

NOTAT

Oppdragsnavn **Deponi Ottersbo**
Prosjekt nr. **1350041467-003**
Kunde **Veidekke Industri AS**
Notat nr. **G-not-001 Geologisk kartlegging og stabilitetsanalyse**
Versjon **0**
Til **Ketil Oksvold**
Fra **Sverre Paulsen Thoresen**
Kopi

Utført av **Sverre Paulsen Thoresen**
Kontrollert av **Stein Heggstad og Gudrun Dreiås Majala**
Godkjent av **Sverre Paulsen Thoresen**

Geologisk vurdering av Ottersbo deponi på reguleringsplannivå

Dato 20.10.2021

1 Formål og omfang

Dette notatet er en geologisk vurdering av Ottersbo steinbrudd for å identifisere gjennomførbarheten av deponering av miljøskadelig avfall i steinbruddet. Notatet er en del i søknad for ny reguleringsplan.

Det har blitt gjennomført befarings- og geologisk kartlegging av steinbruddet for å innhente nødvendig informasjon av bergmassen. Det er også gjennomført stabilitetsanalyse av steinbruddets vegg og deponiets cellebarrierer/bergfester, for å vurdere gjennomførbarhet av foreslått design.

Rambøll
Kobbegate 2
PB 9420 Torgarden
N-7493 Trondheim

T +47 73 84 10 00
<https://no.ramboll.com>

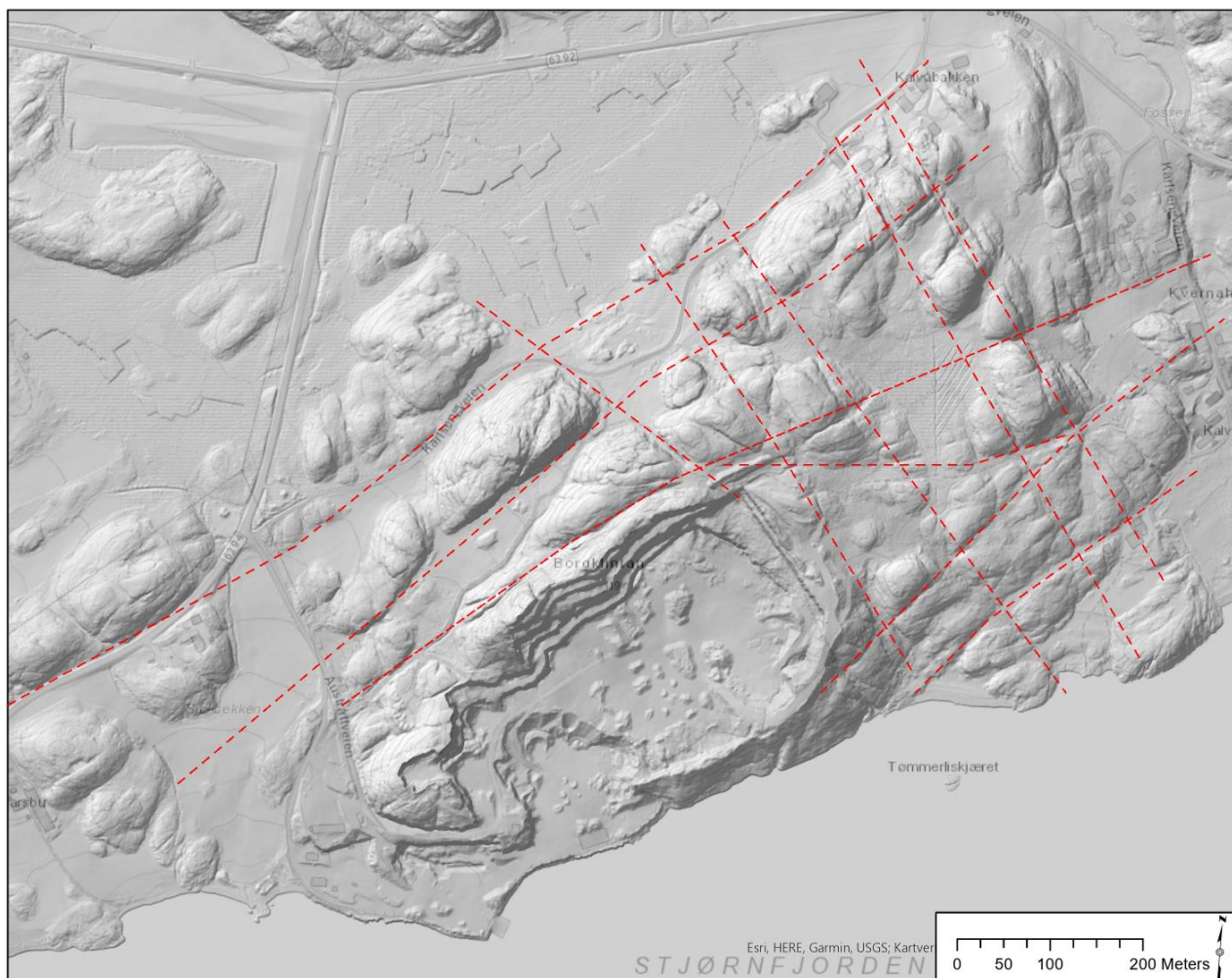
2 Områdebeskrivelse

2.1 Topografi og bruddgeometri

Pukkverket ligger på sørsiden av en markant kulle kalt Borgklintan, og steinbruddet grenser mot Stjørnfjorden i sør. Som følge av pukkverkdrift er terrenget mot Borgklintan skrått avrettet med berghyller. Toppen av Borgklintan er på ca kote +105. Bunnen av deponiet skal, etter endt drift, ligge på kote +3.

Topografien rundt steinbruddet viser større lineamenter i terrenget som er orientert nordøst-sørvest og nordvest-sørøst, se Figur 1.

Øst for dagens steinbrudd ligger det et myrområde med forbindelse til et bekkeløp med utløp i fjorden.



Figur 1: Oversiktskart over steinbruddet vist i skyggerelieff. Markante lineamenter er vist med stiptet rød linje. To hovedretninger er fremtredende, med retning parallelt med retningen på steinbruddets vegger.

2.2 Bergartsbeskrivelse

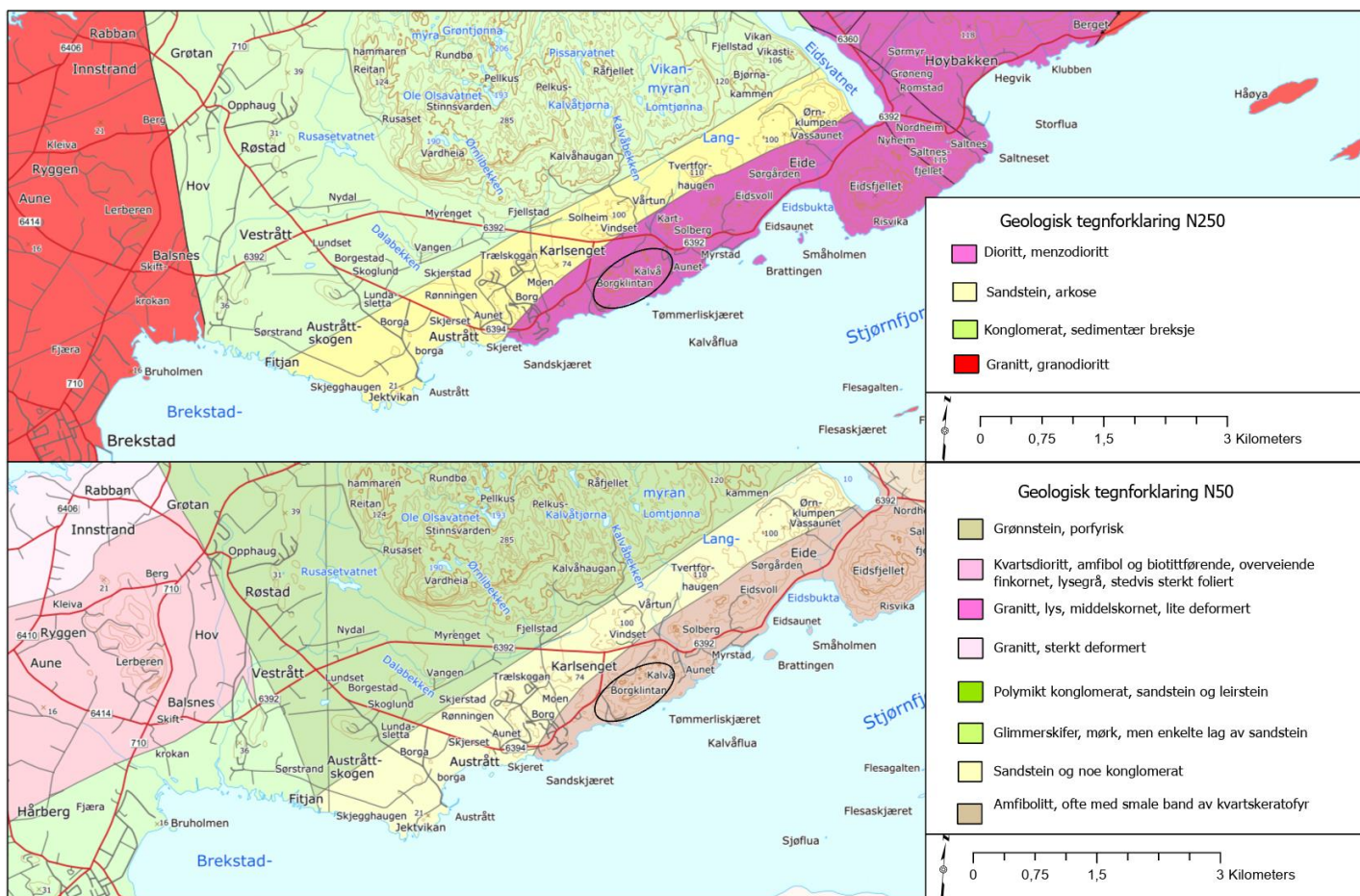
N250 Berggrunnskart fra NGU beskriver bergarten ved Ottersbo pukkverk som en diorittisk gneis. Ørland består også av belter bestående av porfyrisk grønnstein, sandstein, konglomerat og granitt/gneis (se Figur 2). Befaring og observasjoner gjort på stedet samt XRD-analyse fra 1995, antyder at bergarten klassifiserer til en diorittisk gneis dannet fra grønskiferfacies grunnet dens høye innhold av plagioklas, kloritt, epidot og kvarts (NTH, 1995).

Basert på bergmekanisk testing av en steinprøve fra pukkverket, er verdier i Tabell 1 vurdert til å være representerbare for bergarten.

Tabell 1: Analyseresultat etter bergmekanisk testing fra SINTEF (SINTEF, 2021).

Prøve Nr.	Lengde/diameter forhold	Densitet [kg/m ³]	E-modulus [GPa]	Poissons forhold	Trykkfasthet [MPa]	Bruddvinkel
1-1	2,53	2730	61,6	0,131	278,3	16
1-2	2,53	2736	51,4	0,129	323,9	18
1-3	2,25	2731	50,5	0,249	137,7	19
Gjennomsnitt		2732	54,5	0,13	301,1	18

Prøve 1-3 viste tydelig oppsprekking før testing, noe som kan ha forårsaket tydelige avvik i trykkfasthet og poissons forhold. Det er derfor valgt å stryke disse verdiene ved beregning av gjennomsnittsverdi.



