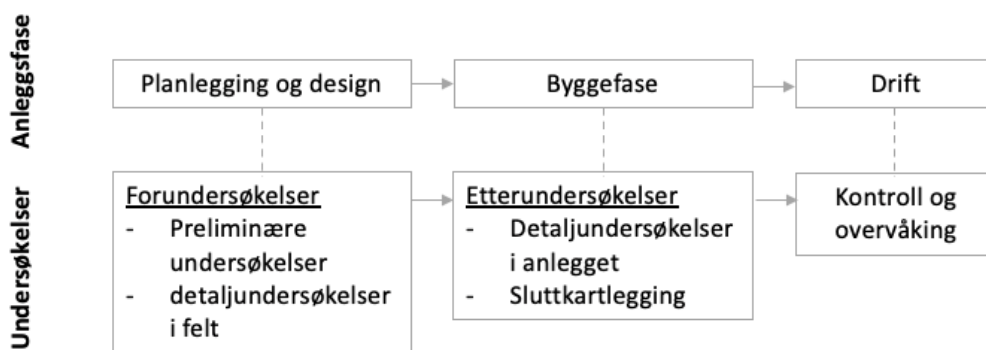
Det er mange faktorer som må tas hensyn til ved design, planlegging og konstruksjon av anlegg i berg. Hva anlegget skal brukes til vil i de fleste tilfellene avgjøre hvor anlegget lokaliseres, og ofte også anleggets form og størrelse. I tillegg vil også faktorer slik som økonomi, tidsbegrensninger og miljøpåvirkning påvirke både fremdrift og design.

Til tross for dette, vil det viktigste for å oppnå et stabilt anlegg, være å tilpasse anlegget til de stedlige berggrunnsforholdene så godt som mulig (Palmstrøm & Stille, 2010). Det er derfor essensielt å tilegne seg tilstrekkelig kunnskap om berggrunnen så tidlig som mulig i anleggsfasene. Å tilegne seg kunnskap om berggrunnen, er derimot både tidkrevende og dyrt. For å håndtere berggrunnens uforutsigbare natur, kan det derfor benyttes ulike designprinsipp og metoder for å designe et så stabilt anlegg som mulig.

I dette kapittelet vil planlegging og designprinsipp med tanke på stabilitet for store fjellhaller sees nærmere på. Det vil fokuseres på hvilke, og hvordan, ulike bergmekaniske og ingeniørgeologiske parametere påvirker stabiliteten til store bergrom. Videre vil metoder for å analysere stabilitet belyses. De empiriske klassifiseringssystemene Q-systemet og RMR vil presenteres, samt noen analytiske og numeriske metoder med, fokus på Rocscience programvaren.

4.1 Planlegging

Planlegging av underjordiske fjellhaller har mange likheter med planlegging av underjordiske anlegg generelt. Forenklet sett kan anleggsfasene deles i tre hovedkategorier; planlegging og design, byggefase og drift. Parallelt med anleggsfasene gjøres det for- og etterundersøkelser (Nilsen & Broch, 2012). Sammenhengen mellom anleggsfaser og undersøkelser er vist i Figur 4-1. Formålet med undersøkelsene er å tilegne seg nok kunnskap om berggrunnen for å kunne designe, konstruere og drifte et anlegg under jord på en sikker, samt økonomisk gunstig måte (Price, 1981).



Figur 4-1: Sammenheng mellom anleggsfaser og undersøkelser.

Fjellhaller har som regel større dimensjoner enn vei- og jernbanetunneler, og i mange tilfeller skal anleggene ha samfunnskritiske bruksområder. Fjellhaller havner derfor som regel i Geoteknisk Kategori 3, definert av Standard Norge (2008), vist i Tabell 4-1. En høy geoteknisk kategori tilsier høy risiko knyttet til stabilitet, uoversiktlige eller vanskelige grunnforhold, og kompleks utforming. Store dimensjoner og høye krav til sikkerhet, gjør at det kreves nøye planlegging og en god forståelse av grunnforholdene i alle anleggsfasene (Engelstad, 2016).

Tabell 4-1: Definisjon av Geoteknisk Kategori. Tabell utviklet basert på Nilsen et al. (2011).

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

*Vurderes særskilt

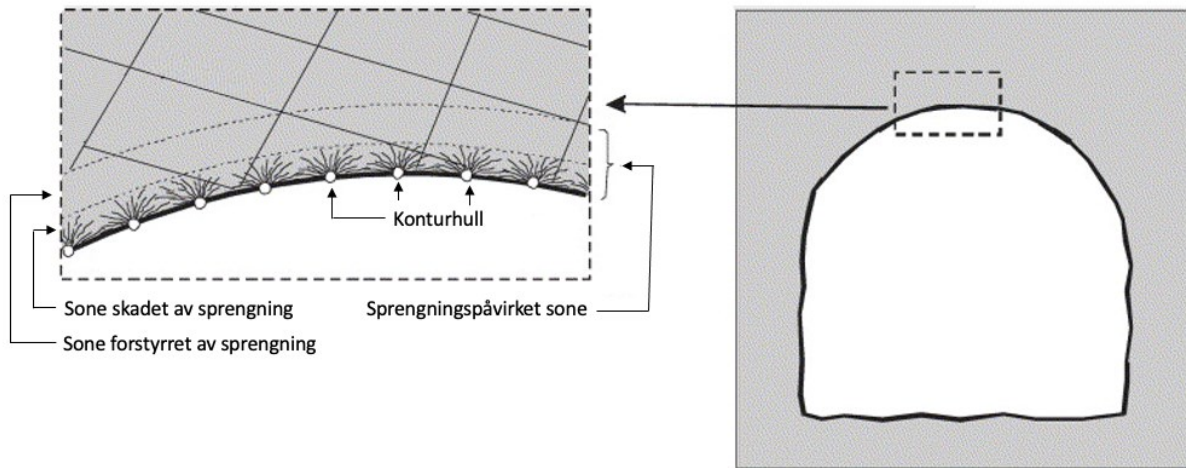
Noe av det første som må bestemmes ved planlegging av et fjellanlegg er lokasjon og orientering. Ofte er omtrentlig plassering satt og/eller avhengig av hva anlegget skal brukes til. Eksempelvis må et vannbehandlingsanlegg legges i tilknytning til en vannkilde, samt i nærhet av stamnett som sikrer at vannet kommer ut til forbrukerne. Plassering av anlegget er, ifølge Engelstad (2016), den enkelt-avgjørelsen som har klart størst betydning for anlegget. Når plasseringen er valgt er berggrunnen som skal arbeides videre med bestemt, og alt videre arbeid vil avhenge av dens natur (Price, 1981).

Etter at plassering er valgt, må fjellhallens utforming optimaliseres med tanke på de stedlige forholdene. Noen viktige forhold å ta hensyn til er topografi, overdekning, geologi, nærhet til svakhetssoner, orientering til sprekkesett, grunnvannets beliggenhet i terrenget og bergspenninger (Engelstad, 2016). For å kunne optimalisere orientering og utforming av et fjellanlegg, er det derfor essensielt med tilstrekkelig forståelse og kunnskap om berggrunnsforholdene.

4.2 Bergmekaniske parametere

Bergmassens styrke er en sentral egenskap med tanke på å oppnå et stabilt berganlegg. Bergmassens styrke vil være dimensjonerende med tanke på hvor store spenningskonsentrasjoner bergmassen kan tåle, hvor store deformasjoner som kan forventes og hvilken type respons som kan forventes ved ulike spenningsforhold. Eksempelvis vil en hard og sprø bergmasse, forventes å kunne tåle høye spenninger og ha små deformasjoner. Ved svært høye spenninger kan det oppstå problemer med bergslag, og ved lave spenninger kan det forekomme blokkutfall dersom bergmassen er oppsprukket.

Av bergmekaniske egenskaper kan også borbarhet og sprengbarhet til bergmassen nevnes. Borbarhet vil si en bergarts netto inndrift som oppnås ved boring, samt den slitasten som berggrunnen påfører borverktøyet (Bruland, 2016). Egenskapen kan dermed ikke direkte relateres til stabilitet, men vil påvirke fremdrift og kostnader. Sprengbarhet vil si hvor mye sprengstoff som trengs for å oppnå en gitt fragmentering (Bruland, 2016). Egenskapen er særlig viktig med tanke på å oppnå jevne konturforhold, og for å forutse grad av oppsprekking som følge av sprengning. Med tanke på stabilitet er det gunstig å ha en så jevn profil som mulig, samt å ha så lite sprengningsindusert oppsprekking som mulig, se Figur 4-2, (Nilsen & Palmstrøm, 2000). Dette kan blant annet oppnås ved forsiktig kontursprengning.



Figur 4-2: Skisse av hvordan sprengning påvirker bergmassen rundt tunnkonturen. Figur modifisert fra Stille og Palmström (2008).

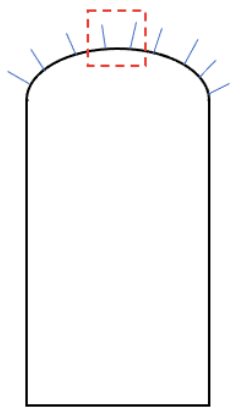
4.3 Ingeniørgeologiske parametere

De viktigste ingeniørgeologiske parametere med tanke på utforming og dimensjonering av fjellhaller er spenninger, oppsprekking og vannforhold.

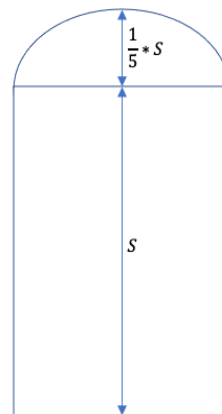
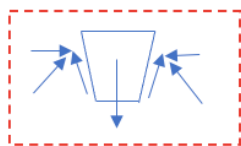
4.3.1 Spenninger

In situ spenninger i berggrunnen er, som nevnt, svært varierende og påvirkes av mange faktorer. Hovedprinsippet for utforming av berganlegg med hensyn til spenninger, er at det ønskes en så jevn fordeling av tangentspenninger rundt tunnelprofilet som mulig (Li, 2018b; Nilsen & Broch, 2012). Når dimensjonene til fjellanlegget øker, kan det forventes større problemer med avspente områder og/eller høye spenningskonsentrasjoner (Engelstad, 2016). Det er derfor viktig å optimalisere anleggets orientering og form med tanke på spenningsforholdene.

Et viktig designprinsipp er å ha et buet tak for å oppnå god innspenning. Bueeffekten ble først beskrevet av Terzaghi (1943), og går ut på at skjærmotstand mellom bruddelementene fører til reduksjon i trykk på bergmassen og eventuell sikring. Den relative bevegelsen innad i bergmassen blir motvirket av skjærkreftene som virker i kontaktflatene mellom bevegende og stasjonære elementer. Prinsippet for bueeffekt er vist i Figur 4-3. Ettersom bueeffekten gir en støttende effekt på bergmassen, er det ønskelig å optimalisere den. Ifølge Engelstad (2016) oppnås best mulig bueeffekt når takhøyden tilsvarer $1/5$ av åpningens største spenn, som vist i Figur 4-4.



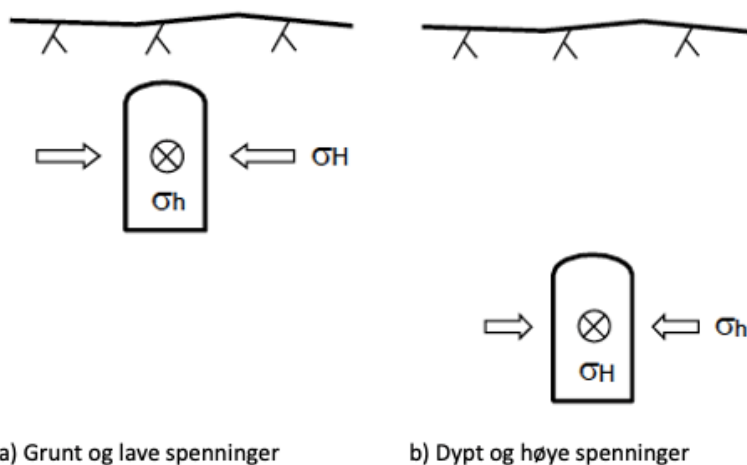
Figur 4-3: Prinsippet for bueeffekt, kreftene som virker på enkeltelementene i heng til en utgraving.



Figur 4-4: Dimensjonering av berganlegg for å optimalisere bueeffekt, figur basert på Engestad (2016).

In situ spenningene vil, som nevnt, være påvirket av anleggets beliggenhet i terrenget. Ligger anlegget grunt og har liten overdekning, er det mest sannsynlig å få stabilitetsproblemer i form av blokkutfall, som følge av lav innspenning (Li, 2018b). Dette kan unngås ved å orientere anleggets lengderetning parallelt med minste horisontalspenning, slik at den største horisontalspenning står vinkelrett på åpningen, illustrert i Figur 4-5 a). På denne måten øker spenningskonsentrasjonene rundt åpningen, noe som er gunstig for å hindre utfall.

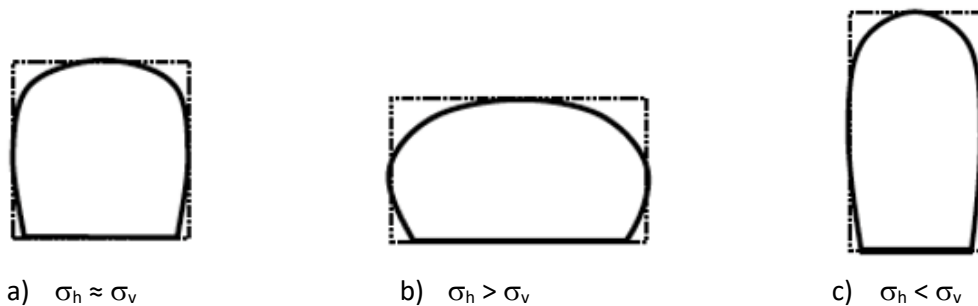
Er derimot anlegget lokalisert dypt i terrenget, er det mer sannsynlig at stabilitetsproblemer skyldes høye spenningskonsentrasjoner (Li, 2018b). Da er det ønskelig å orientere lengdeaksen til anlegget parallelt med største horisontalspenning, slik at minste horisontalspenning står vinkelrett på anleggets lengdeakse, se Figur 4-5 b). På denne måten gjøres tangeringsflaten mellom bergrommet og største hovedspenning minst mulig (Nilsen & Broch, 2012). Dette er gunstig ettersom det er i tangeringsflaten nydannelse av sprekker, sprakeberg og bergslag kan forekomme.



Figur 4-5: Gunstig orientering av berganlegg med tanke på beliggenhet i terrenget og retning på horisontalspenningene. Figur modifisert fra Li (2018b).

De nevnte tilfellene gjelder dersom største hovedspenning er horisontal. Dersom dette ikke er tilfeller, vil det være stabilitetsmessig gunstig å ha en vinkel på 15-35° mellom bergrommets lengdeakse og største hovedspenning (Nilsen & Broch, 2012). Orientering av lengdeaksen til bergrommet må dessuten også ta hensyn til orientering til dominerende sprekkeseff og eventuelle svakhetssoner. Dette vil omtales nærmere under.

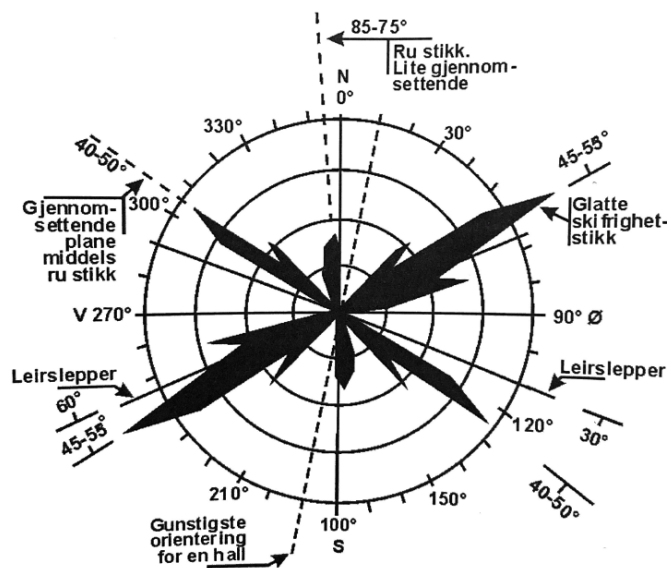
Når orienteringen til anlegget er valgt, er det også ønskelig å optimalisere den geometriske formen til åpningen med tanke på spenningsforholdene (Engelstad, 2016; Nilsen & Palmstrøm, 2000). Figur 4-6 viser noen eksempler på hvordan formen kan tilpasses ulike spenningsforhold for å oppnå en så gunstig spenningsfordeling rundt konturen som mulig. Dette er særlig viktig når insitu spenningene er høye.



Figur 4-6: Prinsipper for utforming av underjordiske åpninger under moderate spenningsforhold. Figur hentet fra Li (2018b).

4.3.2 Oppsprekking

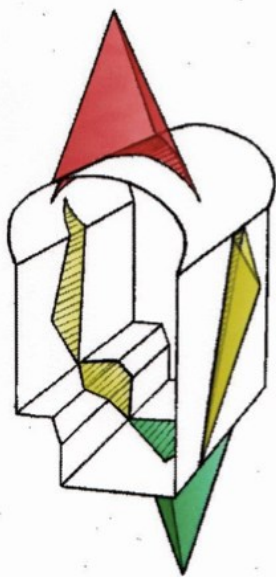
For å oppnå et stabilt bergrom er det viktig å orientere og utforme bergrommet med hensyn til dominerende sprekkeseff. Et generelt prinsipp med tanke på stabilitet er å orientere bergrommet slik at det oppnås størst mulig vinkel mellom bergrommets lengdeakse og strøk til gjennomgående, steile og glatte sprekkeseff (Nilsen & Broch, 2012). Dette kan enklest visualiseres ved hjelp av en sprekkeseff, vist i Figur 4-7.



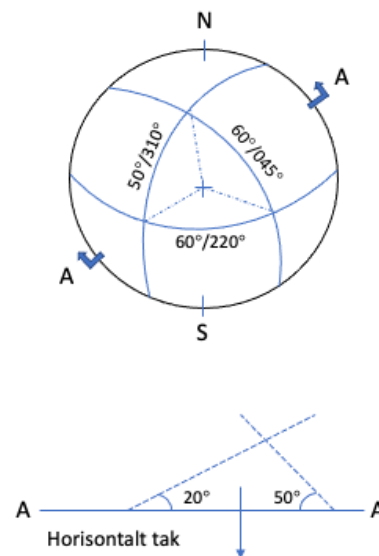
Figur 4-7: Sprekkeseff som viser kartlagte sprekker med strøk og fall. Stiplet linje viser den mest gunstige orienteringen for en hall med tanke på sprekkeneffens orientering. Figur hentet fra Nilsen & Broch (2012).

Stor vinkel vil gjøre at tangeringsflaten mellom sprekkeseett og bergrom blir minst mulig, noe som er gunstig. Den mest gunstige orienteringen vil være å ha 90° mellom sprekkeseetts strøk og bergrommets lengdeakse. Sprekkeseett som derimot har strøk tilnærmet parallelt med bergrommets lengdeakse, vil kunne påvirke stabiliteten til bergrommet over lange strekninger, noe som er ugunstig.

Oppsprekking vil også være avgjørende for om det kan forventes ustabilitet i form av blokkfall. Kiler eller ustabile blokker kan dannes i bergmasser som er gjennomskåret av tre eller flere sprekkeseett (Hammett & Hoek, 1981), eksempel vist i Figur 4-8. Slik strukturell ustabilitet, ofte kalt blokkfall eller kileutglidning, kan identifiseres ved hjelp av stereografisk plotting av de kryssende planene, eller ved bruk av programvarer (Rocscience's Unwedge vil omtales nærmere senere). Et eksempel på stereografisk plotting er illustrert i Figur 4-9.



Figur 4-8: Eksempel på hvordan kiler kan dannes i vegger, heng og ligg som følge av strukturelle trekk i berggrunnen. Figuren er hentet fra Hoek (2006), og viser mulige kiler i Rio Grande kraftstasjon.



Figur 4-9: Eksempel på hvordan stereografisk projeksjon kan benyttes for å identifisere kiler i heng. Her er det tatt utgangspunkt i et horisontalt tak og tre sprekkeseett. Figuren utformet basert på Hammett og Hoek (1981).

Ustabilitet i form av kileutglidelse vil være en lokal ustabilitet, og ofte være vanskelig å ta hensyn til i stabilitetsanalyser som ser på den overordnede stabiliteten (Aydan et al., 1997). Det viktigste stabilitetstiltaket som kan gjøres er å bolte eventuelle kiler. Statisk likevektsberegninger bør gjøres for å beregne belastning som kan forventes, og for å dimensjonere et sikringssystem som kan tåle belastningen.

Fall til sprekkeseettene vil også kunne påvirke stabiliteten. Hvilke sprekker som er problematiske vil derimot være avhengig av spenningssituasjonen rundt berganlegget. Dersom $\sigma_v > \sigma_H$, vil slakt fallende sprekker være minst problematiske, mens steile sprekker kan skape problemer. Dette kommer av at den høye vertikalspenningen vil øke sprekkefriksjonen og hindre utglidninger. De steile sprekkeene derimot, vil kunne skape ustabilitet ettersom horisontalspenningen er lav, og ikke skaper like god sprekkefriksjon (Engelstad, 2016). Motsatt vil gjelde for anlegg der $\sigma_H > \sigma_v$.

Som nevnt, kan svakhetssoner være soner av svakere geologisk materiale, eller knusningssoner. Knusningssoner kjennetegnes ofte av at de er svært oppsprukne, at de er vannførende og/eller inneholder svelleleire. Det er viktig å lokalisere slike soner så tidlig i anleggsplanleggingen som mulig, ettersom de kan ha stor innvirkning på anleggets stabilitet. Generelt bør svakhetssoner unngås å krysses, og dersom det ikke er mulig er det viktig å ha god kontroll på deres beliggenhet og karakter. Dette er særlig viktig ved påhugg, tunnelkryss, sjakter og store tverrsnitt (Engelstad, 2016).

4.3.3 Vann

Vann i berggrunnen bidrar til å redusere bergmassens styrke, samt redusere friksjon og skjærfasthet langs diskontinuiteter (Sve et al., 2008). Dette er to forhold som kan bidra til redusert stabiliteten i underjordiske anlegg. Generelt vil problematikk som følge av vann henge sammen med anleggets beliggenhet i terrenget (Nilsen & Palmstrøm, 2000). Ligger anlegget grunt er berggrunnen ofte oppsprukket og sprekke relativt åpne. Dette tillater vannstrømning og kan føre til innlekkasjer, men kan forebygges ved bruk av systematisk forinjeksjon. Ved store innlekkasjer i grunne anlegg kan det oppstå problemer i form av setninger på overflaten dersom grunnvannsspeilet senkes. I dypere anlegg derimot, kan vann skape problemer i form av høye vanntrykk og, i enkelte tilfeller, kraftig innlekkasje av varmt vann.

I følge Palmstrøm og Stille (2010), oppstår de mest seriøse stabilitetsproblemene knyttet til vann i eller nær svakhetssoner. Dette skyldes at bergmassen her ofte er sterkt oppsprukket, noe som gjør den mer permeabel. Svakhetssoner kan også inneholde svelleleire som, ved kontakt med vann, kan skape stabilitetsproblemer. Til tross for dette, vil problemer knyttet til vann oftest ha konsekvenser i form av høye kostnader og tidsforsinkelser, og ikke ustabilitet (Nilsen & Broch, 2012).

4.4 Stabilitetsanalyse metoder

Ved planlegging og konstruksjon av anlegg i berg må ofte beslutninger tas på relativt begrenset informasjon. Som påpekt av Jing (2003) er berggrunnen et naturlig materiale, som av varierende grad er anisotrop, heterogent, diskontinuerlig og ikke-elastisk. I tillegg kan vann, forvitring, temperatur og spenninger påvirke dens karakter og egenskaper. For å kunne forutse berggrunnens respons på inngrep og forandringer, samt utforme et så stabilt anlegg som mulig, kreves gode metoder. Som vist i Figur 4-10, kan designmetoder deles i tre underkategorier; empiriske, observerende og analytiske. Videre vil noen empiriske og analytiske metoder presenteres ytterligere.



Figur 4-10: Metoder for design av anlegg i berg. Figur utviklet basert på Bieniawski (1984).

I henhold til Eurokodene, skal et berganlegg være stabilt både med tanke på strukturell stabilitet, samt forventet levetid og bruksområde (Standard Norge, 2008). Stabilitet, med tanke på levetid og bruksområde, kan ikke vurderes med beregninger, men avhenger i større grad av erfaringer og observasjon av bergmassens oppførsel i felt (Palmstrøm & Stille, 2007). De empiriske og analytiske metodene som presenteres videre vil hovedsakelig vurdere bergrommets stabilitet med tanke på strukturell stabilitet.

Utforming og dimensjonering av sikring vil også være en del av stabilitetsvurdering av berganlegg, ettersom sikring ofte er nødvendig for å oppnå stabile anlegg. Flere av de empiriske bergmasseklassifiseringssystemene er i utgangspunktet utviklet for å være et verktøy for å dimensjonere sikring. Det finnes også analytiske ligninger, samt semi-empiriske ligninger som ser på sikringsdimensjonering for å oppnå et stabilt bergrom.

4.4.1 Empiriske metoder

I følge Bieniawski (1973) er hovedformålet med bergmasseklassifisering å skape et felles grunnlag for kommunikasjon mellom ulike parter angående geomekaniske problemer. I tillegg skal det være et verktøy under planlegging og design av berganlegg, for å ta gode avgjørelser relatert til bergmassens egenskaper og stabilitet til bergrommet. RMR og Q-systemet er i utgangspunktet metoder for å estimere bergsikring for å oppnå stabile forhold, men benyttes også for å beskrive bergmasser og vurdere stabilitet (Nilsen & Palmstrøm, 2000).

Videre vil Q-systemet og RMR presenteres nærmere, samt konverteringsformler som relaterer systemene til hverandre. Både Q-systemet og RMR inkluderer også sikringsestimering som vil sees nærmere på. En siste metode som vil presenteres i dette delkapittelet, er Hoek (2006) sin empiriske metode for å bestemme nødvendig lengde på bolter og kabelbolter i heng og vegg til store fjellhaller.

Q-systemet

Q-systemet er et mye brukt empirisk bergmasseklassifiseringssystem, som først ble presentert av Barton et al. (1974). Systemet benyttes for å klassifisere bergmasser, og for å dimensjonere permanent sikring. I utgangspunktet var systemet basert på 200 norske tunnel- og bergrom prosjekter, men siden den gang har erfaringsgrunnlaget økt i både omfang og bredde (NGI, 2015).

Bergmasseklassifisering i henhold til Q-systemet avhenger av seks parametere, som bestemmes basert på feltobservasjoner. De seks parameterne er beskrevet nærmere i Tabell 4-2. Q-verdien beregnes ved hjelp av Ligning 4-1.

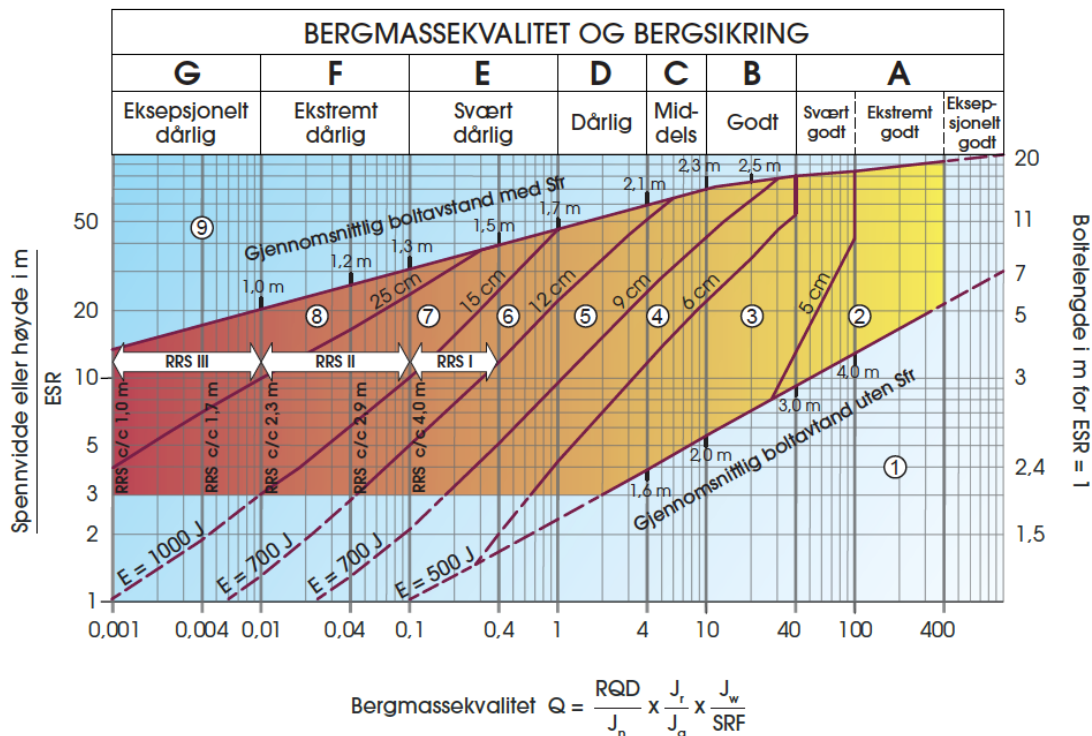
$$Q = \frac{RQD}{J_n} * \frac{J_r}{J_a} * \frac{J_w}{SRF} \quad (4-1) \text{ (Barton et al., 1974)}$$

Vanlig praksis for utforming av sikringsomfang og -metode i Norge i dag, er å benytte sikringsklasser knyttet til bergmasseklasser i henhold til Q-systemet (Statens Vegvesen, 2021). Bergmasseklasse, tilhørende sikringsklasse, samt boltelengde og -avstand leses av bergsikringsdiagrammet, vist i Figur 4-11.

Tabell 4-2: Beskrivelse av parameterne som inngår i Q-systemet. Tabell utviklet basert på NGI (2015) og Barton et al. (1974).

Parameter	Beskrivelse
RQD = oppsprekkingsfaktor (Rock Quality Designation)	For kjerneprøver: summen av lengden på kjernebiter med lengde større enn 10 cm. I felt: antall sprekker per m ³ .
J _n = tall for sprekkesett (Joint set number)	Verdi fra 0,5 til 20 basert på hvor mange sprekkesett som er fremtredende. Ved tunnelkryss og påhugg multipliseres J _n med henholdsvis 3 og 2.
J _r = sprekkeruhetstall (Joint roughness number)	Verdi fra 0,5-4 som beskriver friksjonsforholdene langs sprekken. Høy verdi tilsier høy friksjon (gunstig for stabilitet).
J _a = tall for sprekkefylling (Joint alteration number)	Parameteren avhenger av sprekkefyllets tykkelse og styrke. Verdien ligger mellom 0,75-20, der lav verdi tilsier de mest stabile forholdene (sammenvokste sprekker).
J _w = sprekkevannstall (Joint water reduction factor)	Verdi mellom 0,05-1. Mye vann reduserer stabiliteten til bergmassen og sammenfaller med de laveste verdiene.
SRF = spenningsfaktor (Stress Reduction Factor)	Verdien bestemmes basert på bergspenninger og bergartsstyrken rundt et bergrom. Høye verdier tilsier vanskelige spenningsforhold, som kan identifiseres ved bergslag, lav overdekning eller store deformasjoner.

I Tabell 4-3 gis en oppsummering av sikringsutforming for bergmasseklassene A-D. Det er viktig å påpeke at sikringsanbefalingene, gitt i Tabell 4-3, gjelder for tunneltverrsnitt T8,5-T12,5, og at bergsikring for andre tverrsnitt bør dimensjoneres spesielt (Statens Vegvesen, 2021). Ifølge Palmstrøm og Broch (2006), bør gyldighetsområdet til sikringsdiagrammet begrenses til spennvidde på maks 30 m, og Q-verdi fra 0,1 til 40, basert på erfaringsgrunnet.



Figur 4-11: Bergsikringsdiagram til Q-systemet. Diagram hentet fra NGI (2015).

Tabell 4-3: Utdrag av sikringsanbefalinger i henhold til Q-systemet. Tabell utviklet basert på Statens Vegvesen (2021). For sprøytebetong står B for fasthetsklasse og E for energiabsorpsjonsklasse. c/c står for senteravstand.

Bergmasse-klasse	Bergforhold og Q-verdi	Permanent sikring	
A/B	Lite oppsprukket bergmasse, mildere sprekkeavstand > 1 m. Q = 10-100	Sikringsklasse I	
		<u>Bolting</u>	<u>Sprøytebetong</u>
		Spredt bolting	B35 E700 Tykkelse 80 mm
C	Moderat oppsprukket, mildere sprekkeavstand 0,3-1 m. Q = 4-10	Sikringsklasse II	
		<u>Bolting</u>	<u>Sprøytebetong</u>
		Systematisk bolting c/c 2 m	B35 E700 Tykkelse 80 mm
D	Tett oppsprukket bergmasse, mildere sprekkeavstand < 0,3 m. Q = 1-4	Sikringsklasse III	
		<u>Bolting</u>	<u>Sprøytebetong</u>
		Systematisk bolting c/c 1,75m	B35 E1000 Tykkelse 100 mm

Spenningsproblematikk kan også klassifiseres med Q-systemet, ved bruk av tabellene til spenningsfaktoren, SRF. Tabellene gjelder for kompetent og massivt berg (NGI, 2015). Utdrag av tabellene til SRF er vist i Tabell 4-4.

Tabell 4-4: Klassifisering av spenningsproblematikk i henhold til Q-systemet, hentet fra NGI (2015). σ_c = enaksial trykkfasthet, σ_1 = største hovedspenning og σ_θ = største tangentialspenning.

