

Vitenskapelig artikkel

En numerisk stabilitetsanalyse av hengveggen i Austertana kvartsittbrudd

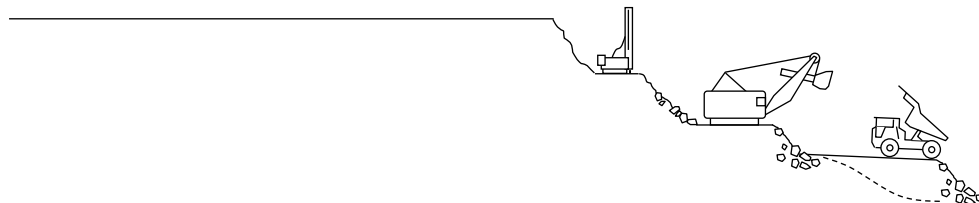
Erik Martinelli^{1,*}

¹ Seksjon for Ingeniørgeologi, Norconsult AS, Vestfjordgaten 4 1338 Sandvika

*Korresponderende forfatter: erik.martinelli@norconsult.com

SAMMENDRAG

Som en del av forfatterens masteroppgave ble det foretatt en analyse av totalstabiliteten av hengveggen i Elkems kvartsittbrudd i Austertana. Den endelige hengveggen planlegges anlagt med pallhøyde, -vinkel og -bredde på henholdsvis 24 m, 75° og 11 m, noe som vil gi en bruddvinkel på 54°. Elkem ønsker å undersøke mulighetene for å øke endelig bruddvinkel i hengveggen til 59°, for å oppnå lavere gråbergsbryting og dermed en økning i produktuttak på ca. 1 million tonn, tilsvarende tilnærmet ett års produksjon. Numerisk modellering av utvalgte vertikale profiler av kvartsittbruddet har blitt utført i programmet Phase2. Modellen ble bygd opp som en Shear Strength Reduction modell, og analyse av totalstabiliteten har blitt tillagt mest vekt. Det konkluderes at en økning i bruddvinkel på 5° ikke vil true veggens totalstabilitet, selv tatt i betraktning det konservative kravet til sikkerhetsfaktor på 1,7 som ble stilt i denne undersøkelsen.



I. INNLEDNING

Elkem er blant verdens ledende selskaper innenfor miljøvennlig produksjon av metallprodukter og materialer. Datterselskapet Elkem Tana AS bryter om lag 1,2 millioner tonn kvartsitt årlig. Dagbruddet ligger innerst i Tanafjorden i Tana kommune i Finnmark, ca. 100 km i luftlinje nordvest for Kirkenes. Omtrentlige koordinater er 70° 28' N, 28° 29' Ø. Bruddet strekker seg fra havnivå og opp til ca. 350 moh langs sørsiden av fjellet Gjemaš, og er delt inn i et Sommerbrudd og et Helårsbrudd. Dagbruddet drives med 12 m høye paller og pallvinkel på 75°, og har aldri vært utsatt for alvorlige stabilitetsproblemer. Endelig utforming av hengveggen er planlagt med fanghyller på 11 m hver andre pall og pallvinkel på 75°, noe som gir en totalvinkel på 54°. Veggen vil ende opp med en maksimal høyde i underkant av 100 m. Liggveggen følger kvartsittkroppens relativt slake

fallvinkel, slik at det ikke forventes stabilitetsproblemer av betydning på denne siden av bruddet.

Elkem ønsker å undersøke mulighetene for å øke endelig bruddvinkel i hengveggen til 59°, noe som ville ført til lavere gråbergsbryting og økning i produktuttak på ca. 1 million tonn, tilsvarende tilnærmet ett års produksjon. Dette resulterte i en prosjektoppgave og masteroppgave skrevet av undertegnede i samarbeid med bedriften i 2013/2014. Arbeidet omfattet ingeniørgeologisk feltkartlegging, kvantifisering av inputparametere for stabilitetsanalysene gjennom tester i felt og laboratorieforsøk, likevektsberegninger, litteraturstudier av dagbrudd med sammenlignbare bergforhold, numerisk modellering av utvalgte vertikalprofiler fra bruddet og en vurdering av forskjellige tiltak som vil kunne være aktuelle ved en økning av hengveggen totalvinkel. I det følgende presenteres den numeriske modelleringen av bruddveggen med tanke på analyse av hengveggen totalstabilitet.

2. BAKGRUNN

2.1 *Krav til sikkerhet*

Siden det viktigste resultatet fra den numeriske modelleringen av bruddveggen er en tallfestet sikkerhetsfaktor mot storskala utglidninger, er det nødvendig med en referanseverdi som dette tallet kan sammenlignes med.

Mens det for skråninger som inngår i samferdsels- og boligprosjekter finnes krav til den maksimale tillatte sannsynligheten for ras per år (Direktoratet for Byggkvalitet, 1995), satt til mellom 10^{-2} og 10^{-4} avhengig av strukturens viktighet og konsekvensene av et ras, finnes det kun veiledende og empiriske verdier for bruk innen gruvedrift. I dagbrudd tolereres bevegelse og instabilitet så lenge dette er forsvarlig for sikkerheten til mannskap og maskiner og ikke er til hinder for den daglige driften. Det stilles strengere krav til endelige vegger enn til midlertidige paller (Read og Stacey, 2009). Den akseptable sannsynligheten for stabilitetsproblemer bestemmes etter en samlet vurdering av den sikkerhetsmessige, økonomiske og driftsrelaterte situasjonen i hvert enkelt dagbrudd.

Tabell 1 viser veiledende verdier for sikkerheten mot ras på forskjellige skalaer og med forskjellige konsekvenser som det i stor grad er enighet om i litteraturen. Sikkerheten er angitt både som tradisjonell sikkerhetsfaktor (F), definert som forholdet mellom stabiliserende og drivende krefter som virker på et potensielt

ustabilt parti, og sannsynlighet for ras (PF), som finnes ved å utføre en probabilistisk analyse av skråningsstabiliteten.

Tabell 1. Kriterier for F og PF i dagbruddsplanlegging (Sjöberg, 1999; Swan og Sepulveda, 2000; Wyllie og Mah, 2005; Read og Stacey, 2009)

Skala	Konsekvenser av ras	Sikkerhetsfaktor	Sannsynlighet for ras
Enkelt- eller dobbeltvall	Stor	1,2	20 %
	Middels	1,1-1,2	30 %
	Liten	1,1	25-50 %
Flere paller	Stor	1,2-1,3	10 %
	Middels	1,2	20 %
	Liten	1,15-1,2	25 %
Hele bruddveggen	Stor	1,3-1,5	< 5 %
	Middels	1,3	5 - 10 %
	Liten	1,2-1,3	15 - 20 %

Som det fremgår av tabellen, er 1,5 anbefalt i litteraturen som den maksimale verdien for sikkerhetsfaktoren i prosjektering av dagbruddsvegger. I denne undersøkelsen er det imidlertid noen forhold som tilsier at denne bør legges noe høyere.