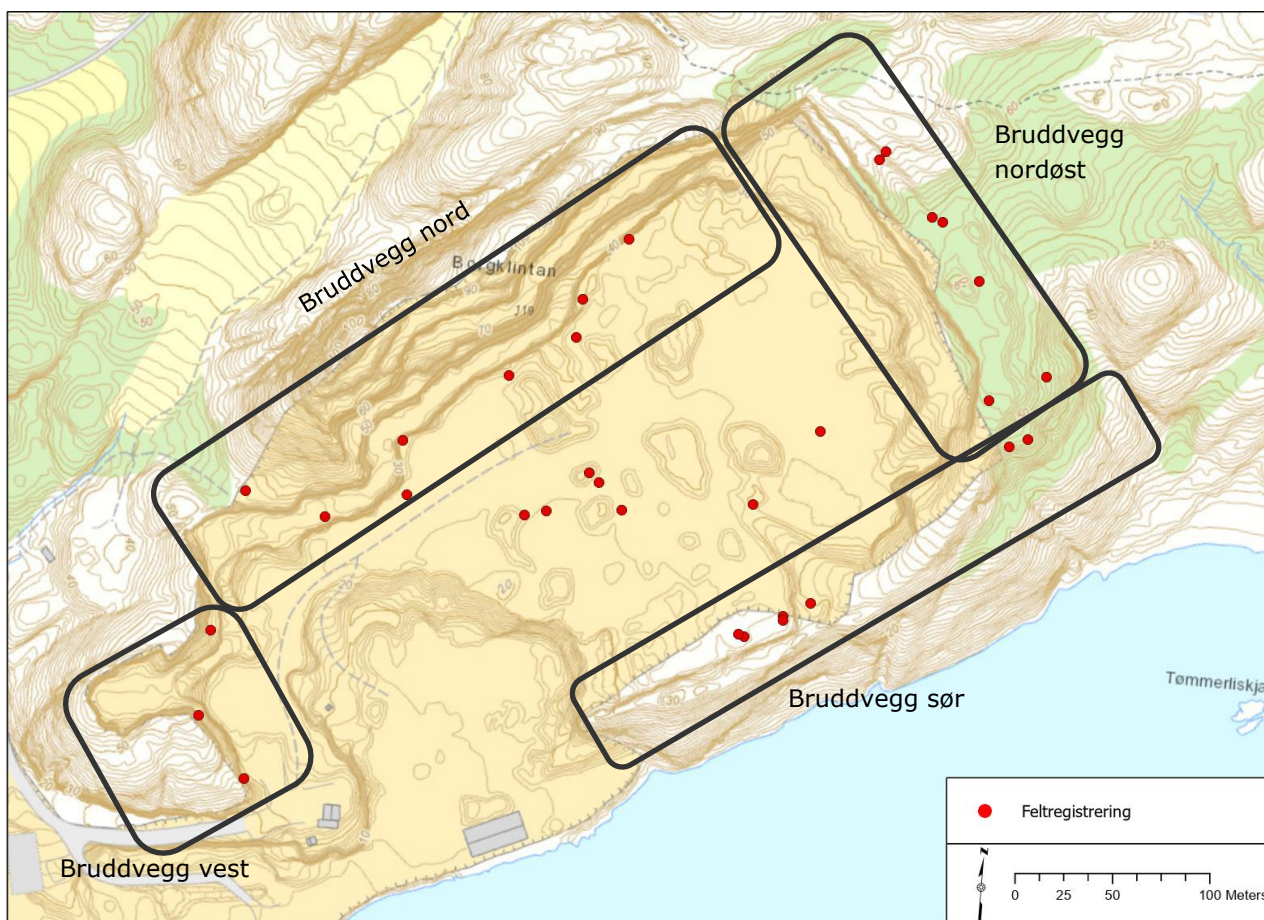
Figur 2: Regionalt berggrunnskart i format N50 og N250 over området hvor Ottersbo steinbrudd ligger (markert med svart sirkel). Steinbruddet ligger i en dioritt bestående av kvarts, kloritt og epidott (**NGU, n.d.**).

3 Feltundersøkelser

I perioden april-mai 2021 gjennomførte ingeniørgeologene Gudrun Dreiås Majala og Sverre Paulsen Thoresen, fra Rambøll AS, to befaringer i Ottersbo pukkverk. Feltundersøkelsene gjort på befaringene bestod av ingeniørgeologisk kartlegging av eksisterende bruddvegger i steinbruddet. Alle veggene i steinbruddet ble undersøkt.

3.1 Feltkartlegging

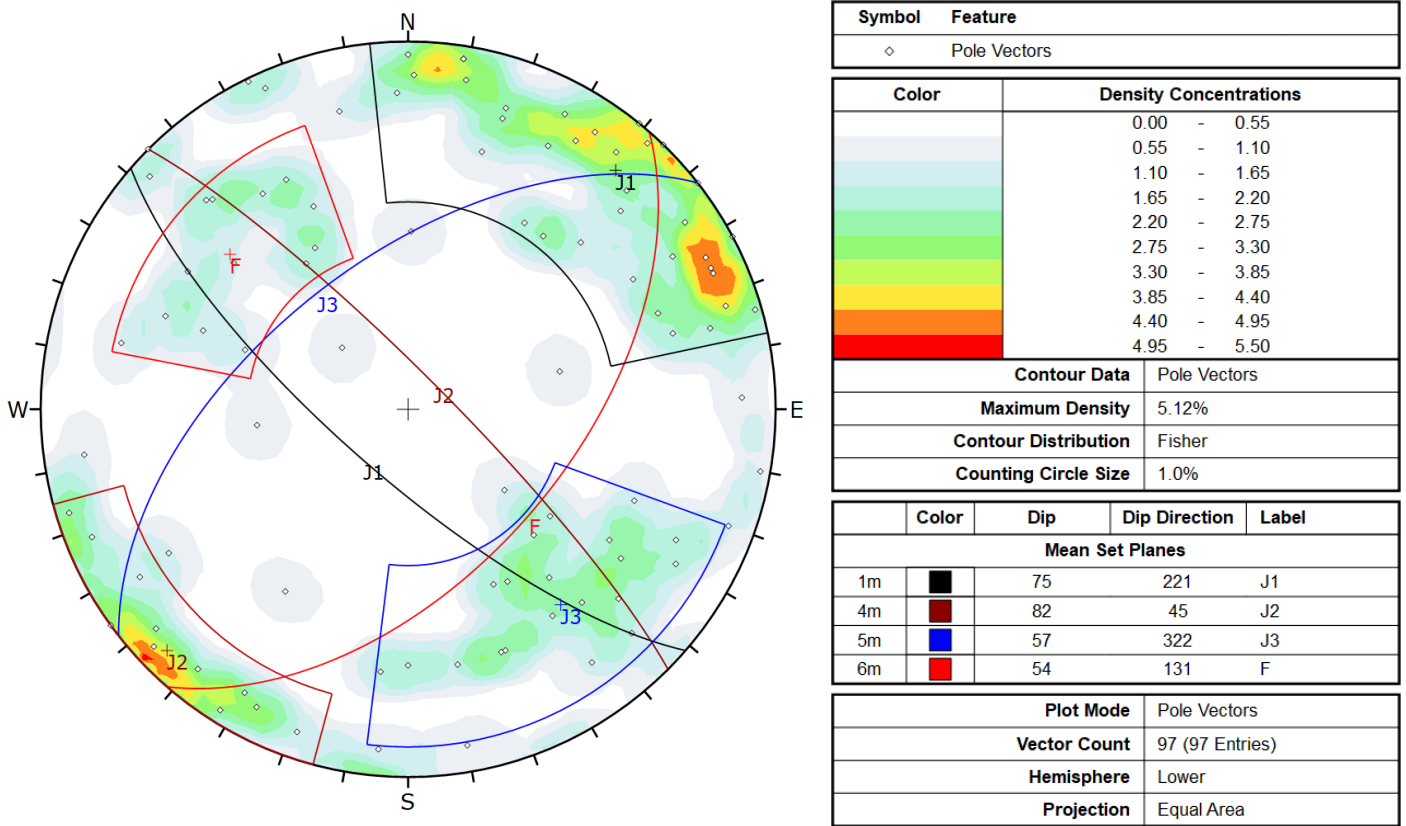
For å vurdere stabiliteten til bergfester og større bergvegger er det kartlagt orientering, sprekkefrekvens, ruhet, sprekkenes skjærstyrke og ruhet og sleppematerialet til sprekken i bergmassen i steinbruddet. Lokalitetene for registreringene er vist i Figur 3. Registreringer sentralt i steinbruddet er knyttet til bergskjæring mellom ulike nivå som er etablert i dag, like ved knuseranlegget.



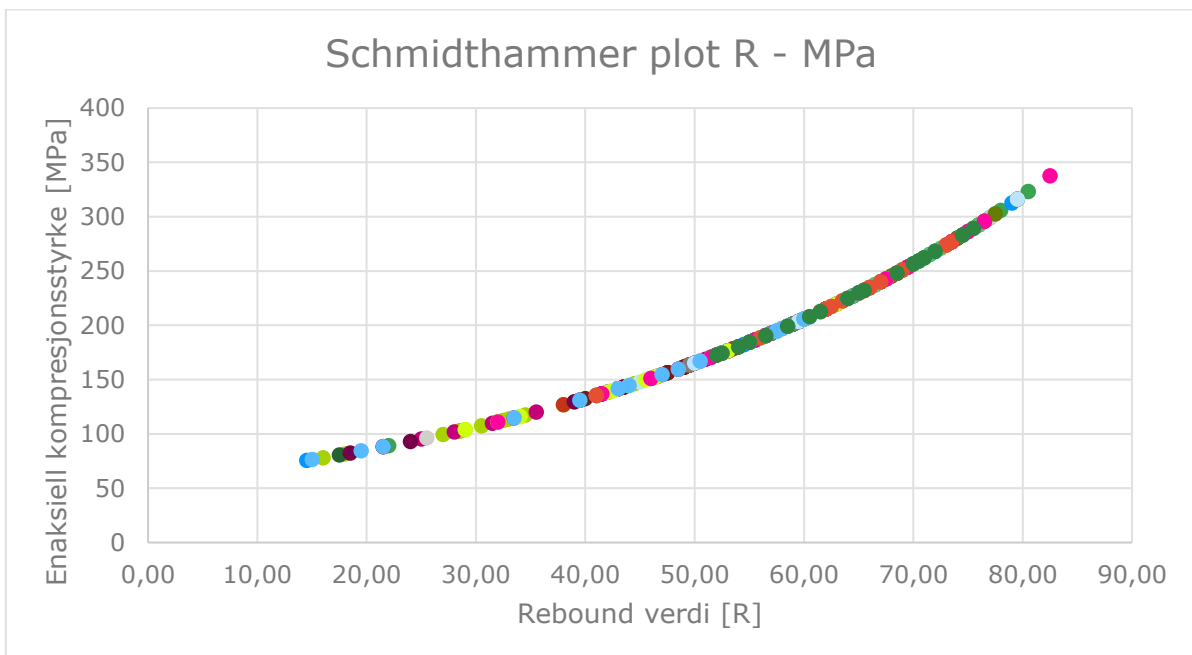
Figur 3: Oversiktskart som viser kartlagte lokaliteter. Kartet er ikke oppdatert etter dagens situasjon, men gir en indikasjon på hvor registreringene er utført i steinbruddet.

I steinbruddet har det blitt registrert fire hovedsprekkesett som forekommer i alle bruddveggene, men i varierende grad. Alle sprekkesettene er orientert parallelt med en av de fire bruddveggene. Feltkartlagte sprekker er presentert i Figur 4. Kartlegging av ruhet er utført med ruhetsprofil og tilpasset størrelse etter prosedyre gitt i (Barton & Choubey, 1977). For kartlegging av JCS er det benyttet RockSchmidt prellhammer type N (Aydin, 2008). Variasjon av registrerte JCS er vist i Figur 5. Maks JCS er antatt i området 300 MPa etter enaksiell kompresjonstesting fra SINTEF. Kurven vist i Figur 5 er plottet etter ligning $UCS = ae^{bR}$ hvor a er 55.0, b er 0.02 og R er rebound-verdien. Følgende fire sprekkesett er registrert med tilhørende egenskaper:

- Hovedsprekkesett J1: Fall/fallretning N221°/71° - utholdenheten varierer fra 0.2-15 meter, ruhet varierer mellom 10-12, gjennomsnittlig JCS varierer mellom 115-214 MPa.
- Hovedsprekkesett J2: Fall/fallretning N045°/82° - utholdenheten varierer fra 0.2-15 meter, ruhet varierer mellom 10-12, gjennomsnittlig JCS varierer mellom 140-195 MPa.
- Hovedsprekkesett J3: Fall/fallretning N322°/57° - utholdenheten varierer fra 1-6 meter.
- Hovedsprekkesett F: Fall/fallretning N131°/54° - utholdenheten varierer fra 0.2-10 meter, ruhet er omtrent 7, gjennomsnittlig JCS varierer mellom 145-225 MPa.



Figur 4: Polplott av kartlagte sprekkeplan for hele steinbruddet. Fire sprekkesett er identifisert og forekommer i alle deler av steinbruddet.

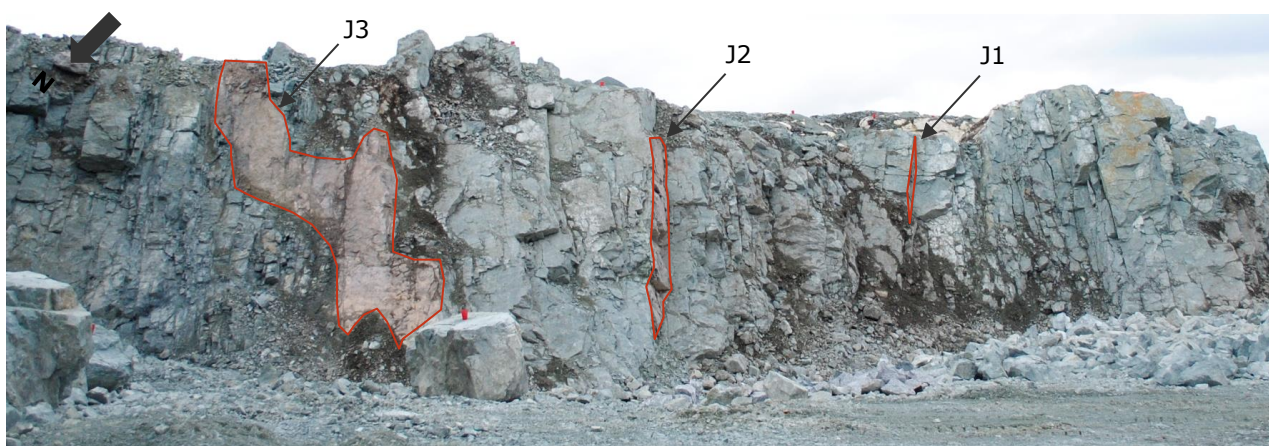


Figur 5: Plot av rebound-verdier for bestemmelse av JCS ved labskala størrelse.