Beskrivelse og spenningsproblematikk	σ_c/σ_1	σ_θ/σ_c	SRF
Lave spenninger, nær overflaten, åpne sprekker.	> 200	< 0,01	2,5
Middels spenninger, gunstige spenningsforhold.	200-10	0,01-0,3	1
Høye spenninger, svært tett struktur. Kan være både gunstig og ugunstig for stabiliteten, avhengig av retning på spenninger sammenlignet med sprekke dannelse/svakhetsplan.	10-5	0,3-0,4	0,5-2 2-5
Moderat avskalling etter > 1 time.	5-3	0,5-0,65	5-50
Avskalling og bergslag etter noen minutter.	3-2	0,65-1	50-200
Intens bergslag og umiddelbar dynamisk deformasjon.	< 2	> 1	200-400

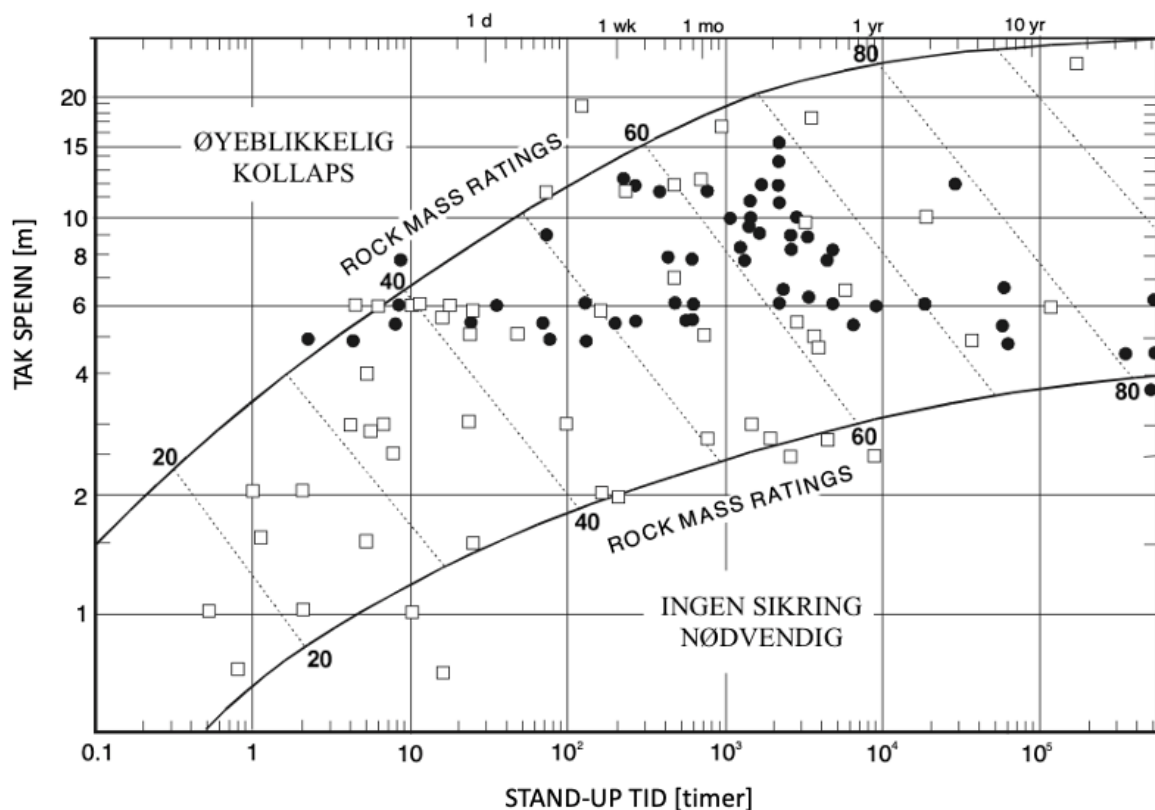
RMR – Rock Mass Rating

RMR er et annet mye brukt ingeniørgeologisk klassifiseringssystem, utviklet av Bieniawski (1973). Systemet baseres på å benytte enkle og målbare parametere, som raskt og enkelt kan bestemmes i felt. Parameterne som inngår i systemet, er:

- 1) Styrke til intakt berg
- 2) RQD (*Rock Quality Designation*)
- 3) Avstand mellom diskontinuiteter
- 4) Sprekkeforhold – inkluderer vurdering av sprekkenes:
 - a. Lengde
 - b. Åpning
 - c. Ruhet
 - d. Fyllmateriale
 - e. Grad av forvitring
- 5) Grunnvannsforhold

I tillegg kan justeringer gjøres avhengig av om diskontinuitetenes orientering er gunstig eller ikke, sammenlignet med anleggets karakter og orientering.

Basert på bergmasseklasse gis et estimat for forventet stå-tid (*stand-up time*) og nødvendig sikring. Diagrammet for å estimere forventet stå-tid er vist i Figur 4-12. I Tabell 4-5 gjengis anbefalt sikring i henhold til RMR-verdi for en hesteskoformet tunnel med bredde på 10 m, og $\sigma_v < 25$ MPa.



Figur 4-12: Stå-tid basert på takspenn til utgraving og RMR-verdi. Diagram modifisert fra Bieniawski (1989).

Tabell 4-5: Sikring i henhold til RMR. Tabellen er utviklet basert på Bieniawski (1989).

Bergmasseklasse	Utgravning	Sikring	
		Bergbolter (20 mm, limte bolter)	Sprøytebetong
1. Veldig godt berg (I) RMR: 81-100	Full-profil utgravning. 3 m fremdrift per salve.	Generelt ikke behov for noen sikring, kun spredt bolting ved behov.	
2. Godt berg (II) RMR: 61-80	Full-profil utgravning. 1-1,5 m fremdrift per salve. Sikring fullføres 20 m fra stuff.	Systematisk bolting i heng, 3 m lange og senter- avstand 2,5 m.	50 mm i heng ved behov.
		Annet: ved behov, bruk wire mesh.	
3. OK berg (III) RMR: 41-60	Utgravning med taks-kive og strossing. 1,5-3 m fremdrift i taks-kive. Start sikring etter hver sprengning, fullfør sikring 10 m fra stuff.	Systematisk bolting, 4 m lange og senteravstand 1,5-2 m i heng og vegger.	50-100 mm i heng, 30 mm på vegger.
		Annet: wire mesh i heng.	
4. Dårlig berg (IV) RMR: 21-40	Utgravning med taks-kive og strossing. 1-1,5 m fremdrift i taks-kive. Start sikring etter hver sprengning, fullfør sikring 10 m fra stuff.	Systematisk bolting, 4-5 m lange og senteravstand 1- 1,5 m i heng og vegg.	100-150 mm i heng, 100 mm på vegger.
		Annet: wire mesh og stålribber (<i>steel ribs</i>) ved behov.	
5. Veldig dårlig berg (V) RMR: < 20	Flere oppdelinger av profilet. 0,5-1,5 m fremdrift i taks-kive. Installer sikring og påfør sprøytebetong så snart som mulig etter sprengning.	Systematisk bolting, 5-6 m lange og senteravstand 1- 1,5 m i heng og i vegger.	150-200 mm i heng, 150 mm på vegger og 50 mm på stuff.
		Annet: wire mesh stålribber ved behov.	

Sikringsanbefalingene i henhold til RMR er, i følge Palmstrøm og Stille (2010), noe utdatert. Blant annet vil moderne sikringstiltak, slik som fiberarmert sprøytebetong, vanligvis erstatte både wire mesh og stålribber.

Forskjellen mellom de to systemene, Q-systemet og RMR, ligger i ulik vektlegging av parameterne, samt noen forskjeller i parameterne som inkluderes (Hoek et al., 1993). Blant annet inkluderer ikke Q-systemet intakt bergstyrke eller orientering til sprekkene. RMR har derimot ingen parameter som sier noe om spenningsforholdene, og i sikringsanbefalingene tas det ikke hensyn til utgravningens spenn eller bruksområde.

Konverteringsformler mellom RMR og Q

Det er utviklet flere konverteringsformler for å relatere de ulike klassifiseringssystemene til hverandre. Gyldigheten til slike konverteringsformler er derimot omdiskutert, og flere mener de ikke bør benyttes (Hadjigeorgiou & Harrison, 2011; Palmstrøm & Broch, 2006). Dette begrunnes særlig med at systemene baseres på forskjellige inngangsparametere, og at det derfor er uklart hvordan den matematiske relasjonen mellom de ulike systemene er funnet.

Til tross for dette, er det ofte nødvendig å benytte seg av konverteringsformler. Et eksempel er hvis sikring skal bestemmes basert på Q-systemet, men det kun finnes data i henhold til RMR. Konverteringsformler kan også være nødvendig ved bruk av numeriske programmer. Ligningene 4-2 og 4-3 viser to konverteringsligninger som er mye anvendt. Ligning 4-2 har, basert på feltprøver, en unøyaktighet på ±50% (Palmstrøm & Stille, 2010).

$$RMR = 9 * \ln(Q) + 44 \quad (4-2) \quad (\text{Bieniawski, 1989})$$

$$RMR = 15 * \log(Q) + 50 \quad (4-3) \quad (\text{Barton, 1995})$$

For numeriske verktøy er det ofte nødvendig å ha GSI verdi som inngangsparameter for å estimere bergmassestyrke. I felt er det derimot vanligst å benytte seg av Q-system for ingeniørgeologisk kartlegging i Norge. Det er foreslått flere ligninger for å knytte de to systemene sammen, to av dem er gitt i Ligning 4-4 og 4-5.

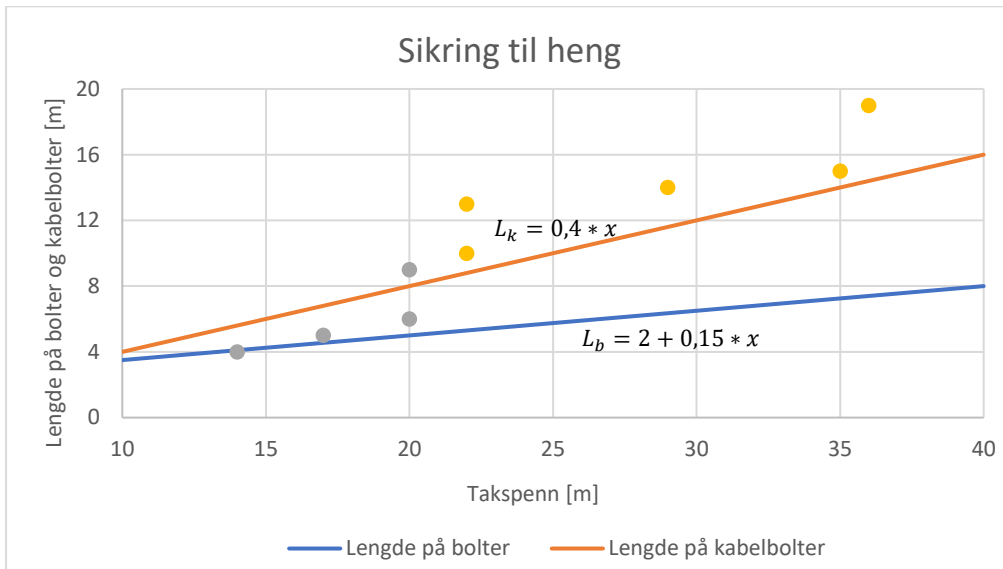
$$GSI = 15 * \log\left(\frac{RQD}{J_n} * \frac{J_r}{J_a}\right) + 50 \quad (4-4) \quad (\text{Barton, 1995})$$

$$GSI = \frac{52 * J_r / J_a}{(1 + J_r / J_a)} + \frac{RQD}{2} \quad (4-5) \quad (\text{Hoek et al., 2013})$$

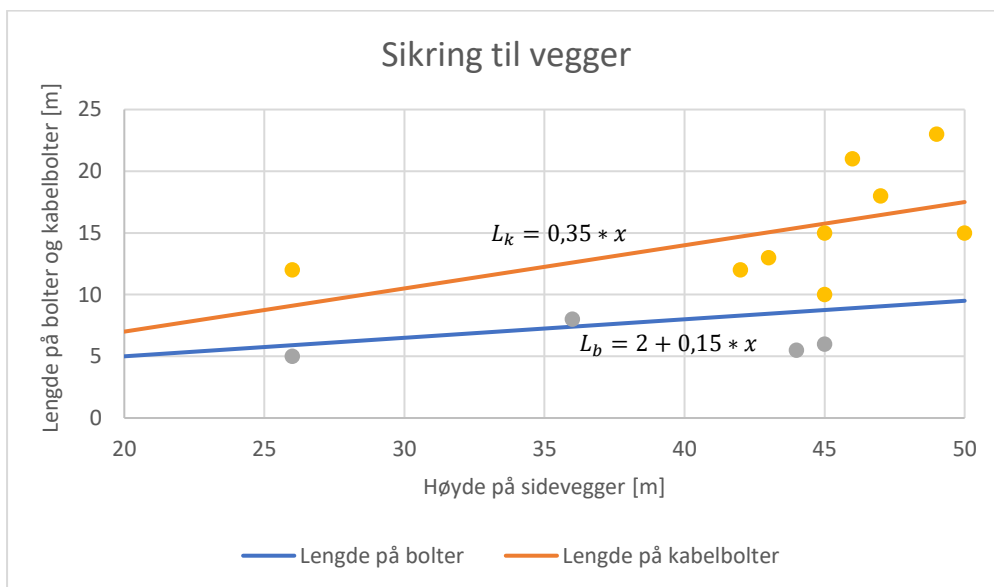
Det er blitt påpekt at ettersom GSI baseres på mer beskrivende inngangsdata, enn for eksempel Q-systemet, er det vanskelig å lage gode korrelasjoner mellom systemene (Palmstrøm, 2009). I en vurdering av ulike metoder for å bestemme GSI, konkluderer Vásárhelyi et al. (2016) med at de vurderte konverteringsformlene gir varierende resultater, og bør brukes med forsiktighet. I samme artikkel anbefales det at GSI bestemmes basert på feltobservasjoner av erfarne ingeniørgeologer, og ikke ved hjelp av konverteringsformler.

Empirisk metode for bestemmelse av boltelengde

Hoek (2006) har, basert på erfaringer fra store fjellhaller, utviklet empiriske formler for å bestemme bolte- og kabelengder i tak og vegger til store fjellhaller. Ligningene er fremstilt grafisk i Figur 4-13 og 4-14, der det også er inkludert erfaringsdata fra eksisterende fjellhaller, vist som punkter. Erfaringsdataen er hentet fra prosjekter lokalisert over hele verden. X i ligningene i Figur 4-13 og 4-14, står for henholdsvis takspenn og vegghøyde.



Figur 4-13: Dimensjoneringsligninger for å bestemme nødvendig lengde på bolter (L_b) og kabelbolter (L_k) for sikring av tak i store fjellhaller. Figur fremstilt basert på Hoek (2006).



Figur 4-14: Dimensjoneringsligninger for å bestemme nødvendig lengde på bolter (L_b) og kabelbolter (L_k) for sikring av vegger i store fjellhaller. Figur fremstilt basert på Hoek (2006).

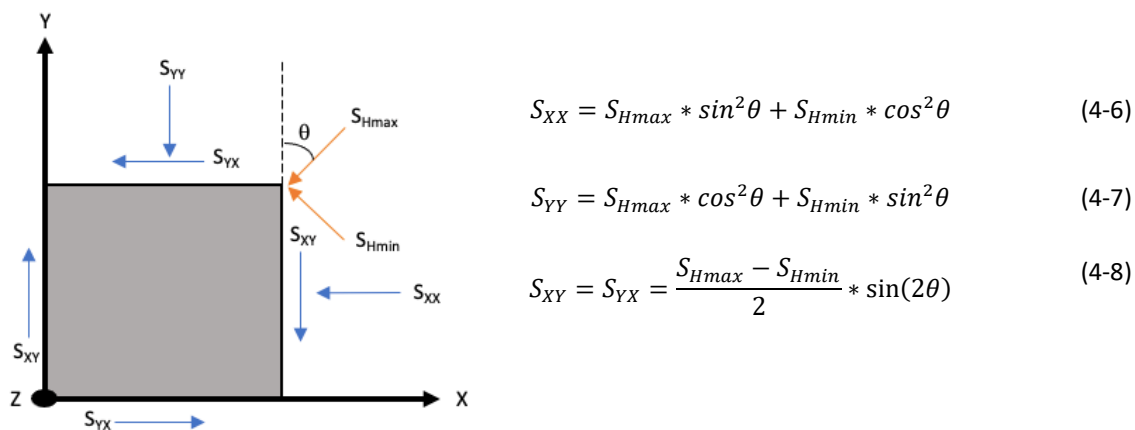
4.4.2 Analytiske metoder

Analytiske metoder baseres på analyse av spenninger og deformasjoner som oppstår i berg når det gjøres utgravninger (Bieniawski, 1984). Som vist i Figur 4-10, inkluderer analytiske metoder fysiske-, matematiske- og numeriske modeller. Analytiske ligninger og metoder baseres ofte på idealisert materialeegenskaper og oppførsel, og kan generelt kun håndtere forenklede situasjoner fra virkeligheten (Palmstrøm & Stille, 2007). Analytiske metoder bør derfor kun brukes som et verktøy for å forstå prosesser og responser, fremfor som en representasjon av virkeligheten.

Videre vil et utvalg av anerkjente og mye brukte analytiske metoder presenteres. Det vektlegges metoder for vurdering av stabilitetsproblemer og bergsikringsparametere som antas relevante for utforming og sikring av en fjellhall under forholdene på Huseby.

Analytiske metoder for å beregne spenninger og vurdere spenningsrelaterte problemer

Spenningene som virker på et utgravd bergrom kan beregnes basert på de insitu spenningenes størrelse og orientering. Ligninger (4-6 til 4-8) og skisse av prinsippet er vist i Figur 4-15. I figuren og ligningene viser S_{Hmax} og S_{Hmin} til henholdsvis største og minste horisontalspenning, og θ er vinkelen mellom største horisontalspenning og lengdeaksen til tunnel (Panthi & Basnet, 2019).

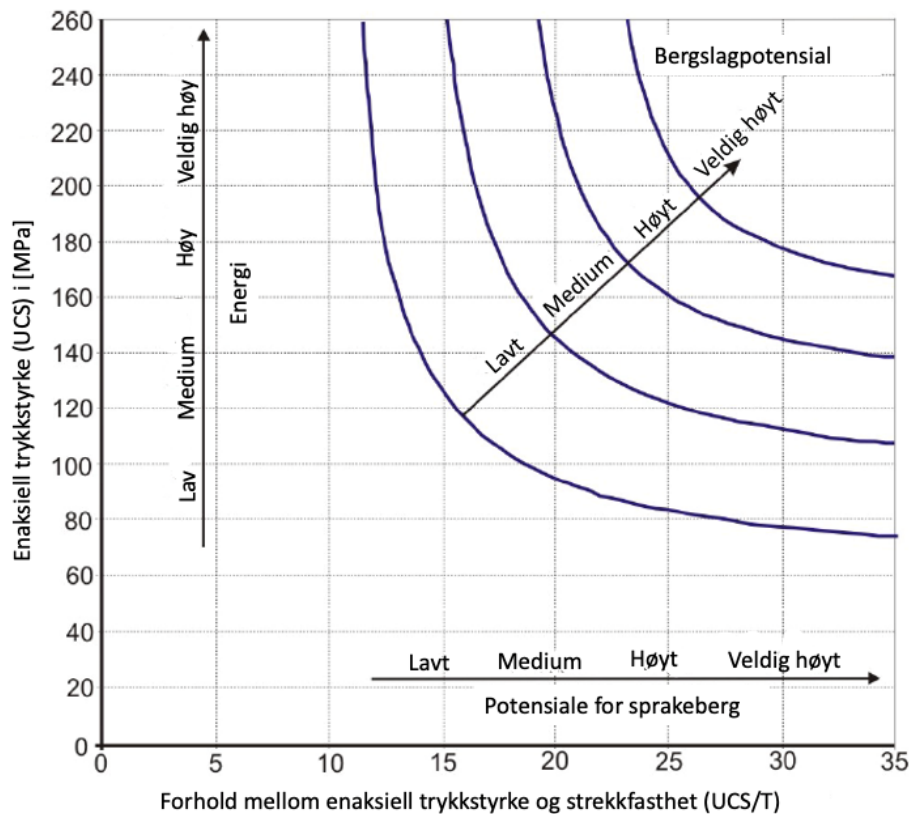


Figur 4-15: Geometri og prinsippskisse, samt ligninger (4-6 til 4-8), for beregning av spenninger som virker på et tunnelverrsnitt. Figur basert på, og ligninger hentet fra, Panthi og Basnet (2019).

Ustabilitet kan oppstå som følge av at spenningene rundt utgravningen overstiger bergmassens styrke. For å kunne forutse spenningsindusert ustabilitet, er det derfor nødvendig å kjenne til størrelsen på tangensialspenningene rundt utgravningen. Avhengig av om det er isotrope eller anisotrope spenningsforhold, kan Kirsch's ligninger, presentert i kapittel 3.2, Ligning 3-3 til 3-6, benyttes. Kirsch's ligninger ble publisert allerede i 1898, og regnes som en av de tidligst utviklede analytiske metodene innen bergmekanikk (Hoek, 2006). Ligningene er senere blitt videreutviklet til også kunne håndtere bergåpninger med ikke sirkulær form (Hoek & Brown, 1980), Ligning 3-7 og 3-8.

Når størrelsen på de induserte spenningene er kjent, kan de brukes til å vurdere fare for spenningsrelatert ustabilitet. Dette kan være i form av bergslag (*rockburst*), sprakeberg (*rockspalling*) eller sammenpressing (*squeezing*), avhengig av bergmassens karakter (se Tabell 3-2). Ettersom bergmassen på Huseby, som skal brukes som utgangspunkt for videre analyser, er sterk og sprø, fokuseres det videre på ustabilitet i sprø bergmasser.

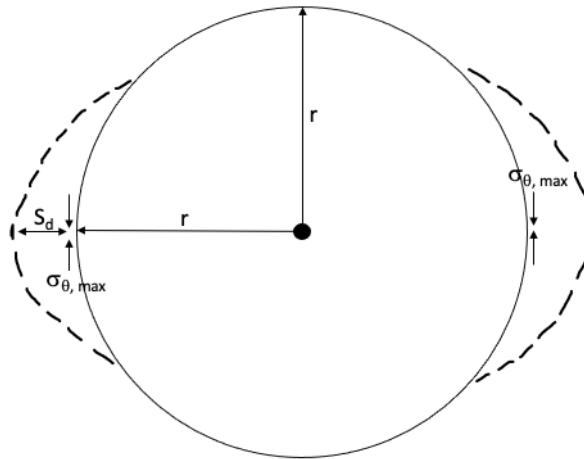
Diederichs (2007) presenterte en metode for å forutse bergslag og sprakeberg. Metoden ser på forholdet mellom det intakte bergets enaksiale styrke (UCS) og strekkfasthet (T). Ved bruk av diagrammet vist i Figur 4-16, kan potensiale for bergslag, sprakeberg og forventet energi ved brudd estimeres. Forventet energi sier noe om hvor kraftig og omfattende spenningsbruddet vil være (Panthi, 2017).



Tabell 4-16: Klassifisering av potensiale for sprakeberg og bergslag basert på forholdet UCS/T og UCS. Diagram modifisert fra Panthi (2017).

For sprakeberg er det også relevant for stabilitet og stabilitetssikring å vite utbredelse til ustabiliteten som oppstår, altså hvor dypt bruddet strekker seg inn i bergmassen. Martin og Christiansson (2009) har presentert en analytisk metode for å vurdere dette, gjengitt i Ligning 4-9. I ligningen er S_d utbredelsen til ustabiliteten [m], r er radius til bergåpning [m] og σ_{sm} er bergmassens sprake-styrke (*spalling strength*) [MPa]. Ligningen tar utgangspunkt i en sirkulær tunnel, og S_d måles fra tunnelkonturen, som vist i Figur 4-17. For krystalline bergarter ligger bergmassens sprake-styrke mellom 0,4-0,6 av det intakte bergets enaksiale trykkstyrke (Panthi, 2017).

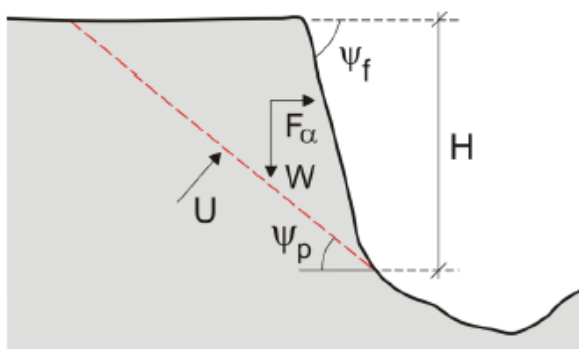
$$S_d = r * (0,5 * \frac{\sigma_{\theta,max}}{\sigma_{sm}} - 0,52) \quad (4-9) \quad (\text{Martin \& Christiansson, 2009})$$



Figur 4-17: Sirkulær tunnel med radius (r), og utbredelse av brudd (S_d), målt fra tunnelkonturen. Figur utviklet basert på Martin og Christiansson (2009).

Ved lave spenninger, kan det oppstå problemer med blokkfall. Dette gjelder særlig for anlegg som har lite overdekning, og/eller lav innspenning. For å beregne fare for blokkfall og vekten av ustabile blokker, kan det benyttes likevektsberegninger (*Limit-equilibrium methods*). Statistiske likevektsberegninger er en velkjent metode innen bergmekanikk, og brukes særlig til å vurdere stabiliteten til bergskråninger, men kan også brukes til å vurdere ustabile kiler i tunnel.

I Figur 4-18 vises kreftene som inngår i likevektsberegninger av en bergskråning. Basert på kreftene som virker, kan en sikkerhetsfaktor (FS) beregnes for å vurdere om de drivende kreftene er høyere eller lavere enn de stabiliserende kreftene, se Ligning 4-10. Det kan forventes ustabilitet dersom sikkerhetsfaktoren er lavere enn 1, altså dersom de drivende kreftene er størst (Nilsen, 2017).



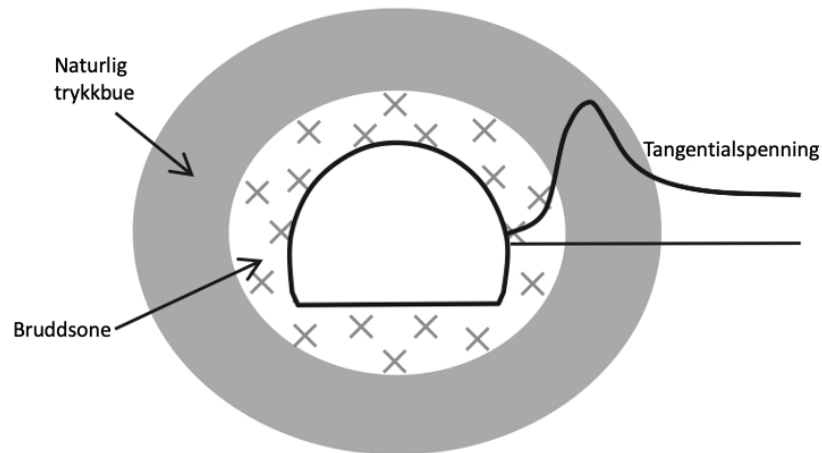
$$FS = \frac{\text{stabiliserende krefter}}{\text{drivende krefter}} \quad (4-10)$$

Figur 4-18: Prinsippskisse for likevektsberegning av en bergskråning. Figur hentet fra Nilsen (2017). I figuren er H = høyde til skråning, ψ_f = vinkel til skråningen, ψ_p = helning for mulig glideplan, W = vekt av mulig rasmateriale, U = vanntrykk og F_α = seismisk kraft.

For å vurdere fare for blokkfall og kiledannelse i underjordiske anlegg, kan det numeriske verktøyet Unwedge, del av programvaren Rocscience, benyttes. Unwedge vil presenteres nærmere i kapittel 4.4.3, men analysen går ut på å beregne sikkerhetsfaktor for mulige kiler i et berganlegg.

Analytiske metoder for sikringsdimensjonering

Som forklart av Li (2017), vil det ved utgraving av et bergrom oppstå en bruddsone og en naturlig trykkbue rundt åpningen. Figur 4-19 er en forenklet skisse som viser dette. Bruddsonen medfører plastisk materialoppførsel rundt bergrommet, noe som gjør at de høyeste tangentialspenningene lokaliseres utenfor bruddsonen (forklart nærmere i kapittel 3.2). Utbredelsen til bruddsonen vil være avhengig av geometrien til åpningen, spenningsfeltet og styrken til bergmassen (Martin et al., 1998).



Figur 4-19: Prinsippskisse av hvordan berggrunnen rundt en utgraving påvirkes. Figur modifisert fra Li (2017).

Basert på tykkelsen til bruddsonen, kan nødvendig boltelengde bestemmes ved hjelp av Ligning 4-11. Ligningen gjelder for tilfeller med begrenset bruddsone, der intakt berg kan nås med bergbolter. Metoden baseres på at boltene skal være forankret i minst 1 m stabilt fjell (Li, 2017). I ligningen er L_b = boltelengden [m] og d_f = tykkelsen på bruddsonen [m].

$$L_b \geq d_f + 1 \quad (4-11) \quad (\text{Li, 2017})$$

Enkle dimensjoneringsligninger kan benyttes som veiledende utgangspunkt for å bestemme boltelengder i tunneler og bergrom. Ligningene 4-12 til 4-15 viser noen eksempler for å bestemme boltelengder. I ligningene er L_b = boltelengde [m], D_t = diameter eller spenn til tunnel [m], D_b = blokkdiameter [m] og W_t = høyde til tunnelvegger [m]. Det er viktig å huske at dimensjoneringsligningene kun er veiledende, og at sikringen alltid må tilpasses de stedlige forholdene (NFF, 2020; Schach & Garshol, 1973).

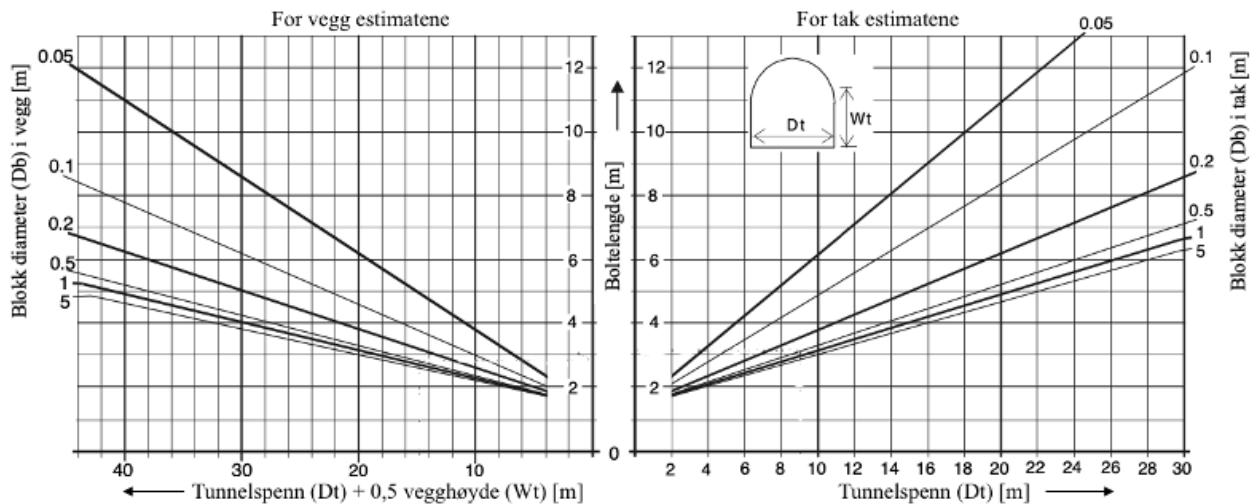
Ligning 4-12 er utviklet for tunneler, avhenger kun av tunnelens spenn og antar ikke forspente bolter. Ligning 4-13 avhenger også kun av tunnelens spenn, men antar forspente bolter. Er boltene forspente bør også forholdet mellom boltelengde og -avstand vurderes, og bør ikke være mindre enn 2 (Jorstad, 1967). Ligning 4-12 og 4-13 er semi-analytiske, ved at de er utviklet basert på teori og erfaringer fra forsøk (Schach & Garshol, 1973). Ligning 4-14 og 4-15 ble foreslått av Palmström (2000) og tar, i tillegg til bergrommets geometri, også hensyn til blokkdiameteren. Figur 4-20 viser grafisk fremstilling av Ligning 4-14 og 4-15.

$$Lb = 1,4 + 0,184 * Dt \quad (4-12) \quad (\text{Schach \& Garshol, 1973})$$

$$Lb = 1,6 * \sqrt{1 + 0,012 * Dt^2} \quad (4-13) \quad (\text{Jorstad, 1967})$$

$$Lb_{roof} = 1,4 + 0,16 * Dt * \left(1 + \frac{0,1}{Db}\right) \quad (4-14) \quad (\text{Palmström, 2000})$$

$$Lb_{wall} = 1,4 + 0,08 * (Dt + 0,5 * Wt) * \left(1 + \frac{0,1}{Db}\right) \quad (4-15) \quad (\text{Palmström, 2000})$$



Figur 4-20: Grafisk presentasjon av Ligning 4-14 og 4-15. Boltelengde for vegger (til venstre) og tak (til høyre). Diagram modifisert fra Nilsen og Palmström (2000).

Bolteavstand ved systematisk bolting er oftest mellom 1-2,5 m i Norge (NFF, 2020). På samme måte som for boltelengde, vil faktisk bestemmelse av bolteavstand være avhengig av de stedlige forholdene, med særlig vekt på grad av oppsprekking. En tommelfingerregel for bergmasse med gjennomsnittlig sprekkeavstand (e) mellom 0,3-1 m, er at bolteavstanden kan bestemmes ved hjelp av Ligning 4-16. Ifølge ligningen, bør bolteavstanden være 3 til 4 ganger så stor som gjennomsnittlig sprekkeavstanden. Valg av bolteavstand er i praksis svært erfaringsbasert, og må alltid vurderes i felt ut fra bergforholdene.

$$s = (3 - 4) * e \quad (4-16) \quad (\text{Li, 2017})$$

I Norge er det vanlig praksis å benytte fiberarmert sprøytebetong i kombinasjon med bergbolter. Dette gir et fleksibelt sikringsystem som kan tilpasses de fleste berggrunnsforhold (NFF, 2020). Sprøytebetong inngår som regel i den permanente sikringen, og er viktig for å sikre bestandighet over tid, tilstrekkelig sikringsnivå og levetid til anlegget. Bergrom og tunneler i Norge har et minste krav om 80 mm tykkelse på sprøytebetong, men dette øker blant annet når dimensjonene til anlegget øker (Statens Vegvesen, 2021).