- 1) De bergmekaniske undersøkelsene av kvartsittens egenskaper ble utført på en begrenset mengde prøvemateriale, noe som fører til at det vil være en viss usikkerhet knyttet til resultatene.
- 2) I mangel på inputdata fra målinger, er spennings- og grunnvannsforholdene i modellene estimert ut ifra antagelser og tolkninger basert på observasjoner fra den daglige driften i bruddet.

For evalueringen av hengveggen totalstabilitet kreves derfor en sikkerhetsfaktor på 1,7 oppfylt, noe som vurderes å gi en noe konservativ vurdering av resultatene selv med hensyn til usikkerhetsmomentene nevnt ovenfor.

2.2 Om numerisk modellering for analyse av bergveggers totalstabilitet

Numeriske metoder er i dag ett av de viktigste hjelpemidlene for stabilitetsanalyser av bergskråninger, tunneler og bergrom.

Stabilitetsanalyser av skråninger i berg har i hovedsak som hensikt å beregne en sikkerhetsfaktor mot ras, definert som forholdet mellom bergmassens styrke og belastningen som virker på den, eller faktoren bergmassens styrke må reduseres med for at ras skal finne sted (Nilsen og Palmström, 2000). Shear Strength Reduction metoden (videre forkortet til SSR) tar utgangspunkt i denne definisjonen, og beregner sikkerhetsfaktoren ved gradvis å redusere styrken til

materialene i modellen fram til et brudd initieres. Metoden kan beskrives med følgende tre trinn (Rocnews, 2004).

- 1) Modellen med topografi, geologiske grenser, spenninger, grunnvannsspeil og bergmassens bergmekaniske egenskaper konstrueres i Phase².
- 2) Modellen kjøres med disse innstillingene og utvalgte kontrolltester utføres for å verifisere at innstillingene er korrekte og at simuleringen gir realistiske resultater.
- 3) Programmet kjører en rekke iterasjoner, hvor bergets styrke gradvis reduseres med en faktor F som øker for hvert trinn fram til brudd forekommer (den matematiske prosessen som ligger bak denne prosessen er nærmere beskrevet i neste delkapittel). Verdien for F som fører til ras er per definisjon sikkerhetsfaktoren til skråningen.

Numeriske metoder generelt, og SSR spesielt, har i hovedsak to viktige fordeler i forhold til enklere likevektsmetoder. For det første, siden eventuelle utglidningsflater og -mekanismer blir identifisert automatisk, er det ikke nødvendig å gjøre antagelser rundt disse forholdene i forkant av analysen, samt at det også er mulig å fange opp komplekse utglidningsmekanismer som ikke lar seg beskrive med enkle likevektslikninger. Ved å la en datamaskin utføre beregningene vil disse også kontrolleres for oppfylt momentlikevekt, noe som sjelden er praktisk mulig for tradisjonelle likevektsmetoder på grunn av den matematiske kompleksiteten dette innebærer. Som følge av dette vil SSR metoden som oftest gi sikkerhetsfaktorer som er noe mer konservative enn andre analysemetoder. SSR som metode er først og fremst utviklet med tanke på analyser av dype utglidninger, og er dermed mindre egnet for å undersøke overflatenære deformasjoner og brudd (Nilsen og Palmström, 2000).

2.3 Hoek-Brown kriteriet

For den numeriske modelleringen av veggene i Tana brukes Hoek-Browns generaliserte bruddkriterium. Hoek og Brown foreslo den første utgaven av denne empiriske relasjonen i 1980, for stabilitetsanalyser i tunneler og bergrom (Hoek og Brown, 1980). I 1988 ble kriteriet oppdatert til også å kunne brukes for skråningsstabilitetsanalyser (Hoek og Brown, 1988), og en siste justering ble introdusert i 2002 for å korrelere parameterne i bruddkriteriet med klassifiseringssystemet GSI - Geological Strength Index (Hoek et al., 2002).

I denne siste utgaven uttrykkes Hoek-Browns generaliserte bruddkriterium med Formel 1 (Hoek et al., 2002).

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

Hvor σ'_1 og σ'_3 er henholdsvis største og minste effektive hovedspenning, σ'_{ci} er den enaksielle kompresjonsstyrken til det intakte berget, mens resten av parameterne er variable og avhenger av bergmassens egenskaper og effekten av ytre påvirkninger. Disse uttrykkes med formlene 2, 3 og 4 (Hoek, 2007).

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

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

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

Hvor m_i er en verdi som avhenger av bergarten og finnes i empiriske databaser, og D representerer en disturbance factor som tar hensyn til innvirkningen av ytre krefter på bergmassen, som for eksempel sprengingsskader. GSI tallfestes i felt ved hjelp av veiledende tabeller. For bruk innen numerisk modellering av skråninger med SSR metoden omformes kriteriet slik at posisjonen til ethvert punkt på bruddkurven uttrykkes ved hjelp av tilhørende normalspenning og skjærspenning, som beregnes med henholdsvis Formel 5 og Formel 6 (Balmer, 1952; Hoek et al., 2002).

$$\sigma_n = (\sigma_1 - \sigma_3) \left(\sqrt{1 + am_b \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma'_{ci}} + s \right)^{a-1}} \right) \left[\frac{1}{2 + am_b \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma'_{ci}} + s \right)^{a-1}} \right] \quad (5)$$

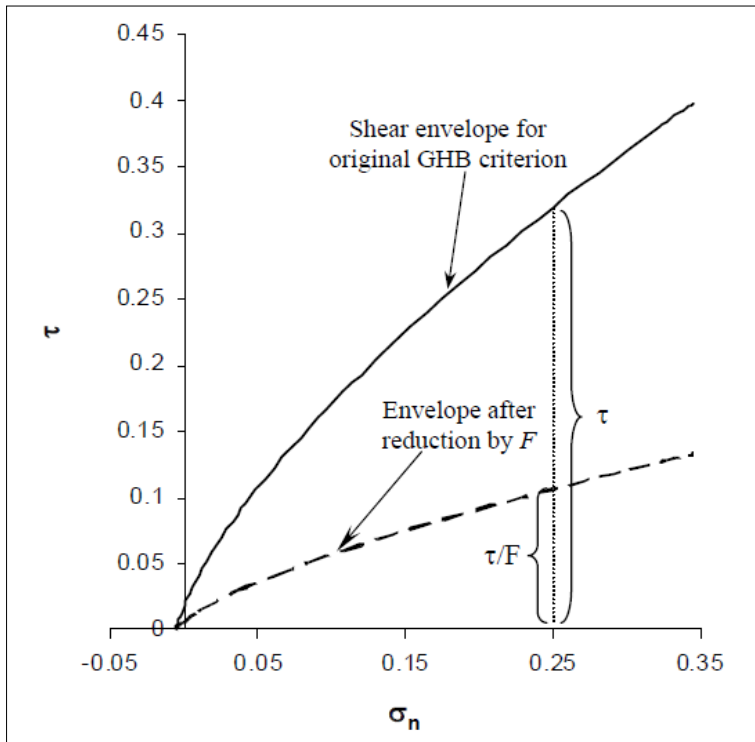
$$\tau = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) - \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \frac{am_b \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma'_{ci}} + s \right)^{a-1}}{2 + am_b \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma'_{ci}} + s \right)^{a-1}} \quad (6)$$