3.1.1 Bruddvegg sør

Bruddveggen i sør er orientert parallelt med sprekkesett J3 og foliasjonen. Foliasjonen har fall inn i veggen, mens J3 faller ut av veggen og inn i steinbruddet. J2 står med strøklinjen nær vinkelrett på bruddveggen og danner oppsprukne og vertikale søyler som har fall mot vest (se Figur 6-Figur 8). J1 står også nær vertikal på bruddveggen med strøklinjen, men faller mot øst. Dominerende sprekkesett i bruddvegg sør er J3, J2 og J1.

En omtrent 10 meter bred svakhetssone er observert i sørveggen, se Figur 7. Sprekkesetttheten varierer fra 5-20 cm. Utholdenheten til J3 varierer fra 0.5-10 meter ($\bar{x} = 4$ meter), J1 og J2 har en utholdenhet som varierer i området 0.2-7 meter ($\bar{x} = 4$ meter).



Figur 6: Bruddvegg sør i østre hjørne som grenser mot bruddvegg nordøst. Sprekkesett J3, J2 og J1 dominerer.



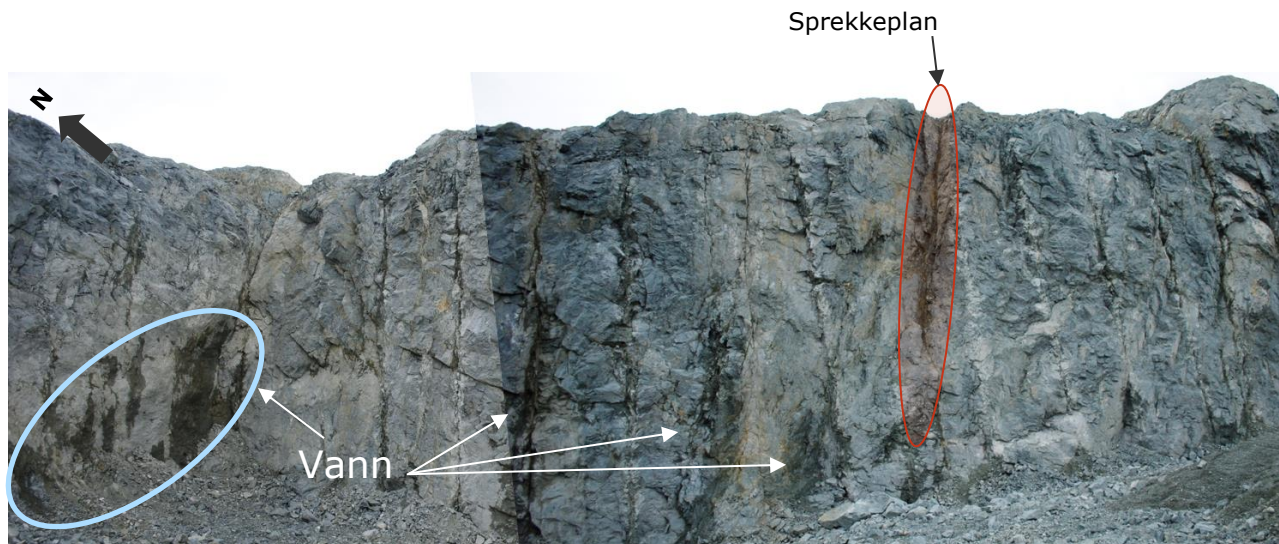
Figur 7: Bruddveggen mot sørøst på kote +5. Tydelig knusningssone er markert med rødt areal. Skravert område viser J3.



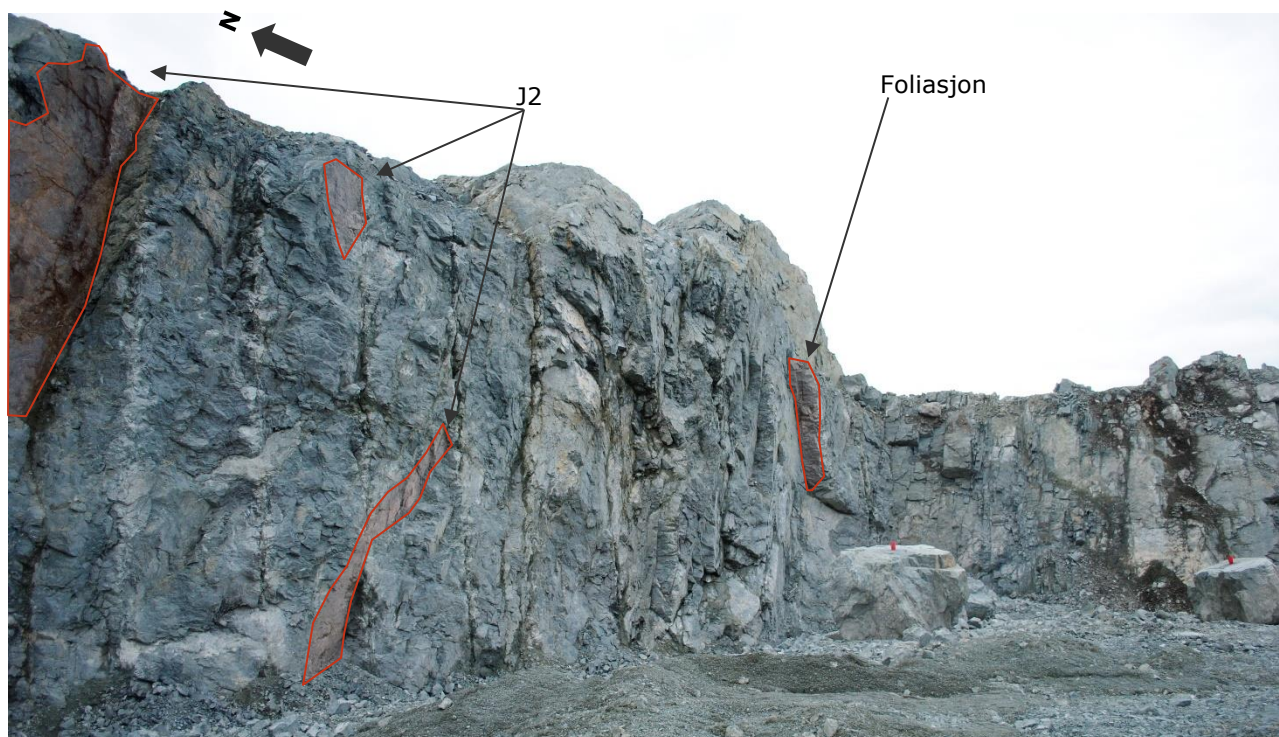
Figur 8: Bruddveggen mot sør. Foliasjon er markert med skravert område og faller skrått inn i bruddet. J2 står med strøklinjen nær vinkelrett på bruddveggen og faller mot vest, se markerte linjer. Det er observert noe vann fra sprekkeplan, se blå sirkler.

3.1.2 Bruddvegg nordøst

Bruddvegg nordøst er orientert tilnærmet parallelt med sprekkesett J1 og J2. J1 faller inn mot steinbruddet, mens J2 faller inn i veggen. Dominerende sprekkesett i bruddveggen er J2, som er gjennomsettende og bestemmer geometrien på bergoverflaten, og gir et svakt overheng. Utholdenheten til J2 varierer i området 0.5-10 meter ($\bar{x} = 3$ meter). Sprekkesetettheten er omtrent 0.1-1.5 meter.



Figur 9: Bruddveggen mot nordøst på kote +25. Det er observert noe vann fra sprekkplan. J2 dominerer og gir bruddveggen er glatt overflate med et svakt overheng uten mye løse blokker. Gjennomsettende sprekkplan er markert med skravert område.



Figur 10: Bruddveggen mot nordøstlig hjørne på kote +25. J2 dominerer og gir bruddveggen er glatt overflate med et svakt overheng uten mye løse blokker. Foliasjon forekommer i mindre grad, og gir underkutting.



Figur 11: Bruddveggen mot nordøstlig hjørne på kote +40. J2 dominerer og gir bruddveggen er glatt overflate med et svakt overheng uten mye løse blokker.

3.1.3 Bruddvegg nord

Bruddveggen nord er orientert parallelt med sprekkesett J3 og foliasjonen F. Foliasjonen har fall inn i steinbruddet mens J3 har fall inn i vegg. J1 og J2 står med strøklinjen nær vinkelrett på bruddveggen, og danner oppsprukne og nær vertikale søyler. J2 har fall mot øst mens J1 har fall mot vest.

Dominerende sprekkesett i bruddvegg nord er foliasjonen F og J1. I området ved det vestre hjørnet blir sprekkesett J1 og J2 mer gjennomsettende og danner i større grad kileutglidning (se Figur 14).

I den østre delen av vegg har foliasjonen F og J1 en utholdenhet på 0.2-6 meter ($\bar{x} = 2-4$ meter), mens i vestre halvdel øker utholdenheten til å gjelde 1-15 meter ($\bar{x} = 5-7$ meter). I store deler av bruddveggen er sprekkefrekvensen 1-3 meter.



Figur 12: Bruddvegg nord i nordlig hjørne. Tydelig observasjon av vann langs sprekkkeplan som har avrenning fra terrenget over.



Figur 13: Bruddvegg nord sett mot vestre hjørne. Mindre soner med vann midt i bruddveggen som kommer fra terrenget over.

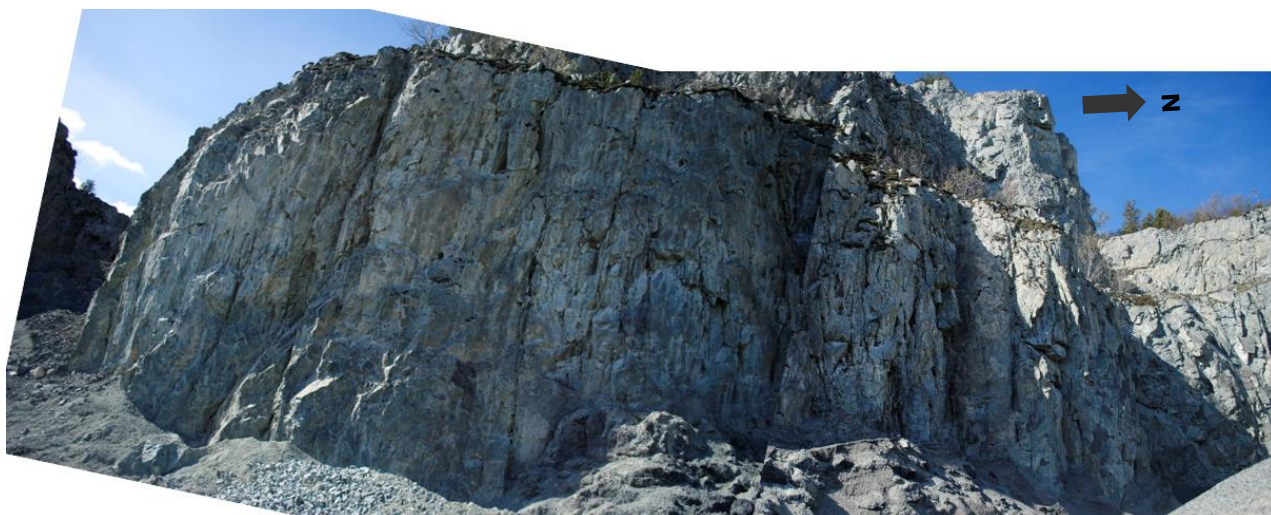


Figur 14: Bruddvegg nord i vestre hjørne. Sprekkesett J1 og J2 blir mer gjennomsettende og danner kileutglidning.

3.1.4 Bruddvegg vest

Bruddvegg vest er orientert parallelt og vinkelrett med sprekkeseett J1 og J2, grunnet et hjørne midt i vegg (se Figur 15). J1 og J2 er dominerende sprekkeseett i området ved hjørnet, hvor utholdenheten til sprekken varierer 2-10 meter ($\bar{x} = 4$ meter) med en frekvens på 1-3 meter.

Den sørlige delen av vestveggen er orientert tilnærmet parallelt med sprekkeseett J1 og J2. J1 dominerer og gir et svakt overheng med glatt overflate og lite løse blokker (se Figur 16). Utholdenheten for J1 varierer i område 1-6 meter ($\bar{x} = 4$ meter), med en frekvens 0.5-2 meter.



Figur 15: Bruddvegg vest med hjørne ved nordveggen.