4.4.3 Numeriske modeller

Numerisk modellering inkluderer alle typer beregninger som baseres på numerisk løsning av komplekse differensialligninger (Palmstrøm & Stille, 2010). Metoden baseres på diskretisering av et domene i et stort antall enkeltelementer, og finne en iterativ løsning ved bruk av repetitive beregninger på en datamaskin. Med tiden er det utviklet flere ulike numeriske metoder. Disse kan deles i tre typer metoder; kontinuerlige, diskontinuerlige og hybride. Hvilken metode som er mest gunstig å anvende vil være avhengig av prosjektspesifikke faktorer. I følge Jing og Hudson (2002) er det problemets størrelse og sprekkesystemets geometri som er de mest avgjørende faktorene for valg av metode (Tønnesen, 2021).

Rocscience RS2 og RS3

For stabilitetsanalysen er det valgt å benytte RS2 11.013 og RS3 4.004 som er del av programvaren Rocscience. Rocscience ble grunnlagt i 1996, og ble utviklet for å analysere, designe og visualisere problemer innen gruve- og anleggsindustrien (Rocscience, 2021a). Både RS2 og RS3 er endelig element metoder (FEM), i henholdsvis to- og tre-dimensjoner.

FEM er den mest brukte metoden innen modellering av berggrunnen (Jing & Hudson, 2002). Dette skyldes metodens fleksibilitet og evne til å håndtere komplekse grenseforhold og material-egenskaper. Det er derimot viktig å være observant på metodens begrensninger. Blant annet er metoden mest passende for bergmasser som kan betraktes som kontinuerlig eller fullstendig oppsprukken. I tillegg er det viktig at store sprekkeåpninger og/eller utfall/rotasjon av enkeltblokker, ikke er en sentral del av stabilitetsanalysen (Jing, 2003). FEM har også en begrensning ved at store og komplekse modeller krever svært stor datakapasitet, noe som bør tas hensyn til ved utforming av modeller (Tønnesen, 2021).

For stabilitetsanalysen vil det fokuseres på tre inngangsparameterkategorier:

1) Lastforhold

Spenningsfeltet kan defineres som enten konstant eller gravitasjonskontrollert. Konstante spenningsforhold defineres ved hjelp av største- og minste hovedspenning, samt vertikalspenning. Et gravitasjonskontrollert spenningsfelt blir beregnet basert på valgt terrengoverflate

2) Materialegenskaper

a) Initiale forhold: velges basert på om belastningen på enkeltelementene avhenger av materialets tetthet og/eller det definerte spenningsfeltet.

b) Stivhet: inkluderer Poissons forholdstall og E-modulus. Her kan retningsavhengighet defineres, eksempelvis dersom materialet har like egenskaper i alle retninger, velges isotropisk oppførsel.

c) Styrkeegenskaper: her kan materialtype og bruddkriterium velges. Under materialtype skilles det mellom elastisk og plastisk materiale. Elastisk materiale kan ikke gå i brudd, men benyttes for å beregne og vurdere styrkefaktoren til materialet. Plastiske materialer kan gå i brudd, og residualverdier for etter-brudd-oppførsel må også legges inn (Rocscience, 2021b). De mest brukte elastisk/plastisk bruddkriteriene er Mohr-Coulomb, Hoek-Brown og generalisert Hoek-Brown som er omtalt tidligere.

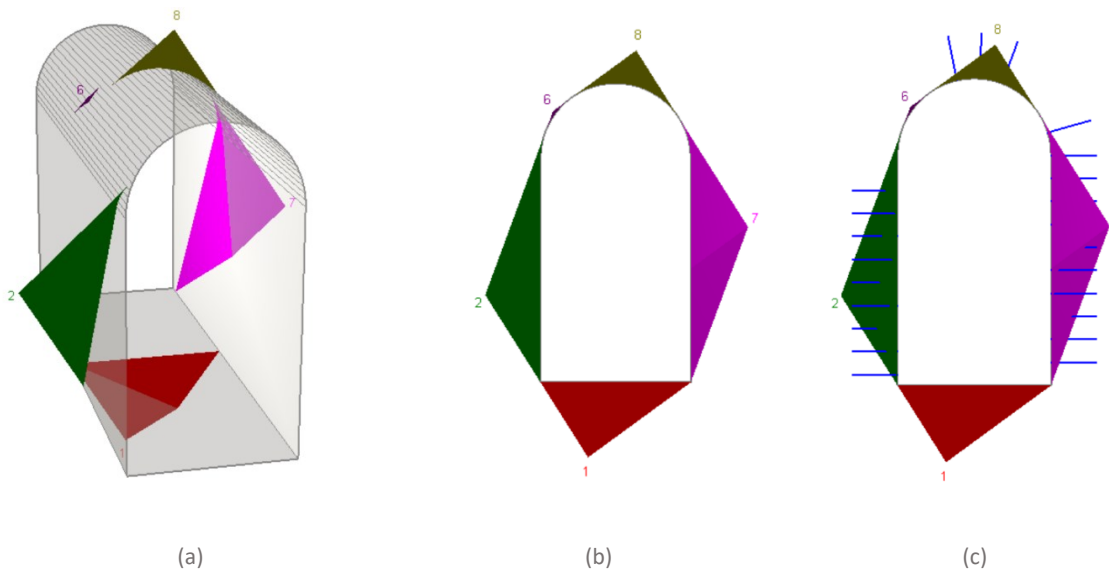
3) Sikringsegenskaper

Sikring vil kun analyseres i RS2, ikke i RS3. RS2 tillater et bredt spekter av sikringstyper og materialtilpassinger. De to hovedkategoriene for sikring er bolter og sprøytebetong (Rocscience, 2021b).

Unwedge

For å vurdere fare for kiledannelse og blokkfall benyttes det numeriske verktøyet Unwedge 5.008, også del av Rocscience programvaren. Unwedge utfører tredimensjonale analyser av underjordiske anlegg, for å vurdere geometri og stabilitet med tanke på strukturelle diskontinuiteter (Rocscience, 2021c), se Figur 4-21. Analysen baseres på fire hovedsteg:

- 1) Bestemme fall og fallretning for de aktuelle sprekkesettene
- 2) Identifisere mulige kiler
- 3) Beregne sikkerhetsfaktor
- 4) Beregne/designe nødvendig bergsikring (vil ikke gjøres i analysen)



Figur 4-21: Eksempel på grafisk fremstilling av et bergrom i Unwedge.

Kilene som analyseres må være dannet av tre kryssende diskontinuiteter, slik at det dannes tetraedere (se formen på kilene i Figur 4-21). Programvaren kan kun analyseres tre sprekkesett samtidig. Dersom det er flere sprekkesett, må alle mulige sprekkekombinasjoner testes for å fange opp alle mulige kiler. Analysen kan gjøres både med og uten spenningsfelt. Standard innstilling er at analysen kjøres uten spenningsfelt, slik at det kun er gravitasjonskraften som virker på blokkene. Dette gir generelt et konservativt resultat, og ved å påføre spenningsfelt vil som regel sikkerhetsfaktoren til blokkene øke (Rocscience, 2021c).

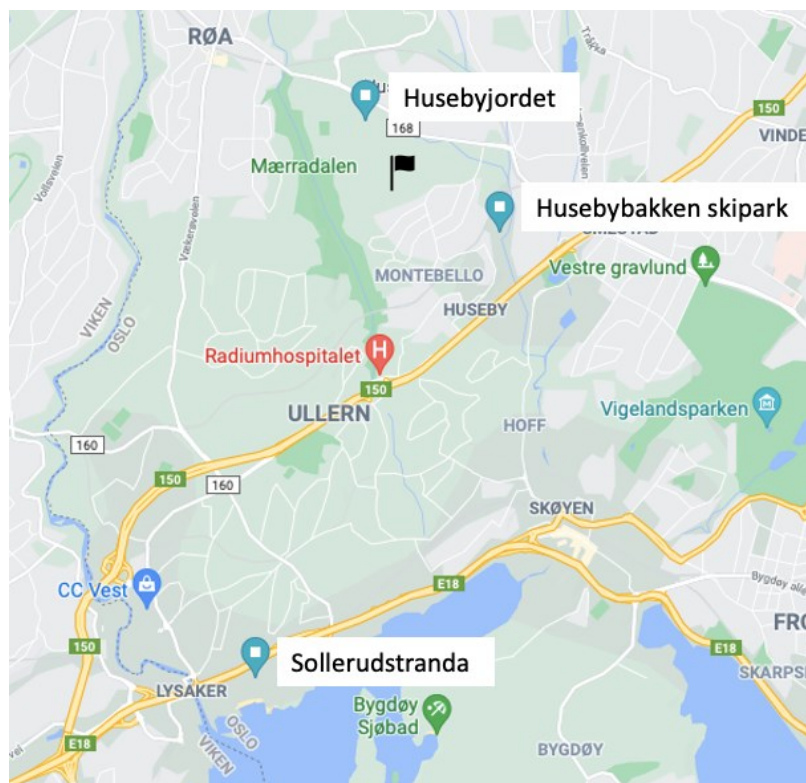
Analysen av fjellhallen i Unwedge gjøres deterministisk, altså antas alle inngangsparameterne kjente, og med konstante verdier (Park & West, 2001). I Unwedge er det også mulig å gjøre analysen med statistiske fordelinger som inngangsparametere for ulike egenskaper. Dette vil derimot ikke være aktuelt for oppgaven.

5. Prosjekt E8 – Forberedende arbeider

5.1 Presentasjon av prosjektet

Som en del av den nye reservevannforsyningen som skal etableres i Oslo, skal det bygges fjellhaller til å huse et nytt vannbehandlingsanlegg. Entreprisen for fjellhallene går under E8 – Forberedende arbeider, der Vann og Avløpsetaten i Oslo er byggherre, og Skanska Norge AS er entreprenør. Arbeidet har pågått siden høsten 2020, og forventes å ferdigstilles i løpet av 2024 (Tønnesen, 2021).

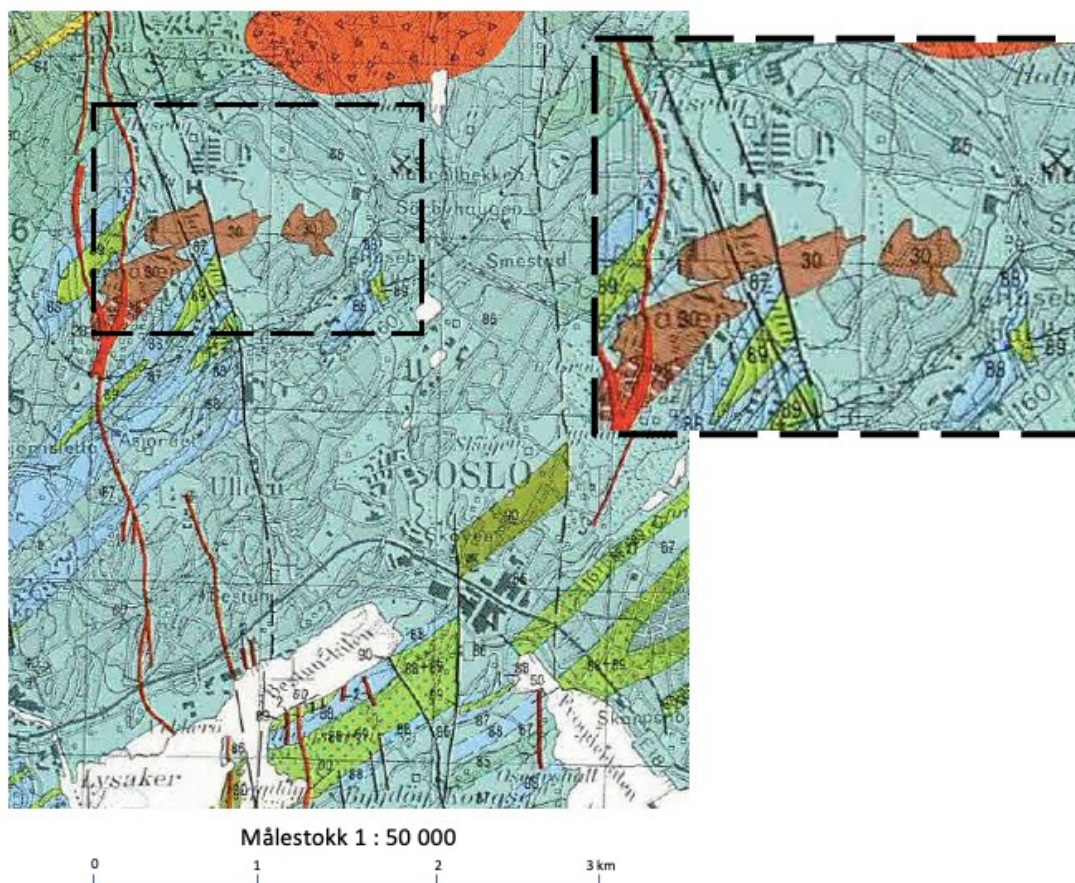
Entreprisen er en utførelsesentreprise, og inkluderer bygging av fjellhaller på Huseby, samt tre store adkomsttunneler med påhugg lokalisert som vist i Figur 5-1 (Oslo kommune, 2020a). Fjellhallene, som det skal fokuseres på videre i oppgaven, ligger under Husebyskogen (Oslo kommune, 2020b), markert med flagg på Figur 5-1. Huseby ligger omtrent 4 km nordvest for bysenteret i Oslo. Nærmiljøet er preget av tett bebyggelse, samt andre tunneler og infrastruktur som må tas hensyn til (Tønnesen, 2021).



Figur 5-1: Oversiktskart over etablerte riggområder. De blå merkene indikerer påhugg, og det svarte flagget viser Husebyskogen. Utklipp av oversiktskart hentet fra Google Maps.

Geologi

Geologisk sett er Huseby plassert i det komplekse Oslofeltet. Figur 5-2 viser et kartutsnitt fra NGU's berggrunnskart over Asker i målestokk 1:50.000, der det aktuelle området er uthevet (Naterstad et al., 1990). Oslofeltet er et unikt geologisk område, med bergarter av varierende alder og opphav. Regionen inkluderer både grunnfjellsbergarter fra prekambrium, samt de yngste bergartene i landet; magmatiske bergarter fra karbon og perm (Broch, 2016). Den unike petrologien, samt en serie av normalforkastninger fra kontinental rifting, gjør at feltet skiller seg fra den omkringliggende berggrunnen (Tønnesen, 2021).



Figur 5-2: Kartutsnitt fra NGU's berggrunnskart over Asker, målestokk 1:50.000, hentet fra Naterstad et al. (1990). De rødlige bergartene indikerer gang- og dypbergarter, hovedsakelig gabbro og monzodioritt fra karbon, perm og trias. De blå og grønne bergartene er sedimentære bergarter fra kambrosilur, hovedsakelig skifer, kalkstein og knollekalk i veksling.

En konsekvens av den varierte og komplekse geologiske historien til Osloområdet, er at berggrunnen er svært sammensatt (Ramberg et al., 2013). De sedimentære lagrekkene fra kambrosilur har etter avsetning blitt foldet under fjellkjedefoldning, og senere blitt gjennomskåret av magmatiske ganger og magmakropper som trengte gjennom jordskorpa ved kontinental rifting. Riftingen skapte også normalforkastninger som forskyvde lagrekkene og dannet knusningssoner av varierende størrelse. De store magmakroppene som steg opp, brøt enten ut fra jordskorpa som aktive vulkaner, eller ble liggende i berggrunnen (Larsen et al., 2013). Blant annet nær Huseby, førte varme magmakropper i grunnen til omdannelse av de nærliggende bergartene ved kontaktmetamorfose. Den mest utbredte bergarten dannet ved kontaktmetamorfose er hornfels, som har leirskifer og vulkanske bergarter som kildebergart (Tønnesen, 2021).

5.2 Forventet bergmasse

Fjellhallen det skal sees nærmere på har to tverrsnitt, der det første er størst og vil refereres til som del A. Innen 23.03.22 er del A ferdig drevet. Under driving har bergmassen blitt kartlagt og klassifisert av VAV Oslo og Skanska Norge AS i Bever Mapping. Data fra Bever Mapping vil brukes som utgangspunkt for å beskrive berggrunnen på Huseby. Bergmasseklassifisering er gjort ved bruk av Q-systemet, klassifiseringsskjemaet er lagt ved i Vedlegg A2. I Tabell 5-1 oppsummeres gjennomsnittlige Q-parametere, samt høyeste og laveste registrering.

Tabell 5-1: Q-parametere for del A av hallen. Basert på data hentet fra Bever Mapping.

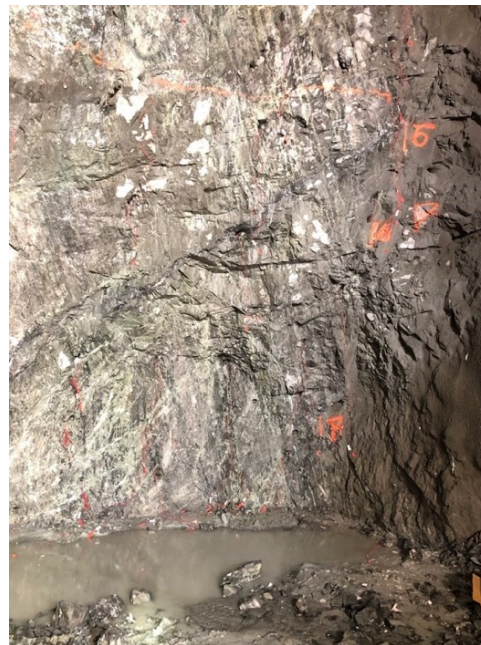
Parameter	Gjennomsnittsverdi	Høyest registrert	Lavest registrert
RQD	71,47	80	60
J _n	6,18	9	6
J _r	1,50	1,5	1,5
J _a	1,15	1,5	1
J _w	1,00	1	1
SRF	1,00	1	1
Q	15,91	20	10

Det er registrert hornfels som hovedbergart for alle salvene, med innslag av intrusivganger. Intrusivgangene er for det meste kartlagt til å være diabas, men rombeporfyrr og mænaitt forekommer også. De kartlagte parameterne i Q-systemet varierer generelt lite. Sprekkesett tallet (J_n) er registrert som 6 for alle utenom 1 salve, altså er det 2 gjennomgående sprekkesett, samt tilfeldige sprekker. Sprekkeruheten (J_r) er satt til 1,5 for alle salvene, noe som tilsier ru, ujevne og plane sprekkeflater.

Ved anleggsbesøk 23.03.22 ble bergmassen i den aktuelle hallen befart. Det meste av veggene i hallen var dekket med sprøytebetong, utenom området vist på bilde 1 i Figur 5-3. På bildet vises den karakteristiske hornfelsbergarten for området. Det er generelt lite sprekker, og sprekkeflater som er der er tette, plane og ru. Bilde 2 i Figur 5-3, er hentet fra en tidligere drevet stoff for å vise hvordan bergmassen er preget av korte, uregelmessige sprekker. Store deler av tunnelanlegget er drevet i hornfels, som for det meste er kartlagt med RQD mellom 70-90. Unntakene er ved kryssing av svakhetssoner, der det er kartlagt tettere oppsprekking. At RQD blir kartlagt som høy, til tross for oppsprekkingen vist i bilde 2, kommer av at sprekkeflater er tette, de er ikke gjennomgående og innspenningen er god.



Bilde 1



Bilde 2

Figur 5-3: Bilder tatt i felt. Bilde 1 er fra en vegg i den aktuelle hallen, og bilde 2 er fra en tidligere drevet stoff, med samme bergart som hallen drives i.

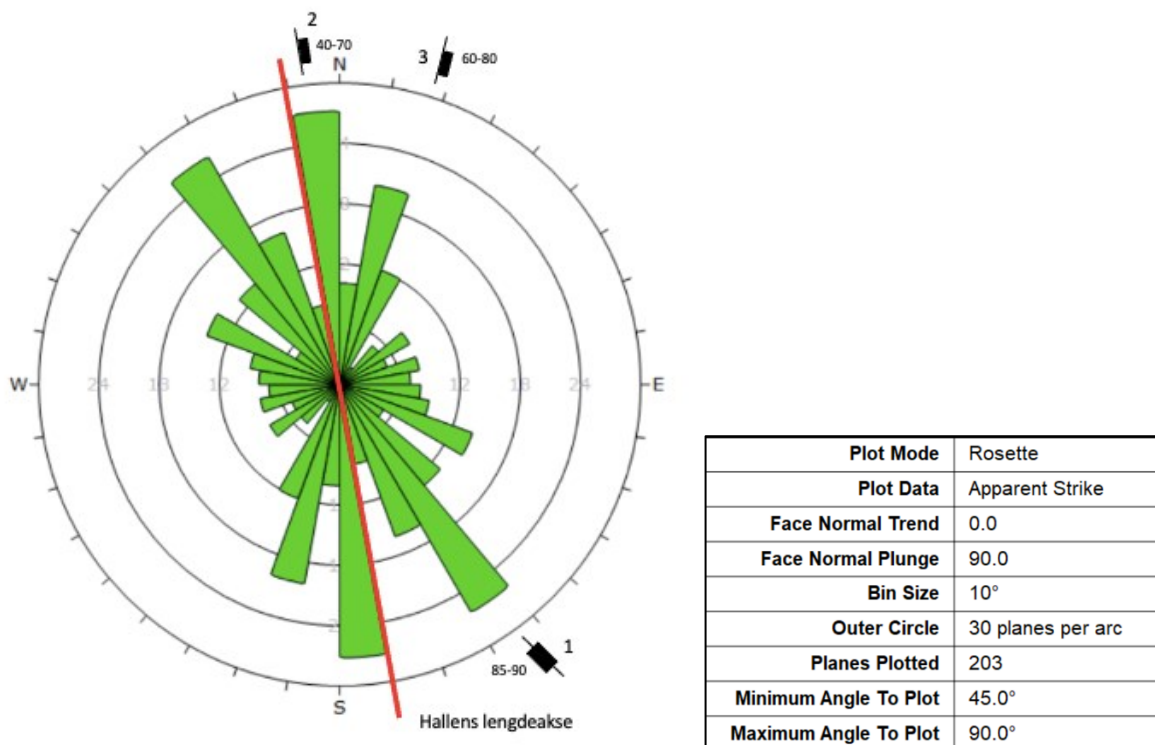
Under forundersøkelsene til prosjektet ble det gjort omfattende laboratoriumsarbeid for å kartlegge de bergmekaniske egenskapene til berggrunnen. De bergmekaniske testene ble utført av SINTEF, og resultatene er presentert i «Datarapport, laboratorietester av berg», åpen rapport (Multiconsult et al., 2019). Tabell 5-2 oppsummerer gjennomsnittsverdiene for de bergmekaniske egenskapene til hornfels (se Vedlegg A3 for alle labresultatene). Hornfels ble totalt registrert i 5 borhull. Strekkfasthet er basert på resultater fra Brasil test, som er et indirekte mål for strekkfasthet.

Tabell 5-2: Bergmekaniske egenskaper til hornfels basert på laboratoriumsarbeid under forarbeidet. Hentet fra Multiconsult et al. (2019).

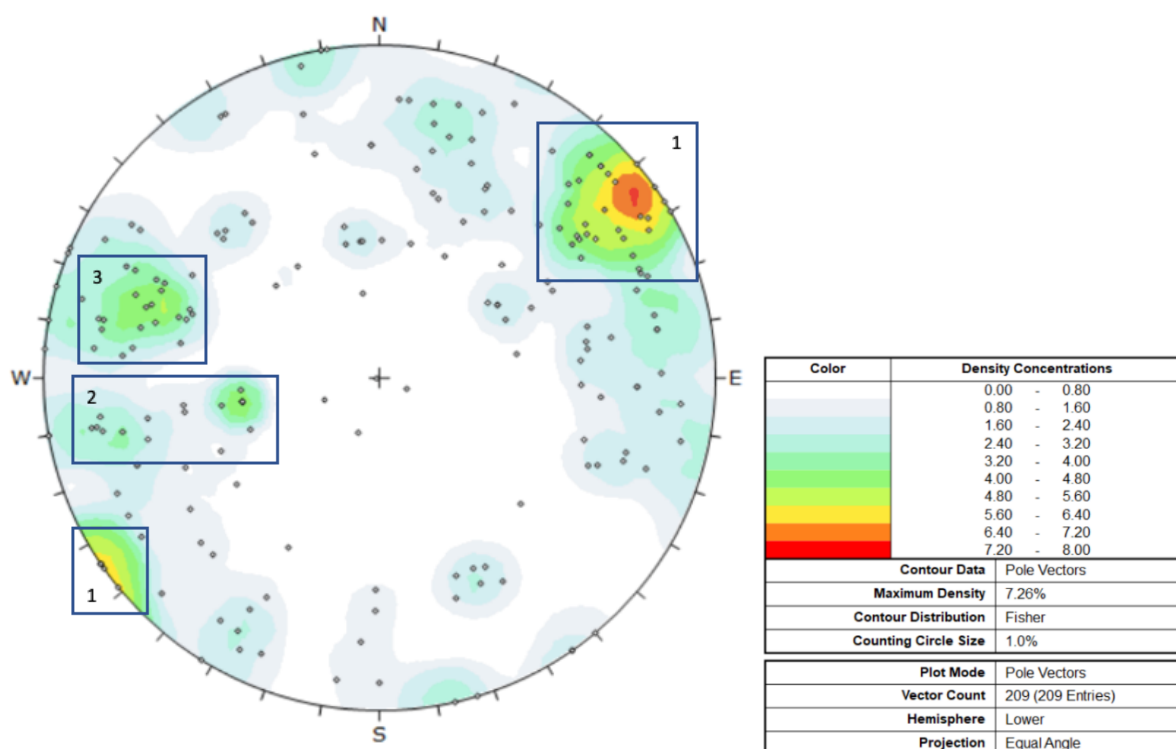
Tetthet [kg/m ³]	E-Modul [GPa]	Poissons forholdstall	UCS [MPa]	Bruddvinkel [°]	Strekkfasthet [MPa]
2880	83,9	0,2406	219,48	17	16,55

Sprekkesett

Under driving av den aktuelle hallen ble det, i tillegg til bergmasseklassifisering i henhold til Q-systemet, gjort sprekkeregistreringer i Bever Mapping. 209 sprekker er registrert i hallen, beskrevet med strøk (i henhold til venstrehånds-regelen) og fall. Ved hjelp av Dips, en del av programvaren Rocscience, er det fremstilt sprekkeroser og polplott av sprekkemålingene, vist i henholdsvis Figur 5-4 og 5-5.



Figur 5-4: Sprekkerose for sprekkemålinger gjort i hallen under driving. Sprekkerosen er fremstilt ved hjelp av Dips og basert på sprekkeregistreringer i Bever Mapping. Det er markert tre dominerende sprekkesett med tilhørende fall. Hallens lengdeakse er markert med rød linje.



Figur 5-5: Polplott av sprekkemålingene fra hallen, fremstilt ved hjelp av Dips. De tre sprekkesettene identifisert fra sprekkerosen er markert.

Fra sprekkerosen og polplottet identifiseres det tre sprekkesett:

1. Strøk (venstre hånd) 140-150°, fall 85-90°
2. Strøk (venstre hånd) 350°, fall 40-70°
3. Strøk (venstre hånd) 20°, fall 60-80°

Feltkartlegging

Høsten 2021 ble det utført egne geologiske kartlegginger i tunnel ved tre ulike tunnelstuffer. Tabellene, bildene og kommentarene til kartleggingene er hentet, og videreutviklet, fra prosjektoppgaven levert høsten 2021 (Tønnesen, 2021). Tunnelstoffene som ble kartlagt ligger i nærhet til fjellhallen. Q-vurderingen er gjort ved hjelp av klassifiseringsskjemaet lagt ved i Vedlegg A2. Skjema benyttet for RMR-vurderingen er lagt ved i Vedlegg A4.

311-1

I Tabell 5-3 og 5-4 vises kartlagte RMR- og Q-parametere for en stoff i tunnel 311-1. Utfylt kartleggingsskjema kan sees i Vedlegg A5. Bildene i Figur 5-6 viser den kartlagte stoffen. Hovedbergarten er kartlagt som hornfels. Hornfels har et karakteristisk zebamønster med mørke og lyse striper i veksling, som følge av kontaktmetamorfose. I tillegg er det to lysere bergganger på stoff. Det observeres også at borpipene i heng er godt synlig, noe som indikerer hardt berg. Sikringsklasse er basert på et tunnelspenn på 10 m og ESR = 1.

Tabell 5-3: RMR-vurdering, tunnelstuf 311-1.

RMR vurdering		
Styrke til intakt berg		14
RQD		16
Sprekkeavstand		10
Sprekkekarakter	Lengde	3
	Åpenhet	6
	Ruhet	5
	Fyllmasse	5
Forvitring		5
Grunnvannsforhold		14
RMR		78
Bergmasse klasse	2: godt berg	

Tabell 5-4: Q-parametervurdering, tunnelstuf 311-1.

Q-system	
RQD	80
Jn	6
Jr	1,5
Ja	1
Jw	1
SRF	1
Q	20
Bergmasse klasse	B
Sikringsklasse	3



Bilde 1



Bilde 2

Figur 5-6: Bilder tatt i felt av kartlagt stuf i tunnel 311-1.

316

I Tabell 5-5 er kartlagte Q-parametere presentert, med tilhørende bergmasse- og sikringsklasse. Det var to salver som ikke var dekket med sprøytebetong. Kartleggingsskjema er vedlagt i Vedlegg A6, og bilder av stuff kan sees i Figur 5-7. Som bildene viser, er tunnelstuff preget av en svakhetszone som krysses. Denne er markert med gul på bilde 2. Kryssing av svakhetszone gjør at SRF settes til 2,5 og 5, noe som klart påvirker Q-verdien. Det ble ikke gjort RMR-vurdering av salvene. Forholdene kartlagt her regnes ikke som representative for den overordnede bergmassekvaliteten fjellhallen drives i.

Tabell 5-5: Q-parametervurdering, tunnelstuff 316.

Parameter	Salve 1 (første 5 m)	Salve 2 (5 m nærmest stuff)
RQD	70	50
Jn	6	6
Jr	1,5	1,5
Ja	3	3
Jw	1	1
SRF	2,5	5
Q	2,3	0,83
Bergmasse klasse	D	E
Sikringsklasse	4	5/6



Bilde 1



Bilde 2

Figur 5-7: Bilder tatt i felt av kartlagt stuff i tunnel 316. På bilde 2 er svakhetssonen på stuff markert med gul.

317

Vurdering av RMR- og Q-parametere er vist i henholdsvis Tabell 5-6 og 5-7. Kartleggingskjema kan sees i Vedlegg A7, og i Figur 5-8 vises bilder av kartlagt stoff. Hovedbergarten for tunnelsalven ble igjen registrert som hornfels, og bergmasseklassifiseringen er generelt godt sammenfallende med gjennomsnittsverdier for bergmassen i området.

Tabell 5-6: RMR-vurdering, tunnelstuff 317.

RMR vurdering		
Styrke til intakt berg		14
RQD		17
Sprekkeavstand		12
Sprekkekarakter	Lengde	2
	Åpenhet	6
	Ruhet	5
	Fyllmasse	4
Forvitring		5
Grunnvannsforhold		15
RMR		80
Bergmasse klasse	2: godt berg	

Tabell 5-7: Q-parametervurdering, tunnelstuff 317.

Q-system	
RQD	75
Jn	6
Jr	1,5
Ja	1
Jw	1
SRF	1
Q	18,8
Bergmasse klasse	B
Sikringsklasse	3



Bilde 1



Bilde 2

Figur 5-8: Bilder tatt i felt av kartlagt stoff i tunnel 317.

5.3 Spenningsmålinger

Under forundersøkelsene ble det utført hydraulisk splitting fra overflaten og spenningsmåling i tunnel i nærliggende anlegg. Resultatene fra disse er vist i henholdsvis Tabell 5-8 og 5-9.

Tabell 5-8: Resultater fra hydraulisk splitting. Hentet fra ingeniør- og hydrogeologisk rapport (Multiconsult et al., 2020).

Borhull	Strøk/fall avtrykk	Minste horisontalspenning, σ_h [MPa]	Største horisontalspenning, σ_H [MPa]	Teoretisk vertikal spenning, σ_v [MPa]
HB2419_dyp56	N150/87	5,4	8,7	1,5
HB2419_dyp50	N140/85	7,2	12,9	1,3
HB2319_dyp61,3	N120/86	8,0	15,2	1,6

5-9: Resultater fra 3D-overboring utført i tunnel i nærliggende anlegg. Hentet fra ingeniør- og hydrogeologisk rapport (Multiconsult et al., 2020).

Hovedspenning	Størrelse \pm std.	Orientering
Største, σ_1	3,32 MPa \pm 1,8 MPa	112° fra nord, fall 23°
Mellomste, σ_2	1,31 MPa \pm 1,25 MPa	324° fra nord, fall 64°
Minste, σ_3	-1,02 MPa \pm 1,66 MPa	207° fra nord, fall 12°

Ved overboring i nærliggende anlegg ble også største horisontalspenning (σ_H) målt til 3 MPa, orientering N115°Ø, noe som er sammenfallende med orienteringen til σ_1 .

Som en del av etterundersøkelsene, ble det høsten 2021 utført spenningsmålinger i tunnel. Spenningsmålingene ble utført av SINTEF, og metoden som ble benyttet var 3D-overboring. Resultatene er vist i Tabell 5-10, hentet fra SINTEF (2021) (ikke offentlig rapport).