SSR metoden innebærer at bergmassens styrke reduseres med en faktor F som øker for hvert modelleringstrinn, som vist i Formel 7. I praksis oppnås dette ved å dele hele uttrykket for skjærspenningen med faktoren F, og iterere operasjonen til brudd forekommer.

$$\tau_{n+1} = \frac{1}{F} \tau_n \quad (7)$$

Indeksene i senket skrift angir antall utførte iterasjoner.

Figur 1 gir en geometrisk illustrasjon av denne prosessen. Den opprinnelige kurven for det Generaliserte Hoek-Brown kriteriet vises øverst med hel linje, mens kurven redusert med en faktor F er tegnet med stiplet linje.



Figur 1. Reduksjon av styrken i bergmassen med en faktor F (Hammah et al., 2005)

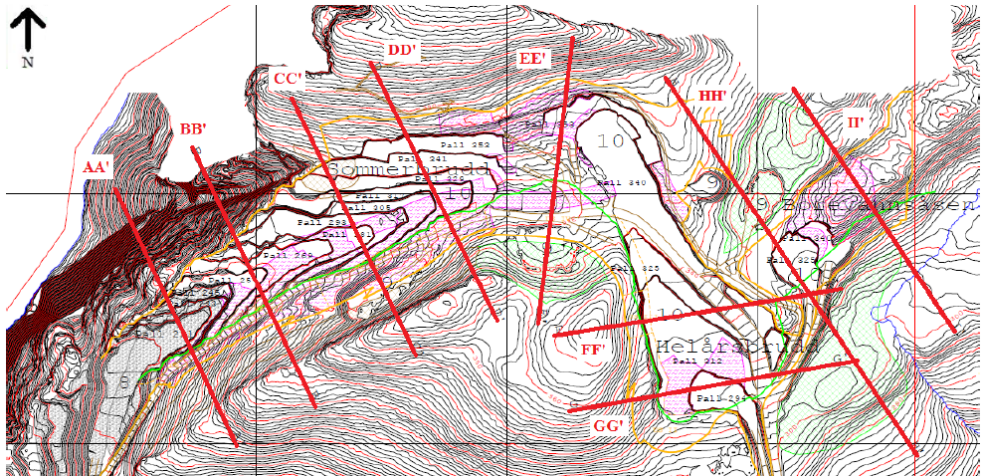
3. METODE

3.1 Vertikalprofilene fra bruddet

Den numeriske modelleringen av hengveggen har vært basert på syv profiler oversendt fra Elkem. Fire av disse (AA', BB', CC' og DD') dekker Sommerbruddet, to (FF' og GG') Helårsbruddet og ett (EE') området mellom disse to, hvor per i dag ikke er drift. Profilene HH' og II' ligger i Borevannsåsen, et område som fremdeles er i undersøkelsesfasen, og er dermed ikke inkludert i analysene. I Figur 2 vises snittenes posisjon i et kart over bruddet. Rutenettet er 500 ganger 500 m.

I denne typen analyser er det viktig å gjøre rede for representativiteten av de utvalgte snittene i forhold til veggen som helhet. I dette tilfellet er snittene tatt over hele bruddets lengde, og endringene i topografi, geologi og bruddgeometri fanges opp med relativt god presisjon. En tilsvarende undersøkelse av dagbruddsveggen i Sydvaranger Gruve, som er betydelig større og dypere enn bruddet i Tana, ble til

sammenligning gjennomført med utgangspunkt i tre profiler (Bergh, 2012). De syv snittene vurderes som tilstrekkelige for å gi et godt bilde av den faktiske stabilitetstilstanden i de undersøkte områdene i bruddet.



Figur 2. Vertikalsnittenes posisjon i bruddet

3.2 Modellens oppbygging

Den numeriske modelleringen er utført i Phase² fra Rocscience, et 2D, endelig element analyseprogram med mulighet for å modellere bergmassen både som et elastisk og plastisk materiale (Rocscience, 2014a).

Modellene ble bygd ved å nøyaktig følge konturene i de syv profilene fra bruddet oversendt fra bedriften, både for terrenget før og etter uttak og bergartsgrensene mellom kvartsitten og vaggeskiferen. I endelig element analyser blir bergmassen inndelt i mindre enheter ved å generere et maskenett (mesh), som definerer grensene til hver av blokkene. En økning i maskenes tetthet øker detaljgraden i resultatet fra modelleringen, men fører samtidig til tyngre beregninger og dermed lengre tid for kalkulasjon. I denne oppgaven er det brukt en inndeling i 1500 trekantformede elementer med uniform tetthet over modellen, som anbefalt av Rocscience (2014b) for skråningsstabilitetsanalyser av denne typen.

Som nevnt tidligere finnes det ingen konkrete data for spennings- og grunnvannsforholdene i området rundt dagbruddet. Inputverdiene i modellen er derfor basert på antagelser, driftspersonalets erfaringer og forfatterens observasjoner fra feltkartleggingen.

