

Stabilitetsvurdering av fjellskjæring i Roald Amundsens vei

Supportive evaluation of rock slope in Roald
Amundsens vei

Trondheim Mai 2019

Studenter:

Anja Søyseth
Anna Eline Hollen
Mats Høgås Hansen

Intern veileder:

Omar Sabri

Ekstern veileder:

Rambøll v/Endre Kjærnes Øen

Prosjektnr:

03 - 2019

Rapporten er åpen



Fakultet for ingeniørvitenskap
Institutt for bygg- og miljøteknikk

Problemdefinering, prosjektbeskrivelse og resultatmål

Oppgaven skal ta for seg stabilitetsvurdering og forslag til sikring av en fjellskjæring i Roald Amundens vei i Trondheim kommune. Skjæringen ligger i umiddelbar nærhet til bilvei, og grunnet nedfall av steinblokker kan uønskede hendelser oppstå.

Gjennom oppgaven skal gruppen komme frem til en sikringsplan for å bedre sikkerheten til forbipasserende trafikanter. For å kartlegge de ingeniørgeologiske forholdene må det utføres feltundersøkelser i den aktuelle skjæringen. Videre må det foretas laboratorieundersøkelser for å finne nødvendige inngangsparametre til stabilitetsanalysene som skal gjennomføres. Disse stabilitetsanalysene sammen med visuelle observasjoner i felt, gir grunnlag til å vurdere hvilke sikringstiltak som er hensiktsmessig.

Stikkord:

- Ingeiørgeologi
- Fjellskjæring
- Vei
- Stabilitet
- Felt- og laboratorieundersøkelser
- Sikring

Forord

Denne bacheloroppgaven er gjennomført på Institutt for bygg- og miljøteknikk ved NTNU i Trondheim. Oppgaven utgjør emnet TBYG3016 Bacheloroppgave Bygg og tilsvarer 20 studiepoeng. Gjennom oppgaven har vi identifisert, formulert og løst relevante problemer i ingeniørens virkefelt. Vi har utnyttet kunnskap og ferdigheter fra flere fagområder vi har lært gjennom studiet og gjort nødvendige fordypninger.

I valg av bacheloroppgave ønsket gruppen å se nærmere på temaet ingeniørgeologi. Etter forespørsel til flere aktører i næringslivet kom vi i kontakt med Rambøll om en interessant og utfordrende problemstilling. Oppgaven var konkret og gjennom arbeidet har vi fått mulighet til å fordype oss innen ønsket tema.

Gruppen har kontinuerlig samarbeidet svært godt for å nå et felles mål. Vi er derfor enige om at oppgaven inneholder relevante teorier, metoder og analyser, der diskusjon og konklusjon er faglig begrunnet og svarer på problemstillingen.

Vi ønsker å rette en stor takk til personer som har bistått oss i arbeidet. Først sivilingeniør Werner Stefanussen for muligheten til å skrive oppgave i samarbeid med Rambøll. Intern veileder; universitetslektor Omar Sabri og Rambøll med ekstern veileder; ingeniørgeolog Endre Kjærnes Øen for god og nyttig veiledning. Overingeniør Thomas Uhlving fra Institutt for Bygg- og miljøteknikk for utlån av utstyr til feltundersøkelser. Fra Institutt for geovitenskap og petroleum ønsker vi å takke professor Bjørn Nilsen for informativt og oppklarende intervju. Overingeniør Gunnar Vistnes for god assistanse og hjelp på laboratoriet, samt overingeniør Knut Olav Solem for tilgang til relevante dataprogrammer. I tillegg rettes en takk til prosjektleder i HJH Fjell og anleggsentreprenør; Knut Eirik Unhjem for anbefalinger innen fjellsikring.

Trondheim, 16. mai 2019

Anna Eline Hollen

Anja Søyseth

Mats Høgås Hansen

Sammendrag

Denne oppgaven omhandler temaet ingeniørgeologi og tar for seg en fjellskjæring i Roald Amundsens vei i Trondheim. Det har i denne skjæringen blitt observert store isdannelser og nedfall av blokker. Grunnet dens umiddelbare nærhet til bilvei vurderes skjæringen derfor som utrygg. Formålet med oppgaven er at gruppen skal vurdere stabiliteten i fjellskjæringen ved å utføre ulike ingeniørgeologiske undersøkelser og stabilitetsanalyser. Dette arbeidet har resultert i et forslag til en sikringsplan for fjellskjæringen.