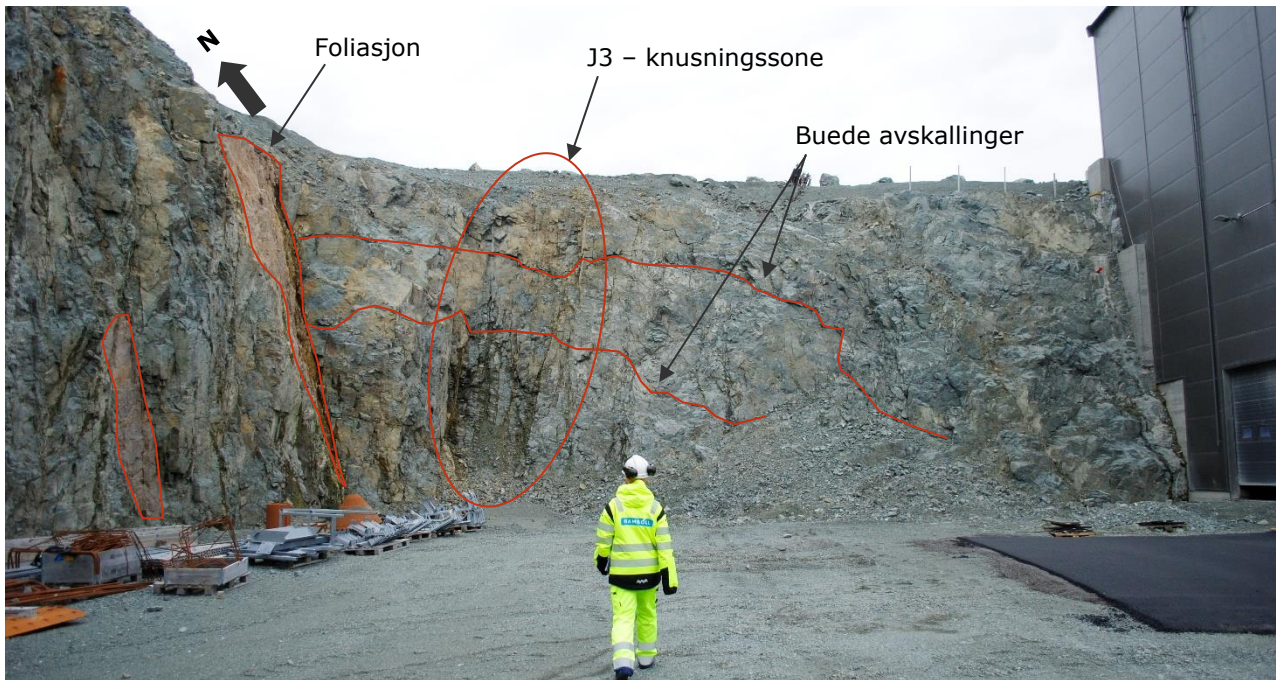


Figur 16: Bruddvegg vest i sørlige del. Sprekkeseett J1 er parallell med og faller inn i vegg, som gir et svakt overheng med lite løse blokker.

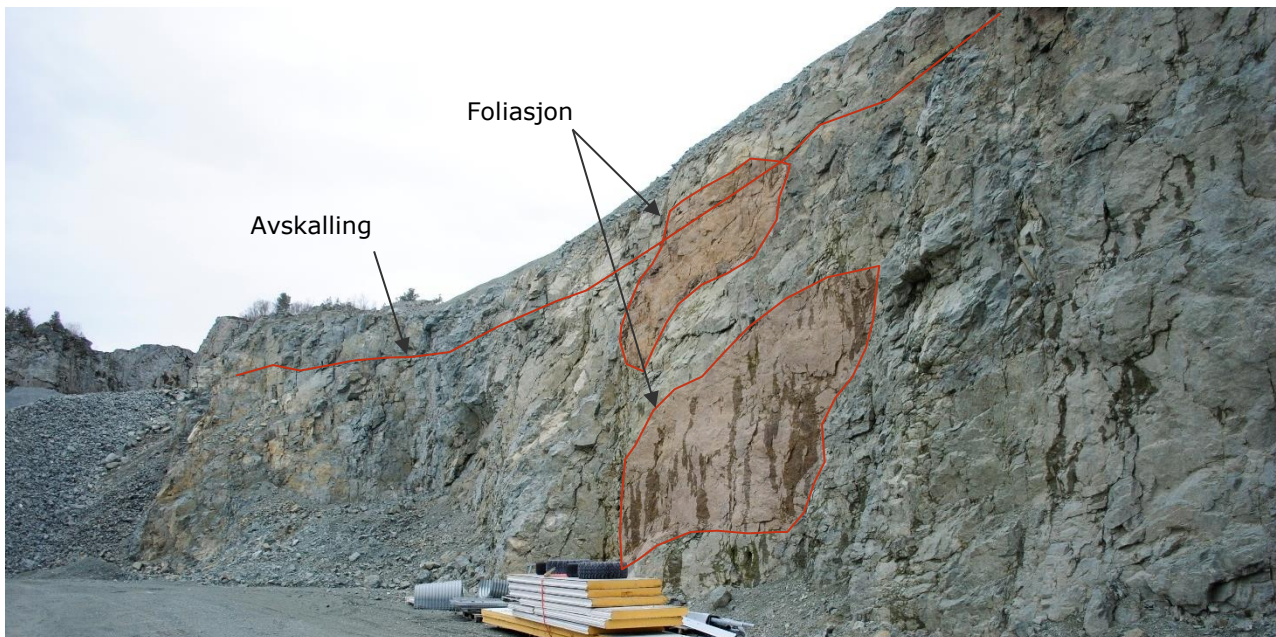
3.1.5 Bergfeste ved knuseranlegget

Sør og nord for det eksisterende knuseranlegget er det et nivåskille med samme orientering som det planlagte bergfeste mellom celle 1 og 2 nord for knuseranlegget (se Figur 19).

Bergfester med samme orientering som steinbruddets vegger vil ha tilsvarende utgangspunkt for å uttrykke samme geologiske strukturer.



Figur 17: Dagens nivåskille ved knuseranlegget. En knusingszone faller skrått mot nord (anvist med sirkel), foliasjonen faller mot sør (anvist med skravert areal) og buede avskallinger som faller mot vest (anvist med linjer).



Figur 18: Nivåskille sør for knuseranlegg. Foliasjonen er vist med skravert areal sammen med avskallinger nær toppen av nivået.

4.2 Hydrogeologiske forhold

Vannføring i bergmassen inn i steinbruddet er observert til å være i stor grad styrt av enkelte sprekkeområder med avrenning fra terrenget over (se Figur 8, Figur 9 og Figur 12).

Gradient for vannstrømning faller inn mot steinbruddet fra overliggende terreng i vest, øst og nord. Bruddvegg som grenser mot sør og fjorden har en svak gradient ut av steinbruddet.

For å dokumentere permeabiliteten i bergmassen etter krav i veilederen er det nødvendig å måtte gjennomføre vanntapsmåling.

4.3 Stabilitetsanalyse av bergfester og bruddets vegg

Rambøll har gjennomført numerisk bergmasseanalyse av bergfestene og bergveggene i Ottersbo steinbrudd, som følge av at det skal sprenges til et lavere nivå og la gjenstående bergpartier fungere som transportveier og impermeabelt skille mellom deponiområder.

For beregning av bergmassens deformasjon og skjærfasthet er det benyttet programmet RS2 v.2019 fra Rocscience inc. Programmet er et 2D kontinuum-basert endelig elementprogram. Dette innebærer at bergmassen analyseres som en sammenhengende enhet, ved å løse analysene av området gjennom partielle differensialligninger i en mesh bestående av noder. Det er benyttet en uniform mesh med 1500 tre-nodede triangler for analyse av bruddveggene. Ved analyse av bergfestene ble det antall tre-nodede triangler

For modelleringen av prosjektet har det blitt benyttet maks 500 iterasjoner for å oppnå konvergens i løsningene med en toleranse på 0,01. Analysetypen er satt til plane strain og løsningstypen er satt til Gaussian elimination.

For modelleringen er byggefasen analysert i to steg:

1. steg - modellen er analysert uten berguttak.
2. steg - modellen er analysert med berguttak i steinbruddet ned til kote +3.

4.4 Modellens geometri

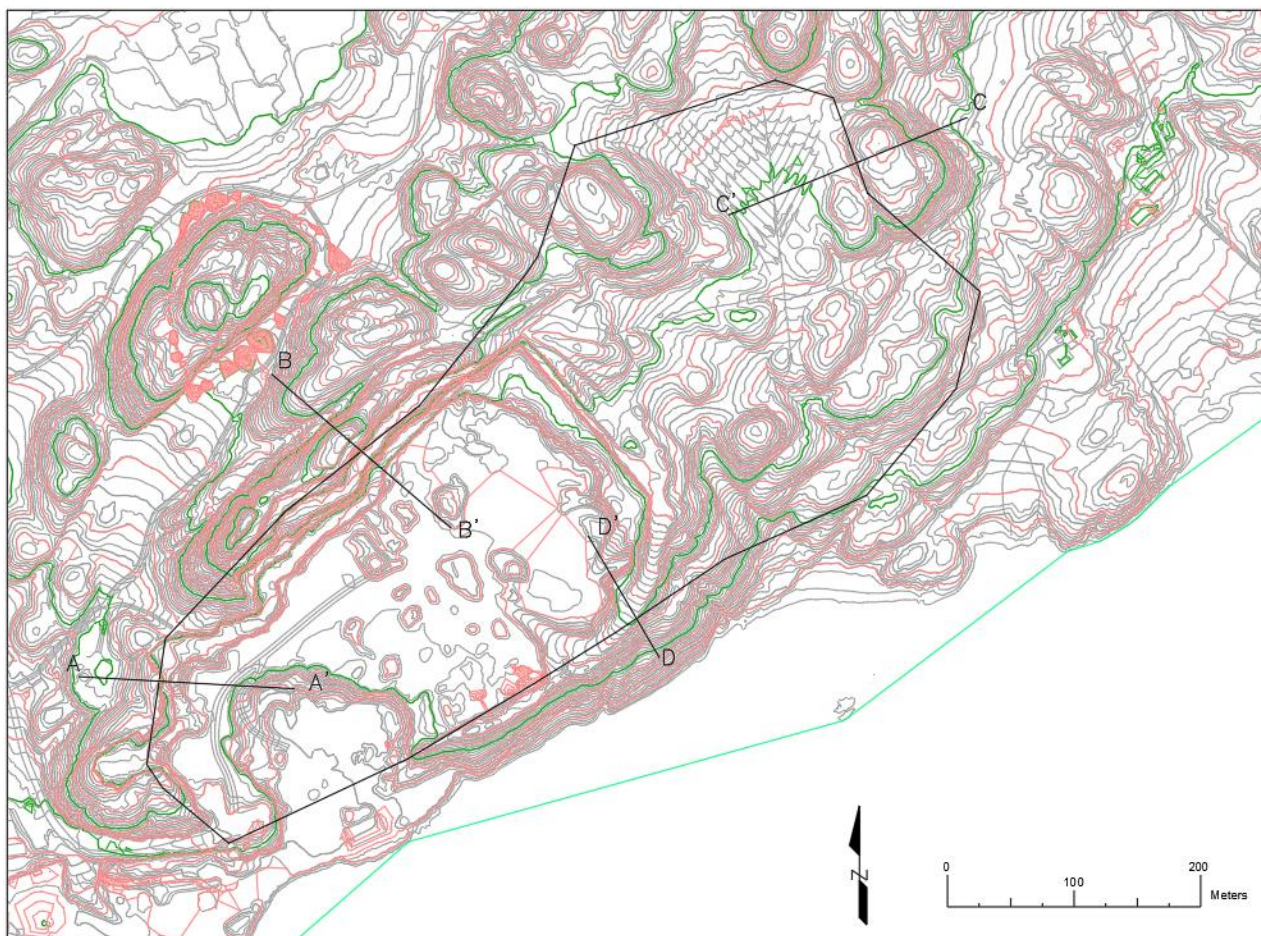
Kotekart av terrengoverflaten i området for steinbruddet er levert av Veidekke. Kotekartet er ikke oppdatert etter fremdriften av uttaket til steinbruddet, men ansees å være korrekt for terrenget rundt. Høydene på sideterrenget vil danne utgangspunkt for bruddveggenes makshøyde.

Bunnen av deponiet er angitt å være på kote +3. Tverrprofilinjene (se Figur 20) er lagt til områder som er ansett som mest kritisk for stabiliteten av bruddveggene.

Analyse av bergfester er vurdert med bredde på 15 meter i toppen. Høyden på bergfestene er også 15 meter, med helning 10:1.

For å vurdere stabiliteten til bergfestene er det inkludert kartlagte sprekkesett i modellene. I deponiet er det tre bergfester som blir stående igjen. For bergfestet som skiller celle 1 og 2 er det tatt utgangspunkt i sprekkesett J3 og F på grunn av at disse gir utglidning og dermed kontrollerer stabiliteten. Bergfestet er orientert nordøst-sørvest og tilnærmet parallelt med bruddvegg nord og sør.

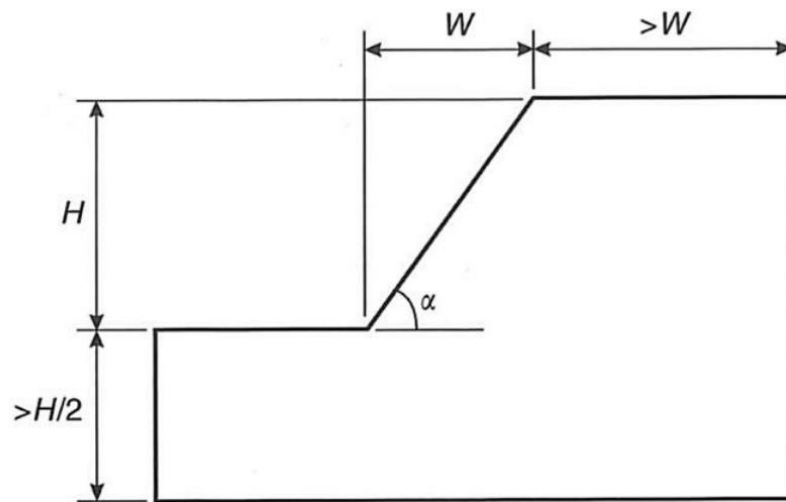
For bergfestet som er mellom celle 5 og 2 samt bergfestet som skiller celle 1 og 2 fra celle 3, er det tatt utgangspunkt i sprekkesett J1 og J2, hvor disse kontrollerer stabiliteten. Bergfestene er orientert nordvest-sørøst og parallelt med bruddvegg vest og nordøst.