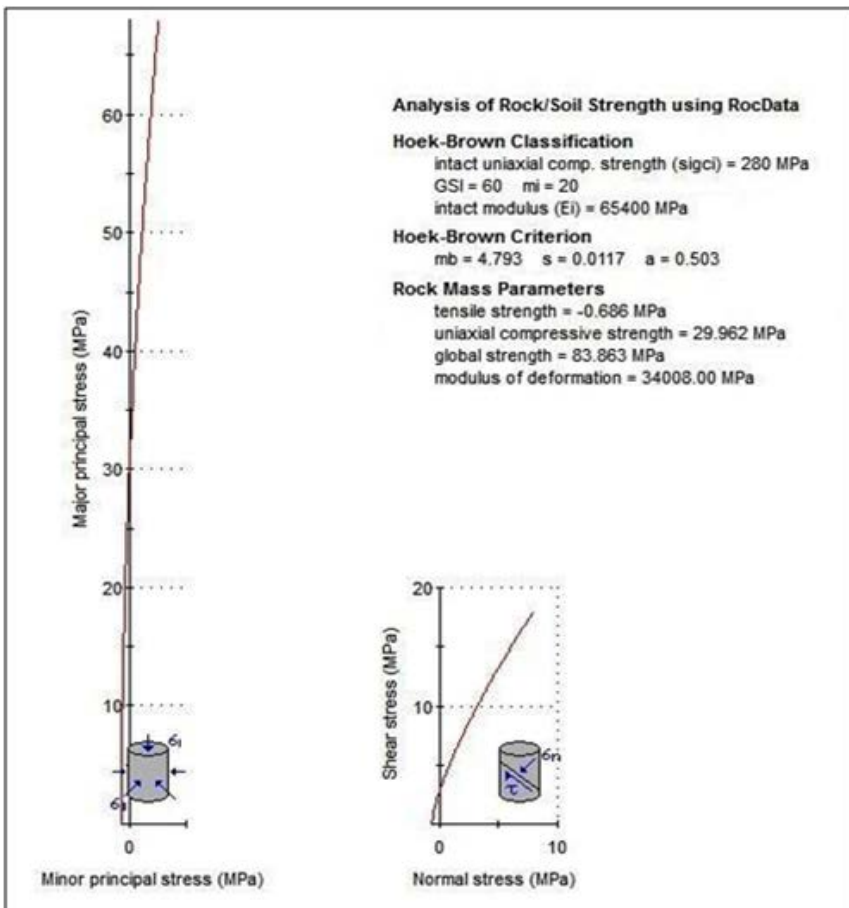
For defineringen av spenningsfeltet er det tatt utgangspunkt i at det regionale spenningsbilde er dominert av høye horisontalspenninger (forhold mellom største horisontalspenning og vertikalspenning på ca. 2), med de nord-sør rettede spenningene som generelt er større enn de øst-vest rettede (forhold mellom største og minste horisontalspenning på ca. 1,3) (Myrvang, 2001). Slike størrelsesforhold stemmer godt med de observerte tensjonssprekkene langs de høyeste veggpartiene i bruddet, som antas forårsaket av spenningskonsentrasjonen langs de steile pallveggene. Modellen ble først kjørt med et forhold mellom største horisontalspenning og vertikalspenning lik 2, som deretter ble økt til 3,5 og til slutt til 5, som antas å være større enn spenningsforholdets maksimale realistiske verdi. Denne prosessen ble foretatt for å ta hensyn til usikkerheten rundt det faktiske spenningsfeltet. Det er ikke utført analyser for lavere spenningsforhold, da dette er vurdert som lite sannsynlig basert på tidligere resultater fra målinger i denne delen av landet (Myrvang, 2001).

For å definere grunnvannet i modellen er det hentet informasjon fra litteraturen og fra erfaringer fra den daglige driften av dagbruddet. Det er tatt utgangspunkt i tilgjengelige empiriske grunnlagsdata for dagbrudd i oppsprukket berg (Wyllie og Mah, 2005). Grunnvannslinjen ble deretter justert for å gjenspeile at det ofte ligger vann i det nederste nivået i bruddet, noe som i perioder med snøsmelting (vanligvis fram til august) fører til at det til tider ikke er mulig å benytte emulsjonssprengstoff i produksjonssalvene på grunn av vann i hullene. I modellen er den nederste pallen i veggen vannmettet, og over dette er grunnvannspeilet lagt noe bak bruddveggen med profil tilpasset topografien. Dette er forventet å overestimere vanntrykket i foten av skråningen, noe som er anbefalt å legge opp til i mangel på sikre inputdata (Wyllie og Mah, 2005).

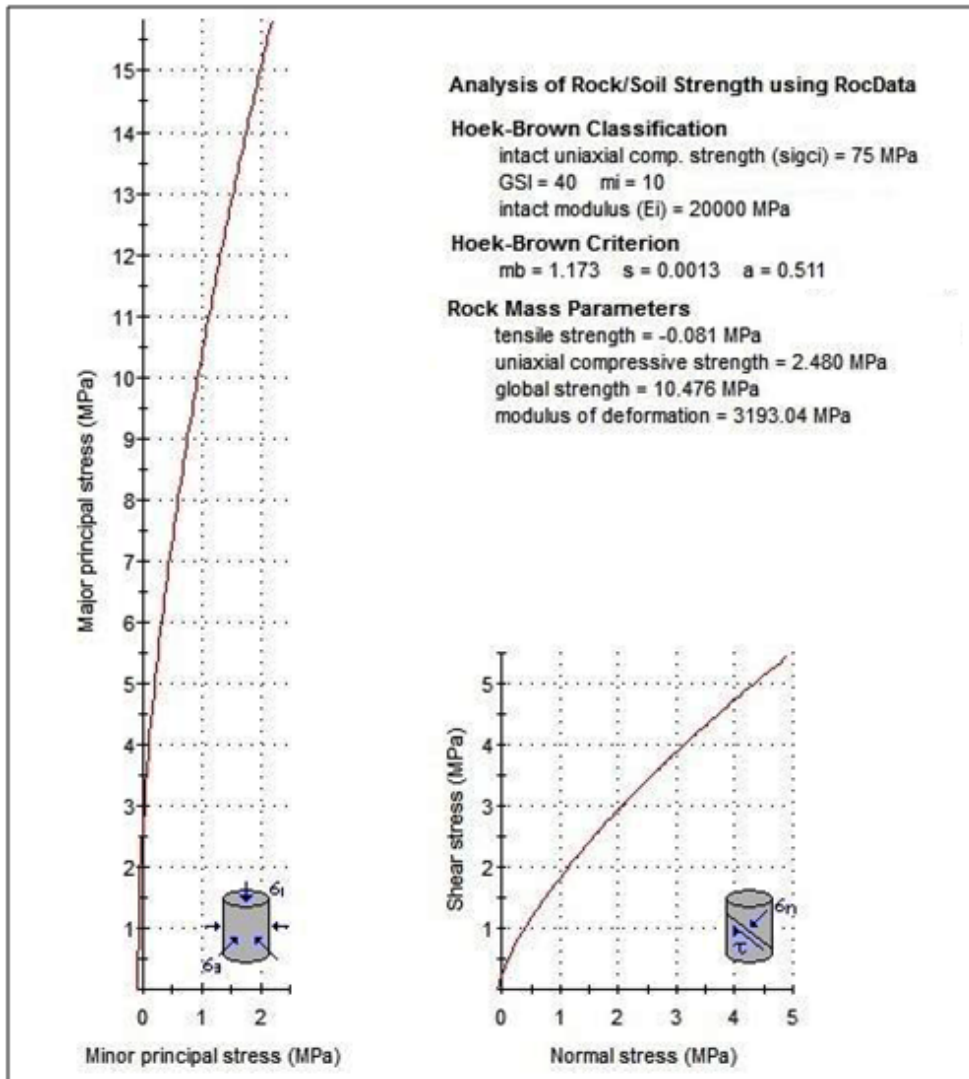
Alle modellene er bygd opp med to trinn, den opprinnelige topografien og endelig brudd. Det kan vises (Wyllie og Mah, 2005) at resultatet av simuleringene er uavhengig av antall trinn som implementeres, og det er derfor valgt å ikke ta med noen trinn mellom disse to. For hvert profil i Sommerbruddet er det utført beregninger med totalvinkel på 54° og 63° . Disse verdiene tilsvarer henholdsvis dagens planlagte vinkel for den endelige hengveggen og en yttergrense som mest sannsynlig er større enn vinkelen det er mulig å oppnå med realistiske sikringstiltak. Det antas at sikkerhetsfaktoren vil følge en lineær utvikling mellom modelleringsresultatene for disse to ekstremtilfellene. Da de to profilene i Helårsbruddet er prosjektert med forholdsvis bratte totalvinkler (59° og 57° for henholdsvis snitt FF' og GG') har snittene kun blitt analysert med de faktiske vinklene fra profiltegningene.