Tabell 5-10: Resultater fra 3D-overboring spenningsmåling, hentet fra SINTEF (2021).

Spenning	Størrelse \pm std.	Orientering
Største hovedspenning, σ_1	10,2 MPa \pm 5,7 MPa	184° fra nord, fall 18°
Mellomste hovedspenning, σ_2	6,6 MPa \pm 9,2 MPa	81° fra nord, fall 35°
Minste hovedspenning, σ_3	-1,9 MPa \pm 9,4 MPa	296° fra nord, fall 49,6°
Teoretisk horisontalspenning, $\sigma_{h,t}$	0,83 MPa	
Teoretisk vertikalspenning, $\sigma_{v,t}$	0,18 MPa	
Største horisontalspenning, σ_H	9,6 MPa	N15,3°Ø
Minste horisontalspenning, σ_h	3,26 MPa	N105,3°Ø
Vertikalspenning, σ_v	2,01 MPa	

Som vist i Tabell 5-10, har de beregnede hovedspenningene relativt høyt standardavvik. Til tross for dette, antas målingene å være representative for spenningene insitu. Årsaken til dette er at bergmassen er sterkt varierende, med intrusiver og oppsprekking som skaper store lokale spenningsvariasjoner.

Figur 5-9 viser kjerneprøver fra de 4 første meterne ved boring inn til prøvedyp for spenningsmålingen ved 3D-overboring. Den første meteren er hornfels, og ved omtrent 1,4 m dyp møtes en intrusivbergart. Den sprengningspåvirkede sonen strekker seg omtrent til dette skillet på 1,4 m dyp.



Figur 5-9: Kjerneprøver fra boring inn til prøvedyp for spenningsmåling. Bilde tatt i felt høsten 2021.

I felt ble det observert hvor skiftende bergforholdene var når det ble hentet ut kjerneprøver ved boring inn til prøvedyp (Tønnesen, 2021). Bergarten varierte fra hornfels først, deretter en intrusivbergart (overgang ved 1,4 m) og til slutt kalkstein (overgang ved 13,8 m). Intrusivbergarten var svært massiv og lite oppsprukket, mens kalksteinen var mykere og klart mer oppsprukket. Dette førte til problemer med kryssende sprekker som gjorde at målecellen løsnet, og flere prøvedyp måtte forkastes. De varierende geologiske forholdene kan forstås på bakgrunn av Oslofeltets komplekse geologiske historie, med sedimentære avsetninger, kontinental splitting og vulkansk aktivitet.

De teoretiske gravitasjonsspenningene i horisontal- og vertikalretning er beregnet ved bruk av Ligning 3-1 og 3-2 presentert i kapittel 3.1. For beregningene er det benyttet $\nu = 0,23$, $\rho = 2734 \text{ kg/m}^3$, $h = 31 \text{ m}$ og $g = 9,81 \text{ m/s}^2$. Resultatene er vist i Tabell 5-10. Programvaren som benyttes, DISO (*Determination of In situ Stress by Overcoring*), gjør også beregninger av største- og minste horisontalspenning, samt vertikalspenning, ved målepunktet. Som vist i Tabell 5-10, er disse verdiene klart høyere enn de teoretiske beregningene tilsier.

Etter å ha vært med på spenningsmålingen i felt høsten 2021, ble det klart at det er flere utfordringer knyttet til gjennomføringen av målingen (Tønnesen, 2021). Blant annet må borhullet være helt tørt for å sikre god kontakt mellom strekkklapper og berg, i tillegg til at målecellen må være intakt berg. For å unngå vann i borhullet ble spenningsmålingene gjort fra en stoff som var forinjisert rundt konturen, og 29 meter i lengderetning til tunnelen. Dette kan ha påvirket og forstyrret insitu spenningsforholdene. Målepunktet var også lokalisert relativt nært en kjent svakhetsone. Borhullet ble boret bort fra svakhetssonen, men det er mulig spenningsforholdene fremdeles var noe påvirket.

5.4 Drivemetode og sikring

Anlegget drives med konvensjonell boring og sprengning. Nær kontur sprenges det forsiktig for å oppnå en jevn kontur. Som følge av anleggets beliggenhet sentralt i Oslo, er det strenge krav til miljøpåvirkning. Det gjøres derfor systematisk forinjeksjon med 29 m lange skjermer under hele tunneldrivingen. Forinjiseringen tilpasses noe rundt fjellhallene, basert på om fjellhallen ligger sentralt inni tunnelsystemet eller i ytterkanten (Multiconsult et al., 2020). Fjellhallene drives i paller med høyde 10 m på grunn av maskinelle begrensninger.

Fjellhallen det skal sees nærmere på sikres med bolter og sprøytebetong. Boltene som benyttes er CT-bolter, Vik Ørsta M22, med materialparametere vist i Tabell 5-11 (Vik Ørsta, 2022). Sprøytebetongen følger Norsk Betongforenings krav gitt i publikasjon nr.7 (Norsk Betongforening, 2011). Egenskapene er oppsummert i Tabell 5-12. Under forarbeidet er det gitt et krav for minimum sikring av takskiva i fjellhallene; Ø32 mm, 6 m lange bolter, senteravstand (c/c) 2 m og 20 cm sprøytebetong (Multiconsult et al., 2020). Ifølge registreringer i Bever Mapping, er det ved driving gjort noen tilpasninger av sikringen, ved at boltene er 5 m i heng og vegger og senteravstand 1,75 m.

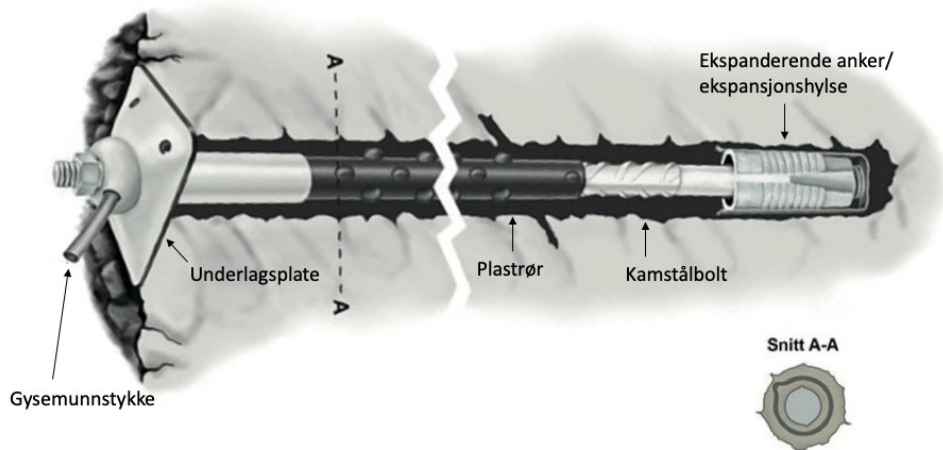
Tabell 5-11: Materialparametere for Vik Ørsta M22, CT-bolt. Informasjon hentet fra Vik Ørsta (2022).

Bruddspenning	[N/mm ²]	800
Flytlastspenning	[N/mm ²]	640
Bruddlast endeforankring	[kN]	242
Bruddlast innstøpt	[kN]	296
Flytlast endeforankret	[kN]	194
Flytlast innstøpt	[kN]	237

Tabell 5-12: Materialparametere for sprøytebetong. Informasjon hentet fra Norsk Betongforening (2011).

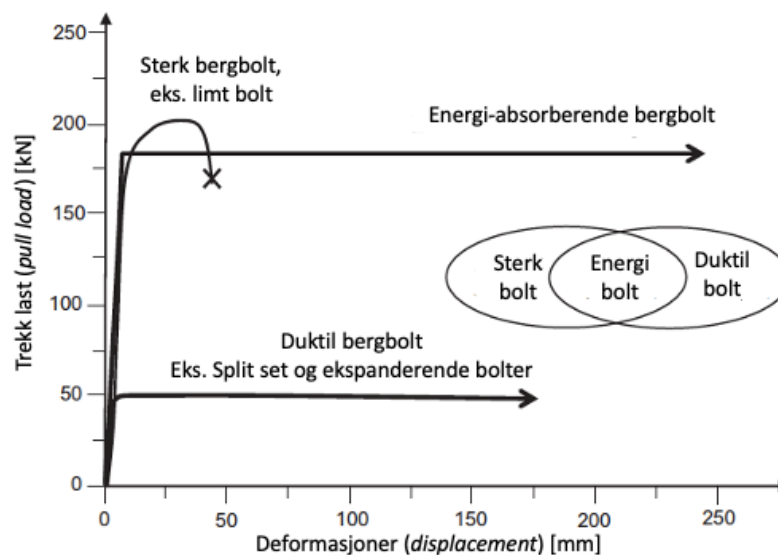
Fasthetsklasse	B35
Bestandighetsklasse	M45
Energiabsorpsjonsklasse	E1000

CT-boltene som benyttes er kombinasjonsbolter som både fungerer som arbeidssikring, og inngår som del av den permanente bergsikringen (NFF, 2020). Sikringen som gjøres under driving vil dermed fungere som permanent sikring også. CT-bolten fungerer som en mekanisk bolt som kan bli forspent like etter installasjon, og har et ekspanderende anker som sikrer arbeidssikring, se Figur 5-10. Bolten blir videre støpt med sementmørtel, og fungerer som en fullt innstøpt armeringsbolt (Li, 2018a).



Figur 5-10: Skisse av CT-bolt. Figur modifisert fra NFF (2020).

Figur 5-11 viser ytelse til ulike bergbolter. Som nevnt er CT-bolt en kombinasjonsbolt av mekanisk og fullt innstøpt bolt. Mekaniske bolter er to-punkts ankret bergbolter. For mekaniske bolter med ekspansjonshylse, vil boltens lastbærende kapasitet blant annet være avhengig av bergets egenskaper (Li, 2018a). I sterkt berg kan hylsen festes godt i borhullsveggene, noe som sikrer høy friksjonsmotstand. Dette gir god lastbærende kapasitet. Til motsetning, vil bolter festet i svake bergmasser ha dårligere lastbærende evne, som følge av dårligere feste til borhullsveggene. Generelt har mekaniske bolter relativt lav lastbærende evne, men høy mulighet til deformasjon, som vist i Figur 5-11 (duktil bergbolt). Limte bolter derimot, faller under gruppen sterke bergbolter. Sterke bolter er fullt innesluttet, og kjennetegnes ved at de har høy lastbærende kapasitet, men tillater lite deformasjoner.



Figur 5-11: Ytelse til sterke-, duktile- og energi-absorberende bergbolter. Grafene viser boltens lastbærende evne avhengig av hvor mye trekklast de tåler, samt deres evne til å håndtere deformasjoner. Figur modifisert fra Li (2018a).

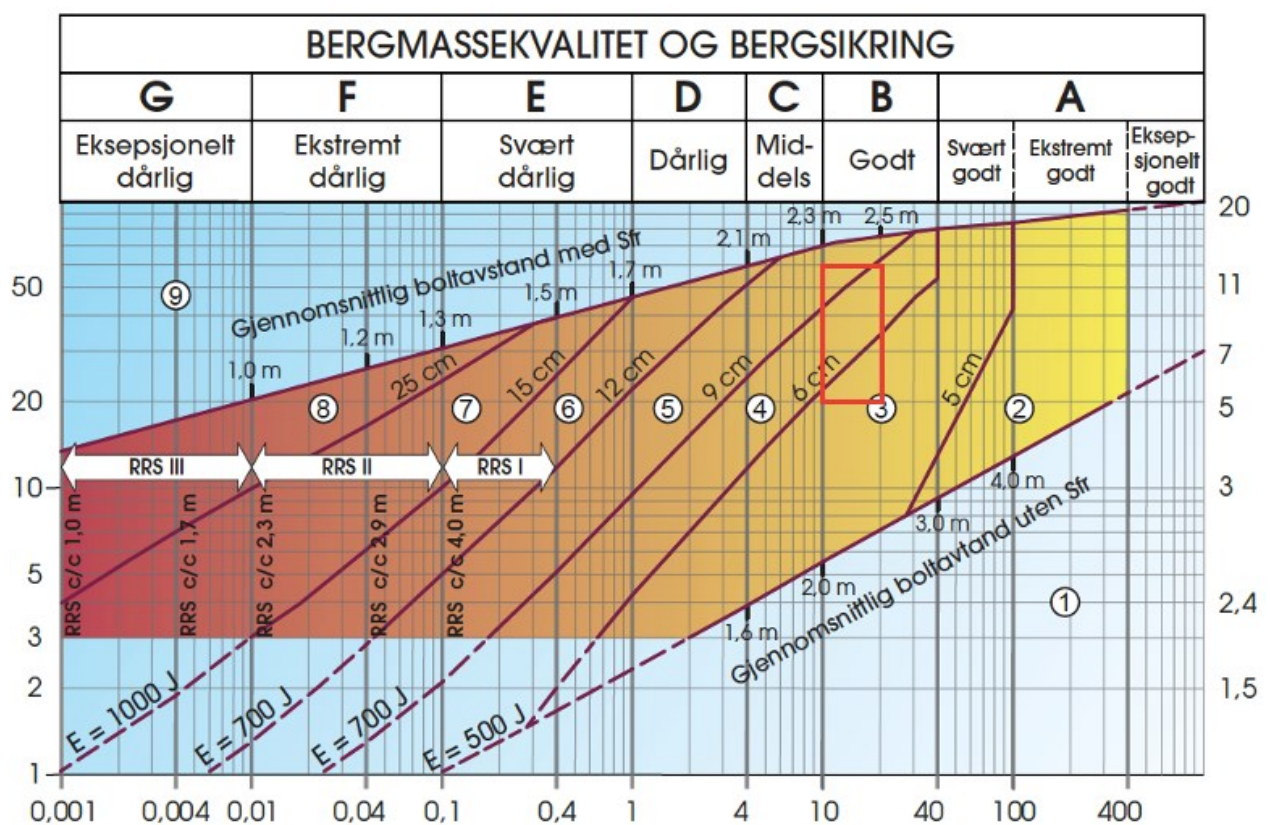
6. Overordnet stabilitetsanalyse

6.1 Empirisk vurdering

Q-systemet

Det er vanlig praksis å benytte Q-systemet for kartlegging under driving av anlegg i berg i Norge (Statens Vegvesen, 2021). Klassifisering og vurderinger i henhold til Q-systemet brukes også som utgangspunkt for å bestemme permanent sikring.

Ettersom ingeniørgeologisk kartlegging ved driving av både tunneler og fjellhaller på Huseby gjøres ved hjelp av Q-systemet, er datagrunnlaget for Q-vurdering godt. Basert på driving av del A av den aktuelle hallen, har bergmassen en gjennomsnittlig Q-verdi på 15,91 (se Tabell 5-1). Figur 6-1 viser bergsikringsdiagrammet til Q-systemet, der det aktuelle området for fjellhallen er markert med rød boks. For vurderingen brukes ESR (*Excavation Support Ratio*) lik 1, i henhold til NGI's veiledning (NGI, 2015).



Figur 6-1: Bergsikringsdiagrammet til Q-systemet. Hallen som stabilitetsvurderes har en Q-verdi mellom 10-20, og spennene som skal vurderes varierer fra 20-60m. Diagrammet er hentet fra NGI (2015).

Som Figur 6-1 viser, vil bergmassen havne i bergmasseklasse B. Sikringsklassen vil øke når bergrommets spenn øker. For spenn på 20 m havner fjellhallen i sikringsklasse 3, men dersom spennet overskrider 50 m vil hallen havne i sikringsklasse 5. Økt sikringsklasse øker blant annet anbefalt tykkelse på sprøytebetongen. Den viktigste konsekvensen av økt spenn, er at det anbefales lengre bolter (leses av til høyre i diagrammet). Fra 20 til 60 m spenn øker anbefalt boltelengde fra 5 til 12 m.

Tabellene for spenningsfaktoren i Q-systemet, SRF, inkluderer også klassifisering av spenningsproblematikk. Mulighet for spenningsproblematikk vurderes basert på enaksiell trykkfasthet (σ_c), største hovedspenning (σ_1) og største tangentialspenning (σ_θ) (NGI, 2015). Fra 3D-overboring er $\sigma_1 = 10,2 \text{ MPa} \pm 5,7 \text{ MPa}$ og $\sigma_3 = -1,9 \pm 9,4 \text{ MPa}$. Fra bergmekanisk laboratorium er $\sigma_c = 219,48 \text{ MPa}$ for hornfels. σ_θ beregnes ved hjelp av Kirsch's ligninger, og er lik 32,5 MPa. Dette gir resultater vist i Ligning 6-1 og 6-2.

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_1} = \frac{219 \text{ MPa}}{10,2 \text{ MPa}} = 21,47 \quad (6-1)$$

$$\frac{\sigma_\theta}{\sigma_c} = \frac{32,5 \text{ MPa}}{219 \text{ MPa}} = 0,15 \quad (6-2)$$

Basert på Tabell 4-4, havner forholdene i kategorien «middels spenninger, gunstige spenningsforhold», og SRF = 1.

Ifølge vurderinger i henhold til Q-systemet, fremstår bergmassen og fjellhallen stabil. Det forventes ikke spenningsproblematikk, og bergmassen havner i kategori B, «godt berg». I tillegg er sprekkeflatene kategorisert som ru, og det er ikke registrert noe særlig med sprekkefyll. Dette er forhold som er gunstig for stabiliteten.

Hvor egnet Q-systemet er for å bestemme permanent sikring i store fjellhaller, er derimot mer usikkert. Palmstrøm og Broch (2006), mener blant annet at sikringsdimensjonering ved bruk av sikringsdiagrammet kun er egnet for bergrom med tak-/veggspenn opp til 30 m. For dimensjoner større enn dette vil resultatene, ifølge dem, være urealistiske for praktisk bruk. Dette er erfart ved konstruksjon av den store fjellhallen, Gjøvikhallen, med spenn på 61 m (Broch et al., 1996). For Gjøvikhallen ble Q-systemet brukt som tidlig veiledning for å vurdere sikringsbehov, men de endelige beslutningene om sikring ble tatt basert på erfaringer fra andre store fjellhaller og feltobservasjoner.

RMR-vurdering

Det utføres ikke RMR-vurderinger av grunnforholdene under driving av E8-prosjektet. RMR-vurderingen vil dermed være basert på egen kartlegging gjort i felt ved to stuffer i adkomst-tunnelene, presentert i kapittel 5.2. Bergforholdene som ble observert her regnes som representativ for bergmassen fjellhallen drives i.

RMR-vurderingen inkluderer vurdering av sprekkeavstand og sprekkekarakter. Sprekkeavstanden er satt til 10 og 12 for de to kartlagte tunnelstoffene, som tilsvarer sprekkeavstand på omtrent 0,6-1 m. Sprekkelengde er satt til 2 og 3, som står for omtrent 2-8 m. Sprekkene er lukket, har god ruhet, hardt fyll og kun stedvis forvitring, noe som er gunstige egenskaper med tanke på stabilitet. Basert på feltkartlegging i tunnel, får bergmassen en RMR-verdi på omtrent 80, noe som plasserer den i bergmasseklasse 2.

Sikringsdimensjonering knyttet til RMR-vurdering, i henhold til Bieniawski (1989) (Tabell 4-5), bør benyttes med forsiktighet. Sikringsestimaterne er basert på en hesteskoformet tunnel med spenn på 10 m. For store fjellhaller vil anbefalinger slik som full profil utgravning ikke være realistiske. I tillegg er sikringsmetodene, som påpekt av Palmstrøm og Stille (2010), noe utdatert. Dette gjelder særlig bruk av wire mesh og stålribber. Stå-tid diagrammet (Figur 4-12) gjelder hovedsakelig for takspenn opp til 20 m. Aksoy (2008) understreker i sin artikkel om RMR, at for spenn over 20 m bør sikringsanbefalingene og stå-tid diagrammet brukes med forsiktighet.

Ettersom datagrunnlaget er større for å gjøre en Q-vurdering enn en RMR-vurdering, kan det benyttes konverteringsformler. Ligning 6-3 og 6-4 viser hvilken RMR verdi som fås ved bruk av ligningene til Bieniawski (1989) og Barton (1995), presentert i kapittel 4.4.1. Ligningene tar utgangspunkt i den gjennomsnittlige Q-verdien på 15,91.

$$RMR = 9 * \ln(Q) + 44 = 9 * \ln(15,91) + 44 = 68,90 \quad (6-3)$$

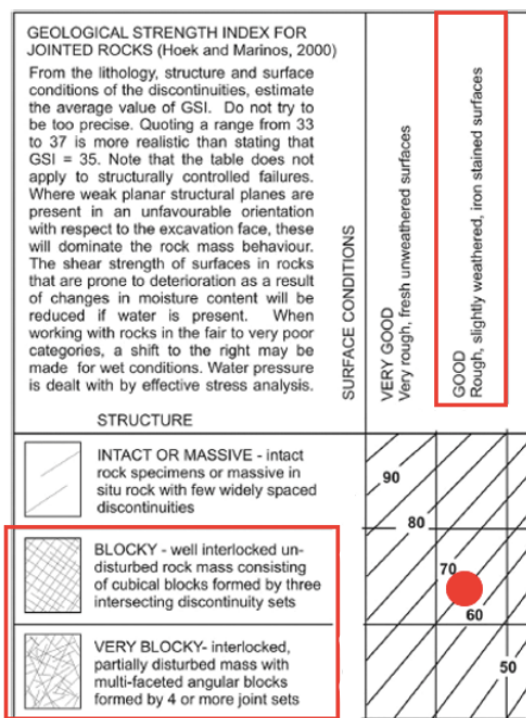
$$RMR = 15 * \log(Q) + 50 = 15 * \log(15,91) + 50 = 68,02 \quad (6-4)$$

Konverteringsformlene gir noe lavere RMR-verdi enn vurdert i felt, men havner i samme bergmasseklasse.

GSI

De to forholdene som må tas stilling til for å gjøre en GSI vurdering, er struktur til bergmassen og tilstanden til sprekkeoverflatene. Strukturen til bergmassen kan beskrives ved hjelp av antall sprekkesett (Hoek & Brown, 2019). Ifølge kartlegging gjort i Bever Mapping, har bergmassen fjellhallen drives i to sprekkesett, samt tilfeldige sprekker. I felt er det observert høy grad av tilfeldige sprekker i hornfels, som vist på bildene i Figur 5-3. Disse sprekkeene er generelt lite gjennomsettende, men bidrar til å gjøre strukturen til bergmassen mer oppsprukket.

Tilstanden til sprekkeflatene kan, basert på tilgjengelig data, best beskrives med utgangspunkt i sprekkeruhet og sprekkefyll. I henhold til registreringer gjort i Bever Mapping, er hele takskiven til den aktuelle hallen kartlagt med sprekkeruhetstall 1,5, og beskrives som ru, ujevn og plan. Tallet for sprekkefyll varierer litt mer, men ved 70% av registreringene i tunnel er sprekkefyllet beskrevet som «uomvandelte sprekkeflater, bare overflateoksidasjon». I Figur 6-2 er GSI vurdering av bergmassen vist.



Figur 6-2: GSI vurdering av bergmassen. Utklipp av GSI-skjemaet, vedlagt i vedlegg A1.

Ettersom geologisk kartlegging under driving gjøres med Q-systemet, kan det benyttes konverteringsformler for å finne GSI, presentert i kapittel 4.4.1. Ved bruk av gjennomsnittsverdiene for Q-parametrene, presentert i Tabell 5-1, fås resultater som vist i Ligning 6-5 og 6-6.

$$GSI = 15 * \log\left(\frac{RQD}{J_n} * \frac{J_r}{J_a}\right) + 50 = 15 * \log\left(\frac{71,47}{6,18} * \frac{1,50}{1,15}\right) + 50 = 67,7 \quad (6-5)$$

$$GSI = \frac{52 * J_r / J_a}{(1 + J_r / J_a)} + \frac{RQD}{2} = \frac{52 * 1,50 / 1,15}{(1 + 1,50 / 1,15)} + \frac{71,47}{2} = 65,2 \quad (6-6)$$

Det er god overensstemmelse mellom GSI funnet ved hjelp av konverteringsformlene og GSI-vurderingen gjort basert på tunnelkartlegging og feltobservasjoner. Det er derimot viktig å påpeke at korrelasjonen mellom Q-parametrene og GSI er omdiskutert, og at det helst bør gjøres GSI vurdering direkte i felt (Vásárhelyi et al., 2016).

Fjellhallene drives med konvensjonell boring og sprengning. Det er derfor rimelig å anta at bergmassekvaliteten langs konturen, påvirkes av sprengningen. Dette kan tas hensyn til ved hjelp av Forstyrrelsesfaktoren (D). Ved boring inn til prøvedyp for spenningsmåling med 3D-overboring, ble det i felt høsten 2021, utført kjernelogging, bilde vist i Figur 5-9. Basert på dette, har den sprengningsforstyrrede sonen en utbredelse på 1-1,5 m. Kjerneboringen ble gjort fra senter i en drivende stoff. Ettersom det gjøres forsiktig kontursprenging langs tunnelens kontur, kan det forventes at den sprengningspåvirkede sonen har litt mindre utbredelse her, sammenlignet med i senter av stoff.

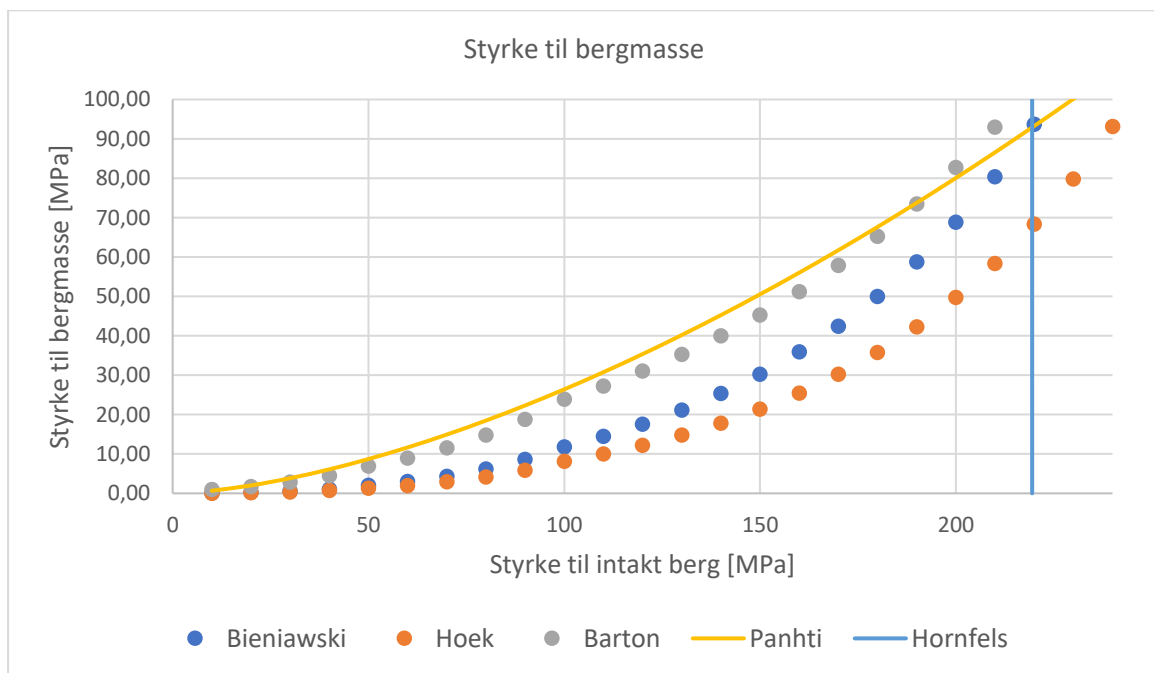
GSI inngår også som del av det generaliserte Hoek-Brown bruddkriteriet. Kriteriet gir et estimat for bergmassens styrke (σ_1), og ble presentert i kapittel 2.2.3, Ligning 2-9. I Tabell 6-1 vises resultater fra bruddkriteriet og parameterne som inngår. Ettersom bergrommets spenn vil være stort (over 20 m), og det drives med konvensjonell boring og sprengning, settes $D = 0,4$. Hornfels har, ifølge Hoek og Brown (1997), m_i på 19. I tillegg benyttes $GSI = 70$, $\sigma_{ci} = 219$ MPa og $\sigma_3 = \sigma_v = 2,01$ MPa (fra 3D-overboring).

Tabell 6-1: Resultater beregnet ved bruk av Ligning 2-9 til 2-12, presentert i kapittel 2.2.3.

m_b	s	a	σ_1 [MPa]
4,98	0,021	0,501	58,42

Styrke og E-modul til bergmasse

Bergmassestyrke kan estimeres ved hjelp av empiriske ligninger, presentert i kapittel 2.3.2. Diagrammet i Figur 6-3 viser estimert bergmassestyrke relatert til styrke til intakt berg, i henhold til de fire presenterte ligningene. For diagrammet er det benyttet $\gamma = 2,88$ tonn/m³, $a = 0,501$ og $\sigma_{ci} = 219$ MPa.



Figur 6-3: Bergmassestyrke relatert til styrke til intakt berg i henhold til empiriske formler presentert i Ligning 2-13 til 2-16.

Ligningen til Panthi (2018), er utviklet basert på erfaringer fra de tre andre estimatene. Ligningen gjelder for homogene, massive og sprø bergarter, noe som samsvarer med forholdene fjellhallen drives i. Resultatene tilknyttet denne ligningen er derfor uthevet med heltrukket, gul graf. I Tabell 6-2 oppsummeres estimert bergmassestyrke, når enaksial trykkstyrke = 219 MPa.

Tabell 6-2: Estimert bergmassestyrke når $\sigma_{ci} = 219$ MPa.

	Bieniawski (1993)	Hoek et al. (2002)	Barton (2002)	Panthi (2018)
σ_{cm} [MPa]	93,72	68,35	104,56	93,27

Modulus for deformasjoner for bergmasser, E_{rm} , kan også estimeres ved hjelp av ulike empiriske formler. Fem slike empiriske formler ble presentert i kapittel 2.3.2, Ligning 2-17 til 2-21. Resultatene fra disse ligningene, og tilhørende inngangsdata, er presentert i Tabell 6-3.

Tabell 6-3: Estimering av E_{rm} .

Ligning	Inngangsdata	E_{rm} [GPa]	
Bieniawski (1979)	RMR = 75	50	
Serafim og Pereira (1983)	RMR = 75	42,17	
Barton et al. (1981)	Q = 15,91	30,04	
Hoek og Diederichs (2006)	$E_{ci} = 83,9$ GPa D = 0,4 og D = 0 GSI = 70	D = 0,4 41,27	D = 0 61,48
Panthi (2006)	$E_{ci} = 83,9$ GPa $\sigma_{cm} = 93,27$ MPa $\sigma_{ci} = 219$ MPa	35,73	

Valg av boltedimensjoner

Hoek (2006) sin empiriske metode for bestemmelse av bolt- og kabellengder gir resultater som vist i Tabell 6-4 og 6-5. Det er valgt å kun vurdere boltelengde, ettersom det ikke er planlagt å bruke kabelbolter. For takboltene er det valgt å vurdere takspenn på 20, 25 og 30 m, ettersom det er disse dimensjonene som skal vurderes i den numeriske analysen. For veggboltene er det vurdert vegg-høyder fra 20-60 m.

Tabell 6-4: Boltelengder for takbolter til fjellhaller, i henhold til Hoek (2006) sin empiriske metode.

Takspenn [m]	Boltelengde [m]
20	5,00
25	5,75
30	6,50

Tabell 6-5: Boltelengder for veggbolter til fjellhaller, i henhold til Hoek (2006) sin empiriske metode.

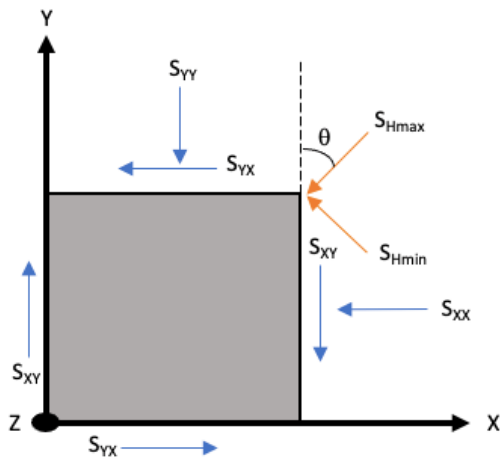
Vegghøyde [m]	Boltelengde [m]
20	5,0
30	6,5
40	8,0
50	9,5
60	11,0

Som nevnt i kapittel 5.4, benyttes det CT-bolter for sikring av fjellhallene i prosjekt E8. CT-bolter har, ifølge produktbladene (Vik Ørsta, 2022), maks lengde på 8 m. Boltelengder på 9,5 m og 11 m, som beregnet for vegghøyde 50 og 60 m, vil derfor ikke være realistisk i dette tilfellet.

6.2 Analytisk vurdering

Vurdering av spenninger og spenningsproblematikk

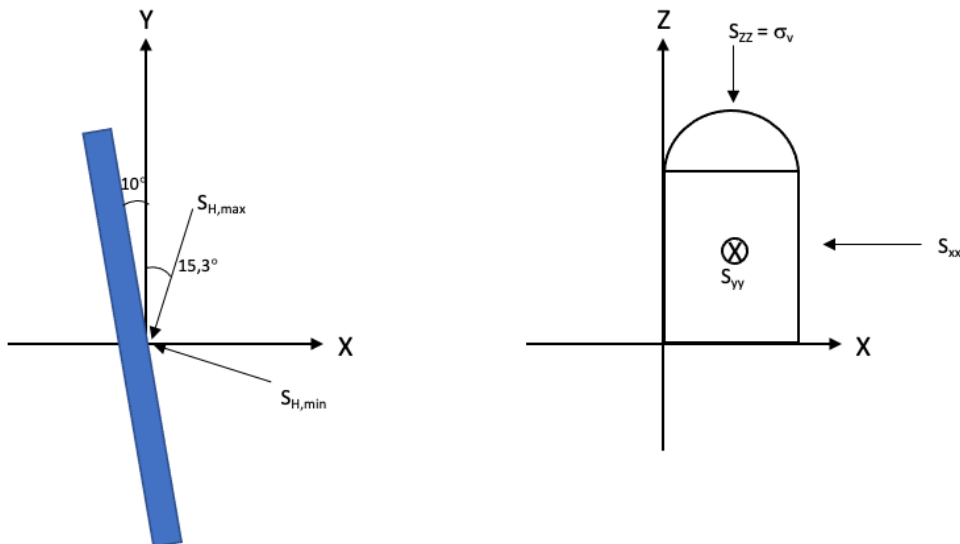
Spenningene som virker på et tunneltverrsnitt, kan beregnes ved bruk av Ligning 4-6 til 4-8. For beregningene er det tatt utgangspunkt i de målte horisontalspenningene fra 3D-overboring, presentert i Tabell 5-10. Inngangsparametere og resultater fra beregningene er vist i Tabell 6-6. Figur 6-4 definerer retningene på spenningene (gjengitt fra Figur 4-15). Skissene i Figur 6-5 viser hvordan de beregnede spenningene orienteres i henhold til fjellhallens lengdeakse og tverrsnittet som skal analyseres.