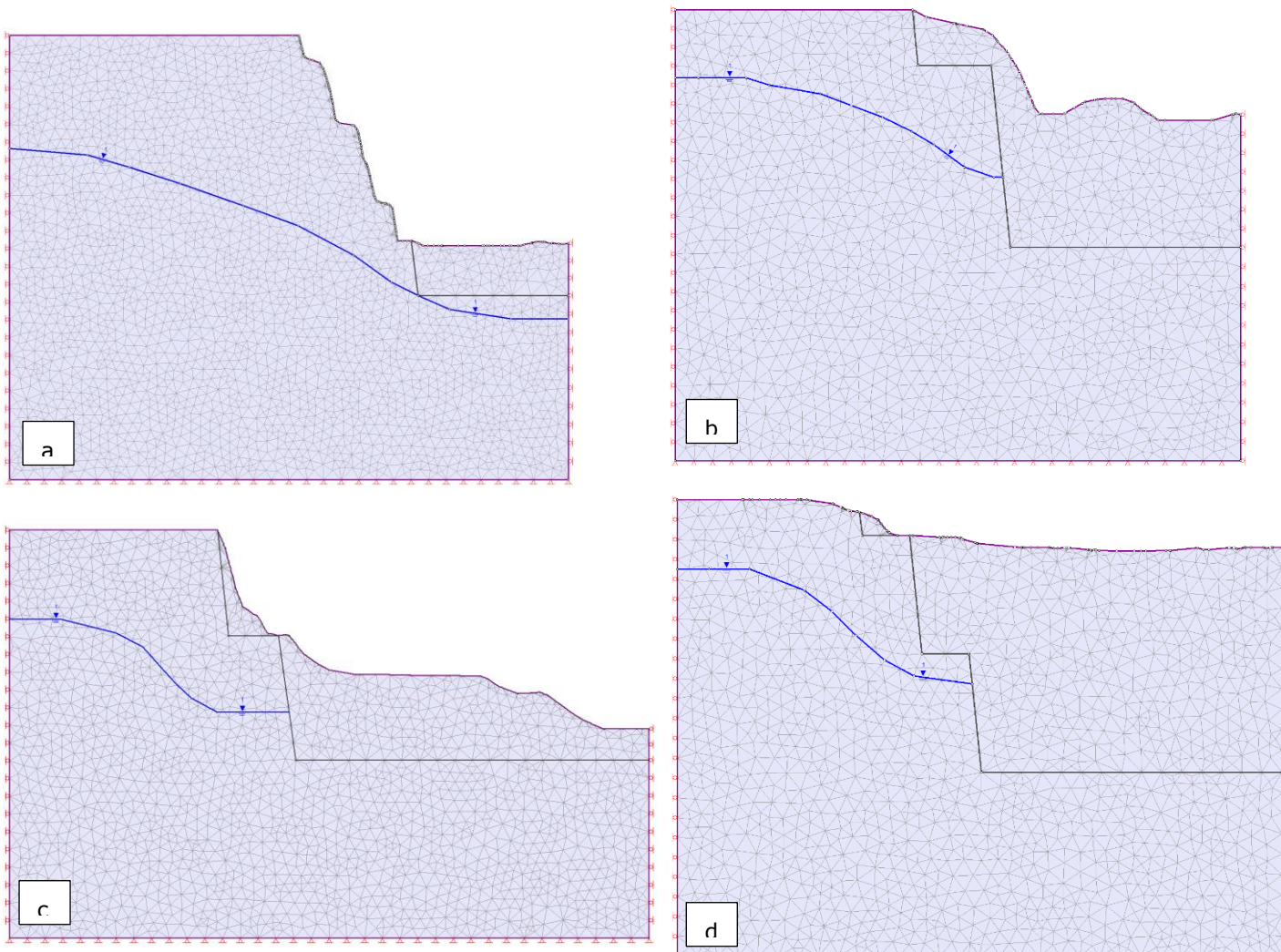
Figur 20: Kotekart av terrenget ved Ottersbo steinbrudd. I figuren vises plassering av tverrprofilinjer til nordre (B-B'), søndre (D-D'), vestre (A-A') og nordøstre (C-C') bruddvegg.

4.5 Modellenes randbetingelser og størrelse

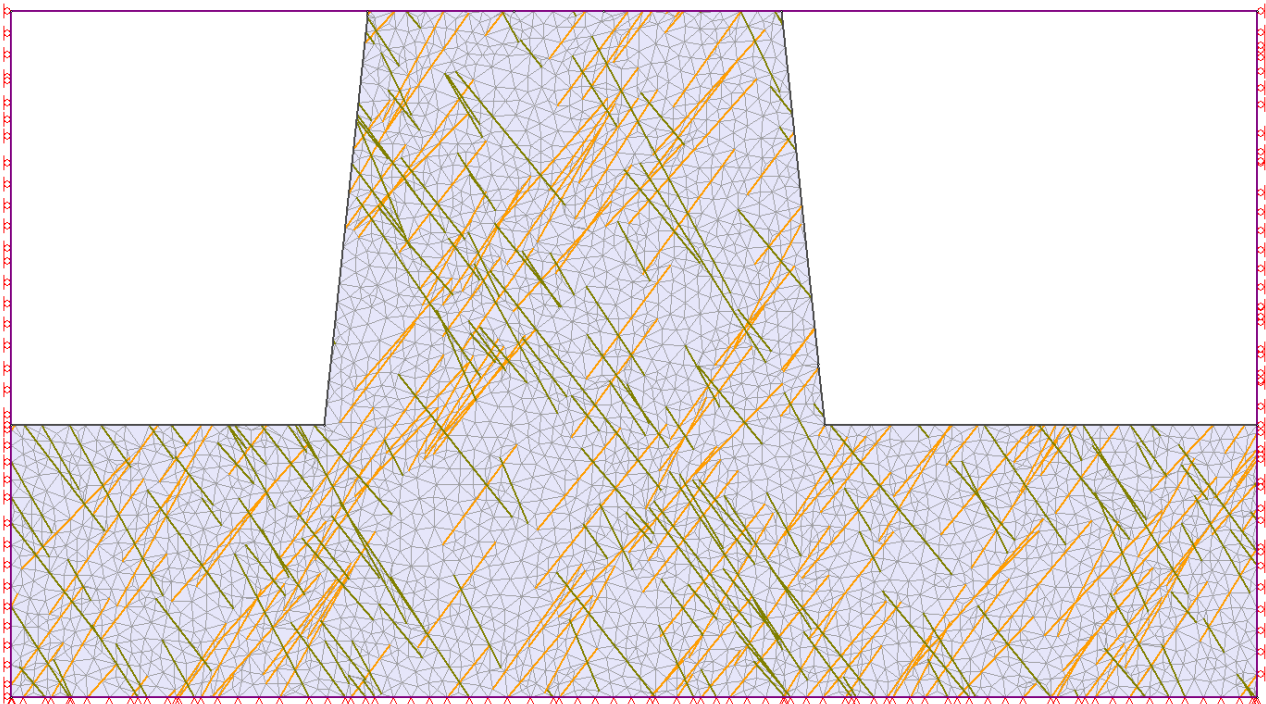
Ved definering av modellenes størrelse er det tatt i betraktning at analysens interesseområde har en tilstrekkelig avstand til modellens rand. Her er det benyttet avstand med bakgrunn i bergskjæringens høyde og bredde, se Figur 21. Dette for å unngå at eventuelle randeffekter påvirker resultatet. Se Figur 22 for komplett oppsett av modellenes størrelse og bergartsgrenser. I modellenes oppsett er det vurdert fire forskjellige grenseflater. Flaten som representerer topografien og overflaten i modellen har ingen begrensninger og er en fri overflate. Den horisontale sideflaten er låst i både y-retning hvor det er antatt at deformasjon ikke forekommer i y-retning. De vertikale sideflatene er låst i x-retning mens y-retning er fri, for å forhindre eventuelle spenningskonsentrasjoner i modellen.



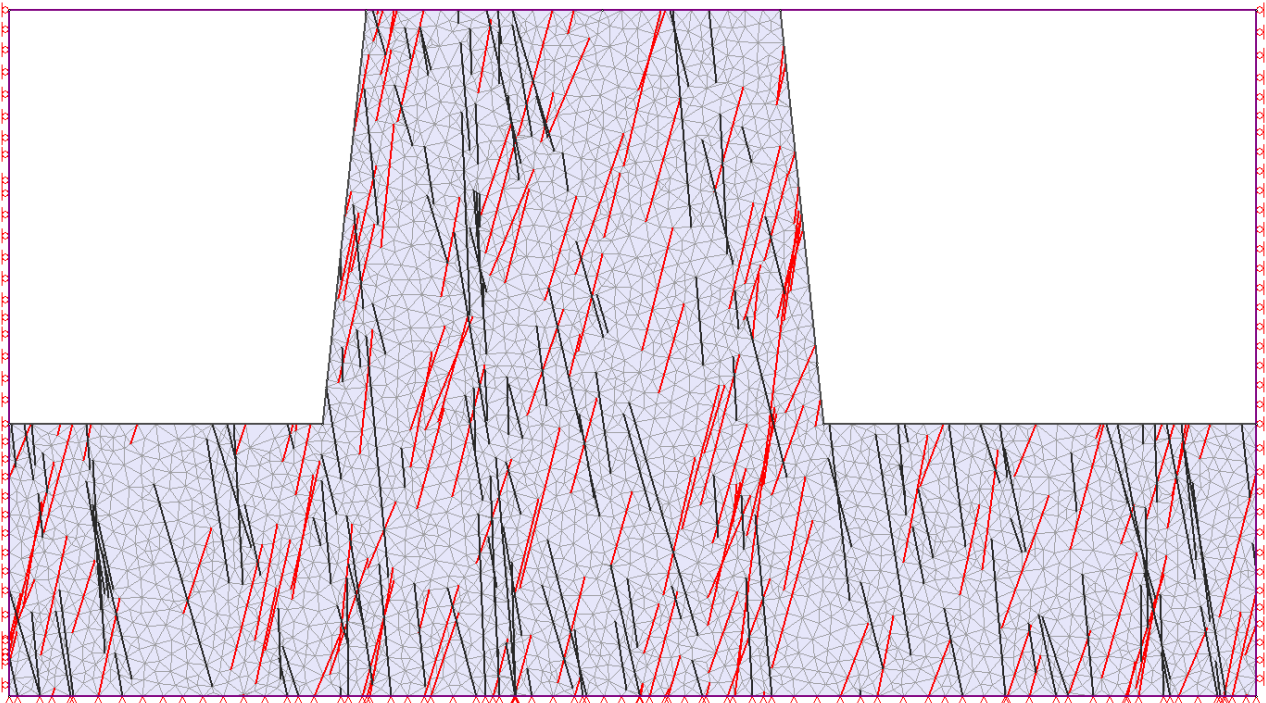
Figur 21: Anbefalte dimensjonsstørrelser ved numerisk analyse av bergskjæringer. Alfa varierer med de topografiske forhold (Wyllie & Mah, 2004).



Figur 22: Modellenes geometri og størrelse i forhold til bruddveggen. Blå linje viser antatt grunnvannsnivå. Sort linje viser fremtidig uttak av berg ned til kote +3 i forhold til terrenget i kotekartet. a) Bruddvegg Nord. b) Bruddvegg Sør. c) Bruddvegg Vest d). Bruddvegg Nordøst.



Figur 23: Bergfestet 1-2, mellom celle 1 og 2. Sprekkesett J3 er markert med oransje farge mens sprekksett F er markert med grønn farge. Bergfestet er 15 meter høy og bred.



Figur 24: Bergfestet 1/2-5, mellom celle 5 og 2, og bergfestet som skiller celle 1 og 2 med celle 3. Sprekkesett J1 er markert med rød farge mens sprekksett J2 er markert med svart farge.

4.6 Materialparametere

For å beskrive bergmassens oppførsel i bergfestene og bruddveggene er det tatt i bruk Hoek-Browns generaliserte bruddkriterie med plastisk oppførsel. For analyse av bergfestene er det valgt å modellere sprekkeplan eksplisitt med intakt bergmasseoppførsel etter Hoek-Brown, på grunn av antagelsen av struktur kontrollerte brudd langs sprekkeplan.

For analyse av bruddveggene er det valgt å modellere oppsprekkingen med GSI på grunn av kriteriets egnethet i svært lav og høy oppsprukket bergmasse, og hvor designområdets størrelse er betydelig større enn registrerte svakhetsplan (Hoek & Brown, 2019). Bruddkriteriet er definert gjennom ligning (1),

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (1)$$

hvor m_b er en redusert verdi av materialkonstanten m_i og er gitt i ligning (2) som en funksjon av bergmasseindeksen GSI og forstyrrelseskonstanten D ,

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

s og a er konstanter for bergmassen gitt i ligning (3) og (4) av

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

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

Det er gjennomført testing av bergmekaniske parametere for dioritten i området. Det er valgt å gjennomføre analyse i profilene med varierende oppsprekingsgrad ved to scenarier, se

Tabell 2. Dette er utført for å vurdere sensitiviteten av stabiliteten i bergskråningen ved reduserende bergmassekvalitet og styrke. Bergmassekvaliteten i bergskråningen er antatt å ha materialegenskaper som tilsvarer god bergmassekvalitet.