3.3 Bergets mekaniske egenskaper

Bruk av Hoek-Brown kriteriet forutsetter at bergmassens egenskaper tallfestes gjennom flere parametere. For kvartsitten har dette blitt gjennomført gjennom grundig testing i NTNUs bergmekanikklaboratorium. For skiferen har de empiriske databasene som er innlagt i programvaren blitt benyttet for kvantifisering av parametrene. Resultatene fra laboratorietesting er brukt som inputparametere for beregning av faktorene i Hoek-Brown kriteriet. Selve beregningen er gjort ved hjelp av RocData, et program fra Rocscience for kvantifisering av bergmasseparametere (Rocscience, 2014c), og resultatene overført deretter til den numeriske modellen i Phase². Figurene 3 og 4 viser verdiene for Hoek-Brown parametrene og bruddomhyllingskurvene som disse definerer for henholdsvis kvartsitten og skiferen.



Figur 3. Beregning av parametere for kvartsitten i Rocdata



Figur 4. Beregning av parametere for skiferen i Rocdata

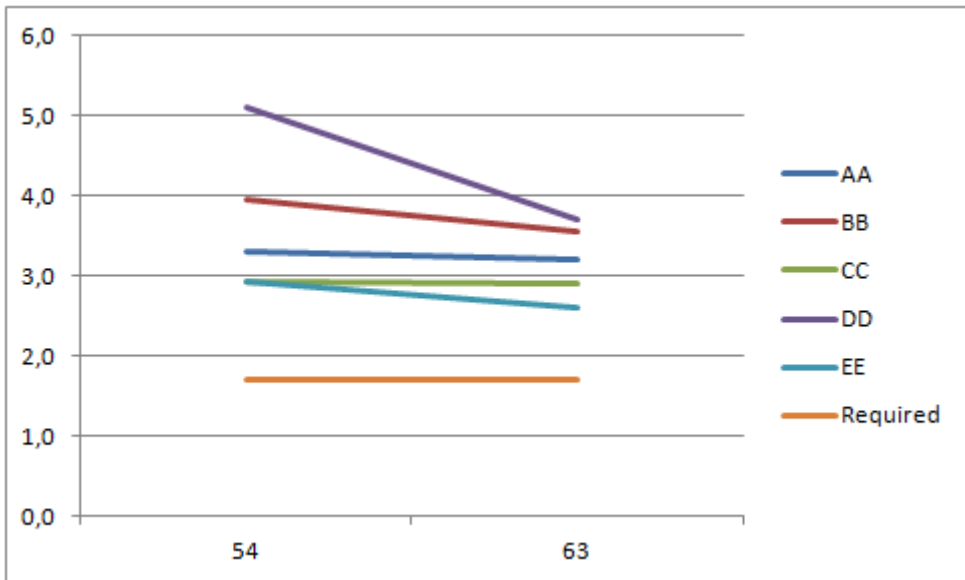
De empiriske verdiene for parameterne i RocData sine databaser er oppgitt som intervaller, med ekstremverdier som i de fleste tilfeller ser ut til å være $\pm 25\%$ av middelveien. Da undersøkelser av skiferens egenskaper ikke har vært en del av arbeidet med masteroppgaven, har det vært naturlig å benytte middelveien i datasettene i modelleringen av denne bergarten. Egenskapene til de to bergartene antas konstante i alle modellene og gjennom hele bergmassivet.

4. RESULTATER

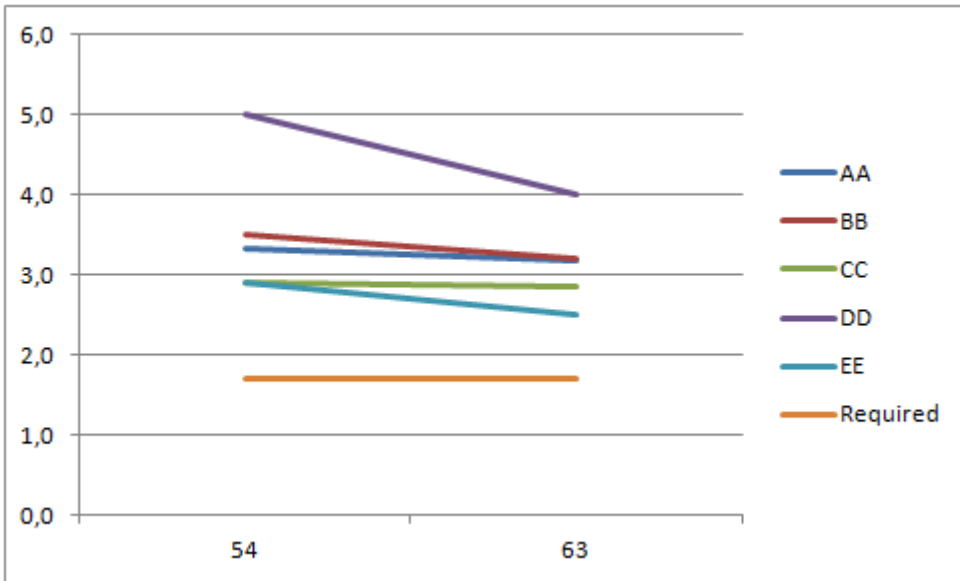
I det følgende er verdiene fra SSR analysene av de forskjellige profilene systematisert og presentert i diagrammer som viser endringene i sikkerhetsfaktorene for de forskjellige kombinasjonene av bruddvinkel og spenningsforhold. Det er brukt enkel lineær interpolasjon mellom datapunktene. I alle figurene er det tatt med en oransje linje som representerer sikkerhetskravet på 1,7.