Figur 6-4: Prinsipp-skisse for spenningsberegning. Utviklet basert på Panthi og Basnet (2019).

Tabell 6-6: Spenningsberegninger.

$S_{H,max}$ [MPa]	9,60
$S_{H,min}$ [MPa]	3,26
θ [°]	25,30
S_{xx} [MPa]	4,42
S_{yy} [MPa]	8,44



Figur 6-5: Hvordan spenningene orienteres i henhold til fjellhallens lengdeakse (til venstre) og tverrsnitt (til høyre).

For tunneltverrsnittet vil vertikalspenningen fungere som minste hovedspenning, og er ved 3D-overboring målt til å være 2,01 MPa. S_{xx} er orientert normalt på tunnelveggene, og S_{yy} parallelt med lengdeaksen. I planet til tverrsnittet (plan X-Z) vil dermed $S_{zz} = \sigma_3 = 2,01$ MPa, og $S_{xx} = \sigma_1 = 4,42$ MPa.

For beregning av tangensialspenningene rundt tunneltverrsnittet kan Kirsch's ligninger, presentert i kapittel 3.2, benyttes. Ettersom spenningsfeltet som betraktes er anisotrop, er Ligning 3-5 og 3-6 best egnet. Resultater, når $\sigma_3 = 2,01$ MPa og $\sigma_1 = 4,42$ MPa, er vist i Ligning 6-7 og 6-8.

$$\sigma_{\theta, max} = 3 * 4,42 - 2,01 = 11,25 \text{ MPa} \quad (6-7)$$

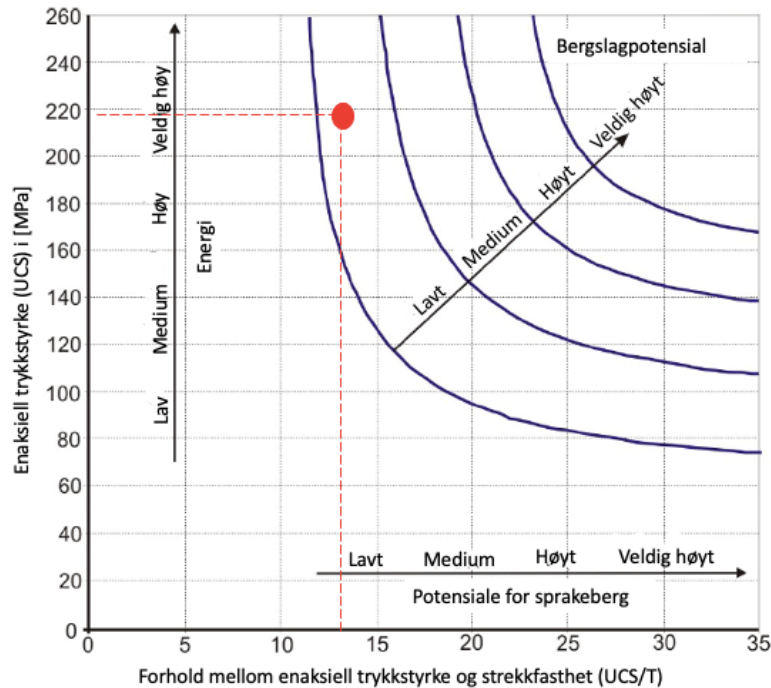
$$\sigma_{\theta, min} = 3 * 2,01 - 4,42 = 1,61 \text{ MPa} \quad (6-8)$$

Kirsch's ligninger tar, som nevnt, utgangspunkt i en tunnel med sirkulært tverrsnitt. Ettersom fjellhallen ikke vil være sirkulær, kan metoden til Hoek og Brown (1980), benyttes. Metoden sier ingenting om den faktiske størrelsen på bergrommet, men den relative geometrien. I Tabell 6-7 er tangensialspenning i tak og vegg for de ulike formene beregnet, basert på spenningene som virker på tunneltverrsnittet.

Tabell 6-7: Tangensialspenninger som virker rundt tunneltverrsnittet. Form 2, 4 og 7 er uthevet, ettersom de vil være aktuelle for den numeriske analysen.

		Tunnelform								
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
A		5,0	4,0	3,9	3,2	3,1	3,0	2,0	1,9	1,8
B		2,0	1,5	1,8	2,3	2,7	3,0	5,0	1,9	3,9
$\sigma_{\theta, tak}$		20,10	15,68	15,24	12,14	11,70	11,26	6,83	6,39	5,95
$\sigma_{\theta, vegg}$		-0,40	-1,41	-0,80	0,20	1,01	1,61	5,63	-0,60	3,42

Fare for bergslag (*rock burst*) og sprakeberg (*rock spalling*) kan vurderes ved bruk av metoden til Diederichs (2007). Med UCS = $\sigma_{ci} = 219$ MPa og strekkfasthet, T = 16,55 MPa, er det lavt potensiale for både bergslag og sprakeberg. Resultater fra vurderingen er vist i diagrammet i Figur 6-6. Ettersom potensiale for sprakeberg er såpass lavt, er det ikke nødvendig å beregne dyp til sprakeberg (*spallingdepth*) med metoden til Martin og Christiansson (2009).



Figur 6-6: Potensiale for bergslag og sprakeberg i henhold til metoden til Diederichs (2007). Figur modifisert fra Panthi (2006).

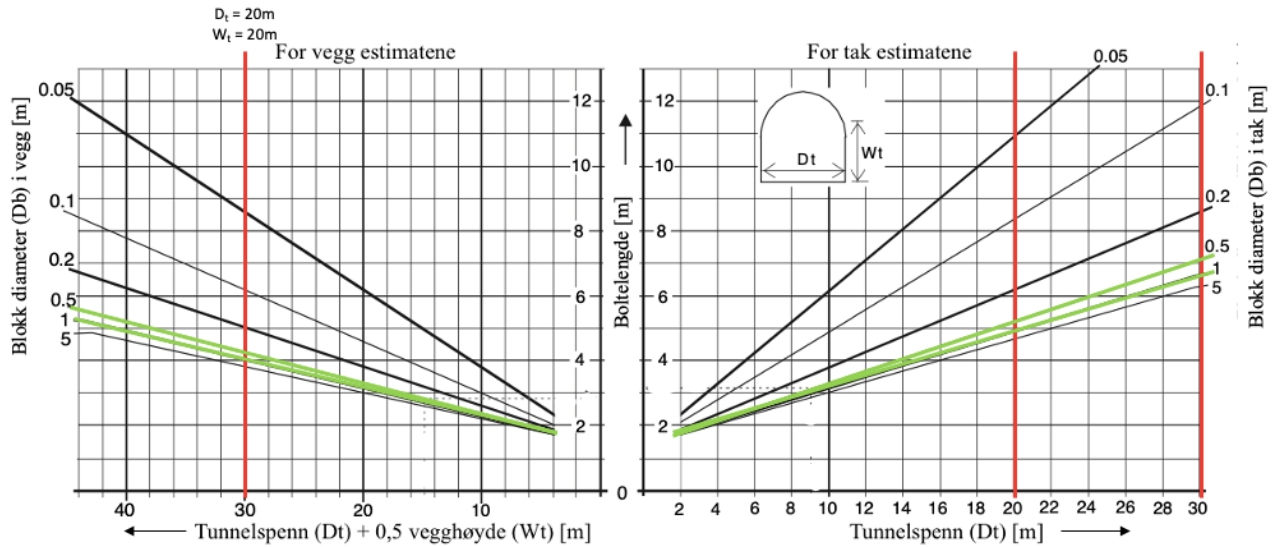
Vurdering av sikring

Dimensjoneringsligningene presentert i kapittel 4.4.2, kan brukes som veiledende for å bestemme nødvendig boltelengde. Ligningene til Schach og Garshol (1973) og Jorstad (1967) er utviklet for veitunneler, og bør brukes med forsiktighet når det er større fjellhaller som skal sikres. Resultatene fra ligningene når tunnelsepenn varierer fra 20-30 m, er vist i Tabell 6-8.

Tabell 6-8: Boltedimensjoner for fjellhaller med spenn fra 20-30 m.

Ligning	Tunnelsepenn [m]	Boltelengde [m]
Schach og Garshol (1973)	20	5,08
	25	6
	30	6,92
Jorstad (1967)	20	3,85
	25	4,66
	30	5,50

Dimensjoneringsligningene til Palmström (2000) skiller mellom tak- og veggbolter. Ligningene tar i tillegg til tunnelgeometri, også hensyn til gjennomsnittlig blokkdiameter. Resultatene for metoden er vist i Figur 6-7. Det er observert i felt at sprekkeavstand, og dermed også blokkdiameter, er sterkt varierende. Det er derfor valgt å se på to blokkdiametere, $D_b = 0,5$ m og $D_b = 1$ m, uthevet med grønne linjer i Figur 6-7.



Figur 6-7: Resultater basert på metoden til Palmström (2000) for å dimensjonere boltelengde i vegger (til venstre) og i heng (til høyre). De røde linjene markerer de geometriske begrensningene for fjellhallen som analyseres.

I den numeriske analysen skal det vurderes ulike tunnelformer, med tunnelspenn varierende fra 20-30 m, og vegghøyder fra 20-60 m. Estimaten for takboltene vil, som vist til høyre i Figur 6-7, variere fra 5-7 m, avhengig av tunnelspenn. Generelt vil en mindre blokkdiameter gi behov for litt lengre bolter. Eksempelvis ved tunnelspenn på 30 m, er beregnet boltelengde 7,16 m og 6,68 m for henholdsvis D_b på 0,5 m og 1 m. Den samme trenden kan observeres for beregninger av boltelengder til veggboltene. Skjemaet vist til venstre i Figur 6-7 vil derimot ikke dekke de største dimensjonene som skal vurderes i den numeriske analysen. Grunnlaget for å bruke ligningene for større dimensjoner, er dermed noe usikkert.

Valg av bolteavstand er som nevnt svært erfaringsbasert, men ligger oftest mellom 1-2,5 m for systematisk bolting. Ligningen til Li (2017) (Ligning 4-16) knytter bolteavstand til gjennomsnittlig sprekkeavstand (e). Fra RMR vurderingen i felt, er bergmassens gjennomsnittlige sprekkeavstand satt til 0,6-1 m. Dette gir en nødvendig bolteavstand på 1,8-4 m, som vist i Tabell 6-9. Resultatene som tilsier bolteavstand over 2,5 m, regnes som lite realistiske.

Tabell 6-9: Beregning av bolteavstand, basert på formelen til Li (2017).

e [m]	$s = 3 \cdot e$	$s = 4 \cdot e$
0,6	1,8	2,4
1,0	3,0	4,0

7. Numerisk modellering

For å gjøre en numerisk stabilitetsvurdering av en fjellhall med utgangspunkt i berggrunnsforholdene på Huseby, benyttes RS2 11.013, Unwedge 5.008 og RS3 4.023. Alle er del av Rocscience programvaren. Første steg i stabilitetsvurderingen er å utføre en elastisk analyse i RS2, for å vurdere hvordan ulike geometriske former påvirker anleggets stabilitet. Når materialet betraktes som elastisk, vil ikke bergmassens oppførsel etter brudd påvirkes av materialparameterne. Den elastiske analysen er derfor mest nyttig for å identifisere bruddområder, og for å analysere spenningsfordeling rundt utgravningen.

Dersom det oppstår brudd (identifiseres ved hjelp av styrkefaktoren) i den elastiske modellen, kan det forventes plastisk materialoppførsel i bruddområdene. Det er da nødvendig å gjøre en plastisk analyse. Målet med den plastiske analysen er å vurdere hvordan økende vegg høyde påvirker stabiliteten til fjellhallen, samt å designe bergsikring som sikrer tilfredsstillende stabilitet.

Analysene i RS2 vurderer hovedsakelig den overordnede stabiliteten til fjellhallen. Strukturell ustabilitet i form av blokkfall blir ikke tatt hensyn til som følge av begrensningene ved FEM modellering. For å vurdere fare for kiledannelse og blokkfall, benyttes derfor Unwedge. Siste steg i stabilitetsvurderingen er å modellere fjellhallen i tre dimensjoner, ved hjelp av RS3. Det vil vurderes to ulike lengder av fjellhallen for å se hvordan det eventuelt påvirker stabiliteten.

7.1 RS2

7.1.1 Inngangsparametere

Materiallegenskaper

Tabell 7-1 oppsummerer materialparameterne som benyttes for å modellere berggrunn tilsvarende hornfels fra Huseby. Bergmassen modelleres uten sprekker, men med GSI på 70. Egenskapene enhetsvekt, intakt UCS, Poissons forholdstall og Young's Modulus for intakt berg, er alle basert på resultater fra bergmekanisk laboratorium (presentert i Tabell 5-2). Det benyttes generalisert Hoek-Brown som bruddkriterium. Dette er valgt ettersom kriteriet inkluderer Forstyrrelsesfaktoren, D , noe som er gunstig når anlegget drives med konvensjonell boring og sprengning. Kriteriet er også generelt godt knyttet til ingeniørgeologiske observasjoner, noe som er en fordel (Hoek & Brown, 2019).

Tabell 7-1: Inngangsparametere for materialet.

Parameter	Enhet	Peak	Residual
Enhetsvekt	MN/m ³	0.0288	
Intakt UCS (σ_{ci})	MPa	219	
Poissons forholdstall (ν)		0,2406	
Youngs Modulus, intakt berg (E_i)	MPa	83900	
Deformasjonsmodulus bergmasse (E_{rm})	MPa	61483,1	5021,9
GSI		70	25
Intakt bergkonstant (m_i)		19	15
Dilasjon		0	0

Ettersom tunneldrivingen gjøres med boring og sprengning, vil bergmassen nær konturen påvirkes av dette. Det innføres derfor en Forstyrrelsesfaktor på 0,4. Basert på erfaringer i felt ved kjernelogging, og Hoek og Brown (2019) som anbefaler å begrense området med $D > 0$, velges det å legge inn en sone på 1 m rundt tunnelkonturen som er sprengningspåvirket.

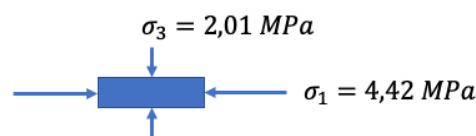
Hornfels er en sprø og hard bergart, med høy E-modul og høy σ_{ci} . Ved brudd kan det forventes elastisk-sprø oppførsel. For den plastiske analysen innføres det derfor residualverdier som er betraktelig lavere enn peak verdiene. Peak GSI er valgt basert på vurderingen gjort i kapittel 6.1. Residual GSI er valgt basert på samtale med veileder, vurdering av bergmassens karakter og GSI-skjemaet. Peak og residual verdi for intakt bergkonstant, m_i , er valgt basert på erfaringsdata fra Hoek og Brown (1997). Dilasjon settes til 0, ettersom det ikke er erfart store deformasjoner i bergmassen under driving så langt.

Det brukes generalisert Hoek-Diederichs for å estimere bergmassens deformasjonsmodulus, E_{rm} . Metoden er funnet å ha den laveste feilmarginen sammenlignet med andre, tilsvarende, empiriske estimater (Hoek & Diederichs, 2006), og i følge Jiao et al. (2012), gir metoden realistiske estimater, med tilfredsstillende nøyaktighet.

Lastforhold

Spenningsfeltet settes som konstant, og lastpåvirkning på enkeltelementene settes til å kun påvirkes av spenningsfeltet. Dette velges ettersom spenningsgradient mot dypet ikke er kjent, og de valgte spenningene er beregnet basert på resultater fra 3D-overboring, som ble utført ved samme nivå som fjellhallen ligger på.

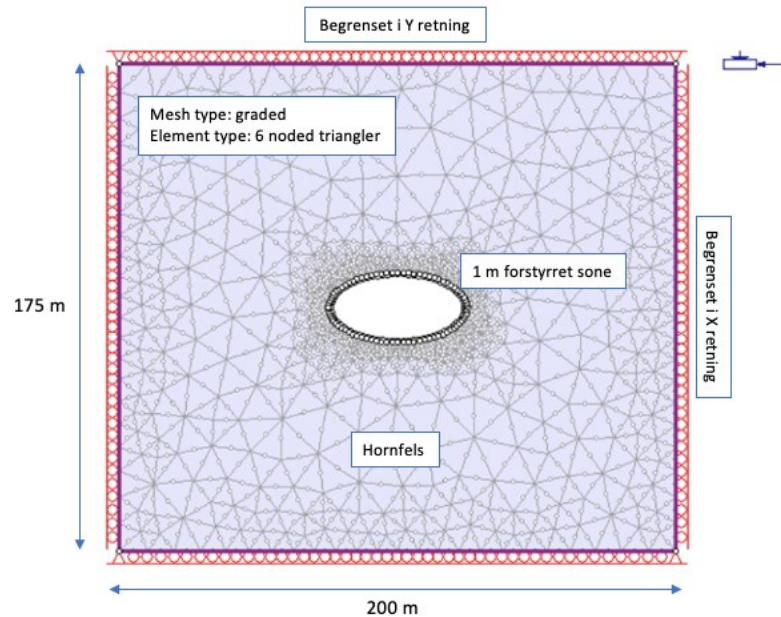
Spenningene som virker på tunneltverrsnittet som analyseres er beregnet og presentert i Tabell 6-6. Figur 7-1 visualiserer de valgte spenningene. Vertikalspenningen fungerer som den minste hovedspenningen i planet, noe som gjør at hovedspenningsfeltet ikke må roteres. Med spenninger som vist i Figur 7-1, blir forholdet mellom horisontal- og vertikalspenning (k) på 2,2. σ_z virker inn i planet og er lik 8,44 MPa.



Figur 7-1: Spenningssituasjon i RS2.

Modellgeometri

Både for elastisk- og plastisk analyse skal det vurderes tverrsnitt med ulike geometri og med varierende størrelse. I Figur 7-2 vises modelloppsett for en elliptisk utgravning. Forhold som vil være konstante for alle modellene er at bergarten er hornfels, og langs konturen til utgravningen er det en 1 m bred sone som er sprengningsforstyrret. De ytre grensene til modellen er satt til å være en boks med ekspansjonsfaktor 3 i henhold til størrelsen på utgravningen. De ytre grensene er begrenset for å redusere datamengden, men satt store nok til å unngå at forholdene ved de ytre grensene ikke påvirker forholdene nær utgravningen.



Figur 7-2: Modellgeometri for elliptisk utgravning. Figuren viser prinsippene for modellene som er satt opp. Utgravningens form og størrelse vil variere.

Materialparametere til sikring

Fra prosjektet er det kjent at det benyttes CT-bolter og sprøytebetong med egenskaper presentert i henholdsvis Tabell 5-11 og 5-12. I RS2 er bolter og sprøytebetong satt til å ha egenskaper som presentert i Figur 7-3 og 7-4. Det er valgt å ha boltetypen fullt innstøpt bolt, ettersom CT-bolter på lang sikt fungerer som fullt innstøpte bolter. Sprøytebetongen er av typen «Standard beam».

Egenskapene presentert i Figur 7-3 og 7-4 er hovedsakelig tilsvarende standard egenskaper fra RS2, men noen endringer er gjort basert på Panthi (2022). Endringene i bolteegenskapene er økt E-modulus fra 50000 til 80000 MPa, og økt forspenningskraften fra 0 til 0,1 MN. For sprøytebetongen er Young's modulus redusert fra 30000 til 20000 MPa og Poissons forholdstall er redusert fra 0,2 til 0,15. I tillegg er residual strekkstyrke økt fra 0 til 0,5 MPa.

Type	Data
Bolt Diameter (mm)	22
Bolt Modulus, E (MPa)	80000
Tensile Capacity (MN)	1
Residual Tensile Capacity (MN)	0
Out-of-Plane Spacing (m)	1.5
Pre-Tensioning Force (MN)	0.1
Constant Pre-tensioning Force in Install Stage	<input checked="" type="checkbox"/> Yes
Joint Shear	<input checked="" type="checkbox"/> Yes

Figur 7-3: Bolteegenskaper i RS2.

Elastic Properties	
Young's Modulus (MPa):	20000
Poisson's Ratio:	0.15
Strength Parameters	
Material Type:	<input type="radio"/> Elastic <input checked="" type="radio"/> Plastic
Compressive Strength (peak) (MPa):	35
Compressive Strength (residual) (MPa):	5
Tensile Strength (peak) (MPa):	5
Tensile Strength (residual) (MPa):	0.5

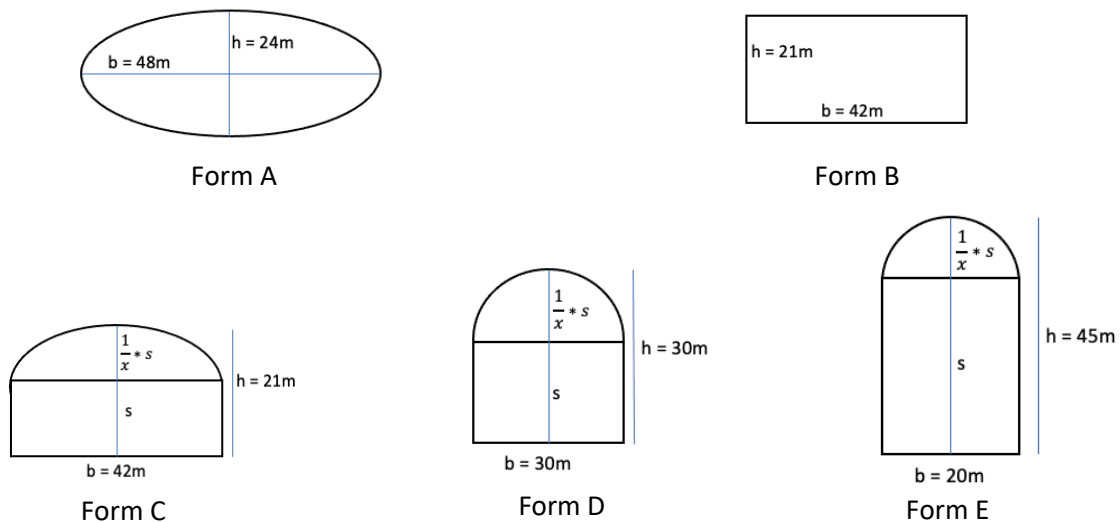
Figur 7-4: Egenskaper til sprøytebetong (liner) i RS2.

7.1.2 Metode

Elastisk analyse

For å vurdere hva som er gunstig form på hallens tverrsnitt med tanke på spenninger og utvikling av bruddområder, gjøres det først en elastisk analyse. Geometri til formene som er valgt å vurdere er vist i Figur 7-5. Formene er valgt basert på teori presentert tidligere, og er hovedsakelig knyttet til ett eller flere av følgende forhold:

- 1) Gunstig med tanke på insitu spenningene
- 2) Konstruksjonsmessig gunstig
- 3) Bruksmessig gunstig

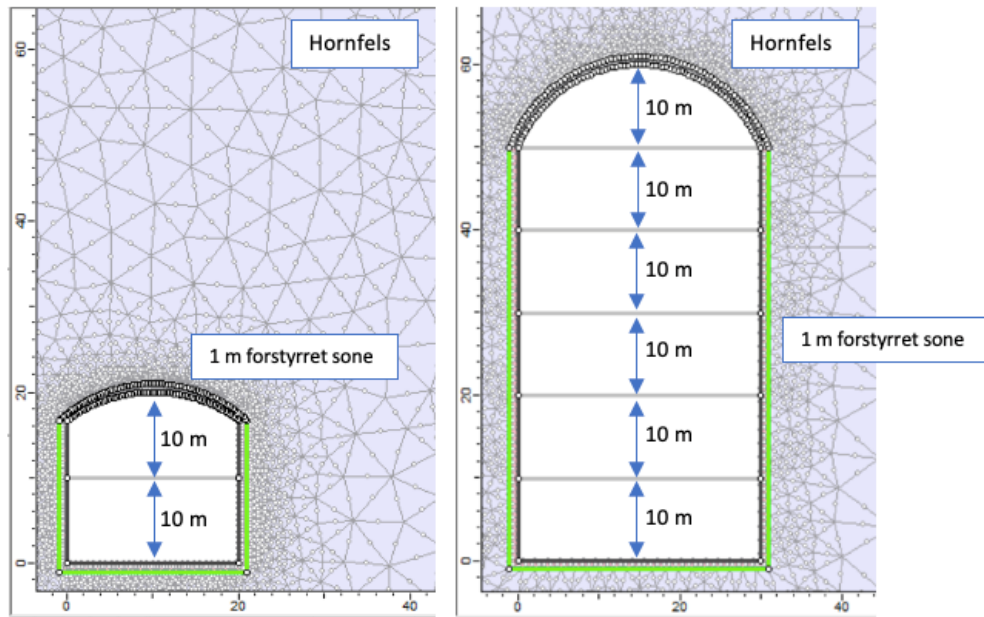


Figur 7-5: Formene som vil vurderes i den elastiske analysen. For form C, D og E vil ulike verdier for x vurderes også.

Som utgangspunkt for den elastiske analysen, er det valgt å ha et tverrsnittareal på omtrent 900 m^2 . Form C vurderes med $x = 5, 3, 2$ og 1 . Form D vurderes med $x = 5$ og 1 , og form E med $x = 5$ og 3 . For hver modell er det notert utbredelse av bruddsone (sone der styrkefaktor < 1), maks deformasjon, samt verdier for σ_1 og σ_3 . Bruddsone kan identifiseres der styrkefaktoren er mindre enn 1.

Plastisk analyse

For å kunne ta hensyn til materialegenskapene for bergmassens oppførsel etter brudd, benyttes plastisk materiale. Basert på bruksområde og hensiktsmessig drift, er det valgt å gå videre med form D/E. Fordelene med disse formene er at veggene er rette, gulvet er flatt og taket er buet. Hallene utgraves stegvis med pallhøyde på 10 m . I Figur 7-6 illustreres geometri til minste og største tverrsnitt som vurderes.

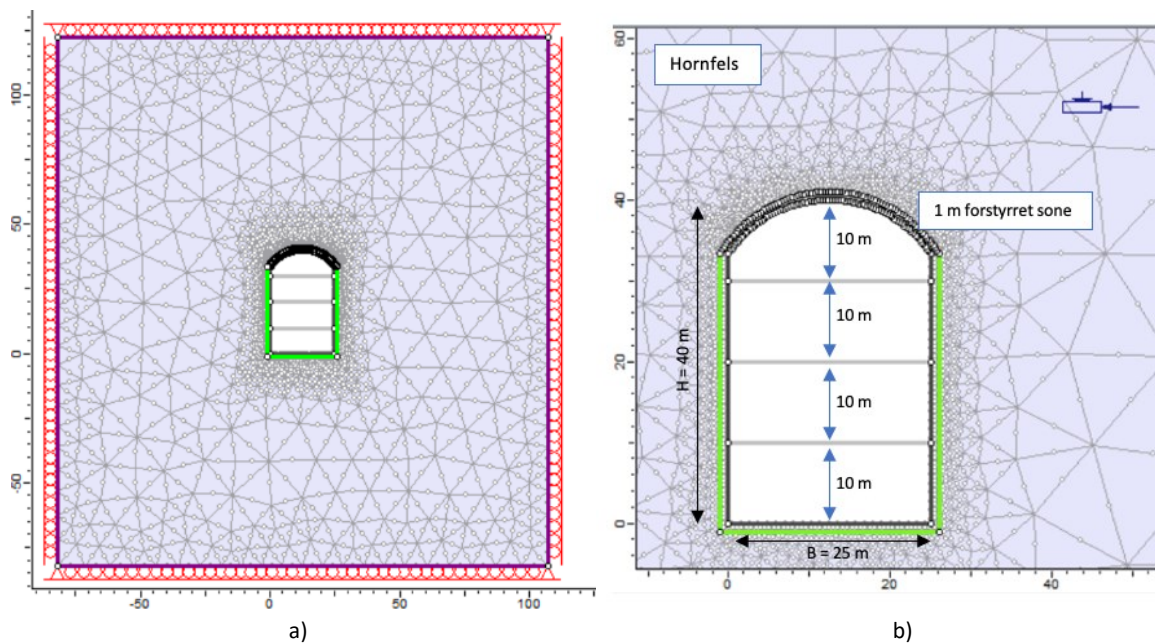


Figur 7-6: Geometri til minste (til venstre) og største (til høyre) halltverrsnitt som analyseres.

Det er ønskelig å finne ut hvor høye veggene kan være før det går på bekostning av stabilitet, og generelt hvordan økende dimensjoner påvirker stabiliteten. Basert på tre bredder; 20, 25 og 30 m, analyseres det hvordan spenningsfordeling, bruddsone og deformasjoner påvirkes av økende vegg høyde. Vegg høyden varieres fra 20-60 m.

Sikring

Sikringstiltakene som skal vurderes er tykkelse på sprøytebetong, boltelengde og senteravstand mellom boltene. Geometri til hallen som skal sikres er vist i Figur 7-7.



Figur 7-7: Figur a) og b) viser modeloppsett og geometri til hallen som skal sikres.

Det prioriteres å vurdere den langsiktige stabiliteten til anlegget. Resultatene som presenteres er derfor knyttet til fullt utgravd hall. Hallen drives i paller på 10 m, som vist i Figur 7-7 b). Sikringen påføres i samme steg som utgravningen gjøres.

Sikringsdesignene som analyseres er basert på designprinsipper og metoder presentert i kapittel 4, og resultater presentert i kapittel 6. Flere av sikringsprinsippene gir kun dimensjonering av boltelengde. I slike tilfeller er parameterne som ikke er definert, satt til å være tilsvarende presentert som minimum sikringskrav under forarbeidet (Multiconsult et al., 2020). Dette gjelder særlig prinsippene som kun gir mål for boltelengde. Da er senteravstanden satt til 2 m og sprøytebetongtykkelse til 20 cm. Tabell 7-2 oppsummerer sikringsalternativene som undersøkes.

Tabell 7-2: Sikringsalternativer som vurderes i den numeriske analysen.

Sikringsutforming basert på	Boltelengde i tak	Boltelengde i vegger	Senteravstand	Sprøytebetongtykkelse
	[m]	[m]	[m]	[cm]
Q-systemet	8	8	2,4	9
Hoek (2006)	5,75	8	2	20
Li (2017)	4	8	2	20
Schach og Garshol (1973)	6	6	2	20
Jorstad (1967)	4,66	4,66	2	20
Palmström (2000)	6	5	2	20
Bever Mapping	5	5	1,75	20

7.1.3 Resultater

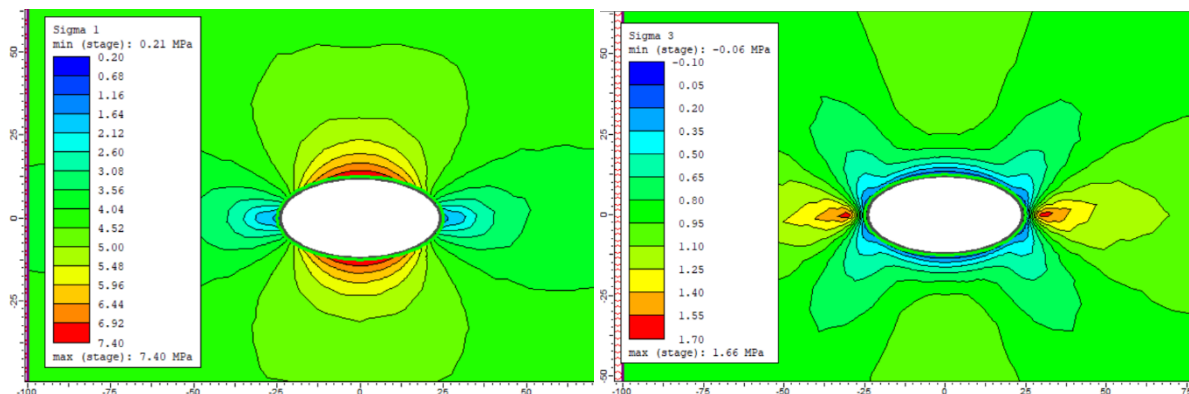
Elastisk analyse

I Tabell 7-3 oppsummeres et utvalg av resultatene fra den elastiske analysen i RS2. Flere resultater kan sees i Vedlegg A8. Bruddzone viser til maks utbredelse av sone med styrkefaktor under 1. Sigma 1 over heng er valgt å leses av utenfor grensen mellom «forstyrret sone» (DZ) og hornfels. Videre følger et utvalg av resultater fra RS2 analysen. Flere bilder fra den elastiske formanalysen kan sees i Vedlegg A9.

Tabell 7-3: Resultater fra elastisk analyse av fjellhaller med ulike geometriske tverrsnitt.