Det er tatt utgangspunkt i en forstyrrelsesfaktor D lik 0.5 i analysen, med bakgrunn i at det utføres småskala sprengning som vil gi lite skade på bergmassen. For hvert scenario er det redusert GSI-verdien, E-modulus og UCS til mylonittgneis og kvartsskifer. Videre i tabellen vises relevante bergmasseparametere for å gjennomføre analysen i Hoek-Browns generaliserte bruddkriterie. Det er gjort en antagelse om at residualverdien etter brudd for en oppsprukket bergmasse følger forholdene som er gitt i ligning (5) og (6) (Cai, Kaiser, Tasaka, & Minami, 2006).

$$m_r = 0.65m_b \quad (5)$$

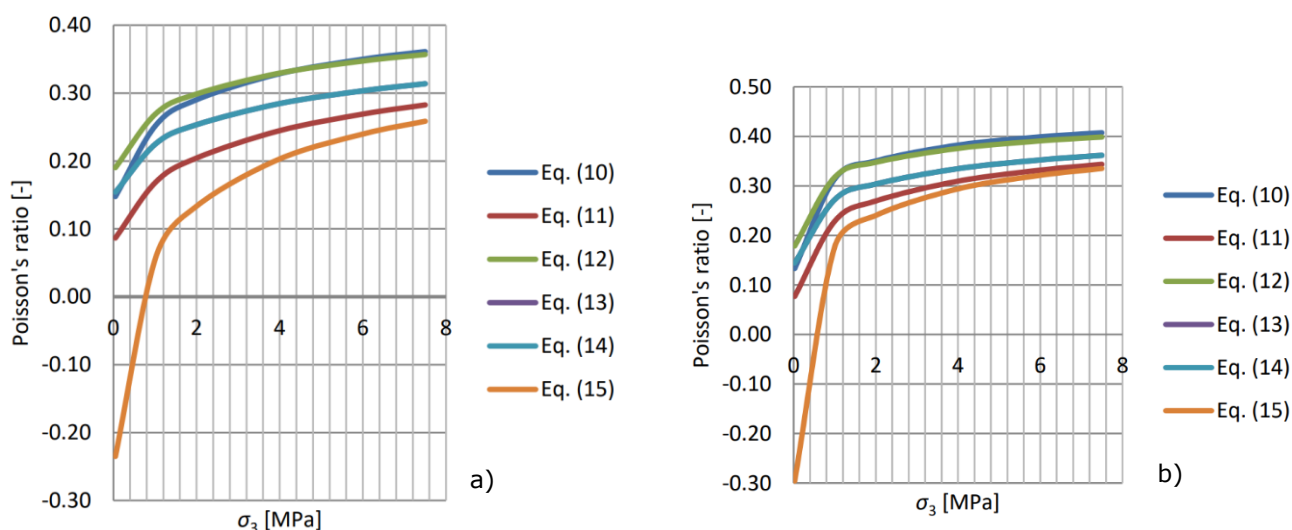
$$s_r = 0.04s \quad (6)$$

Tabell 2: Materialegenskaper med varierende GSI, Youngs-modulus og UCS for mylonittgneis (MG) og kvartsskifer (KS). For residualverdier til m_b og s_r er det benyttet 50% av toppverdiene til parameterne. Materialegenskapene til svakhetssonen er brukt i den nordlige modellen for alle tilfeller av bergmassekvalitet.

Bergmasse-kvalitet (GSI)	ρ (kg/m ³)	E_i (GPa)	UCS (MPa)	m_i	$m_b / m_{b,r}$	s / s_r
Intakt berg (GSI = 100)	2730	54,5	300	25	25/16,25	1/0,04
God (GSI = 60)	2730	54,5	300	25	2,776/1,8044	0,00304/0,0001216
Middels (GSI = 50)	2730	54,5	300	25	1,603/1,04195	0,000713/0,00002852

Ved bruk av programmet RSDData fra Rocscience inc. er materialparametere som m_i , m_b , s og a beregnet (se vedlegg 1).

For beregning av poissons forholdstall for bergmassen er det tatt utgangspunkt i Figur 25 og et antatt maksimalt omslutningstrykk på omtrent 1,5 MPa, med info fra RSDData. I tillegg er det vurdert områder i bergskråningen som har redusert omslutningstrykk, blant annet utstikkende partier både i vertikalplanet og horisontalplanet (se Figur 20 og Figur 22). For bergmasse (GSI fra 60-30) med lavt omslutningstrykk (0-2 MPa) er det ikke betydelig variasjon i poissons forholdstall, slik at det er benyttet en konstant verdi på 0.15. Dette sammenfaller også med erfaring fra litteratur (Lanaro, 2005).



Figur 25: Variasjon i poissons's forholdstall for seks ligninger avhengig av omslutningstrykk (σ_3) og GSI (**LÓGÓ & VÁSÁRHELYI, 2020**). **a)** Poissons forholdstall for bergmasse med GSI lik 60 som funksjon av omslutningstrykk. **b)** Poissons forholdstall for bergmasse med GSI lik 30 som funksjon av omslutningstrykk.

Ligning (7) viser beregning av forholdet mellom vertikal- og horisontalspenninger (K_0). Dette gir et spenningsforhold på omtrent 0.175, som er benyttet i analysene.

$$K_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} = \frac{\nu_{rm}}{1 - \nu_{rm}} \quad (7)$$

For bergfestene er det tatt utgangspunkt i en bergmassekvalitet av intakt berg (GSI = 100) og innlagte sprekkeseett med tilhørende egenskaper gitt i Tabell 3. For å modellere sprekkeplaner er det tatt i bruk Mohr-Coloumb sprekkemodell for å beskrive strukturkontrollert deformasjon. Fordelingen av sprekkeplaner er beskrevet med Veneziano sprekkemodell, som tillater variasjon i lengde, orientering og kontinuitet av sprekkeplaner.

Tabell 3: Materialeegenskaper for sprekkeplaner etter kartlagte verdier.

Bergfeste	Sp.sett.	Kontinuitet (m)			JRC	JCS [MPa]	Norm.sp. [MPa]	Kohesjon, c [MPa]	Frik.v., Φ [°]
		Min	Gj.snitt.	Maks					
1-2	J3	3	4	7	3.8	42*	0,4	0,0279	32,95
	F	3	4	7	3.8	76	0,4	0,0286	33,93
1/2-3	J1	3	4	7	4.7	42	0,4	0,0226	35,40
	J2	3	4	7	4.1	71	0,4	0,0305	34,35

*På grunn av manglende data er det benyttet verdi fra J1.

5 Resultat fra numerisk stabilitetsanalyse

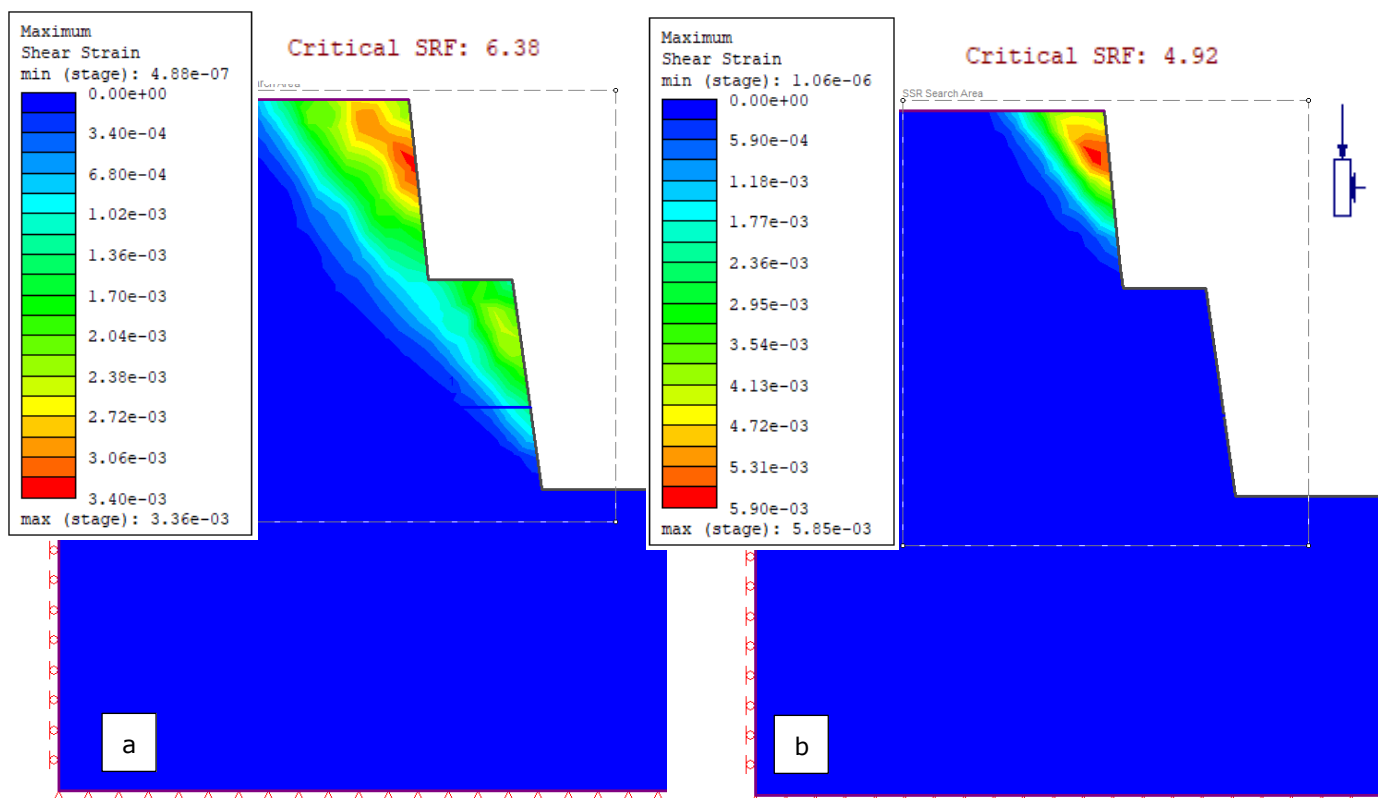
I dette kapittelet er resultater fra modelleringen presentert i form av utsnitt fra modellene med en tilhørende beskrivelse. For analyse av modelleringen er dette gjort med hensyn på skjærdeformasjon for å evaluere bergmassens skjærmotstand og en eventuell potensiell bruddkurve.

5.1 Bruddvegg

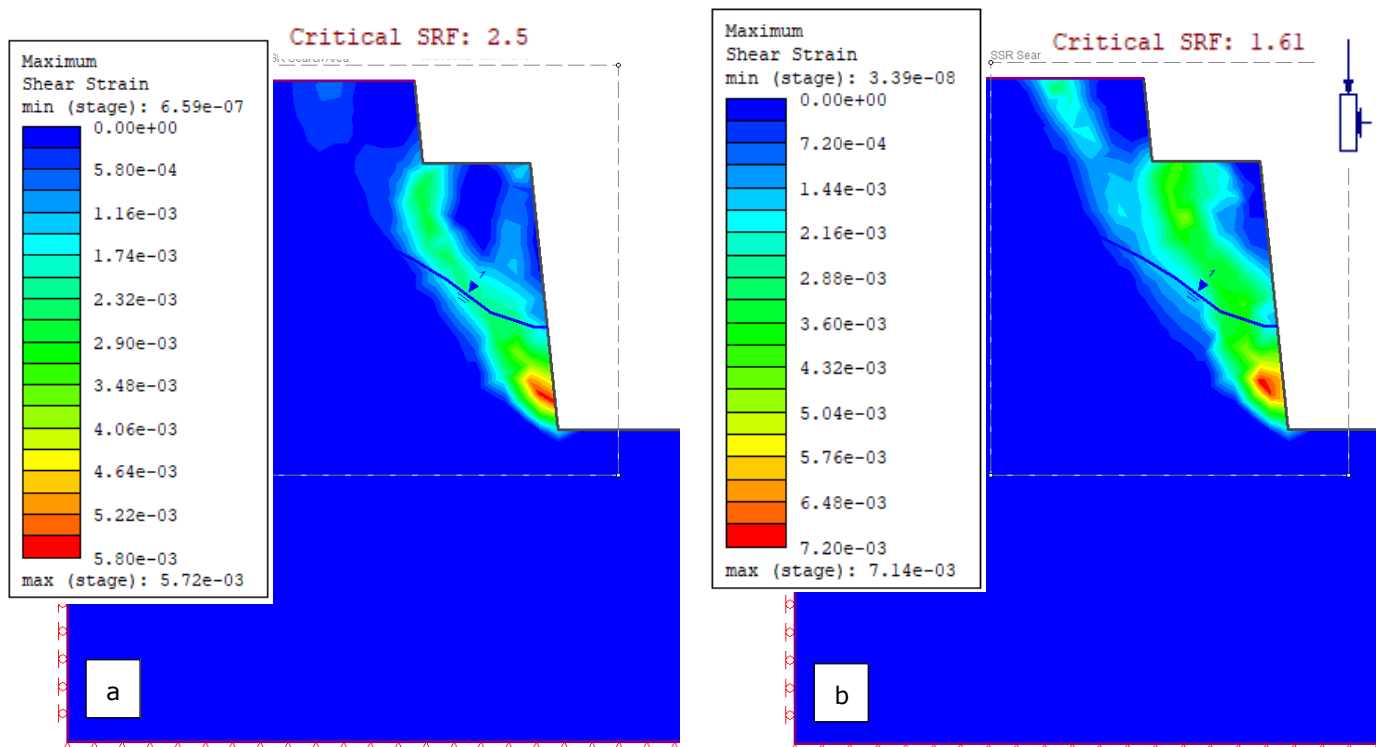
Modelleringen er gjort for to ulike bergmassekvaliteter dioritt: God og middels.