Figurene 5, 6 og 7 viser sikkerhetsfaktoren for de forskjellige profilene i Sommerbruddet som funksjon av bruddvinkelen for de tre forskjellige spenningsforholdene som ble undersøkt.

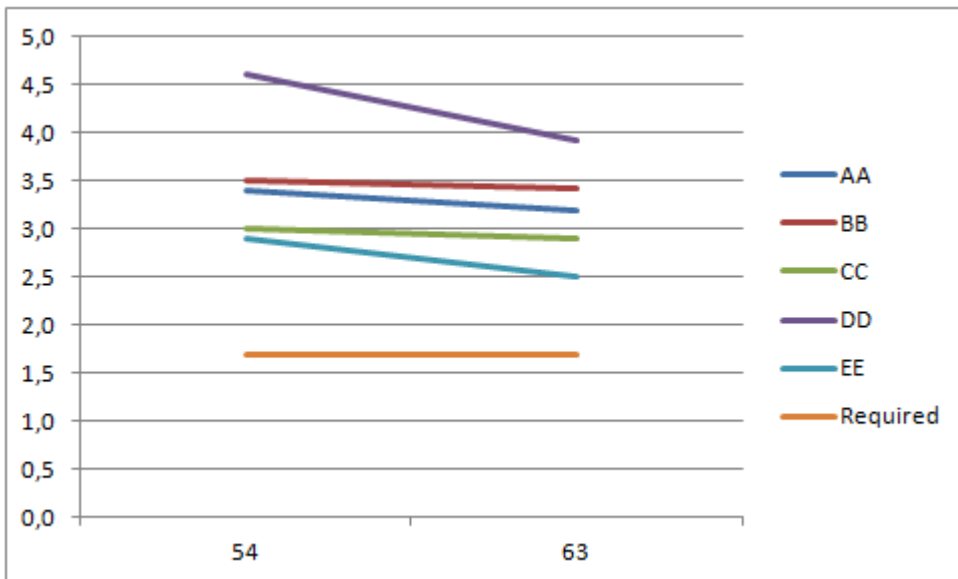
Figurene 8 og 9 viser sikkerhetsfaktoren for profilene i Sommerbruddet som funksjon av spenningsforhold med bruddvinkler på henholdsvis 54° og 63° . I Figur 8 ligger linjen for profilet CC' skjult under linjen for EE'.



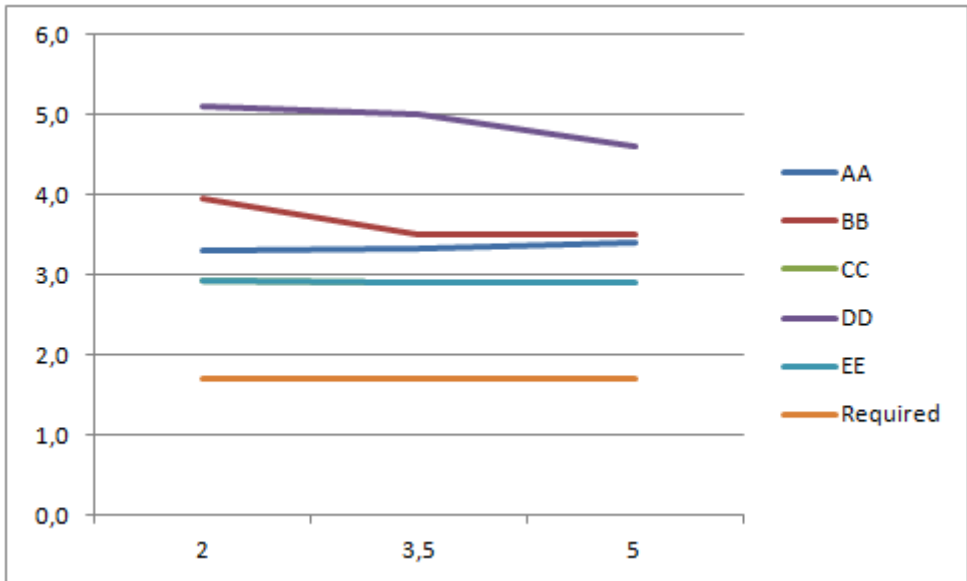
Figur 5. Sikkerhetsfaktor som funksjon av totalvinkel med spenningsforhold lik 2.



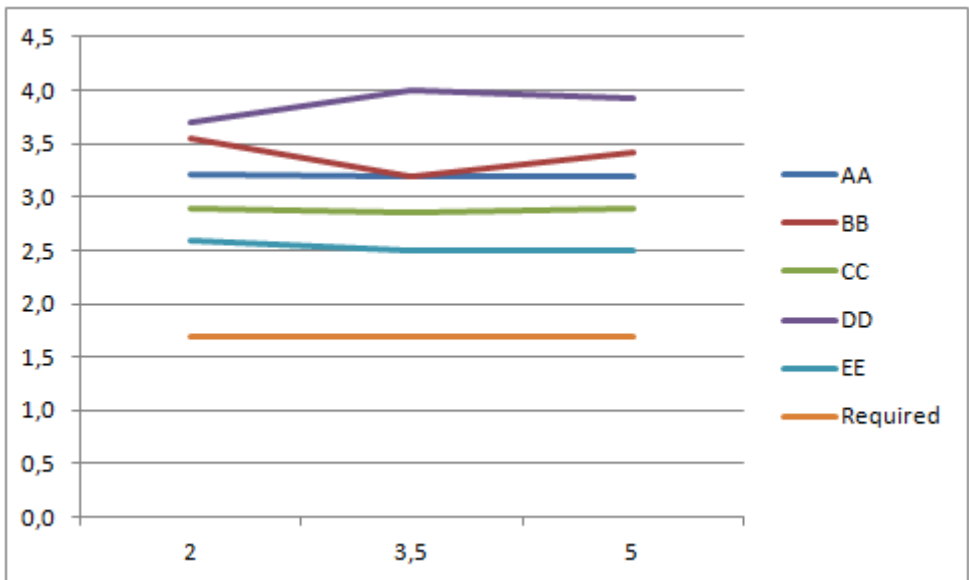
Figur 6. Sikkerhetsfaktor som funksjon av totalvinkel med spenningsforhold lik 3,5.



Figur 7. Sikkerhetsfaktor som funksjon av totalvinkel med spenningsforhold lik 5.