I felt har det blitt foretatt visuelle observasjoner, strøk- og fallmålinger, Schmidt-hammermålinger, ruhetsmålinger og innhenting av prøvemateriale for bruk til laboratorieundersøkelser. Fra prøvematerialet ble det boret ut kjerneprøver for å undersøke bergartens egenskaper i form av blant annet densitet og tyngdetetthet, enaksial trykkstyrke og friksjonsevne.

Ved hjelp av observasjoner og resultater fra felt- og laboratorieundersøkelser ble det gjennomført likevektsberegning med partialfaktormetoden, og en mer omfattende stabilitetsanalyse av en antatt ustabil kile i skjæringen. I tillegg ble det utført en stereografisk analyse for å beregne kilens fall og fallretning. For å illustrere orienteringen til sprekkesystemene ellers i skjæringen ble det utarbeidet en sprekkerose på bakgrunn av strøk- og fallmålingene.

Undersøkelser rundt den antatt ustabile kilen resulterte i større drivende enn stabiliserende krefter for et todimensjonalt snitt, og en sikkerhetsfaktor på 1,4 ved analyse av kilen. Det foreslås å benytte bolter for å hindre en eventuell utglidning. For å bedre sikkerheten rundt skjæringen bør det utføres en manuell spettrensk. Illustrasjon og analyse av skjæringens sprekkesystemer viser at de er orientert slik at fremtidige nedfall av steinblokker vil kunne havne i veibanen. Det ses derfor som hensiktsmessig å bolte sporadisk rundt om i skjæringen for å unngå fremtidige nedfall. Et steinsprangnett vil også være gunstig for dette problemet, i tillegg vil et slikt nett redusere risiko knyttet til isdannelser. I felt har det blitt observert vegetasjon som kan påvirke skjæringsstabiliteten. Fjerning av vegetasjon vil minske vannmengdene og hindre rotsprengning. Det anbefales i tillegg å lede bort overskuddsvann og regnvann ved hjelp av en dreiskanale på toppen av skjæringen.

Sikringstiltakene ses på som nødvendig for at fjellskjæringen skal tilfredsstille funksjonskrav til skjæringer og skråninger i berg gitt i Statens Vegvesens håndbok N200. Ved gjennomføring av de foreslåtte sikringstiltakene vil forbi passerende trafikanter få større trygghet rundt ferdsel i Roald Amundsens vei.

Abstract

This thesis deals with the subject of engineering geology and considers a rock slope located at Roald Amundsens vei in Trondheim. Large ice formation and deposition of blocks have been observed in this slope. Due to its immediate proximity to the road, the intersection is therefore considered unsafe. The purpose of the task is for the group to evaluate the stability of the slope by performing various engineering geological investigations, as well as stability analyses. This has resulted in a proposed security plan for the rock slope at hand.

In fields, visual observations, strike and dip measurements, Schmidt-hammer measurements and roughness measurements were carried out. Additionally, sample material for use in laboratory studies were obtained. From the sample material, core samples were drilled to investigate the properties of the rock, as density and specific weight, uniaxial compressive strength and friction ability.

Based on observations and results from the field and laboratory studies, equilibrium calculation was performed using the partial factor method, as well as a more comprehensive stability analysis of an assumed unstable wedge in the slope. In addition, a stereographic analysis was performed to calculate the wedge's dip and dip direction. To illustrate the orientation of the joint systems in the intersection, a joint rose was designed based on the strike and dip measurements.

Investigations of the supposedly unstable wedge resulted in greater drift than stabilizing forces for a two-dimensional section, and a safety factor of 1.4 when analyzing the wedge. It is proposed to use bolts to prevent any possible slippage. In order to improve the safety around the slope, a manual scaling should be carried out. Illustration and analysis of the slope's joint systems show that their orientation allows for future deposition of stone blocks to possibly end up at the road. To prevent future fallout, it is considered appropriate to bolt occasionally around the slope. Rock protection mesh will also be beneficial to prevent this, as it will reduce the risk associated with ice formation. In fields, it has been observed vegetation which can affect the stability of the slope. Hence, removing vegetation is recommended, as it will reduce the amount of water and prevent rock explosion. It is further recommended to remove excess water, as well as rainwater, using a drainage channel at the top of the slope.

The safety measures are considered necessary for the rock slope to satisfy functional requirements for rock slopes according to Statens Vegvesens manual N200. When implementing the proposed security measures, passers-by will feel a greater safety when going through Roald Amundsens vei.