Form	x	Bruddzone	Maks deformasjon	Sigma 1 over heng (utenfor DZ)	Sigma 3 min
		[m]	[mm]	[MPa]	[MPa]
A		0,00	1,30	7,40	-0,06
B		1,00	1,70	5,07	-1,71
C-1	5	0,60	1,60	6,84	-1,74
C-2	3	0,36	1,54	7,47	-1,70
C-3	2	0,21	1,50	7,98	-1,73
C-4	1	0,00	1,44	8,70	-1,68
D-1	5	1,67	2,20	9,55	-1,91
D-2	1	1,26	2,10	11,11	-1,84
E-1	5	3,84	3,20	13,80	-2,32
E-2	3	3,82	3,20	14,30	-2,30

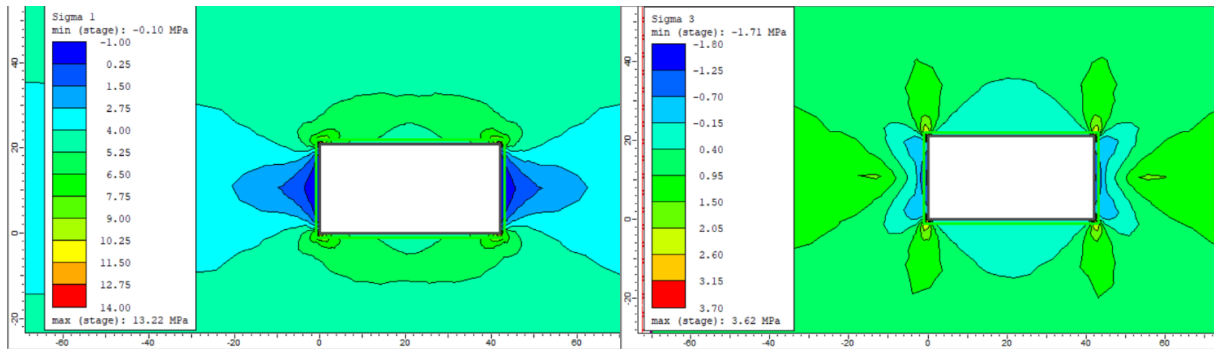
I Figur 7-8 og 7-9 vises spenningsfordelingen (sigma 1 og sigma 3) rundt form A og B. Form A er godt tilpasset spenningsforholdene med et bredde/høyde forhold på 2 og horisontal-/vertikalspennings forhold på 2,2. I tillegg er formen avrundet. Dette skaper en jevn fordeling av spenninger rundt utgravningen. Form B har samme gunstige bredde/høyde forhold, men de skarpe hjørnene skaper spenningskonsentrasjoner i hjørnene. I tillegg fører de rette veggene til negativ sigma 3 (strekkspenninger) nær veggene.



(a) Sigma 1 fordeling

(b) Sigma 3 fordeling

Figur 7-8: Spenningsfordeling rundt form A.

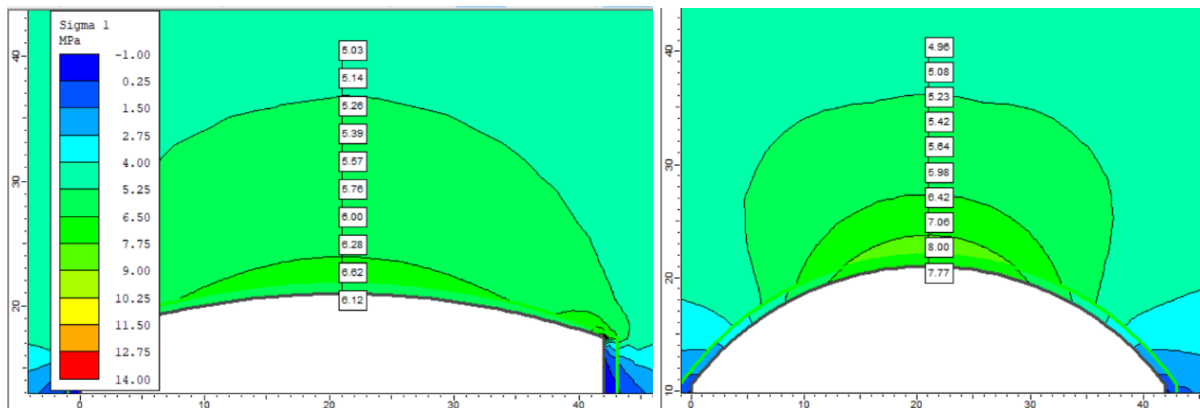


(a) Sigma 1 fordeling

(b) Sigma 3 fordeling

Figur 7-9: Spenningsfordeling rundt form B.

I form C er fortsatt bredde/høyde forholdet godt tilpasset spenningsforholdene. I tillegg skaper det buede taket bedre innspenning i heng, sammenliknet med form B. Ved å øke pilhøyden til taket fra form C-1 til C-4 observeres det at sigma 1 øker over heng, se Figur 7-10. Generelt vil økt pilhøyde gi mer stabile forhold, se resultatene i Tabell 7-3, blant annet ved at deformasjoner og bruddsonens utstrekning reduseres.

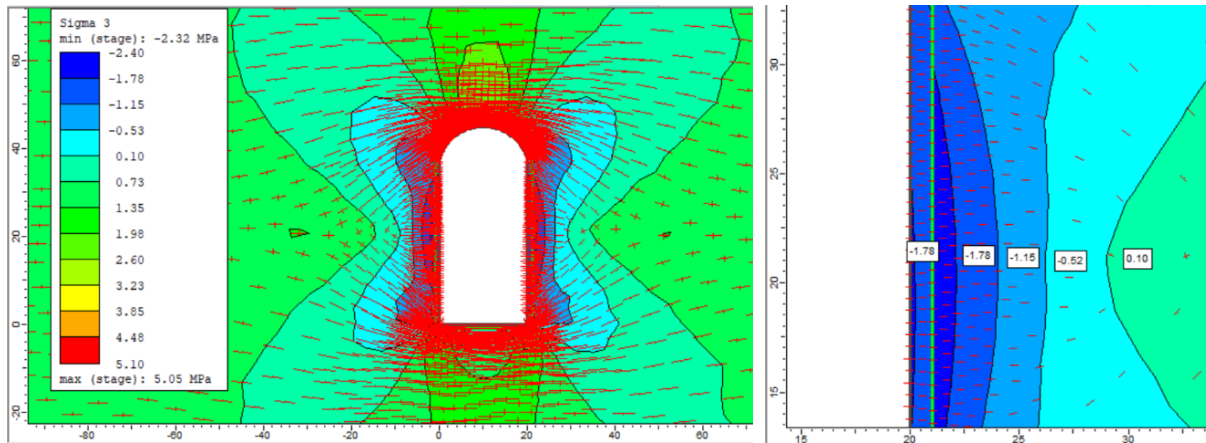


(a) Form C-1

(b) Form C-4.

Figur 7-10: Sigma 1 fordeling over heng til form C-1 (bilde a) og C-4 (bilde b). Legenden i a) gjelder også for b).

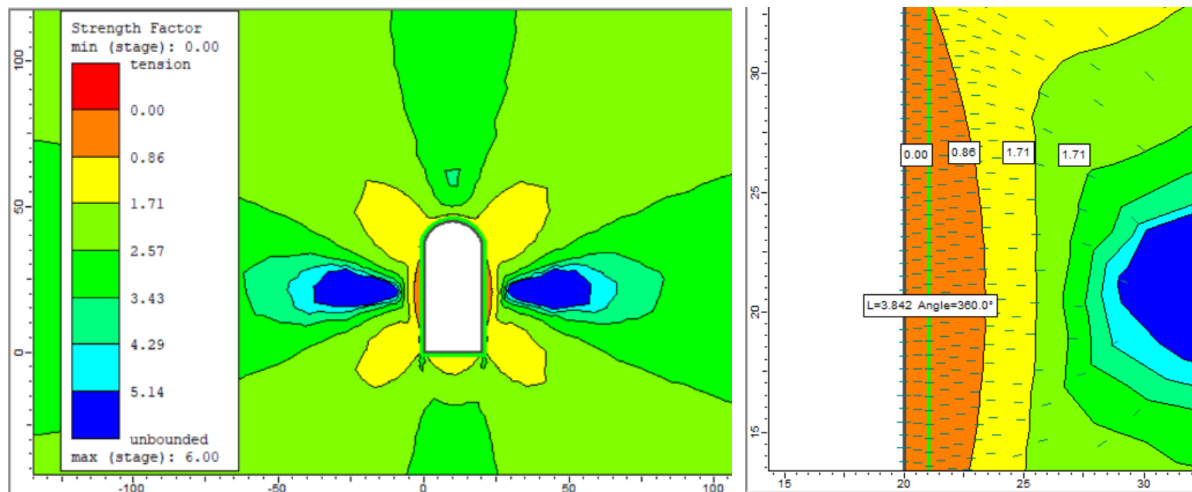
For form E er ikke lenger bredde/høyde forholdet til utgravningen tilpasset spenningsforholdene. Utgravningene har høye vegger som største horisontalspenning virker normalt på, se Figur 7-11. Dette skaper en stor sone med strekkspenninger, vist i Figur 7-11 b), og en mer utbredt bruddsone, vist i Figur 7-12.



(a) Sigma 3 fordeling og spenningsvektorer rundt form E-1.

(b) Utklipp av høyre vegg.

Figur 7-11: Sigma 3 fordeling rundt form E-1. Figurene viser også spenningsvektorene (røde kryss) og utbredelse av negative sigma 3 verdier nær høyre vegg (b).



(a) Fordeling av styrkefaktor rundt form E-1.

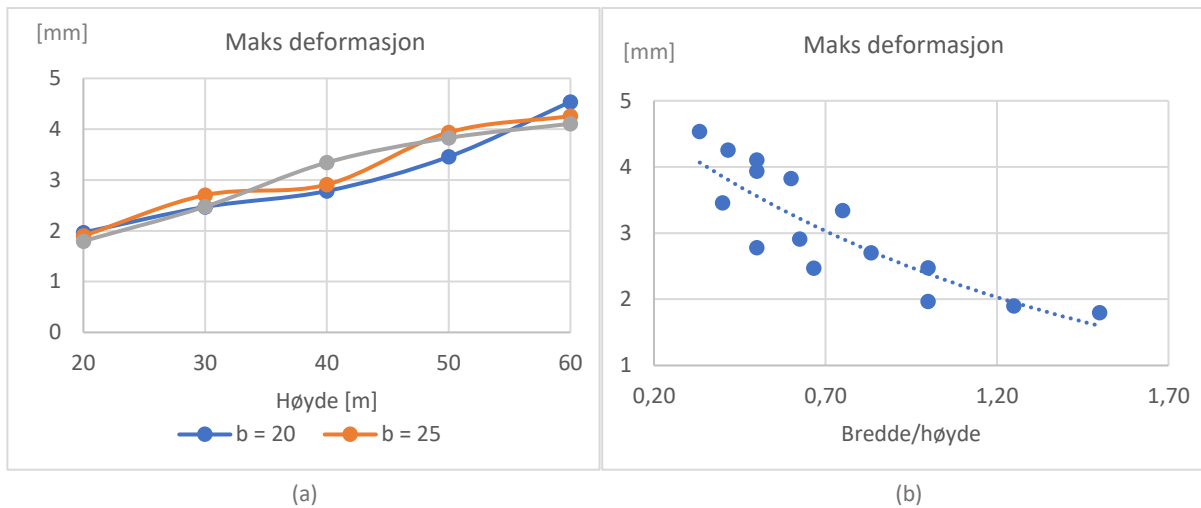
(b) Utklipp av høyre vegg.

Figur 7-12: Styrkefaktor rundt utgraving med form E-1. Der styrkefaktoren er mindre enn 1 forventes det brudd og plastisk oppførsel. I bilde b) er det zoomet inn på høyre vegg, og sone med styrkefaktor mindre enn 1 er målt til 3,842 m.

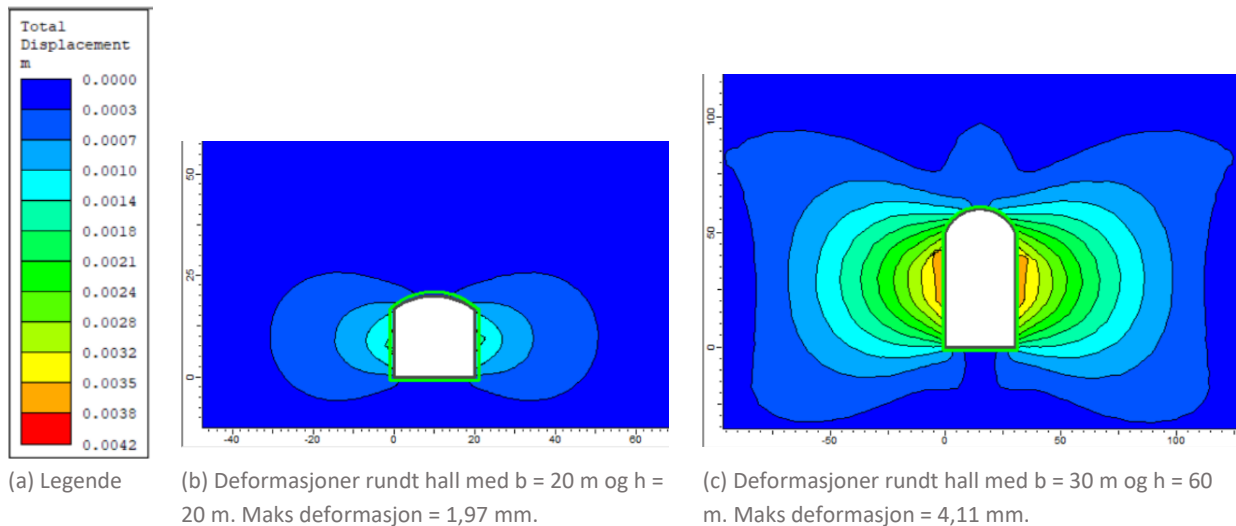
Plastisk analyse

For å vurdere hvordan økende dimensjoner påvirker den overordnede stabiliteten til fjellhaller, har den plastiske analysen blitt kjørt for fjellhaller med bredde på 20, 25 og 30 m, og høyde fra 20-60 m. Det er notert σ_1 , σ_3 , deformasjoner, bruddelementer og utstrekning på bruddsonen, alle resultatene kan sees i Vedlegg A10. Videre presenteres et utvalg av resultatene. For å gi et inntrykk av hvordan stabiliteten endrer seg, er det valgt å trekke frem største og minste hall som analyseres. Flere utklipp av resultatene fra analysen i RS2 kan sees i Vedlegg A11.

Diagrammet i Figur 7-13 a) viser hvordan deformasjoner rundt fjellhallene øker når vegghøyden øker. Som diagrammet viser, har bredden til hallen liten påvirkning på hvordan deformasjonene blir. Diagrammet i Figur 7-13 b) relaterer største deformasjon til bredde/høyde forholdet til hallene som analyseres. I henhold til spenningsfeltet er det mest ideelle bredde/høyde forholdet på 2,2. Grafen i Figur 7-13 b) bekrefter dette, ved at deformasjonene reduseres når bredde/høyde forholdet nærmer seg 2. I Figur 7-14 vises resultatene for analysen av deformasjoner for minste (b) og største (c) hall.

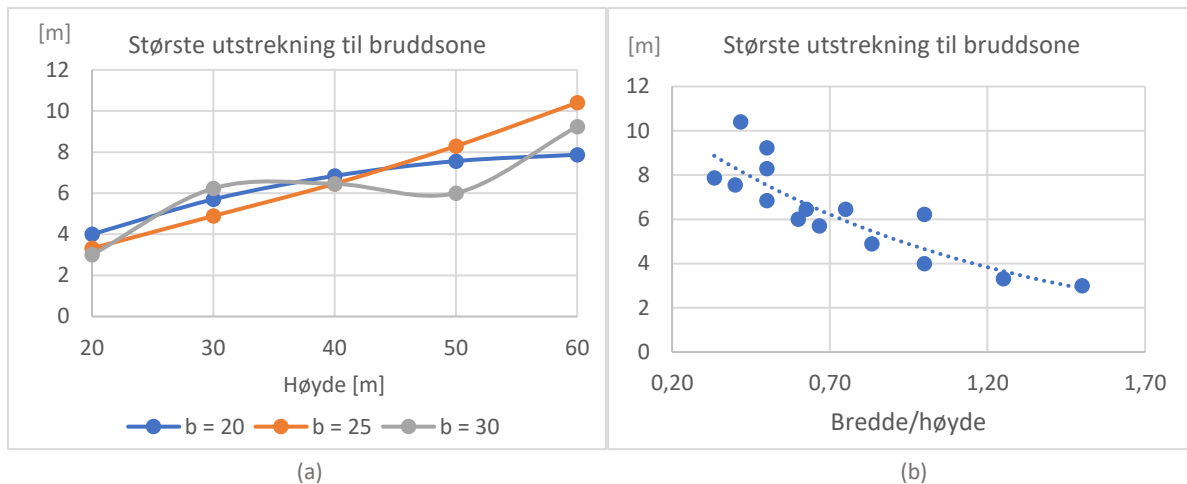


Figur 7-13: Maks deformasjoner rundt fjellhallene med hensyn til fjellhallens høyde (a) og bredde-/høyde forhold (b). I diagrammet i figur b) er det lagt til en stiplet trendlinje.

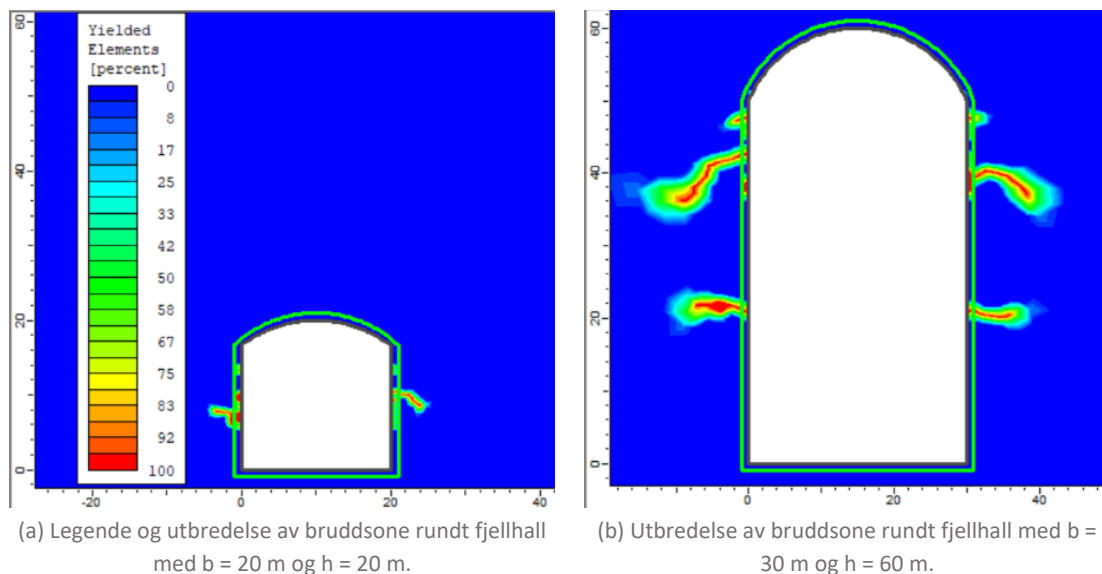


Figur 7-14: Deformasjoner rundt minste (b) og største (c) fjellhall ved full utgraving. Legenden i (a) gjelder for (b) og (c).

Diagrammene i Figur 7-15 relaterer utstrekning til bruddsonen med dimensjonene til hallen. Fra diagrammet i Figur 7-15 a) kan det observeres at utstrekning til bruddsonen øker når veggghøyden øker, men igjen har bredden til hallen lite å si. Fra diagrammet i Figur 7-15 b) kan det sees hvordan bruddsonen reduseres når bredde/høyde forholdet til hallen blir mer gunstig med hensyn til spenningsfeltet. Bildene i Figur 7-16 viser hvordan bruddsonene strekker seg ut fra veggene til fjellhallen. Fra bildene er det klart at bruddsonen har økt betraktelig fra den minste (a) til den største (b) hallen.

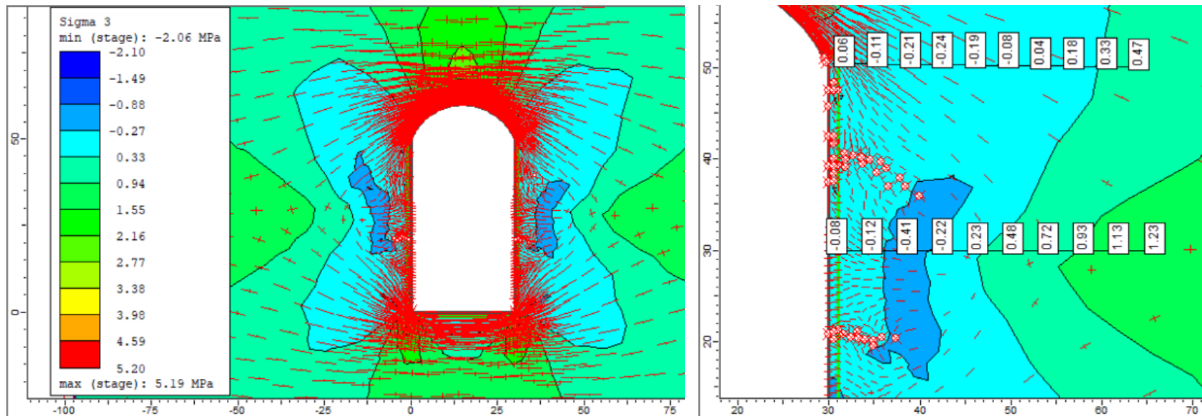


Figur 7-15: Største utstrekning på bruddsonen som oppstår rundt fjellhallene med hensyn til fjellhallens høyde (a) og fjellhallens bredde/høyde forhold (b). I diagrammet i figur b) er det lagt til en stiplet trendlinje.



Figur 7-16: Utbredelse av bruddelementer rundt minste (a) og største (b) hall etter full utgravning. Legenden på bilde (a) gjelder for begge hallene.

Til tross for at spenningsforholdet mellom horisontal- og vertikalspenning er på omtrent 2, har fjellhallene største spenn vertikalt, og et bredde/høyde forhold ofte under 1. De høye horisontalspenningene fører til at den største spenningskonsentrasjonen oppstår over heng, mens i veggene oppstår det strekkspenninger. I Figur 7-17 vises utklipp av resultatene i RS2 analysen for den største hallen ($b = 30$ m og $h = 60$ m). Bildene illustrerer hvordan spenningene rundt hallen blir orientert og konsentrert, og hvordan de høye veggene fører til utvikling av større bruddsoner og avspente områder i form av strekkspenninger.

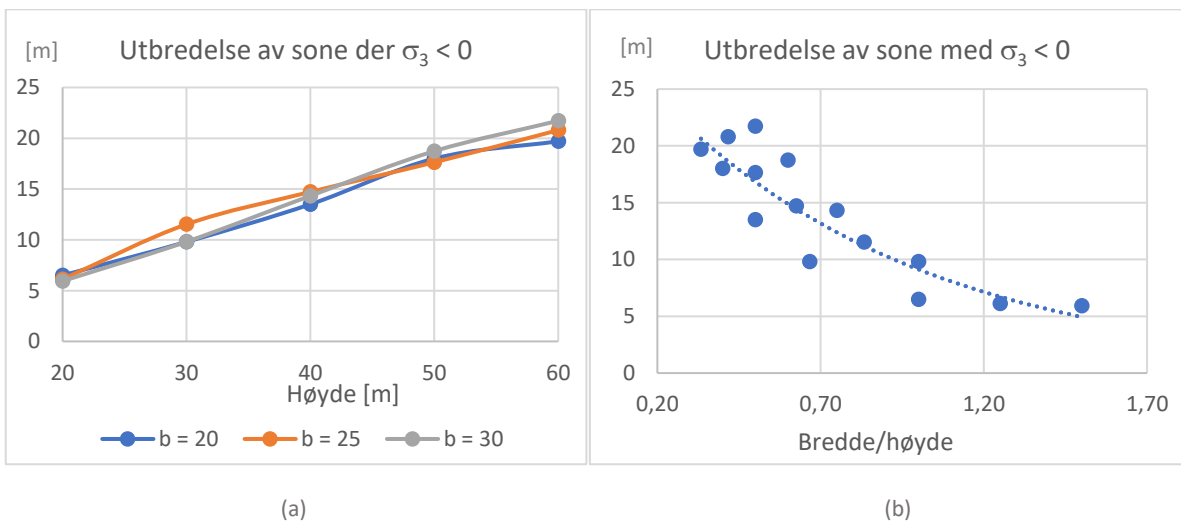


(a) Sigma 3 fordeling og spenningsorienteringer til hovedspenningene.

(b) Høyre vegg til hallen. Utviklet bruddelementer og verdier for sigma 3.

Figur 7-17: Sigma 3 fordeling rundt den største hallen. Figurene inkluderer spenningskryss for hovedspenningene, og (b) viser et nærbilde av høyre vegg med bruddelementer og spenningskryss. Legenden i (a) gjelder for begge figurene.

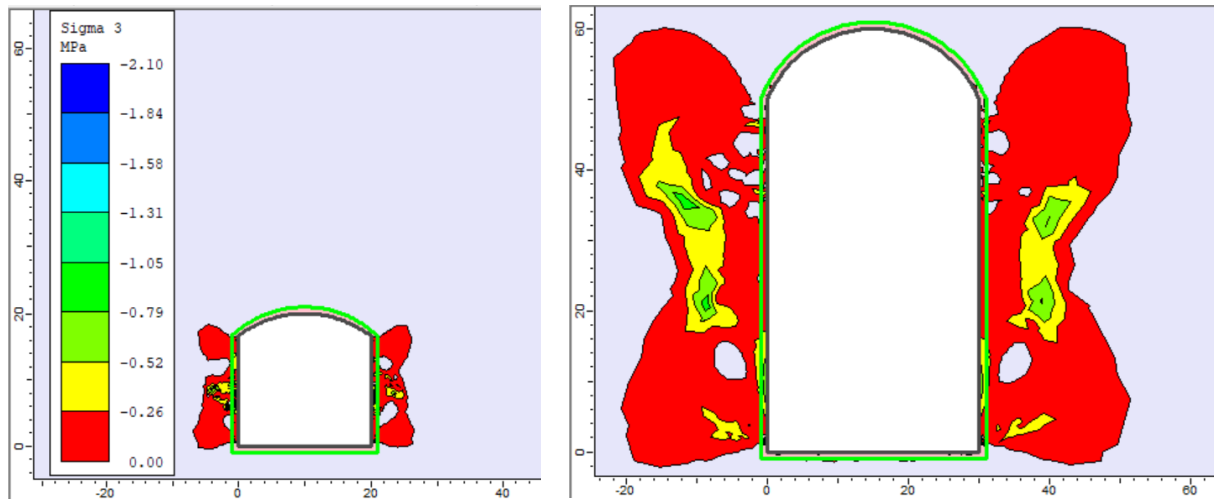
Ettersom hornfels er en sterk bergart med høy UCS, vil stabilitetsproblemer som følge av spenninger, mest sannsynlig skyldes avspente områder i veggene, fremfor spenningskonsentrasjonen som oppstår i heng. Diagrammene i Figur 7-18 viser hvordan utstrekningen av sone med strekkspenninger øker når vegg høyden øker. Strekkspenninger er ugunstig ettersom det kan inducere strekkbrudd. Grafene er plottet mot fjellhallens høyde i figur (a), og mot fjellhallens bredde/høyde forhold i figur (b). I Figur 7-19 vises bilder av resultatene fra analysen i RS2, for minste og største hall.



(a)

(b)

Figur 7-18: Største utbredelse av sone med strekkspenninger ($\sigma_3 < 0$) i henhold til fjellhallens høyde (a) og bredde/høyde forhold (b). I diagrammet i figur b) er det lagt til en stiplet trendlinje.



(a) Legdene og sone med strekk-spenninger rundt fjellhall med $b = h = 20$ m. Laveste verdi for $\sigma_3 = -1,14$ MPa. (b) Sone med strekkspenninger rundt fjellhall med $b = 30$ m og $h = 60$ m. Laveste verdi for $\sigma_3 = -2,06$ MPa.

Figur 7-19: Utstrekning av sone med strekkspenninger ($\sigma_3 < 0$) rundt minste (a) og største (b) fjellhall. Legenden i (a) gjelder for begge bildene.

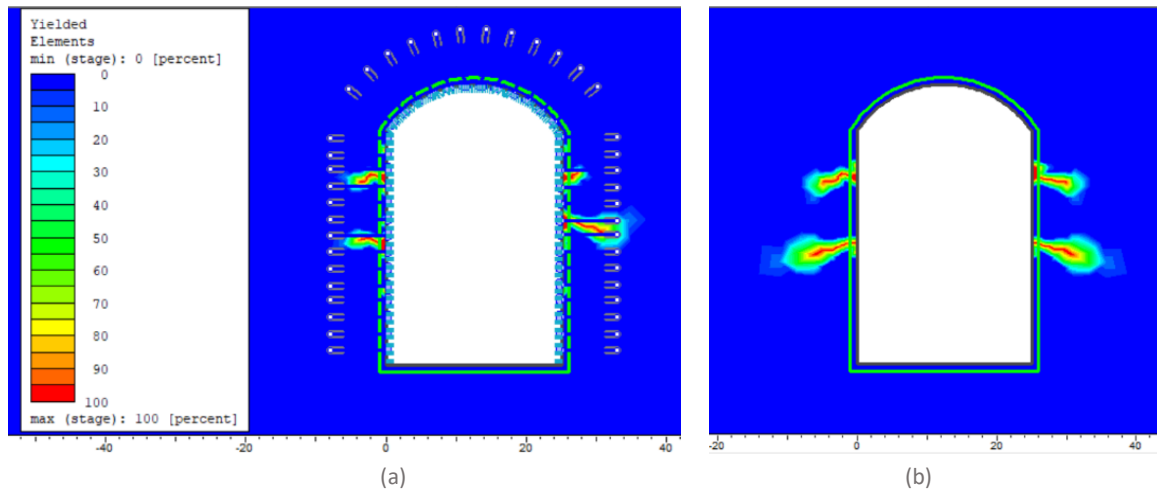
Sikring

I Tabell 7-4 oppsummeres resultatene fra den plastiske analysen i RS2 med sikring. I tabellen er parametere som er sentralt for stabilitetsvurdering, og som kan påvirkes av sikring, trukket frem. Fullstendig regneark med flere detaljer om resultatene kan sees i Vedlegg A12. Tabell 7-4 inkluderer også resultatene fra analysen uten sikring (se Vedlegg A11 for bilder) for å kunne sammenligne.

Tabell 7-4: Resultater fra plastisk analyse med sikring i henhold til ulike designprinsipper presentert i kapittel 4.

Sikrings- utforming basert på	Maks deformasjon	Brudd- elementer i bergmassen	Maks utbredelse til bruddsone, høyre vegg	Maks utbredelse til bruddsone, venstre vegg	Tilstand til boltene
	[mm]		[m]	[m]	
Uten sikring	2,9	43	6,19	6,24	
Q-systemet	3,0	47	5,68	3,87	Stabil
Hoek (2006)	3,1	70	5,71	4,73	Stabil
Li (2017)	2,9	65	6,15	6,30	Stabil
Schach og Garshol (1973)	2,9	71	5,88	6,20	Stabil
Jorstad (1967)	3,0	70	5,80	6,06	Stabil
Palmström (2000)	2,9	64	6,14	6,39	Stabil
Bever Mapping	3,0	60	4,07	6,10	Stabil

I Figur 7-20 vises et eksempel fra analysen, der (a) har bergsikring i henhold til Q-systemet og (b) er uten sikring. Figurene viser hvordan bruddsonene rundt hallen reduseres i utstrekning fra 6,19 og 6,24 m uten sikring, til 5,68 og 3,87 m med sikring. Flere bilder av resultatene fra analysen i RS2 kan sees i Vedlegg A13.



Figur 7-20: Bruddsone rundt hallen med sikring i henhold til Q-systemet (a) og uten sikring (b).

Resultatene fra sikringsanalysen viser at påføring av sikring ikke påvirker spenningsfordelingen rundt utgravningen. Deformasjonene er relativt stabile, men er svært små i utgangspunktet (kun 3 mm i en 25 m bred hall). Sprøytebetongen er generelt stabil, med kun enkelte bruddelementer i noen av sikringsutformingene. I de fleste tilfellene øker antall bruddelementer i bergmassen, men utstrekning til bruddsonene reduseres noe. De fleste nye bruddelementene er lokalisert innenfor den sprengningsforstyrrede sonen.

7.2 Unwedge

Kontinuerlige numeriske metoder, slik som RS2, kan ikke håndtere blokkfall eller blokkrotasjon (Jing, 2003). For å vurdere faren for kiledannelse og blokkfall, er det derfor benyttet Unwedge 4.023, et numerisk verktøy som også er del av Rocscience programvaren (Rocscience, 2021c).

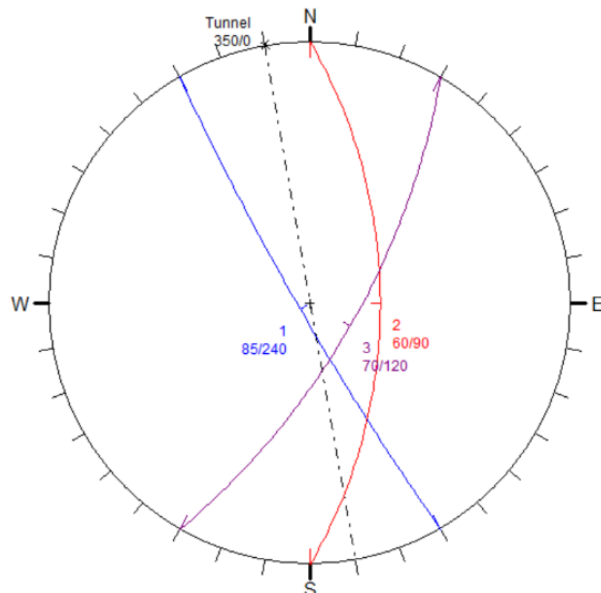
7.2.1 Inngangsparametere

For beregning av sprekkeflatenes skjærstyrke (τ) er det brukt modellen til Barton og Bandis (1990), presentert i Ligning 2-22. Ettersom alle de nødvendige sprekkeegenskapene ikke er målt og/eller publisert i åpne rapporter, baseres noen av egenskapene på arbeidet til Barton og Choubey (1977). Tabell 7-5 oppsummerer inngangsparametere for sprekkeegenskapene, og hvor de er hentet fra. I tabellen er JCS = sprekkeruhetskoeffisienten, JCS_c = sprekkekompressjons-koeffisienten og ϕ_r = grunnleggende friksjonsvinkel.