I Figur 26-Figur 29 er det presentert analyser med forskjellig bergmassekvalitet for de ulike bruddveggene i steinbruddet. Oppsummert er resultatene som følger

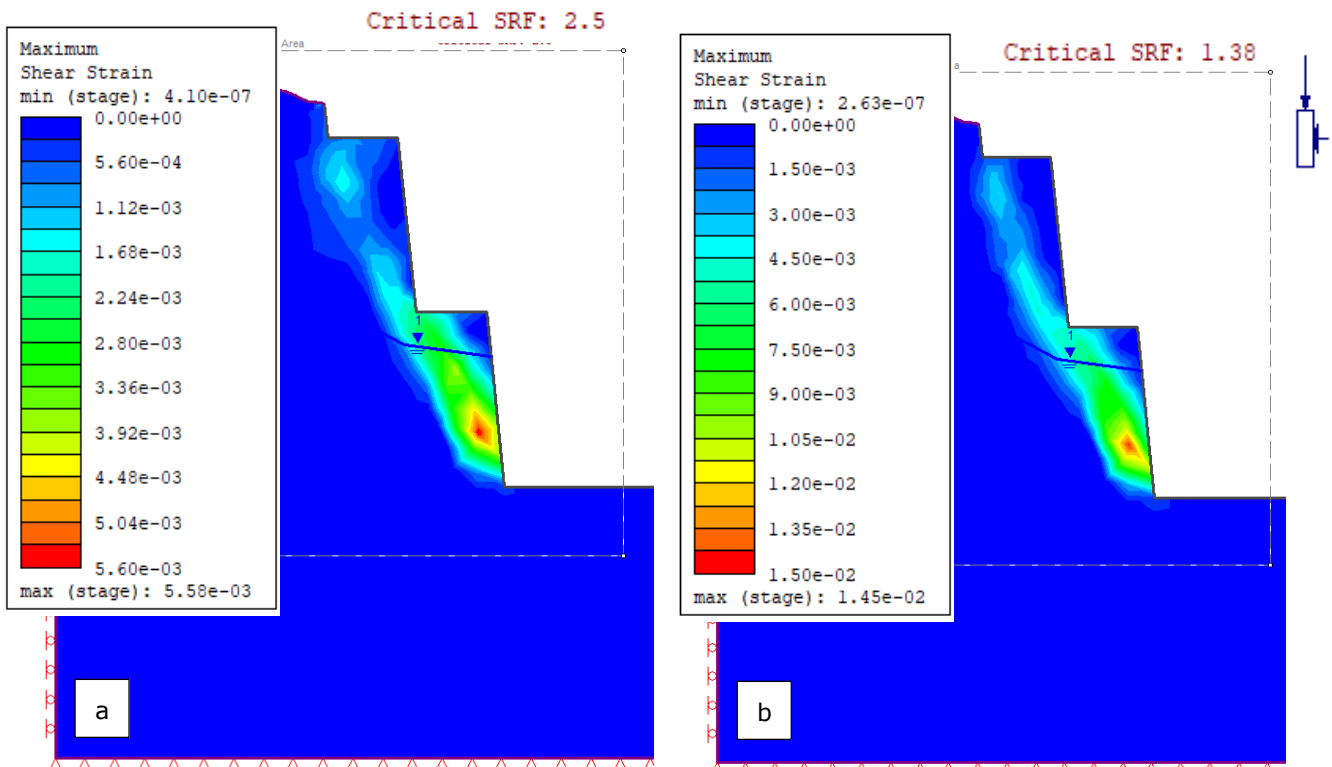
- For stabiliteten av bruddveggene:
 - Plassering av potensiell bruddkurve ligger hovedsakelig i nedre del av bruddveggen eller for hele bruddveggen, med unntak av for bruddvegg nord hvor bruddkurven er i øvre del.
 - Sikkerhetsfaktoren for stabiliteten av bruddveggene avtar med reduserende bergmassekvalitet.



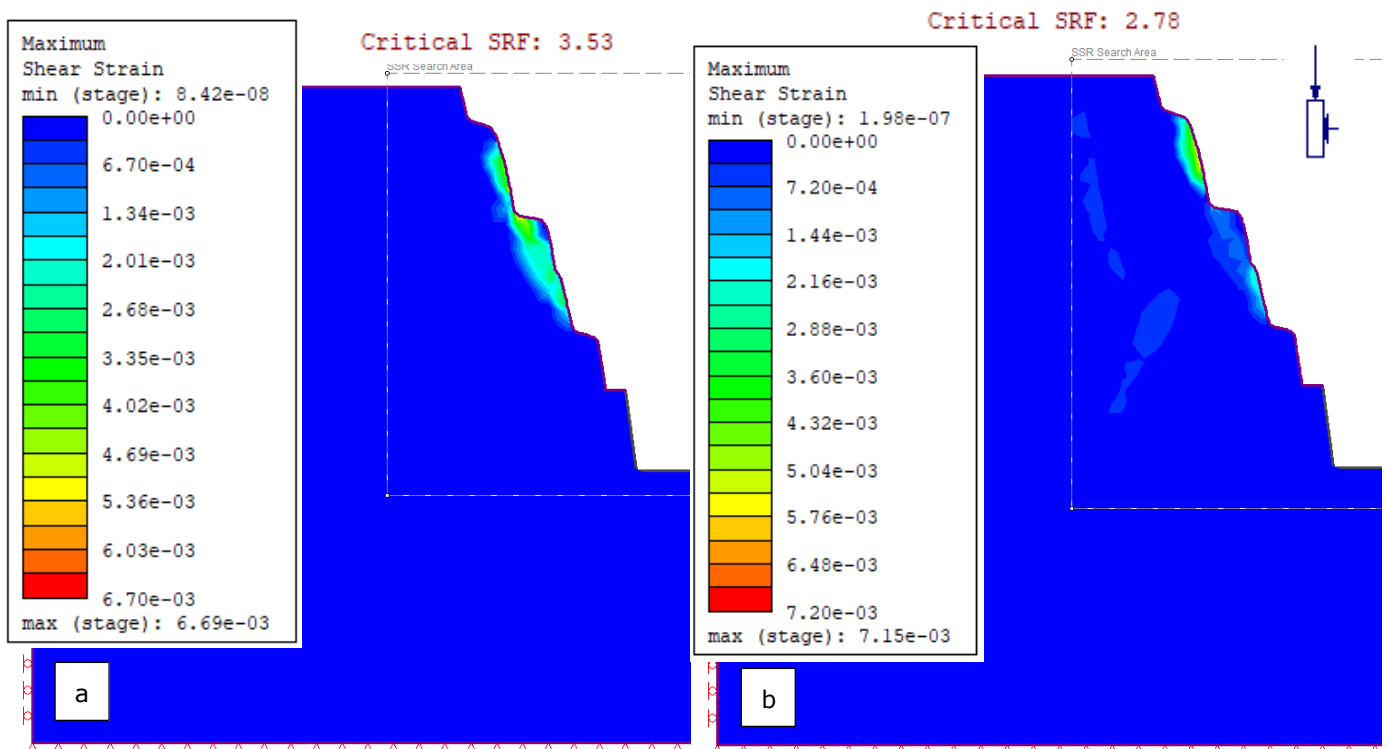
Figur 26: Stabilitetsanalyse av bruddvegg vest. a) Bergmassekvalitet med GSI = 60 resulterer i en sikkerhetsfaktor på rundt 6.3. Potensiell bruddkurve finnes i øvre pall og for hele veggen. b) Bergmassekvalitet med GSI = 50 resulterer i en sikkerhetsfaktor på rundt 4.9. Potensiell bruddkurve er lokalisert i øvre pall.



Figur 27: Stabilitetsanalyse av bruddvegg sør. a) Bergmassekvalitet med GSI = 60 resulterer i en sikkerhetsfaktor på rundt 2.5. Potensiell bruddkurve finnes i nedre pall. b) Bergmassekvalitet med GSI = 50 resulterer i en sikkerhetsfaktor på rundt 1.6. Potensiell bruddkurve er lokalisert i hele bruddveggen.



Figur 28: Stabilitetsanalyse av bruddvegg nordøst. a) Bergmassekvalitet med GSI = 60 resulterer i en sikkerhetsfaktor på rundt 2.5. Potensiell bruddkurve finnes i hele veggen. b) Bergmassekvalitet med GSI = 50 resulterer i en sikkerhetsfaktor på rundt 1.3. Potensiell bruddkurve er lokalisert i hele veggen.



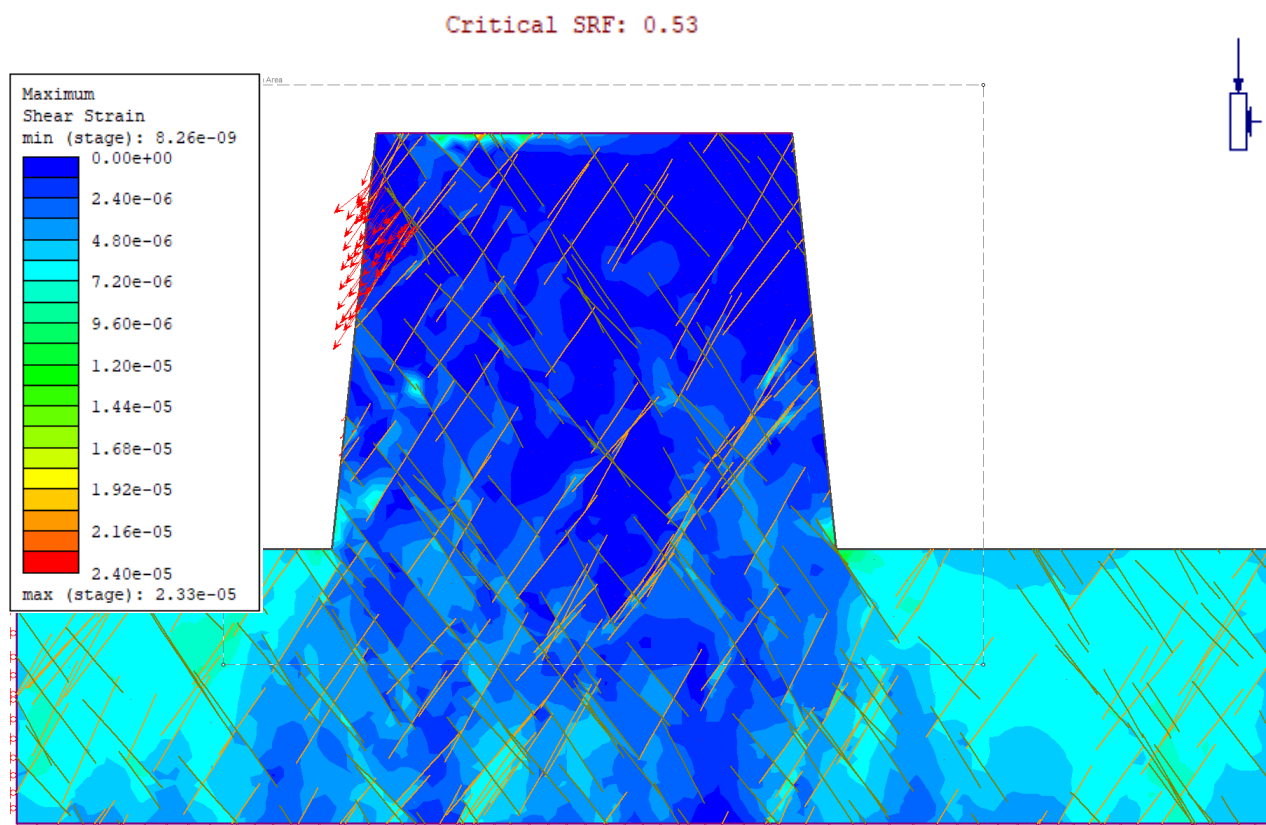
Figur 29: Stabilitetsanalyse av bruddvegg nord. a) Bergmassekvalitet med GSI = 60 resulterer i en sikkerhetsfaktor på rundt 3.5. Potensiell bruddkurve finnes i øvre del av veggen. b) Bergmassekvalitet med GSI = 50 resulterer i en sikkerhetsfaktor på rundt 2.7. Potensiell bruddkurve er lokalisert i øvre del av veggen.