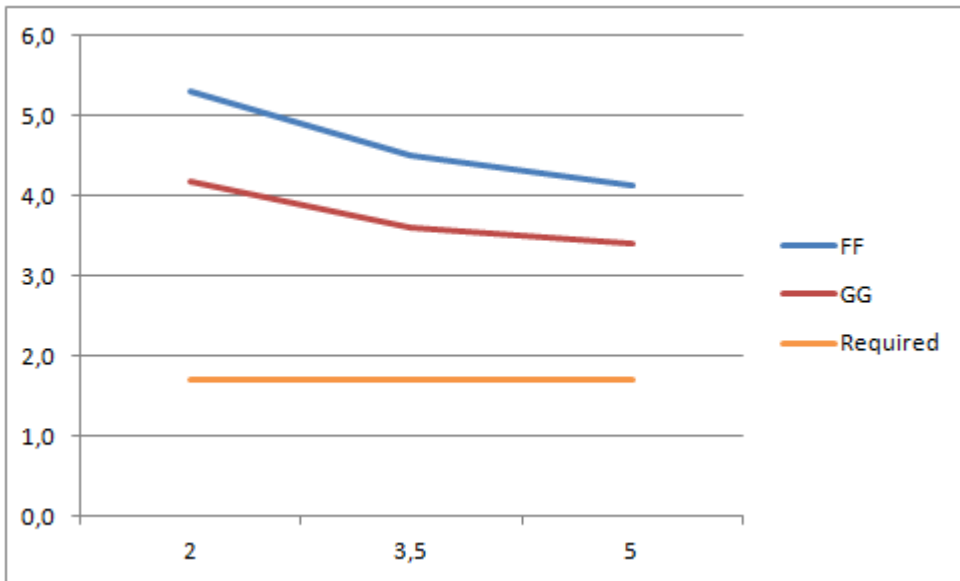


Figur 8. Sikkerhetsfaktor som funksjon av spenningsforhold med totalvinkel på 54°.



Figur 9. Sikkerhetsfaktor som funksjon av spenningsforhold med totalvinkel på 63°.

Figur 10 viser sikkerhetsfaktoren for profilene FF' og GG' i Helårsbruddet som funksjon av spenningsforholdet. Da bruddvinklene som framgår av bedriftens profiler er relativt bratte, er det valgt å ikke kjøre modellene av disse profilene med økte bruddvinkler, og kurvene i figuren referer dermed til de oppgitte totalvinklene på 59° (profil FF') og 57° (profil GG').



Figur 10. Sikkerhetsfaktor som funksjon av spenningsforhold.

5. DISKUSJON

For profilene i Sommerbruddet har simuleringen blitt kjørt med to forskjellige totalvinkler, 54° og 63° , og tre størrelsesforhold mellom største horisontalspenning og vertikalspenning, på 2, 3,5 og 5. Yttergrensene for intervallene er ansett som de laveste og største realistiske verdiene for disse to variablene. For profilene i Helårsbruddet er kun den planlagte vinkelen fra profiltegningene brukt (59° for profil FF' og 57° for profil GG'), med tilsvarende variasjon i spenningsforhold. Som det fremgår av resultatene presentert i forrige delkapittel, er sikkerhetsfaktoren for totalstabiliteten av bruddveggen i de fleste profilene meget høy, og alltid med trygg margin større enn det konservative minstekravet som er satt.

Figurene 5, 6 og 7 viser at den totale bruddvinkelen har en merkbar negativ innvirkning på skråningsstabiliteten, uavhengig av spenningsfeltet i området.

Høyeste sikkerhetsfaktor oppnås i profil DD', som samtidig viser størst nedgang som følge av økende bruddvinkel. Sikkerhetsfaktoren er lavest i profilene CC' og EE', mens profilene AA' og BB' havner mellom disse. Forverringen i stabiliteten som funksjon av vinkeløkningen er imidlertid såpass moderat at storskalastabiliteten ikke er truet. Antas en lineær utvikling som fortsetter i trenden fra de tre figurene, vil skråningen kunne være meget bratt før faren for storskala ras er konkret. Generelt er disse resultatene innenfor det som kunne forventes. Litteraturstudiet utført som en del av masteroppgaven viste at flere naturlige skråninger med sammenlignbar høyde og steilere vinkler enn det som er modellert er stabile, og kvartsitten i Tana er sannsynligvis sterkere enn mange av bergartene disse skråningene består av. Resultatene bekreftes i tillegg av erfaringene fra driften av bruddet gjennom mange år, med vegger som i all hovedsak har vist seg å ha god totalstabilitet over tid.

Figurene 8 og 9 viser hvordan endringer i horisontalspenningen påvirker sikkerhetsfaktoren for bruddveggen i Sommerbruddet. Det ser ikke ut til at denne endringen følger noen entydig trend. Sikkerhetsfaktoren øker med økende spenningsforhold i noen av profilene, mens for andre profiler er utviklingen motsatt. Felles for alle profilene er at endringene er forholdsvis små, selv som følge av en dobling av horisontalspenningen. Dette resultatet er noe overraskende, da en ville forvente en viss effekt på bergmassens oppførsel som konsekvens av en såpass stor endring i spenningsfeltet rundt bruddet. Grunnen til at dette ikke gjenspeiles i tallverdiene for sikkerhetsfaktoren er sannsynligvis knyttet til at spenningsøkningen vil ha størst effekt på lokalstabiliteten i nærheten av vegg, noe SSR metoden ikke egner seg for å analysere, mens den vil ha neglisjerbar effekt på bergmassen i stor avstand fra overflaten, da spenningene såpass langt inn i fjellet vil fordeles jevnere rundt dagbruddet og dermed ikke belaste bergmassen i like stor grad.

Figur 10 viser endringen i sikkerhetsfaktoren for profilene fra Helårsbruddet som funksjon av økningen i horisontalspenning. I begge snittene minker sikkerhetsfaktoren betydelig, og kurvene ser ut til å ha tilnærmet likt forløp med en forskjell på rundt 1 i forhold til hverandre. Dette kan mest sannsynlig forklares med at profilene FF' og GG' er mer like i geometrien enn det som er tilfelle for de forskjellige snittene i Sommerbruddet, noe som fører til at den samme endringen i spenningsforholdet vil gi mer like effekter. Grunnen til at sikkerhetsfaktorene i Helårsbruddet avtar såpass merkbart antas å være den asymmetriske formen på dagbruddet i dette området, som gir en mindre jevn fordeling av spenningsfeltet rundt bruddet enn det som er tilfellet i Sommerbruddet. Siden den laveste sikkerhetsfaktoren registrert i Helårsbruddet er det dobbelte av minstekravet, er det

imidlertid valgt å ikke undersøke årsakene til kurveforløpene i Figur 10 mer i detalj.