Tabell 7-5: Inngangsparametere for sprekkeegenskaper.

Parameter	Verdi	Basert på/hentet fra
JRC	9,6	Resultater publisert av Barton og Choubey (1977).
JCS	219 MPa	Labarbeid presentert i ingeniør- og hydrogeologisk rapport (Multiconsult et al., 2020). JCS = σ_{ci} til hornfels (Nilsen & Palmstrøm, 2000).
φ_r	33°	Resultater publisert av Barton og Choubey (1977).
Bølgevinkel (waviness)	5°	Basert på at de fleste sprekkeflatene er kartlagt som svakt undulerende.

Det defineres tre sprekkesett basert på sprekkerosen og polplottet presentert i Figur 5-4 og 5-5. Orientering til sprekke, og tilhørende grafisk presentasjon av sprekkeplanene, er vist i henholdsvis Tabell 7-6 og Figur 7-21. Sprekkeene begrenset til å ha en lengde på 30 m, basert på feltobservasjoner i tunnel.



Tabell 7-6: Orientering til sprekkesettene.

Sprekkesett	Fall [°]	Fallretning [°]
1	85	235
2	60	80
3	70	110

7-21: Stereografisk projeksjon av sprekkesettene.

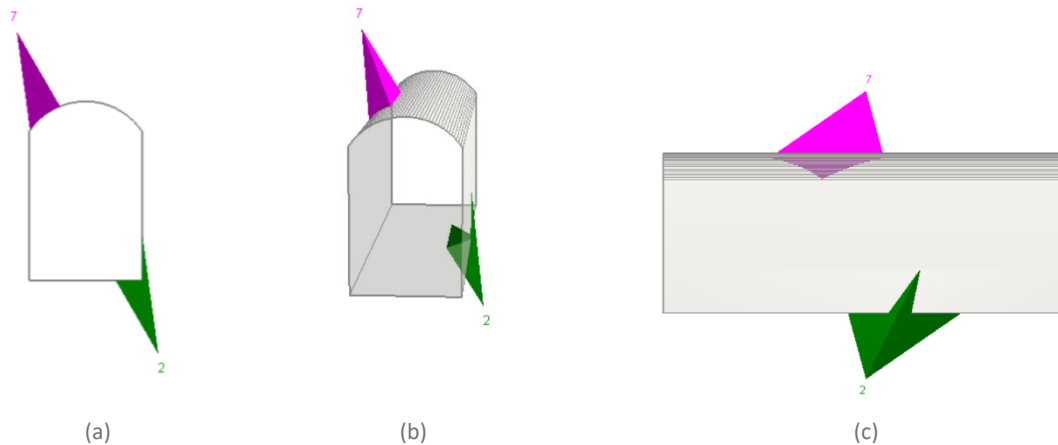
Geometri for hallen som vurderes er den samme som presentert i Figur 7-7, og lengden til hallen er satt til 100 m. Lengdeaksen er orientert 10°NV, med fall 0°. Når analysen kjøres med spenninger, brukes spenningsverdier målt under 3D-overboring, presentert i Tabell 5-10. Det er valgt å bruke gjennomsnittsverdiene til de målte hovedspenningene.

7.2.2 Metode

Modellen kjøres med og uten spenninger. Etersom alle valg av sprekkeegenskaper ikke er basert på faktiske målinger i felt, velges det å kjøre modellen med et utvalg av verdier for JCS, JRC og φ_r , for å se hvordan dette påvirker sikkerhetsfaktoren. Sikkerhetsfaktoren beregnes i henhold til Eurokode 7, design tilnærming 3.

7.2.3 Resultater

I Figur 7-22 vises resultatene fra Unwedge analysen. Det er identifisert to mulige kiler, markert som nr. 7 og 2. Kile nr. 2 i gulvet til hallen er stabil. Kile nr. 7 har en vekt på 21,143 MN. Tabell 7-7 oppsummerer resultatene fra likevektsberegningene i Unwedge, der sikkerhetsfaktoren er funnet for ulike sprekkeegenskaper.



Figur 7-22: Utklipp av resultatene fra Unwedge analysen. Fjellhall med to mulige kiler vist fra front (a), i perspektiv (b) og fra siden (c).

Tabell 7-7 Beregninger av sikkerhetsfaktor i Unwedge basert på ulike verdier for JCS, JRC og ϕ_r .

Blokk	JCS [MPa]	JRC	ϕ_r [°]			
			27	29	31	33
7 Med spenninger	140	5,0	1,139	1,214	1,294	1,378
	180	7,0	1,282	1,365	1,454	1,548
	219	9,6	1,499	1,596	1,701	1,814
7 Uten spenninger	140	5,0	0,318	0,339	0,361	0,386
	180	7,0	0,409	0,437	0,469	0,504
	219	9,6	0,509	0,644	0,703	0,773

Fra resultatene presentert i Tabell 7-7, er det tydelig at spenningsfeltet har stor betydning for hvor stabil blokken i heng er. Det er også store forskjeller i sikkerhetsfaktoren beregnet basert på de mest gunstige sprekkeegenskapene (JCS = 219 MPa, JRC = 9,6 og $\phi_r = 33^\circ$), og de minst gunstige (JCS = 140 MPa, JRC = 5 og $\phi_r = 27^\circ$).

7.3 RS3

For å få et inntrykk av hvordan forholdene rundt hallen er i tre dimensjoner, gjøres det en analyse ved hjelp av RS3 4.023. I RS3 er det ønskelig å få et tredimensjonalt bilde av hvordan spenningsforholdene rundt hallen er, samt å vurdere om hallens lengde påvirker den overordnede stabiliteten.

7.3.1 Inngangsparametere

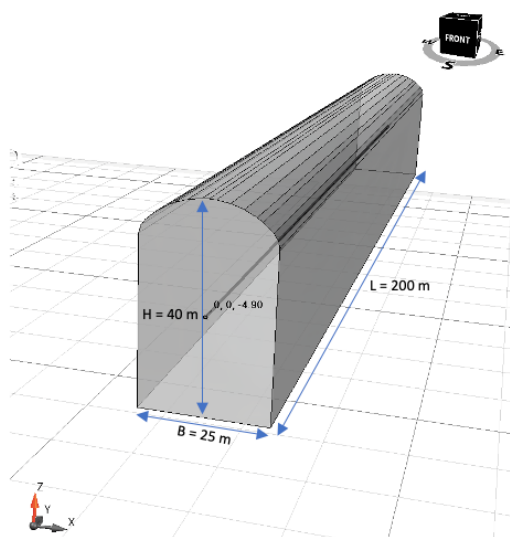
Materialparametere for hornfels er de samme som brukt i RS2 analysen, se Tabell 7-1. Analysen gjøres med spenninger i henhold til resultatene fra 3D-overboring, presentert i Tabell 5-10. Det gjøres noen forenklinger i 3D-modellen for å redusere kompleksiteten til modellen:

- Det er kun to steg i modellen; initial tilstand og fullt utgravd hall
- Sprengningsforstyrret sone er sett bort fra
- Materialet settes til å være elastisk
- Hallen betraktes uten sikring

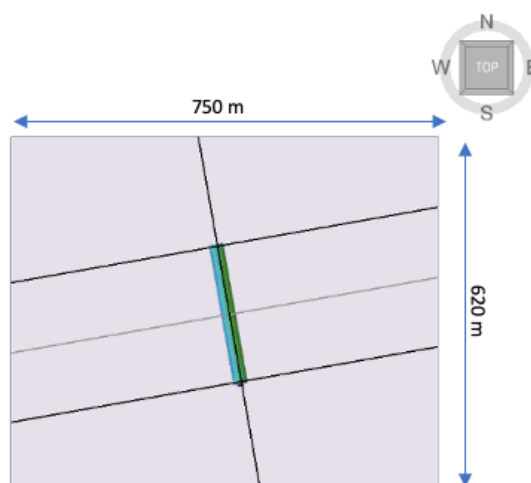
7.3.2 Metode

Første steg er å designe tunneltverrsnittet ved hjelp av «Tunnel Designer». Det er ønskelig å ha et tverrsnitt med geometri tilsvarende brukt i RS2 og Unwedge, vist i Figur 7-7. Det velges tunnelform «Shoulder Cavern», med høyde 40 m og bredde 25 m. Krone radius og skulder radius, settes til henholdsvis 16 og 4. Se geometri til hallen i Figur 7-23. Hallen orienteres 10° NV, og de eksterne grensene til modellen settes til å være en stor boks, se Figur 7-24.

Analysen kjøres først med lengde på 200 m, deretter med lengde på 250 m. Det settes inn fire plan for å vurdere resultatene; tre som står normal på hallen (ved hver ende, og ett i senter) og ett parallelt med hallens lengdeakse, se Figur 7-24.



Figur 7-23: Hallgeometri, utklipp fra Tunnel Designer.



Figur 7-24: Orientering hallen og planene som benyttes for å analysere resultatene. Utklipp fra RS3.

7.3.3 Resultater

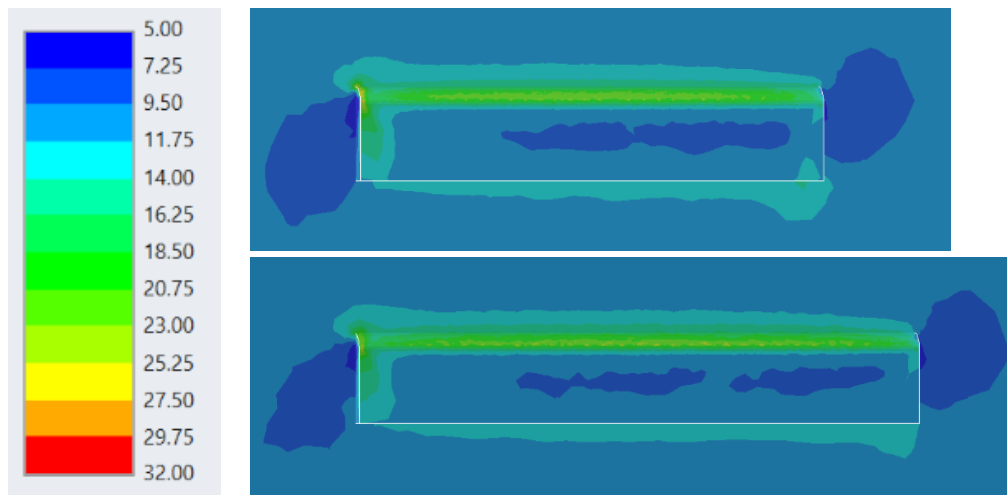
Resultatene fra modellene med L = 200 m og L = 250 m, er generelt svært samsvarende. Tabell 7-8 oppsummerer resultatene. Det er noe variasjon i største og minste sigma 1 og sigma 3 verdi som forekommer. Største deformasjon er derimot helt lik.

Tabell 7-8: Resultater fra RS3 analysen.

Hall	σ_1 , maks	σ_1 , min	σ_3 , maks	σ_3 , min	Maks deformasjon
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[mm]
L = 200 m	30,36	5,81	5,17	-15,65	4,2
L = 250 m	26,16	5,52	6,87	-14,73	4,2

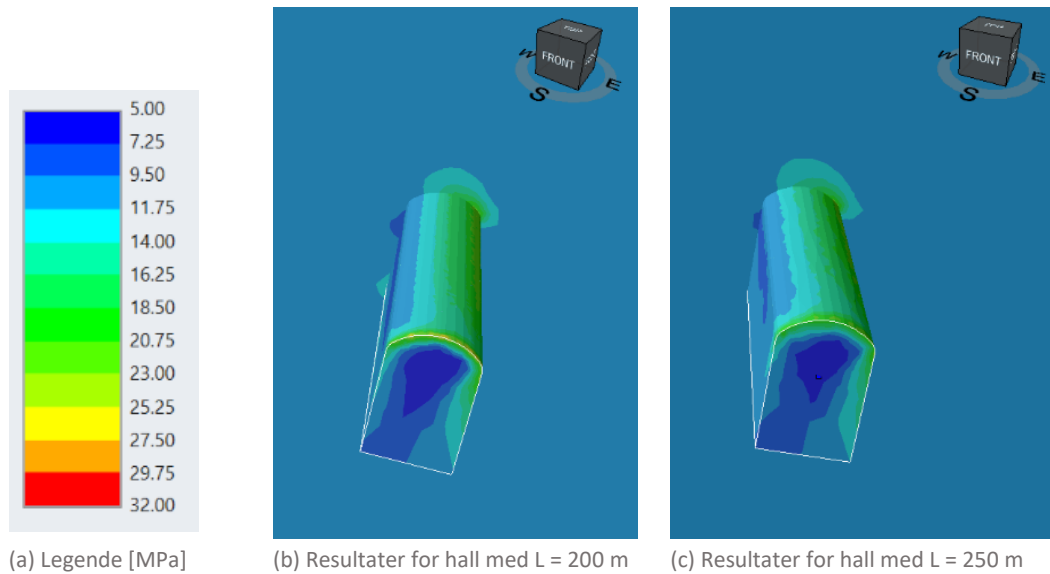
Videre presenteres et utvalg av bilder av resultatene fra RS3 analysen. Flere bilder og detaljer kan sees i Vedlegg A14.

I Figur 7-25 vises sigma 1 fordeling rundt begge hallene, bildene er tatt fra høyre side. Fra bildene kommer det frem at det oppstår en spenningskonsentrasjon i heng, mens ved endene og i senter av hallen oppstår det lavere spenninger.



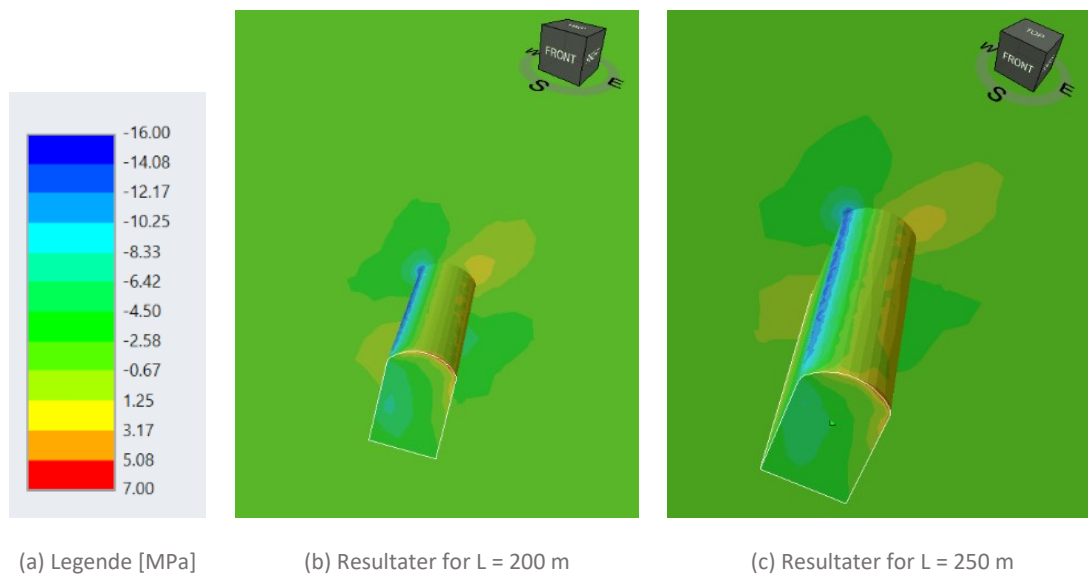
Figur 7-25: Sigma 1 fordeling rundt hall med L = 200 m (øverst) og L = 250 m (nederst). Bildene er tatt fra høyre side. Legenden i [MPa] til venstre gjelder for begge hallene.

I Figur 7-26 vises sigma 1 fordelingen rundt hallene med perspektiv fra front. Det er igjen tydelig at resultatene er veldig samsvarende, til tross for ulik lengde. Det oppstår en spenningskonsentrasjon langs heng i hallen, og i hjørnene av heng ved endene. Spenningskonsentrasjonen er mest betydelig i og over høyre heng.



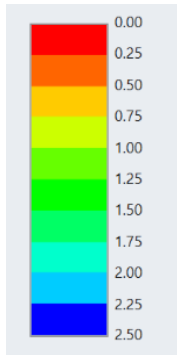
Figur 7-26: Sigma 1 fordeling rundt hallene, perspektiv fra front.

I Figur 7-27 vises sigma 3 fordelingen rundt hallene, sett fra front. Igjen er resultatene for de to hallene samsvarende. Sigma 3 konsentreres i og over høyre heng, mens i venstre heng oppstår det en sone med klart negative spenninger.

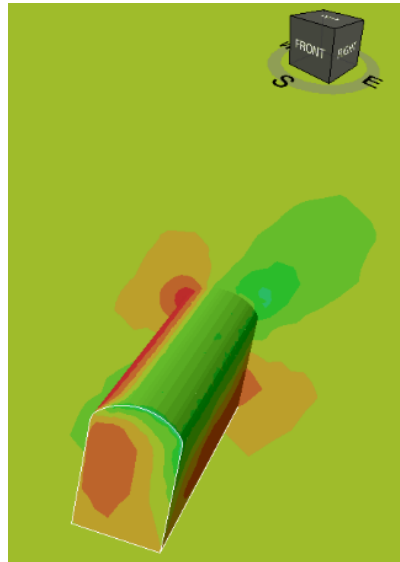


Figur 7-27: Sigma 3 fordeling rundt hallene, perspektiv fra front.

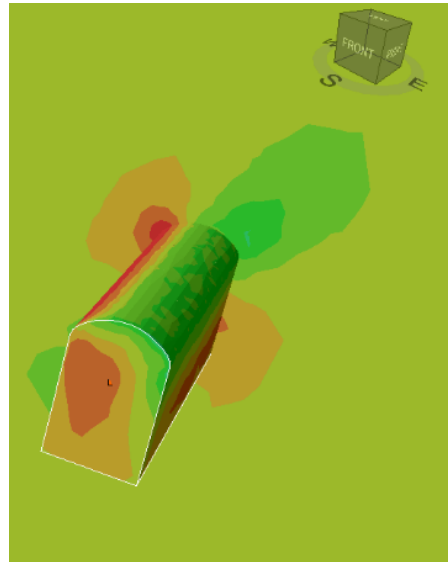
Styrkefaktor vil si forholdet mellom belastning og styrken til bergmassen (Rocscience, 2021b). I Figur 7-28 vises hvordan styrkefaktoren varierer rundt hallene, fra frontperspektiv. Styrkefaktoren har ikke en symmetrisk fordeling rundt hallen. Venstre heng og høyre bunn av hallene har klart lavere styrkefaktor, sammenlignet med høyre heng og venstre bunn.



a) Legende



b) Resultater for hall med $L = 200$ m



c) Resultater for hall med $L = 250$ m

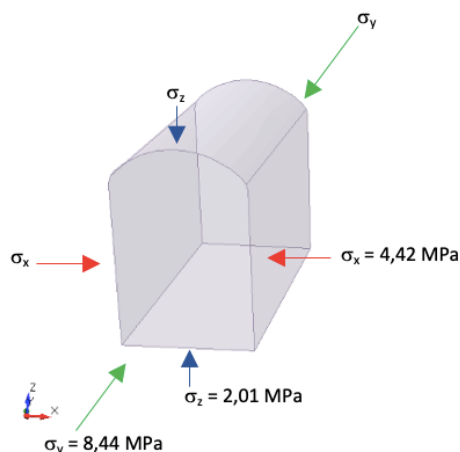
Figur 7-28: Styrkefaktor rundt hallene, perspektiv fra front.

8. Diskusjon

8.1 Resultater fra numerisk analyse

Samsvarer resultatene fra den numeriske analysen med forventninger basert på presentert teori?

Det er ønskelig å oppnå en så jevn spenningsfordeling rundt tunnelkonturen som mulig. Dette kan, ifølge Engelstad (2016); Nilsen og Palmstrøm (2000), oppnås ved å tilpasse tunnelverrsnittet til insitu spenningene. På Huseby er horisontalspenningen omtrent to ganger så stor som vertikalspenningen som virker på tunnelverrsnittet, se Figur 8-1. Det vil derfor være gunstig å ha største spenn til utgravningen horisontalt, og et bredde/høyde forhold på 2.



Figur 8-1: Spenningene som virker på tunnelverrsnittet som analyseres i RS2.

Både form A og B som ble analysert i den elastiske analysen i RS2, hadde et bredde/høyde forhold på 2. Begge formene kan, i henhold til analysene i RS2, betraktes som stabile. Bergmassen rundt konturen opplever kun små deformasjoner, og sonen med styrkefaktor under 1 er svært liten. Spenningsfordelingen er også jevn, men de skarpe hjørnene i form B skaper større spennings-konsentrasjoner, og en mer anisotrop spenningsfordeling, se Tabell 8-1.

Tabell 8-1: Spenninger rundt form A og B fra elastiske analyser i RS2.

Form	Geometri	σ_1 , maks [MPa]	σ_1 , min [MPa]	σ_3 , maks [MPa]	σ_3 , min [MPa]
A	Elliptisk	7,40	0,21	1,66	-0,06
B	Rektangulær	13,22	-0,10	3,62	-1,71

For formene D og E i den elastiske analysen, var ikke bredde/høyde forholdet tilpasset spenningene. Det ble særlig erfart at form E, med største spenn vertikalt, fikk en mer anisotrop spenningsfordeling rundt tunnelkonturen, og en større sone med styrkefaktor under 1.

Formene C, D og E ble testet med ulik pilhøyde. Hensikten med dette var å se hvordan økt bue på taket påvirket spenningsfordelingen. For alle formene viser resultatene at økt pilhøyde (lavere x) øker spenningene over heng. Form C har bredde/høyde forhold på 1, og ble testet med x = 1, 2, 3 og 5. Her økte sigma 1 over heng fra 6,84 MPa når x = 5, til 8,70 når x = 1. Økt pilhøyde førte også til at bruddsonen rundt tunnelkonturen ble redusert. Dette kan forstås på bakgrunn av at økt pilhøyde gir en mer sirkulær form, noe som er gunstig for å få en jevn spenningsfordeling.

I den plastiske analysen i RS2 ble det erfart at økende dimensjoner, øker influenssonen rundt utgravningen. Dette stemmer godt med forventningene (Palmstrøm & Stille, 2010). At influenssonen øker, kan blant annet sees ved at sonen med deformasjoner øker (Figur 7-14), og avstanden fra tunnelkontur til spenningene stabiliserer seg på insitu spenningsnivå, øker. De ytre grensene til modellene gjorde det derimot vanskelig å tallfeste utbredelsen til influenssonen, men det erfares at avstanden øker med økende dimensjoner. Større boks for ytre grenser til modellene kunne ha gjort det enklere å måle utbredelsen til influenssonen, ettersom effekten av de ytre grensene ville vært lengre unna utgravningen.

I RS3 analysen med elastisk materiale, var det forventet å se samme resultat med økt influenssone når størrelsen til hallen økte. Fra Figur 7-25 og 7-28 virker det til at sonen med påvirket sigma 1 og styrkefaktor har økt noe, fra L = 200 m til L = 250 m. Det ble derimot erfart at det var vanskelig å sammenligne de to modellene, samt å måle lengder og utbredelse av sonene. Særlig i RS3 var det vanskelig å tallfeste observasjonene.

Diagrammene i Figur 7-13 presenterer forholdet mellom største deformasjoner som inntreffer, og fjellhallenes høyde og bredde/høyde forhold. Fra Figur 7-13 a) blir det klart at deformasjonene øker når største spenn til hallen øker, men grafene for bredde 20 m, 25 m og 30 m, er tilnærmet identiske. Figur 7-13 b) relaterer deformasjonene som oppstår med bredde/høyde forholdet til hallen. Som nevnt er det ideelle forholdet med tanke på spenningene, lik 2. Fra Figur 7-13 b) blir det tydelig at desto lavere forholdet er (under 1), desto høyere blir deformasjonene.

Det samme kan sees i diagrammene i Figur 7-15 og 7-18, som viser henholdsvis største utstrekning til bruddsone og utbredelse til sone med strekkspenninger. Igjen har bredden til hallen liten innvirkning på resultatene, men et ugunstig bredde/høyde forhold (ned mot 0,2) gir dårligere forhold med både større bruddsone, og større sone med strekkspenninger.

I henhold til Hoek og Brown (1980); Palmstrøm og Stille (2010), skal ikke størrelsen til berganlegget påvirke spenningsfordelingen rundt utgravningen, kun den geometriske formen. I Tabell 8-2 er det trukket ut resultater fra den plastiske analysen i RS2 (se Vedlegg A10 for alle resultater), der alle hallene har et bredde/høydeforhold på 0,5. Igjen stemmer resultatene fra de numeriske modellene godt med de teoretiske forventningene, ved at spenningene er svært samsvarende, til tross før økende dimensjoner.

Tabell 8-2: Spenningsresultater for fjellhaller med bredde/høyde forhold på 0,5.

Bredde	Høyde	$\sigma_{1, \text{ maks}}$	σ_1 over heng (utenfor DZ)	$\sigma_{1, \text{ min}}$	$\sigma_3, \text{ maks}$	$\sigma_3, \text{ min}$
[m]	[m]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
20	40	16,58	12,13	-0,40	4,82	-1,95
25	50	17,09	12,40	-0,41	5,06	-2,03
30	60	17,20	12,60	-0,48	5,19	-2,06

8.2 Stabilitetsvurdering

Er fjellhallen stabil?

Fra den elastiske formanalysen i RS2 er det klart at elliptisk form, med største spenn horisontalt, er den mest gunstige utformingen med tanke på stabilitet. I de videre analysene er det derimot valgt å gå videre med et halltverrsnitt med høye vegger, og største spenn vertikalt. Denne formen samsvarer med geometrien på hallene som bygges på Huseby. Formen på fjellhallen er dermed valgt hovedsakelig basert på bruksområde, og ikke stabilitet. Den avrundede elliptiske formen, som er mest gunstig basert på den elastiske analysen, er i tillegg kostbar og konstruksjonsmessig utfordrende å gjennomføre.

Til tross for ugunstig form på halltverrsnittet med tanke på spenningsfordeling, viser resultatene fra den plastiske RS2 analysen, at fjellhallen kan forventes å være stabil. Deformasjonene er små, spenningskonsentrasjonene moderate og antall bruddelementer i bergmassen er begrenset. Sonen med strekkspenninger ($\sigma_3 < 0$) er derimot stor, og kan skape problemer med strekkbrudd.

Resultatene om stabile forhold fra de numeriske analysene samsvarer godt med forventningene basert på empiriske metoder. Alle de presenterte empiriske metodene; Q-systemet, RMR og GSI, predikerer stabile forhold og god bergmassekvalitet, se Tabell 8-3. Klassifisering av spenningsproblematikk i henhold til Q-systemet tilsier også stabile forhold og gunstige spenningsforhold.

Tabell 8-3: Oppsummering av empirisk bergmasseklassifisering av berggrunnen på Huseby.

Q-system	RMR	GSI
Gjennomsnittlig Q-verdi: 15,91. Bergmasseklasse: B, godt berg.	Gjennomsnittlig RMR: 75. Bergmasseklasse: II, godt berg.	Gjennomsnittlig GSI: 68. Gode overflateforhold og blokkig struktur.

Ved hjelp av analytiske ligninger, ble spenningene som virker på halltverrsnittet beregnet. Det ble klart av største horisontalspenning er orientert omtrent parallelt med hallens lengdeakse (se Figur 8-1). I henhold til Li (2018b), er dette ugunstig når beranlegget er lokalisert grunt i terrenget. Ved Huseby, er derimot også den minste horisontalspenningen som virker på hallens tverrsnitt, større enn vertikalspenningen. Dette gjør at det, til tross for ugunstig orientering av lengdeaksen, skapes god innspenning i hallens heng. Dette ble bekreftet av de numeriske analysene i RS2, der det kan sees at sigma 1 og sigma 3 konsentreres over hallens heng.

At insitu spenningene skaper god innspenning i hallens heng, ble også bekreftet av analysen i Unwedge. Sikkerhetsfaktoren for kile nr. 7, lokalisert ved hallens venstre vederlag, ble klart høyere når analysen ble kjørt med spenninger, sammenlignet med uten. Analysen er kjørt uten sikring, men for de predikerte egenskapene i henhold til resultater fra lab og litteratur, kan kilen ha en sikkerhetsfaktor opp mot 1,814. Til og med når modellen ble kjørt med de minst gunstige sprekkeegenskapene, var kilen fortsatt stabil med en sikkerhetsfaktor på 1,139, så lenge spenningene ble medberegnet.

Fra analysen i RS3 kan det observeres at spenningsfordelingen rundt hallen ikke er så symmetrisk som den fremstår i RS2 modellene. Både sigma 1 og sigma 3 konsentreres spesielt over hallens høyre vederlag, mens ved venstre vederlag er sigma 1 lav, og sigma 3 ned mot -16 MPa. Strekkspenninger vil føre til at friksjonen langs sprekkeflatene reduseres, og det kan bli fare for utglidning og/eller strekkbrudd. Det er derimot viktig å påpeke at Unwedge modellen har samme inngangsparametere for spenningsfeltet som RS3 modellene, og ifølge Unwedge, vil kilen i venstre vederlag ha en sikkerhetsfaktor over 1 når den betraktes uten sikring.

De analytiske metodene inkluderte også vurdering av potensiale for bergslag og sprakeberg. Ettersom bergmassen på Huseby har høy styrke og stiv karakter (høy E-modulus), vil mulige spenningsrelaterte problemer være sprakeberg og bergslag, eventuelt blokkutfall og/eller strekkbrudd ved lave spenninger (se Tabell 3-2). I henhold til Diederichs (2007) metode, resultater presentert i Figur 6-6, vil det derimot ikke være fare for hverken bergslag eller sprakeberg i fjellhallene på Huseby. Dette stemmer godt med forventningene, ettersom de målte spenningene er moderate, og bergmassens styrke er høy. Både RS2 og RS3 bekrefter forventningen om moderate spenninger rundt hallprofilen, og spenningskonsentrasjonene vil, ifølge modellene, aldri nærme seg bergmassens styrke.

Akkurat hvor høy styrken (σ_{cm}) og modulus for deformasjoner (E_{rm}) for bergmassen på Huseby er, er derimot mer usikkert. Basert på de presenterte empiriske formlene, kan σ_{cm} variere fra 98,35 til 104,56 MPa, og E_{rm} fra 30,04 til 61,48 GPa. Flere av ligningene er derimot ikke egnet for å håndtere forholdene på Huseby. Eksempelvis er Serafim og Pereira (1983) sin ligning for E_{rm} gyldig for bergmasse med RMR < 50. Bergmassen på Huseby er derimot kartlagt til å ha RMR på 75.

Basert på resultatene i RS2 og RS3 vil hallen, som nevnt, ha god innspenning i tak, men mulighet for store soner med strekkspenninger som utbrer seg fra veggene. Dersom det forekommer sprekker og kiledannelse i veggene til hallen, kan det oppstå problemer med utglidning og strekkbrudd. Med tanke på oppsprekking er det også verdt å merke seg at, i henhold til sprekkerosen i Figur 5-4, vil sprekkesett 2 være orientert tilnærmet parallelt med hallens lengdeakse. Altså kan sprekkeforventes å være fremtredende i hallen over lange strekninger, noe som er ugunstig.

Fra sikringsanalysen kan det observeres at påføring av sikring ikke påvirker spenningsfordelingen rundt hallen. Altså vil ikke sikring bidra til å redusere sonen med strekkspenninger, som virker til å være den største utfordringen med tanke på stabilitet. Deformasjonene rundt hallen er tilnærmet lik før og etter sikringspåføring, men ettersom de er såpass lave i utgangspunktet, anses det ikke som en utfordring.

Den mest betydelige bedringen av forholdene som oppnås med sikring, er at utstrekning til bruddsonene reduseres. Uten sikring har bruddsonene utstrekning på 6,24 og 6,19 m i venstre og høyre vegg. Det er sikring i henhold til Jorstad (1967) som reduserer bruddsonene mest, til 4,85 og 4,84 m i henholdsvis venstre og høyre vegg. Sikringsdesignet inkluderer de kortest testede bergboltene, med 4,66 m bolter i heng og vegg, senteravstand 2 m og 20 cm sprøytebetong. Basert på resultatene, virker det til at korte bolter i både vegger og heng, skaper de mest stabile forholdene for fjellhallen. Til tross for at enkelte bolter ikke når forbi bruddsonene, viser ingen av boltene tegn til å gå i brudd, og sprøytebetongen er intakt.

Det som derimot går litt imot forventningene, er at påføring av sikring øker bruddelementer i bergmassen. Bruddsonene reduseres i utstrekning, men øker i omfang. De nye bruddelementene er for det meste lokalisert innenfor sprengningsforstyrret sone. Ved å dekomponere noen av modellene, oppdages det at det er særlig påføring av sprøytebetong som øker antall bruddelementer, noe som er vanskelig å forklare årsaken til. Fra de forenklede modellene bemerkes det også at det er innføring av bolter som bidrar mest til å redusere utstrekningen til bruddsonene, og dersom modellene kjøres uten sprengningsforstyrret sone, blir stabiliteten generelt forbedret og bruddelementer i bergmassen reduseres.

Den gode stabiliteten til fjellhallen kan i stor grad knyttes til spenningene i berggrunnen. Som inngangsparametere til modellene er det tatt utgangspunkt i resultatene fra 3D-overboring, gjennomført høsten 2021. Hvor representative målingene er for insitu spenningsfeltet er vanskelig å si med sikkerhet. Det ble erfart flere utfordringer knyttet til målingen i felt. Blant annet med kryssende sprekker som løsnest målecellen, varierende geologi og vann som hindret festing av cellen. I tillegg var målestedet lokalisert i nærheten av en kjent svakhetssone og tunnelstiffen målingen ble gjort ved, var forinjisert. Dette er forhold som kan ha påvirket det naturlige insitu spenningsfeltet.