Innholdsfortegnelse

1	Introduksjon	1
1.1	Bakgrunn	1
1.2	Formål og avgrensninger	2
1.3	Beskrivelse av studieområdet	3
1.4	Geologi	4
1.5	Klima	5
1.6	Oppbygging av oppgaven	6
2	Teori	7
2.1	Generelt	7
2.2	Oppsprekking og egenskaper for bergmasser	7
2.2.1	Detaljoppsprekking	7
2.2.2	Mekaniske egenskaper til sprekker	8
2.3	Skjæringsstabilitet	9
2.3.1	Utrasingstyper	10
2.3.2	Faktorer som kan påvirke stabiliteten	12
2.4	Stabilitetsanalyser	16
2.4.1	Stereografiske og kinematiske analyser	17
2.4.2	Likevektsberegning	19
2.4.3	Inngangsparametre ved likevektsberegning	23
2.4.4	Stabilitetsanalyse av kile	25
2.4.5	Andre analyser	28
2.5	Sikringsmetoder	29
2.5.1	Rensk og spyling	29
2.5.2	Fjellbolting	30
2.5.3	Nett og bånd	34
2.5.4	Sprøytebetong	35
3	Metode	36
3.1	Feltundersøkelser	37
3.1.1	Diskontinuiteter og sprekkeflater	37

3.1.2	Schmidt-hammer	38
3.1.3	a/L-metoden	41
3.2	Laboratorieundersøkelser	42
3.2.1	Klargjøring av prøvemateriale	42
3.2.2	Densitet og tyngdetetthet	43
3.2.3	Tilt-forsøk	44
3.2.4	Enaksialt trykkforsøk	45
3.3	Analyser	47
3.3.1	Stereografisk og kinematisk analyse	47
3.3.2	Likevektsberegning med partialfaktormetoden	49
3.3.3	Stabilitetsanalyse av kile	57
3.4	Sikringsplan	67
4	Resultater	71
4.1	Feltundersøkelser	71
4.1.1	Diskontinuiteter og sprekkeflater	71
4.1.2	Schmidt-hammer	72
4.1.3	a/L-metoden	74
4.2	Laboratorieundersøkelser	75
4.2.1	Densitet og tyngdetetthet	75
4.2.2	Tilt-forsøk	76
4.2.3	Enaksialt trykkforsøk	77
4.3	Analyser	78
4.3.1	Stereografisk og kinematisk analyse	78
4.3.2	Likevektsberegning med partialfaktormetoden	81
4.3.3	Stabilitetsanalyse av kile	81
4.4	Sikringsplan	82
5	Diskusjon	83
5.1	Feltundersøkelser	83
5.1.1	Schmidt-hammer	83
5.2	Laboratorieundersøkelser	84
5.2.1	Enaksialt trykkforsøk	84

5.3	Analysar	85
5.3.1	Kinematisk analyse	85
5.3.2	Likevektsberegning med partialfaktormetoden	85
5.3.3	Stabilitetsanalyse av kile	86
5.4	Sikringsplan	87
6	Innovasjon og utvikling	91
7	Konklusjon	94
	Litteraturliste	95
	Vedlegg	98
	Vedlegg A Intervju med professor Bjørn Nilsen	A-1
	Vedlegg B Schmidt-hammer type L	B-1
	Vedlegg C Schmidt-hammer type N	C-1
	Vedlegg D a/L-metoden: ruhetsmålinger	D-1
	Vedlegg E Kjerneprøver	E-1
	Vedlegg F Resultat fra UCS-målinger	F-1
	Vedlegg G Likevektsanalyse med dataprogrammet RocPlane 3.0	G-1
	Vedlegg H Likevektsanalyse med bolter med dataprogrammet RocPlane 3.0	H-1
	Vedlegg I Sikringsplan	I-1
	Vedlegg J Kamstålbolt	J-1
	Vedlegg K NC-bolt	K-1
	Vedlegg L Samtale med HJH Fjell- og anleggsentreprenør	L-1
	Vedlegg M Plakat	M-1
	Vedlegg N Artikkel	N-1