5.2 Bergfeste

Modelleringen er gjort for to ulike bergfester, med to sprekkesett i hvert bergfeste som kontrollerer stabiliteten. For bergfestet 1-2, mellom celle 1 og 2, er det også utført stabilitetstiltak for å sikre mot brudd i bergfestet.

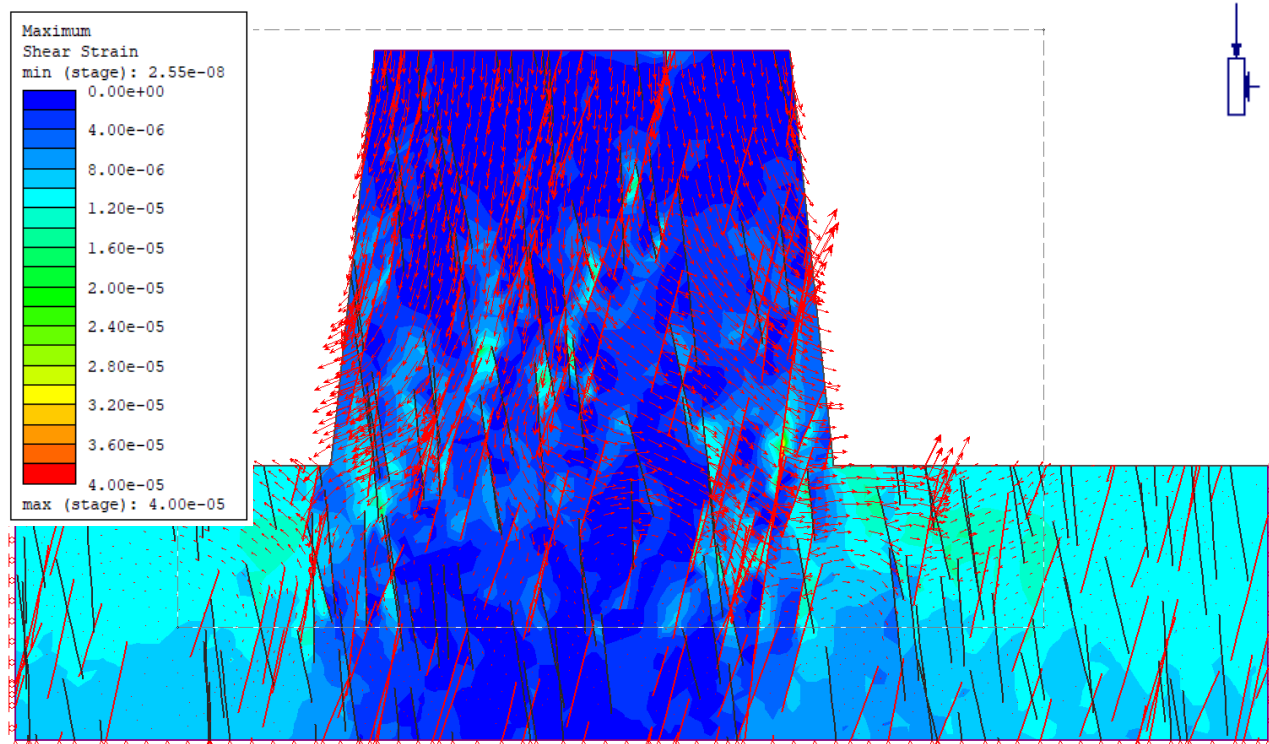
I Figur 30 og Figur 31 er det presentert stabilitetsanalyse for de ulike bergfestene i steinbruddet uten bergsikring.

- Oppsummert er resultatene på stabiliteten av bergfestene som følger:
 - Bergfeste 1-2 er utsatt for plan utglidning, spesielt i øvre halvdel langs foliasjonen F. Utglidning kan forekomme både langs foliasjonen og J3 hvis begge har utgående i bergfestet. Sikkerhetsfaktor er beregnet til omtrent 0.5, brudd i bergfestet forekommer.
 - Bergfeste 1/2-3 er stabilitetsmessig styrt av sprekkesett J1 som danner overheng. Sikkerhetsfaktor er beregnet til omtrent 5.1.



Figur 30: Stabilitetsanalyse av bergfestet 1-2, som skiller celle 1 fra celle 2. Sprekkesett J3 og F danner avløst glideplan som faller ut på hver side av bergfestet.

Critical SRF: 5.18



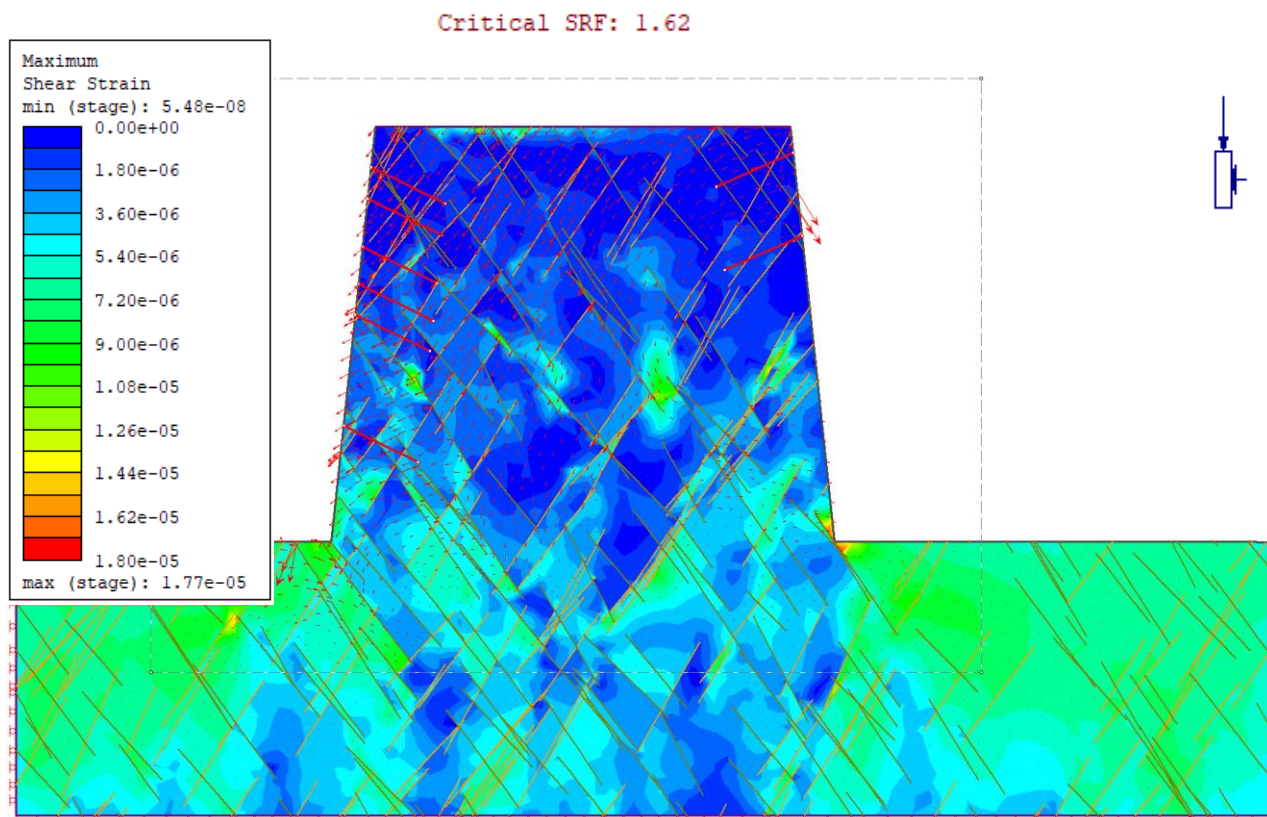
Figur 31: Stabilitetsanalyse av bergfestet 1/2-3, som skiller celle 1 og 2 fra celle 3, og skiller celle 5 fra celle 2. Sprekkesett J1 danner overheng og resulterer i bevegelse inn mot det overhengende partiet. Beregnet sikkerhetsfaktor er omtrent 5.1

5.3 Stabilitetstiltak i bergfeste

For bergfeste 1-2 er det lagt inn bergbolter i modellen for å sikre mot utglidning og ivareta stabiliteten i enkelte områder.

Boltene er 3 meter fullt innstøpte kamstålbolter, med diameter Ø25 mm og strekkapasitet 300 kN.

I Figur 32 er det presentert stabilitetsanalyse for bergfeste 1-2 med bergsikring. Etter utført sikring er sikkerhetsfaktor beregnet til rundt 1.6.



Figur 32: Stabilitetsanalyse av bergfestet 1-2, som skiller celle 1 fra celle 2. Øvre halvdel av bergfestet er i hovedsak utsatt for utglidning og er sikret med fullt innstøpte bolter for å ivareta stabiliteten. Sprekkesett J3 og F danner avløst glideplan som faller ut på hver side av bergfestet.

6 Konklusjon av numerisk stabilitetsanalyse

Med utgangspunkt i stabilitetsanalysene for de ulike bruddveggene og bergfestene, så er konklusjonen som følger:

- Totalstabiliteten for alle bruddveggene med pallhøyde 30 meter og hyllebredde 12 meter har vist seg å være stabil uten bruk av bergsikring.
- Stabiliteten av bergfestet 1-2 er ikke tilstrekkelig. Ytre deler av bergfestet løsner langs glideplan. Bergsikring er nødvendig for å ivareta stabiliteten.
- Stabiliteten av bergfeste 1/2-5 er tilstrekkelig. Sprekkeplan faller enten inn i bergfestet og gir et svakt overheng eller faller parallelt med bergfestet uten å gi et glideplan.

7 Gjennomførbarhet

Deponiet i steinbruddet skal deles inn i fem deponiceller som er separert av gjenstående bergfester. Bunnen av deponiet skal etableres på kote +3. Deler av steinbruddet langs med sørlig bruddvegg er i dag på dette nivået. Det er i dag sprengt den sørlige siden av bergfestet som skal stå mellom celle 1 og 2.

Bergmassen fremstår som moderat til lite oppsprukket, med unntaksvis av enkelte knusningssoner med høy oppsprekking. Sprekkene i knusningssonen fremstår som lukket og usammenhengende, slik at bergmassen fortsatt vil fungere som en tett barriere i seg selv. Vannføring i bergmassen inn i steinbruddet er observert til å være i stor grad styrt av enkelte sprekkeområder med avrenning fra terrenget over. For å dokumentere permeabiliteten i bergmassen etter krav i veilederen er det nødvendig å gjennomføre vanntapsmåling. Det er observert mye løs stein i bruddveggene.

Resultatet fra den numeriske analysen gir indikasjon om at deformasjon i bergmassen for deponiets bruddvegger vil være relativt begrenset i tilfeller hvor det benyttes totalvinkel på 64° , med f.eks. pallhøyde på 30 meter og pallbredde på 12 meter. Det utelukkes ikke at det kan være enkelte partier i bergmassen som er styrt av strukturkontrollert brudd langs sprekkeplan, og dermed må sikres eller renskes.

Områder i bruddveggene som har en konveks geometri horisontalt, og gir utstikkende partier, er spesielt utsatt for nedfall. Dette er mest fremtredende i bruddvegg nord mot vestlig hjørne, som også er utsatt for kileutglidning.

Stabilitetsvurdering og -analyse av bergfestene viser kryssende sprekkesett med fall eller overheng ut av bergfestene. Bergfestet 1-2, som skiller celle 1 fra celle 2, har utglidninger langs foliasjon og J3. Dette er observert i felt ved knuseranlegget. For å ivareta konturen og stabiliteten av bergfestet må det utføres forbolting før sprengning. Salvene må sprenges forsiktig inn mot endelig bergfeste for å hindre unødvendig skade av kontur og opprettholde bergfestet som et impermeabelt skille. Det kan bli aktuelt å sikre ytterligere etter at bergfestet er sprengt for å sikre løse nøkkelblokker som truer totalstabiliteten av bergfestet.

8 Referanser

- Aydin, A. (2008). ISRM Suggested method for determination of the Schmidt hammer rebound hardness: Revised version. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* .
- Barton, N. R., & Choubey, V. (1977). The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 17.
- Cai, M., Kaiser, P. K., Tasaka, Y., & Minami, M. (2006). Determination of residual strength parameters of jointed rock masses using the GSI system. *Elsevier, International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences 44 (2007)*, 247-265.
- Hoek. (2000). Chapter 4: Shear strength of discontinuities. I Hoek, *Practical Rock Engineering* (ss. 10-13).
- Lanaro, F. (2005). *Rock mechanics characterisation of the rock mass – empirical approach, Preliminary site description Simpevarp subarea – version 1.2*. Stockholm, Sweden: Svensk Kärnbränslehantering AB (SKB).
- LÓGÓ, B. A., & VÁSÁRHELYI, B. (2020). Parametric Study on the Connection Between Poisson's Ratio, GSI and Environmental Stress. *Institute of Fundamental Technological Research Polish Academy of Sciences*, 205-217.
- NGU. (n.d.). *Berggrunn - Nasjonal berggrunnsdatabase*. Hentet fra Bedrock map of Norway: <http://geo.ngu.no/kart/berggrunn/>
- NTH. (1995). *Mineralogisk XRD-analyse*. Trondheim: NTH.
- SINTEF. (2021). *21040BM - Bergmekanisk rapport*. Trondheim: SINTEF.