Kombinasjonen av bruddvinkel på 63° og høy horisontalspenning i profil EE' gir en sikkerhetsfaktor på 2,5, det laveste som er registrert i denne undersøkelsen (men som fremdeles er 70% større enn sikkerhetskravet). Grunnen til at akkurat dette snittet er det med lavest sikkerhet, antas å være en kombinasjon av veggens høyde, rundt 70 m, og det faktum at en relativt stor del av dette partiet av vegg (ca. 30-40 m i høyden) består av vaggeskifer. Modelleringen viser at bruddflaten kun vil gå gjennom skiferen mens kvartsitten forblir intakt. Denne typen bruddflate er ikke unik for dette snittet, men finnes igjen også i profilene CC' og GG'. Generelt sett tyder resultatene på at forskjellen i styrke mellom kvartsitt og vaggeskifer fører til at det teoretiske bruddet i de fleste tilfeller starter i, og i de nevnte tilfellene er begrenset til, delen av hengveggen som består av skifer.

Som forklart i metodekapittelet, er det stor usikkerhet knyttet til beskrivelsen av skiferen i den numeriske modellen, da denne ikke er basert på felt- eller laboratorietester men på erfaringstall hentet fra Rocscience sine databaser. Den bergtekniske kvaliteten på bergarter som kan samles under betegnelsen skifre kan variere over et stort intervall, avhengig av flere geologiske parametere som for eksempel kornstørrelse, lagdeling og forvitring. Det kan ikke utelukkes at egenskapene til vaggeskiferen i Tana kan være dårligere enn det som har blitt brukt i modelleringen for denne oppgaven, noe som eventuelt vil føre til at sikkerhetsfaktorene for bruddene i skiferen vil være overestimert. Det er imidlertid usannsynlig at skiferens styrke er overestimert til en slik grad at storskala brudd vil kunne forekomme. I så tilfelle, vil vaggeskiferen i Tana måtte være ca. 70% svakere enn en gjennomsnittlig skifer.

I mangel på data for grunnvannsforholdene i bruddområdet, er denne parameteren i modellen definert ut ifra litteraturstudier og driftpersonalets erfaringer, som beskrevet i metodekapittelet. Dette representerer åpenbart et usikkerhetsmoment i analysen. Det er tatt hensyn til dette ved å velge grunnvannsinstillinger i modellen slik at innvirkningen på resultatet mest sannsynlig er større enn det som er tilfelle i virkeligheten under normale forhold (Wyllie og Mah, 2005). Det må likevel understrekes at det på denne måten ikke tas hensyn til eventuelle variasjoner i vannstanden forårsaket av for eksempel snøsmelting eller store nedbørmengder, eller av forskjeller i bruddgeometri i de forskjellige sektorene i dagbruddet.

6. KONKLUSJON

Totalstabiliteten i hengveggen er god i alle de undersøkte profilene, og for alle kombinasjonene av bergspenningsforhold og bruddvinkler modellen ble kjørt med.

Siden spenningstilstanden ikke ser ut til å ha særlig innvirkning på totalstabiliteten, vurderes nytteverdien av spenningsmålinger som inputdata i den numeriske modellen som relativt liten.

Parameterne som beskriver vaggskiferen i modellen er ikke tallfestet ved hjelp av felt- eller laboratorietester, og er dermed beheftet med stor usikkerhet. Det anbefales å undersøke skiferens egenskaper med samme prosedyre som ble brukt for kvartsitten og bruke resultatene herfra som inputverdier i modellene.

REFERANSER

- Balmer, G., 1952: A general analytical solution for Mohr's envelope. American Society for Testing and Materials, vol. 52, pp. 1260-1271.
- Bergh, I. S. B., 2012: Analyse av skråningsstabilitet i dagbrudd i Sydvaranger Gruve AS. Masteroppgave, IGB, NTNU.
- Direktoratet for Byggkvalitet, 1995: Technical regulations related to the Planning and Building Law of June 14, 1985.
- Hammah, R. E., Yacoub, T. E., Corkum, B.C., Curran, J. H., 2005: The Shear Strength Reduction Method for the Generalized Hoek-Brown Criterion. Presented at Alaska Rocks, 40th U.S Symposium on Rock Mechanics held in Anchorage, Alaska, June 25-29, 2005.
- Hoek, E., Brown, E.T., 1980: Empirical strength criterion for rock masses. J. Geotechnical Engineering Division ASCE: 1013–1025.
- Hoek, E., Brown, E.T., 1988: The Hoek-Brown failure criterion - a 1988 update. Proc. 15th Canadian Rock Mech. Symp.: 31–38.
- Hoek, E., Carranza-Torres, C., Corkum, B., 2002: Hoek-Brown criterion – 2002 edition. In Proceedings of the 5th North American Rock Mechanics Symposium and the 17th Tunnelling Association of Canada: NARMS-TAC 2002, Toronto, Canada.
- Hoek, E., 2007: Practical Rock Engineering. Fra Rocscience Inc., 237 ss.
- Myrvang, A., 2001: Bergmekanikk. Tapir Forlag, Trondheim, 146 ss.
- Nilsen, B., Palmström, A., 2000: Engineering Geology and Rock Engineering – Handbook nr. 2. Håndbok fra Norsk Bergmekanikkgruppe (NBG), 249 ss.
- Read, J., Stacey, P., 2009: Guidelines for Open Pit Slope Design. CSIRO Publishing, 487 ss.
- Rocnews, 2004: A New Era in Slope Stability Analysis: Shear Strength Reduction Finite Element Technique. I Rocnews (newsletter fra Rocscience), utgave Juni 2004.

Rocscience, 2014a: Phase2 v. 8.0 - Finite Element Analysis for Excavations and Slopes. Lastet ned fra www.rocscience.com 22/03-2014.

Rocscience, 2014b: Phase2 Tutorial - Shear Strength Reduction Analysis. Lastet ned fra www.rocscience.com 22/03-2014.

Rocscience, 2014c: RocData - Rock Mass Strength Analysis using the Generalized Hoek-Brown failure criterion. Lastet ned fra www.rocscience.com 22/03-2014.

Sjöberg, J., 1999: Analysis of Large Scale Rock Slopes. Doktorgradsoppgave, LTU, 788 s.

Swan, G., Sepulveda, R., 2000: Slope Stability in Surface Mining. Eds WA Hustrulid, SME, Colorado, ss. 163-170.

Wyllie, D. C., Mah, C. W., 2005: Rock Slope Engineering – Civil and Mining, 4th Edition. Spoon Press Taylor and Francis Group, New York, 431 s.