Figurliste

1	Kart over aktuelt område. Bildet til venstre er hentet fra Google Maps, mens bildet til høyre er tatt fra berggrunnskart [1].	3
2	Berggrunnskart over Trondheim. Området med fjellskjæringen er markert med svart. [1]	4
3	Årlig gjennomsnittstemperatur og -nedbør for Trondheim fra april 2018 til april 2019. [2]	5
4	Enkle og idealiserte skisser av de fem utrasingstypene. [3, s. 218]	10
5	Faktorer som påvirker oppsprekking. [4, s. 89]	13
6	Definisjon av strøk, fall og fallretning. [3, s. 38]	16
7	Storsirkel og pol i et stereonett. [3, s. 40]	17
8	Illustrasjon av stabiliserende og drivende krefter ved enkel likevektsberegning. [3, s. 225]	19
9	Eksempelskjæring ved bruk av partialfaktormetoden. [5, s. 131]	21
10	Definisjon av friksjonsvinkel, kohesjon og aktiv friksjonsvinkel. [3, s. 45]	24
11	Skisse som illustrerer de ulike planene på kilen. [5, s. 173]	26
12	Bolting med teleskoptruck i fjellskjæring. (Foto: M. H. Hansen)	30
13	Viser de fire grunnleggende mekanismene for fjellbolting. (Illustrasjon av M. H. Hansen tegnet i ArchiCAD)	31
14	Til venstre er det skissert en ekspansjonsbolt, mens de to boltene til høyre er eksempler på polyesterforankrede bolter. [6]	32
15	Skisse av fullt innstøpt bolt. [6]	33
16	Skisse av kombinasjonsbolt. [6]	33
17	Oversiktsbilde av fjellskjæringen i Roald Amundsens vei. (Foto: A. E. Hollen)	36
18	Gjennomfører strøk- og fallmålinger. (Foto: M. H. Hansen)	37
19	Estimering av UCS-verdi basert på Schmidt-hammermålinger. [7, s. 18]	40
20	Skisse av utførelse med a/L-metoden. [8]	41
21	Estimering av JRC-verdi basert på målinger med a/L-metoden. [7, s. 10]	41
22	Til venstre er steinblokken før boring av kjerner. Til høyre er ferdige utborede kjerner klar for testing. (Foto: M. H. Hansen)	42
23	Tilt-forsøkkapparat på laboratoriet ved Institutt for geovitenskap og petroleum. (Foto: M. H. Hansen)	44
24	Enaksialt trykkforsøk på laboratoriet ved Institutt for geovitenskap og petroleum. (Foto: A. E. Hollen)	45
25	Kjerneprøvene etter utført enaksialt trykkforsøk. (Foto: A. Søyseth)	46

26	Oversikt over storsirkler og skjæringspunkt i stereonett.	48
27	Viser hvordan snittet plasseres for å forenkle regningen. (Foto: A. Søyseth) . . .	49
28	Viser soner for berggrunnens akselerasjon i Norge. [9]	52
29	Viser kilen fra siden med overheng. (Foto: A. Søyseth)	56
30	Viser en skisse av et eksempel på en kile. [5, s. 398]	57
31	Viser antatt form av kilen og hvilke plan som er tatt hensyn til. (Foto: A. E. Hollen)	58
32	Grafisk visning av UCS-testene frem til prøvene gikk til brudd.	77
33	Stereografisk analyse av glideplan 1 og 2. [10, s. 43]	78
34	Kinematisk analyse som viser orientering som gir størst sannsynlighet for utglidning. (DIPS 7.0 fra RocScience)	79
35	Viser sprekkesystemene i skjæringen etter hyppighet og intensitet. Streken med pil er orientert langs veien. (DIPS 7.0 fra RocScience)	80
36	Grafisk fremstilling av et snitt i det minst gunstige tilfellet. (RocPlane 3.0 fra RocScience)	81
37	Forslag til sikringstiltak for hele skjæringen. (Foto: A. E. Hollen)	82
38	De oransje kvadratene viser hvor det anbefales å montere bolter. (Foto: A. E. Hollen)	88
39	Innenfor det avgrensede området er det mye isdannelse og nett bør monteres. (Foto: A. E. Hollen)	89
40	De fargede markeringene viser hvilke områder som er mest utsatt for nedfall. [11, s. 190]	92