Basert på de andre spenningsmålingene presentert i kapittel 5.3, er det ganske store avvik mellom de målte spenningenes størrelse og orientering. Spenningsmålingene er gjort ved litt ulike lokasjoner og dyp, samt med ulike metoder, noe som delvis kan forklare variasjonene i resultatene. Berggrunnen i området er gjennomgått av magmatiske intrusjoner, forkastninger og svakhetssoner som følge av Oslofeltets geologiske historie. Dette er forhold som gjør berggrunnen svært anisotrop og heterogen, og som kan føre til store lokale variasjoner i insitu spenningsfeltet. Det vil derfor være vanskelig å vite hvor representative målingene fra 3D-overboring er. En observasjon som derimot går igjen, er at horisontalspenningene er relativt høye, og alltid større enn vertikalspenningen. Dette er sentralt med tanke på innspenning rundt utgravningen og den overordnede stabiliteten.

8.3 Gyldighet til metodene

Fungerer de presenterte metodene til å stabilitetsvurdere fjellhaller med store dimensjoner?

Det ble erfart at det var vanskelig å finne metoder som tok tilstrekkelig hensyn til berganleggets dimensjoner ved stabilitetsvurdering. De mest brukte veiledningene og håndbøkene prioriterer hovedsakelig veitunneler, og berganlegg med tilsvarende dimensjoner. Fra de numeriske analysene er det derimot klart at influenssonen øker når dimensjonene til anlegget øker. For de aktuelle grunnforholdene ble det særlig erfart at bruddsonens utstrekning og sone med strekkspenninger økte med økende dimensjoner. Dette er forhold som er avgjørende for stabilitet og dimensjonering av sikring, og derfor bør inkluderes i vurderingene.

De empiriske metodene virker til å ha et noe begrenset erfaringsgrunnlag når dimensjonene og geometrien til anlegget avviker fra veitunneler. Dette er påpekt om både Q-systemet, av blant annet Palmstrøm og Broch (2006), og om RMR, av blant annet Aksoy (2008). Q-systemet virker i utgangspunktet til å være et system som tar hensyn til dimensjonene ved sikringsdesign. Gyldigheten til sikringsdiagrammet utenfor de sentrale områdene av diagrammet, er derimot mer omdiskutert. Som nevnt, anbefaler Palmstrøm og Broch (2006) at diagrammet bør begrenses til å kun gjelde for bergrom med spennvidde på maks 30 m.

For at empiriske metoder skal fungere godt, er de helt avhengig av å ha et omfattende erfaringsgrunnlag. Erfaringsgrunnlaget bør helst inkludere tilstrekkelig med anlegg som har mange fellestrekk med anlegget som skal analyseres. Store fjellhaller konstrueres stadig oftere, men ikke i samme omfang som jernbane- og veitunneler. I tillegg fører de store dimensjonene til at stabilitetsvurderingen ofte blir mer kompleks, og avhenger av flere prosjektspesifikke forhold. Dette kan blant annet være krav om sikkerhet, påvirkning på miljø, nærliggende anlegg og behov for tung sikring. Dette er forhold som gjør det vanskelig å gi generelle anbefalinger basert erfaring fra eksisterende anlegg.

Mange av de analytiske metodene ble også erfart å komme til kort for å vurdere stabiliteten til store fjellhaller. Dette gjelder for eksempel Kirsch's ligninger, som baseres på antagelsen om sirkulært tverrsnitt, samt homogene og isotrope spenningsforhold. Videreutviklingen til Hoek og Brown (1980) tar hensyn til anleggets geometri, og tillater anisotrope spenninger. Metoden ble erfart å passe bedre til å vurdere spenningsfordelingen rundt en fjellhall. Dette ble også bekreftet ved sammenligning av resultatene fra de numeriske modellene.

Sikringsdimensjonering basert på analytiske ligninger, ble erfart å gi svært varierende resultater. Mange av ligningene er beregnet for vegtunneler, og tar ikke hensyn til anleggets dimensjoner. Det er kun Q-systemet som gir en fullstendig sikringsanbefaling, som inkluderer både sprøytebetong og boltedimensjoner. De numeriske modellene var nyttige til å teste ut ulike sikringsutførelser, og til å se effekten av endringer i boltelengde, bolteavstand og sprøytebetong. Til tross for dette, var det vanskelig å designe et sikringssystem som ga betydelig bedring i stabilitet for de modellerte fjellhallene i RS2. Det vil trolig være best å designe sikringssystemet i felt basert på bergmassens karakter og struktur. Et fleksibelt sikringssystem med bolter og sprøytebetong vil være en fordel, ettersom det enkelt kan tilpasses de stedlige forholdene.

De numeriske modellene ble generelt erfart å kunne håndtere anlegg med store dimensjoner og varierende geometrier i større grad enn de andre metodene. Rocscience programvaren ble erfart å være brukervennlig, og ha gode muligheter til å designe og tilpasse inngangsparameterne til problemet som analyseres. Det var en fordel å kunne benytte flere numeriske verktøy parallelt. RS2, RS3 og Unwedge har alle sine begrensninger, men samlet sett legger de til rette for å gjøre en omfattende stabilitetsvurdering.

Til tross for at numeriske modeller kan håndtere mer prosjektspesifikke forhold, er det fortsatt gjort mange forenklinger. Dette er blant annet for å gjøre resultatene mer forståelige, og enklere å tolke. De viktigste forenklingene i RS2 modellene er at hele berggrunnen betraktes som hornfels, sprekker er sett bort fra og spenningsfeltet er satt som konstant i stedet for gravitasjonsstyrt. Felles for alle de numeriske modellene er at det er sett bort fra andre nærliggende anlegg og tunneler, anleggsprosessen er generelt forenklet og svakhetssoner og andre diskontinuiteter er ikke inkludert.

Det er også vanskelig å vite hvor gode og representative resultatene i de numeriske modellene er. For å bekrefte resultatene bør resultatene kvalitetssikres med faktiske målinger i felt under og etter konstruksjon. Dette kan blant annet være konvergens- eller ekstensometermålinger. Dette ville gi mulighet til å se hvor nøyaktige resultatene er, og eventuelt kalibrere modellene til å bli mer nøyaktige.

9. Konklusjon og videre arbeid

Planlegging, design og konstruksjon av berganlegg vil alltid være en avveinings sak mellom sikkerhet, økonomi og bruksområde. I tilfellet på Huseby, der fjellhallene skal brukes til å huse et nytt vannbehandlingsanlegg, er form og beliggenhet allerede satt. Dette gjør at designet ikke kan ta den formen som er mest gunstig med tanke på stabilitet, særlig basert på de målte spenningene. Den valgte orienteringen til hallen er ikke optimal. Ettersom anlegget ligger nokså grunt i terrenget, bør lengdeaksen være orientert normalt på største horisontalspenning, og ikke parallelt med – slik som på Huseby. I tillegg er lengdeaksen tilnærmet parallell med et dominerende sprekkesett, noe som gjør at det kan forventes å være fremtredende sprekker i hallen over lange strekninger.

Til tross for dette, virker fjellhallen som analyseres å være stabil - både basert på empiriske-, analytiske og numeriske modeller. De numeriske modellene viser til små deformasjoner, begrenset bruddsone og moderate spenninger. Den gode stabiliteten kan særlig forstås på bakgrunn av bergmassekvaliteten, som er gjennomgående god. I tillegg er spenningene som virker på tunnelverrsnittet tilstrekkelig høye til å skape god innspenning, særlig i heng til anlegget. Dette sikrer at sprekkenes som er observert og kan forventes, særlig de steile sprekkenes i heng, blir godt sammenpresset, og får god sprekkefriksjon. Denne tolkningen er støttet av resultatene i Unwedge, der sikkerhetsfaktoren for kilen i heng øker betraktelig når analysen kjøres med spenningsfelt.

Det erfares generelt at mange analytiske metoder blir for idealiserte til å håndtere prosjektspesifikke forhold og anleggsgeometri som avviker fra en hesteskoformet veitunnel. De numeriske modellene takler dette klart bedre, særlig når flere programmer benyttes parallelt. Ved å benytte RS2, RS3 og Unwedge kunne det gjøres en stabilitetsanalyse som vurderer både overordnet og strukturell stabilitet, samt gir mulighet til å vurdere problemet i tre dimensjoner. De analytiske og empiriske metodene var derimot nyttig til å skaffe seg en god forståelse av berggrunnen, samt for å gi et utgangspunkt for videre analyser.

Som det ble erfart ved konstruksjon av Gjøvikhallen for nesten 30 år siden, bør analytiske og empiriske metoder brukes sammen med numeriske modeller og feltobservasjoner for å designe en så stabil fjellhall som mulig. Alle metodene har begrensninger og svakheter, men ved å bruke dem parallelt og sammenligne med observasjoner i felt, blir grunnlaget for å ta beslutninger angående design og konstruksjon, godt. Det kan være vanskelig å vite hvor nøyaktige og representative de numeriske modellene er, sammenlignet med virkeligheten. For å kvalitetssikre modellene bør resultatene derfor vurderes opp mot målinger i felt under og etter konstruksjon, og eventuelt kalibreres til å gi resultater som samsvarer bedre med virkeligheten.

For videre arbeid anbefales det å vurdere modellene og beregningene i oppgaven opp mot feltmålinger under og etter konstruksjon av fjellhallen. I et bredere perspektiv kan svakhetene til de empiriske metodene reduseres ved å øke erfaringsgrunnlaget fra store fjellhaller. Det ville vært interessant å samle inn mer data om hvordan dimensjonene i store fjellhaller påvirker stabiliteten, og hvilken type sikring som gir de beste resultatene. Mange fjellhaller sikres med tung sikring, fremfor fleksible sikringsystemer med bolter og sprøytebetong. Dette er både tidkrevende og dyrt. Mer erfaring fra lignende prosjekter som vannbehandlingsanlegget på Huseby, der det benyttes fleksibelt sikrings-system i store fjellhaller, vil være et nyttig tilskudd for å designe og sikre stabile anlegg i fremtiden.

Referanser

- Aksoy, C. O. (2008). Review of rock mass rating classification: Historical developments, applications, and restrictions. *Journal of Mining Science*, 44, 51-63. <https://doi.org/10.1007/s10913-008-0005-2>
- Ali, S. M., Abdelrahman, K. & Al-Otaibi, N. (2021). Tectonic stress regime and stress patterns from the inversion of earthquake focal mechanisms in NW Himalaya and surrounding regions. *Journal of King Saud University – Science*, 33(2). <https://doi.org/10.1016/j.jksus.2021.101351>
- Amadei, B. & Stephansson, O. (1997). *Rock stress and its measurements* (1. utg.). Springer Dordrecht. <https://doi.org/10.1007/978-94-011-5346-1>
- Aydan, Ö., Ulusay, R. & Kawamoto, T. (1997). Assessment of rock mass strength for underground excavations. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 34(3-4). [https://doi.org/10.1016/S1365-1609\(97\)00273-6](https://doi.org/10.1016/S1365-1609(97)00273-6)
- Barton, N. (1995). The Influence Of Joint Properties In Modelling Jointed Rock Masses. I ISRM (Red.), 8th ISRM Congress, Tokyo, Japan. AA Balkema.
- Barton, N. (2002). Some new Q-value correlation to assist in site characterization and tunnel design. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 39(2), 185-216. [https://doi.org/10.1016/S1365-1609\(02\)00011-4](https://doi.org/10.1016/S1365-1609(02)00011-4)
- Barton, N. & Bandis, S. (1990). Review of predictive capabilities of jrc-jcs model in engineering practice. I N. Barton & O. Stephansson (Red.), *Proceedings of the International Symposium on Rock Joints* (603-610). Balkema.
- Barton, N. & Choubey, V. (1977). The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock mechanics*, 10, 1-54. <https://doi.org/10.1007/BF01261801>
- Barton, N., Lien, R. & Lunde, J. (1974). Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock mechanics*, 6(4), 189-236. <https://doi.org/10.1007/BF01239496>
- Barton, N., Løset, F., Lien, R. & Lunde, J. (1981). Application of Q-system in design decisions concerning dimensions and appropriate support for underground installations. *Subsurface Space*, 2, 553-561. <https://doi.org/10.1016/B978-1-4832-8421-7.50080-6>
- Bieniawski, Z. (1979). Determining rock mass deformability: experience from case histories. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 15 (5), 237-247. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(78\)90956-7](https://doi.org/10.1016/0148-9062(78)90956-7)
- Bieniawski, Z. (1993). 22 - Classification of rock masses for engineering: the RMR system and future trends. I J. A. Hudson (Red.), *Rock Testing and Site Characterization*. <https://doi.org/10.1016/B978-0-08-042066-0.50028-8>
- Bieniawski, Z. T. (1967). Mechanism of brittle fracture of rock: Part I - theory of the fracture process. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 4(4), 395-404. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(67\)90030-7](https://doi.org/10.1016/0148-9062(67)90030-7)
- Bieniawski, Z. T. (1973). Engineering classification of jointed rock masses. *Trans. Sout African Institute of Civil Engineering*, 15, 335-343.
- Bieniawski, Z. T. (1984). The design process in rock engineering. *Rock mechanics and rock engineering*, 17(3), 183-190. <https://doi.org/10.1007/BF01042549>
- Bieniawski, Z. T. (1989). *Engineering rock mass classifications: a complete manual for engineers and geologists in mining, civil, and petroleum engineering*. Wiley.
- Broch, E. (2016). Utilization of rock caverns in Norway. I E. Broch, E. Grasbakken, Ø. Engelstad & G. Gjæringen (Red.), *Norwegian rock caverns*. Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk (NFF). <https://nff.no/wp-content/uploads/sites/2/2020/04/Publication-25.pdf>

- Broch, E., Myrvang, A. M. & Stjern, G. (1996). Support of large rock caverns in Norway. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 11(1), 11-19. [https://doi.org/10.1016/0886-7798\(96\)00046-6](https://doi.org/10.1016/0886-7798(96)00046-6)
- Bruland, A. (2016). *Anleggsteknikk Grunnkurs*. NTNU Trondheim.
- Cundall, P. A., Pierce, M. E. & Mas Ivars, D. (2008). Quantifying the Size Effect of Rock Mass Strength. I Y. Potvin, J. Carter, A. Dyskin & R. Jeffrey (Red.), *SHIRMS 2008: Proceedings of the First Southern Hemisphere International Rock Mechanics Symposium* (3-15). https://doi.org/10.36487/ACG_repo/808_31
- Diederichs, M. S. (2007). Damage and spalling prediction criteria for deep tunneling. *Canadian Geotechnical Journal*, 44(9), 1082-1116. <https://doi.org/10.1139/T07-033>
- Eberhardt, E. (2014). The Hoek-Brown Failure Criterion. I R. Ulusay (Red.), *The ISRM Suggested Methods for Rock Characterization, Testing and Monitoring: 2007-2014*. Bulletin of Engineering Geology and the Environment. <https://doi.org/10.1007/978-3-319-07713-0>
- Engelstad, Ø. (2016). Planning, design and construction of large rock caverns. I E. Broch, E. Grاسبakken, Ø. Engelstad & G. Gjæringen (Red.), *Norwegian rock caverns*. Forening for Fjellsprengningsteknikk (NFF). <https://nff.no/wp-content/uploads/sites/2/2020/04/Publication-25.pdf>
- Hadjigeorgiou, J. & Harrison, J. (2011). Uncertainty and sources of error in rock engineering. I Qian & Zhou (Red.), *12th ISRM Congress*.
- Hadjigeorgiou, J. & Karampinos, E. (2017). Design tools for squeezing ground conditions in hard rock mines. I J. Wesseloo (Red.), *Deep Mining 2017: Proceedings of the Eight International Conference on Deep and High Stress Mining* (693-705). Australian Centre for Geomechanics. https://doi.org/10.36487/ACG_rep/1704_47_Hadjigeorgiou
- Haimson, B. & Bobet, A. (2014). Introduction to Suggested Methods for Failure Criteria. I R. Ulusay (Red.), *The ISRM Suggested Methods for Rock Characterization, Testing and Monitoring: 2007-2014*. Bulletin of Engineering Geology and the Environment <https://doi.org/10.1007/978-3-319-07713-0>
- Hammett, R. D. & Hoek, E. (1981). Design of large underground caverns for hydroelectric projects with particular reference to structurally controlled failure mechanisms. I F. H. Kulhawy (Red.), *ASCE Spring Convention* (192-206). <https://www.rocsience.com/assets/resources/learning/hoek/1981-Design-of-large-underground-caverns.pdf>
- Hoek, E. (1994). Strength of rock and rock masses. *ISRM news journal*, 2, 4-16.
- Hoek, E. (2006). *Practical Rock Engineering*. <https://www.rocsience.com/assets/resources/learning/hoek/Practical-Rock-Engineering-Full-Text.pdf>
- Hoek, E. & Brown, E. T. (1978). Trends in relationships between measured in-situ stresses and depth. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 15(4), 211-215. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(78\)91227-5](https://doi.org/10.1016/0148-9062(78)91227-5)
- Hoek, E. & Brown, E. T. (1980). Empirical strength criterion for rock masses. *Journal of the geotechnical engineering division*, 106(9), 1013-1035. <https://doi.org/10.1061/AJGEB6.0001029>
- Hoek, E. & Brown, E. T. (1997). Practical estimates of rock mass strength. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 34(8), 1165-1186. [https://doi.org/10.1016/S1365-1609\(97\)80069-X](https://doi.org/10.1016/S1365-1609(97)80069-X)

- Hoek, E. & Brown, E. T. (2019). The Hoek–Brown failure criterion and GSI – 2018 edition. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 11(3), 445-463.
<https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2018.08.001>
- Hoek, E., Carter, T. G. & Diederichs, M. S. (2013). Quantification of the Geological Strength Index chart. I L. J. Pyrak-Nolte (Red.), *47th U.S. Rock Mechanics/Geomechanics Symposium*. American Rock Mechanics Association (ARMA).
- Hoek, E. & Diederichs, M. S. (2006). Empirical estimation of rock mass modulus. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 43(2), 203-215.
<https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2005.06.005>
- Hoek, E., Kaiser, P. K. & Bawden, W. F. (1993). *Support of underground Excavations in Hard Rock*. Balkema.
- Hoek, E. & Martin, C. (2014). Fracture initiation and propagation in intact rock – a review. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 6(4), 287-300.
<https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2014.06.001>
- Hoek, E., Torres, C. C. & Corkum, B. (2002). Hoek-Brown failure criterion – 2002 edition. I R. Hammah, W. Bawden, J. Curran & M. Telesnicki (Red.), *Proceedings of the 5th North American Rock Mechanics Symposium* (267-273). University of Toronto Press.
- Hudson, J. A., Cornet, F. H. & Christiansson, R. (2003). ISRM suggested methods for rock stress estimation-part 1: Strategy for rock stress estimation. *International journal of rock mechanics and mining sciences (Oxford, England : 1997)*, 40(7-8), 991-998.
<https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2003.07.011>
- ISRM. (1978). Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 15(7-8), 319-368.
[https://doi.org/10.1016/0148-9062\(78\)91472-9](https://doi.org/10.1016/0148-9062(78)91472-9)
- Jiao, J. J., Wu, S. C., Han, H. L., Du, X. W. & Niu, L. C. (2012). Analysis of empirical estimation of rock mass modulus and its application. I M. Cai (Red.), *Rock mechanics: Achievements and Ambitions* (117-122). Balkema.
- Jing, L. (2003). A review of techniques, advances and outstanding issues in numerical modelling for rock mechanics and rock engineering. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 40(3), 283-353. [https://doi.org/10.1016/S1365-1609\(03\)00013-3](https://doi.org/10.1016/S1365-1609(03)00013-3)
- Jing, L. & Hudson, J. A. (2002). Numerical methods in rock mechanics. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 39(4), 409-427. [https://doi.org/10.1016/S1365-1609\(02\)00065-5](https://doi.org/10.1016/S1365-1609(02)00065-5)
- Jorstad, T. (1967). *Rock bolting*. Colorado School of Mines.
- Labuz, J. F. & Zang, A. (2012). Mohr-Coulomb Failure Criterion. *Rock mechanics and rock engineering*, 45, 975-979. <https://doi.org/10.1007/s00603-012-0281-7>
- Larsen, B. T., Olaussen, S., Sundboll, B. & Heermans, M. (2013). Vulkaner, forkastninger og ørkenklima. I I. B. Ramberg, I. Bryhni, A. Nøttvedt & K. Ragnes (Red.), *Landet blir til - Norgesgeologi* (2. utg. s. 290-331). Norges Geologiske Forening (NGU).
- Li, C. C. (2017). Principles of rockbolting design. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 9(3), 396-414. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2017.04.002>
- Li, C. C. (2018a). *Rockbolting: principles and applications*. <https://doi.org/10.1016/C2015-0-01742-7>
- Li, C. C. (2018b). *Rock Mechanics* [Kompendium]. NTNU, Institutt for geovitenskap og petroleum.

- Lin, W., Yeh, E.-C., Hung, J.-H., Haimson, B. & Hirono, T. (2010). Localized rotation of principal stress around faults and fractures determined from borehole breakouts in hole B of the Taiwan Chelungpu-fault Drilling Project (TCDP). *Tectonophysics*, 482(1-4), 82-91.
<https://doi.org/10.1016/j.tecto.2009.06.020>
- Martin, C. D. & 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(2), 219-228. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2008.03.001>
- Martin, C. D., Kaiser, P. K. & McCreath, D. R. (1998). Hoek-Brown parameters for predicting the depth of brittle failure around tunnels. *Canadian Geotechnical Journal*, 36, 136-151.
<https://doi.org/10.1139/t98-072>
- Multiconsult, Cowi & Asplan Viak (2019). *Datarapport, laboratorietester av berg* (NVO-MCA-10-CK-004-0). Oslo Vann- og avløpsetaten.
- Multiconsult, Cowi & Asplan Viak (2020). *E8 - Forberedende arbeider, Ingeniørgeologisk og hydrogeologisk rapport* (NVO-MCA-30-CK-002-0). Oslo Vann- og avløpsetaten.
- Naterstad, J., Bockelie, J. F., Bockelie, T., Graversen, O., Hjelmeland, H., Larsen, B. T. & Nilsen, O. (1990). *Asker. Berggrunnskart; Asker; 18141; 1:50 000; trykt i farger*. NGU. Hentet 28.05.22 fra: <https://www.ngu.no/publikasjon/asker-berggrunnskart-asker-18141-150-000-trykt-i-farger>
- NFF (2020). *Håndbok nr. 11: Bergbolting*. Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk (NFF).
<https://nff.no/publikasjoner/handboker/>
- NGI (2015). *Bruk av Q-systemet*. Norges Geotekniske Institutt (NGI).
<https://www.ngi.no/Tjenester/Fagekspertise/Ingenioergeologi-og-bergteknikk/Q-systemet>
- Nilsen, B. (2017). Rock slope stability analysis according to Eurocode 7, discussion of some dilemmas with particular focus on limit equilibrium analysis. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 76(4), 1229-1236. <https://doi.org/10.1007/s10064-016-0928-9>
- Nilsen, B. & Broch, E. (2012). *Ingeniørgeologi-berg grunnkurskompendium*. NTNU, Trondheim.
- Nilsen, B., Lindstrøm, M., Mathiesen, T., K., Holmøy, K. H., Olsson, R. & Palmstrøm, A. (2011). *Veileder for bruk av Eurokode 7 til bergteknisk prosjektering* (1. utg.). Norsk Bergmekanikkgruppe.
<https://bergmekanikk.no/wp-content/uploads/2014/02/Veiledning-Eurokode-7-Versjon-1-november-2011.pdf>
- Nilsen, B. & Palmstrøm, A. (2000). *Engineering geology and rock engineering*. Norwegian Group of Rock Mechanics (NBG). <https://bergmekanikk.no/wp-content/uploads/2021/12/Handbook-No-2.pdf>
- Norsk Betongforening. (2011). *Publikasjon nr. 7: Sprøytebetong til bergsikring* (NB 7:2011).
- Ormestad, H. (2021, 27. januar). *Elastisitet (fysikk)*. Store Norske Leksikon. [https://snl.no/elastisitet -
fysikk](https://snl.no/elastisitet-_fysikk)
- Ortlepp, W. D. & Stacey, T. R. (1994). Rockburst mechanisms in tunnels and shafts. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 9(1), 59-65. [https://doi.org/10.1016/0886-7798\(94\)90010-8](https://doi.org/10.1016/0886-7798(94)90010-8)
- Oslo kommune. (2020a). *Entreprenørinformasjon for Ny vannforsyning Oslo*. Oslo Kommune.
[https://www.oslo.kommune.no/slik-bygger-vi-oslo/ny-vannforsyning-
oslo/entreprenorinformasjon/](https://www.oslo.kommune.no/slik-bygger-vi-oslo/ny-vannforsyning-oslo/entreprenorinformasjon/)
- Oslo kommune. (2020b). *Slik bygger vi ny vannforsyning*. Oslo kommune.
[https://www.oslo.kommune.no/slik-bygger-vi-oslo/ny-vannforsyning-oslo/slik-bygger-vi-ny-
vannforsyning/](https://www.oslo.kommune.no/slik-bygger-vi-oslo/ny-vannforsyning-oslo/slik-bygger-vi-ny-vannforsyning/)

- Palmstrøm, A. (1995). *RMi - a rock mass characterization system for rock engineering purposes* [Doktorgradsavhandling]. Universitetet i Oslo.
- Palmstrøm, A. (2009). Combining the RMR, Q and RMi classification systems. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 24(4), 491-492. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2008.12.002>
- Palmstrøm, A. (2000). Recent developments in rock support estimates by the RMi. *Journal of Rock Mechanics and Tunnelling Technology*, 6(1), 1-19.
- Palmstrøm, A. & Berthelsen, O. (1988). The Significance of Weakness Zones In Rock Tunnelling. I *ISRM International Symposium 1988* (381-388). A. A. Balkema.
- Palmstrøm, A. & Broch, E. (2006). Use and misuse of rock mass classification systems with particular reference to the Q-system. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 21(6), 575-593. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2005.10.005>
- Palmstrøm, A., Nilsen, B., Pedersen, K. B. & Grundt, L. (2003). *Publikasjon nr. 101: Riktig omfang av undersøkelser for berganlegg*. Statens Vegvesen, teknologiavdelingen. [https://vegvesen-xmlui/bitstream/handle/11250/190430/publikasjon_101.pdf?sequence=1&isAllowed=y](https://vegvesen.brage.unit.no/vegvesen-xmlui/bitstream/handle/11250/190430/publikasjon_101.pdf?sequence=1&isAllowed=y)
- Palmstrøm, A. & Stille, H. (2007). Ground behaviour and rock engineering tools for underground excavations. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 22(4), 363-376. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2006.03.006>
- Palmstrøm, A. & Stille, H. (2010). *Rock Engineering*. Thomas Telford.
- Panthi, K. K. (2006). *Analysis of engineering geological uncertainties related to tunnelling in Himalayan rock mass conditions* [Doktorgradsavhandling]. NTNU, Trondheim.
- Panthi, K. K. (2017). Rockburst Prediction Methods and Their Applicability. I X.T. Feng (Red.), *Rockburst: mechanisms, monitoring, warning, and mitigation* (s. 381-386). Elsevier Science.
- Panthi, K. K. (2018). Methods Applied in the Prediction of Brittle Failure in Tunnels and Underground Caverns. *Hydro Nepal: Journal of Water, Energy and Environment*, 22(22), 5-9. <https://doi.org/10.3126/hn.v22i0.18990>
- Panthi, K. K. (2022). Samtale med veileder, 16.05.22.
- Panthi, K. K. & Basnet, C. (2019). Evaluation of earthquake impact on magnitude of the minimum principal stress along a shotcrete lined pressure tunnel in Nepal. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 11(5), 920-934. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2019.06.003>
- Park, H. & West, T. R. (2001). Development of a probabilistic approach for rock wedge failure. *Engineering geology*, 59(3-4), 233-251. [https://doi.org/10.1016/S0013-7952\(00\)00076-4](https://doi.org/10.1016/S0013-7952(00)00076-4)
- Peng, S. & Zhang, J. (2007). Rock properties and mechanical behaviours. I S. Peng & J. Zhang (Red.) *Engineering Geology for Underground Rocks* (1.utg.). Springer Berlin, Heidelberg. https://doi.org/10.1007/978-3-540-73295-2_1
- Price, D. G. (1981). Report of the IAEG Commission on Site Investigations. *Bulletin of the International Association of Engineering Geology*, 24(1), 185-226. <https://doi.org/10.1007/BF02595271>
- Ramberg, I. B., Bryhni, I., Nøttvedt, A. & Rangnes, K. (2013). *Landet blir til - Norgesgeologi* (2. utg.). Norges Geologiske Forening.
- Rocscience. (2021a). *Empowering engineers through software innovation*. <https://www.rocscience.com/about/company>
- Rocscience. (2021b). *RS2 Model*. <https://www.rocscience.com/help/rs2/documentation/rs2-model/>
- Rocscience. (2021c). *Unwedge*. <https://www.rocscience.com/help/unwedge/overview>

- Rwechungula, J. & Cheng, Y. (2021). Numerical analysis to estimate near-wellbore drilling induced failures area for fractured formation using Universal Discrete Element Codes (UDEC). *Cogent Engineering*, 8(1). <https://doi.org/10.1080/23311916.2021.1911591>
- Schach, R. & Garshol, K. (1973). *Fjellbolting: praktisk håndbok*. Kontor For Fjellsprengningsteknikk.
- Serafim, J. L. & Pereira, J. P. (1983). Consideration of the geomechanical classification of Bieniawski. I *Proceedings of International Symposium on Engineering Geology and Underground Openings* (1133-1144).
- Sheorey, P. R. (1994). A theory for In Situ stresses in isotropic and transversely isotropic rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 31(1), 23-34. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(94\)92312-4](https://doi.org/10.1016/0148-9062(94)92312-4)
- Singh, B. & Goel, R. K. (2012). Strength of Discontinuities. I B. Singh & R. K. Goel (Red.), *Engineering Rock Mass Classification* (s. 193-204). <https://doi.org/10.1016/B978-0-12-385878-8.00015-X>
- SINTEF. (2021). *Spenningsmålinger for E8-Forberedende arbeider*. Skanska Norge AS, 22 s. (upublisert).
- Snyder, H. (2019). Literature review as a research methodology: An overview and guidelines. *Journal of Business Research*, 104, 333-339. <https://doi.org/10.1016/j.jbusres.2019.07.039>
- Standard Norge (2008). *Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering = Eurocode 7: Geotechnical design. Part 1: General rules: Del 1: Almenne regler* (NS-EN 1997-1:2004/NA:2008). Standard Norge Standard online.
- Statens Vegvesen (2021). *Håndbok N500: Vegtunneler* (N500:2022).
- Stephansson, O. & Zang, A. (2012). ISRM Suggested Methods for Rock Stress Estimation—Part 5: Establishing a Model for the In Situ Stress at a Given Site. *Rock mechanics and rock engineering*, 45(6), 955-969. <https://doi.org/10.1007/s00603-012-0270-x>
- Stille, H. & Palmström, A. (2008). Ground behaviour and rock mass composition in underground excavations. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 23(1), 46-64. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.tust.2006.11.005>
- Sve, R., Elvøy, J., Sagen, T., Backer, L., Holter, K. G., Bollingmo, P., Boge, K., Pedersen, K. B. & Aarset, A. (2008). Håndbok nr. 5: *Tung bergsikring i undergrunnsanlegg*. Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk
- Syversen, F., Hansen, J. N., Mørck, I., Isachsen, G., Elden, G. & Eide, L. (2021). Ny vannforsyning til Oslo - med minimale terrenginngrep. I S. Bjøru, H. Wiig, M. H. Brubakk & S. Engen (Red.), *Fjellsprengningsdagen, Oslo, 25. november 2021*. Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk.
- Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*. John Wiley & Sons Incorporated.
- Tiwari, R. P. & Rao, S. K. (2006). Post failure behaviour of rock mass under the influence of triaxial and true triaxial confinement. *Engineering geology*, 84(3-4), 112-129. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2006.01.001>
- Tønnesen, J. (2021). *Utfordringer knyttet til planlegging av underjordiske anlegg* [Prosjektoppgave]. Institutt for geovitenskap og petroleum, NTNU Trondheim.
- Ulusay, R. & Hudson, J. A. (2014). Suggested Methods for Rock Failure Criteria: General Introduction. I R. Ulusay (Red.), *The ISRM Suggested Methods for Rock Characterization, Testing and Monitoring: 2007-2014* (1. utg., s. 223-224). Springer Cham. <https://doi.org/10.1007/978-3-319-07713-0>

- Vásárhelyi, B., Somodi, G., Ágnes, K. & Kovács, L. (2016). Determining the Geological Strength Index (GSI) Using Different Methods. I R. Ulusay (Red.), *Eurock 2016: Rock Mechanics and Rock Engineering: From the Past to the Future* (1049-1054).
<https://doi.org/10.1201/9781315388502-183>
- Vik Ørsta (2022). *Bergsikring*. <https://www.vikorsta.no/bergsikring/produkt/ct-bolt-m22/>
- Wawersik, W. & Fairhurst, C. (1970). A study of brittle rock fracture in laboratory compression experiments. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 7(5), 561-564. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(70\)90007-0](https://doi.org/10.1016/0148-9062(70)90007-0)
- Zoback, M. D. (2010). *Reservoir geomechanics*. Cambridge university press.

Vedlegg

A1: GSI klassifiseringsskjema

A2: Klassifiseringsskjema for Q-systemet

A3: Resultater fra bergmekanisk laboratorium

A4: Skjema for RMR-vurdering

A5: Kartleggings skjema 311-1

A6: Kartleggings skjema 316

A7: Kartleggings skjema 317

A8: Detaljer om elastisk analyse i RS2 (regneark)

A9: Resultater fra den elastiske analysen i RS2

A10: Detaljer fra den plastiske foranalysen i RS2 (regneark)

A11: Detaljer om plastisk foranalyse i RS2

A12: Detaljer om sikringsanalysen i RS2 (regneark)

A13: Detaljer om resultatene fra sikringsanalysen i RS2

A14: Flere resultater fra RS3 analysen