Tabelliste

1	Oversikt over forsøk utført på laboratoriet og hvilke standarder som er fulgt.	42
2	Kjerneprøvenes gjennomsnittsverdier som benyttes i videre beregninger.	43
3	Oversikt over partialfaktorer og dimensjonerende verdier.	55
4	Fall og fallretning for kilens fem plan.	58
5	Strøk- og fallmålinger langs hele skjæringen.	71
6	Strøk- og fallmålinger for kilens plan.	72
7	Shmidt-hammermålinger foretatt med L-hammer.	72
8	Shmidt-hammermålinger foretatt med N-hammer.	73
9	Shmidt-hammermåling utført på ett av kilens glideplan.	73
10	Ruhetsmålinger fra hele skjæringen.	74
11	Ruhetsmålinger foretatt på tre av kilens fem plan.	74
12	Resultat av densitet og tyngdetetthet for de fem kjerneprøvene.	75
13	Gjennomsnittsverdier for de fire første kjerneprøvene.	75
14	Oversikt over friksjonsvinkler funnet ved tilt-forsøk.	76
15	Basis friksjonsvinkel funnet ved hjelp av omgjøringsformel.	76
16	Oppsummering av resultater fra enaksialt trykkforsøk.	77
17	Beskrivelse av styrken til berg med utgangspunkt i trykkstyrke (UCS). [12, s. 355]	84

1 Introduksjon

1.1 Bakgrunn

Gruppen kontaktet i januar 2019 Rambøll med forespørsel om samarbeid i forbindelse med bacheloroppgave denne våren. Rambøll var positive til et samarbeid og en fjellskjæring i Roald Amundsens vei i Trondheim kom fort opp som et forslag til utgangspunkt for oppgaven. Gruppen ønsket ingeniørgeologi som tema og gruppens veileder i Rambøll hadde lagt merke til aktuelle problemstillinger knyttet til denne fjellskjæringen. Veileder hadde blant annet observert at skjæringen virket utrygg med tanke på flere nedfall av blokker og dens umiddelbare nærhet til bilvei.

Rambøll har ingen oppdrag knyttet til den aktuelle skjæringen, men ønsket likevel å bidra med veiledning og støtte. Det ble sett på mulighetene for at det kunne gjøres en mer omfattende og utdypende vurdering av fjellskjæringen. Gruppen ble enige med ekstern og intern veileder om å utføre en ingeniørgeologisk stabilitetsvurdering av skjæringen og utarbeide et forslag til løsning med en eventuell sikringsplan. Dette for å bedre sikkerheten til forbipasserende trafikanter i Roald Amundsens vei.

Gjennom oppgaven vil gruppen oppnå bedre innsikt i en ingeniørgeologs rolle gjennom feltundersøkelser, laboratoriearbeid og stabilitetsanalyser. Gruppen ønsker å få større innblikk i bruken av håndbøker, standarder og faglitteratur for vurdering av stabilitetsproblemer i fjellskjæringer. I tillegg vil det bli sett nærmere på bruk av digitale verktøy som stadig blir mer aktuelt.

1.2 Formål og avgrensninger

Gruppen har formulert følgende problemstilling for oppgagen:

Vurdere stabiliteten i fjellskjæringen for å undersøke sikkerheten rundt ferdsel i Roald Amundsens vei.

Formålet med oppgaven er at gruppen skal vurdere stabiliteten i fjellskjæringen ved å utføre ulike ingeniørgeologiske undersøkelser i felt og på laboratoriet, samt analyser på bakgrunn av disse undersøkelsene. Dette arbeidet skal eventuelt resultere i et forslag til sikringsplan for fjellskjæringen i Roald Amundsens vei. Ute i felt vil arbeidsoppgavene knyttet til oppgaven inkludere visuelle observasjoner, strøk- og fallmålinger, målinger med Schmidt-hammer, ruhetsmålinger og innsamling av prøvemateriale til laboratorieundersøkelser.

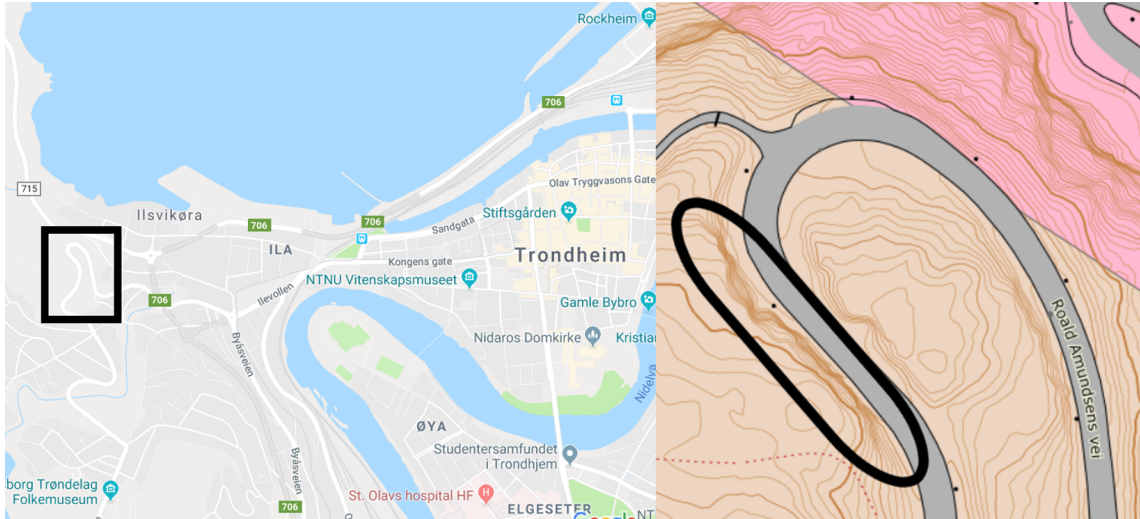
Ved hjelp av innhentet prøvemateriale skal det på laboratoriet i hovedsak utføres målinger av bergartens densitet og tyngdetetthet, tilt-forsøk og enaksialt trykkforsøk. For å kunne utføre disse målingene må det bores ut kjerneprøver fra prøvematerialet. I tillegg må disse prøvene klargjøres for forsøkene gjennom kapping og sliping.

Resultatene fra felt- og laboratorieundersøkelsene benyttes for å gjennomføre analyser som kan gi mer spesifikke svar på stabiliteten i skjæringen. I disse analysene fokuseres det spesielt på en antatt ustabil kileformet steinblokk. Likevektsberegning med partialfaktormetoden, en mer omfattende stabilitetsanalyse og en stereografisk analyse, legger grunnlaget for vurderingen av stabiliteten til denne kilen. For å se nærmere på stabiliteten i resten av skjæringen brukes strøk- og fallmålinger i en kinematisk analyse, hvor det utarbeides en sprekkrose som illustrerer sprekkesystemene i skjæringen.

På grunn av vanskelig fremkommelighet og forhold som ikke kunne forsvares med tanke på HMS, var det ikke mulig å gjennomføre feltundersøkelser i alle partiene det var ønskelig i skjæringen. Dette gjelder blant annet målinger bak og over kilen. I stedet ble det antatt verdier for disse partiene basert på visuelle observasjoner og målinger utført i lignende partier andre steder i skjæringen.

1.3 Beskrivelse av studieområdet

Den aktuelle fjellskjæringen er lokalisert i Trondheim kommune i Trøndelag, nærmere bestemt i Roald Amundsens vei som ligger vest for Ila. Dette er en kommunal vei som går forbi fjellskjæringen og skjæringen befinner seg vest for denne. Størrelsen på skjæringen er 10-14 meter høy og 65 meter bred. Figur 1 viser et oversiktobilde over det aktuelle området.



Figur 1: Kart over aktuelt område. Bildet til venstre er hentet fra Google Maps, mens bildet til høyre er tatt fra berggrunnskart [1].

Veien er oppgitt til å være en samlevei av typen Sa2 med fartsgrense på 50 km/t. Veier av typen Sa2 betegnes som en intern veiforbindelse i byer dimensjonert for årlig døgntrafikk over 1500 (ÅDT > 1500). Statistikk viser at ÅDT for området i Roald Amundsens vei er 2610. [13]

1.4 Geologi

Studieområdet tilhører det såkalte Trondheimsfeltet som er en geologisk provins i Trøndelag. Denne provinsen strekker seg fra områdene rundt Trondheimsfjorden, og videre sørover til den nordlige delen av Gudbrandsdalen. Dette feltet består av bergarter som har blitt skjøvet inn fra nordvest og har blitt deformert i løpet av den kaledonske fjellkjededannelsen. Trondheimsfeltet består av kambrosilurisk glimmerskifer, grønnskifer, kalkstein og dypbergarter som trondheimsmitt, gabbro og oppdallitt. I tillegg består feltet av flere underordnede skyvedekker med opphav fra prekambriske bergarter. [14] Bergartene ved studieområdet er beskrevet som "*Grønnstein og grønnskifer udifferensiert. Hovedsaklig deformert putelava med enkelte lag av sur lava, kiselstein, tuffitt, gjennomsett av diabasganger*" i berggrunnskartet til Nasjonal berggrunnsdatabase. [1]

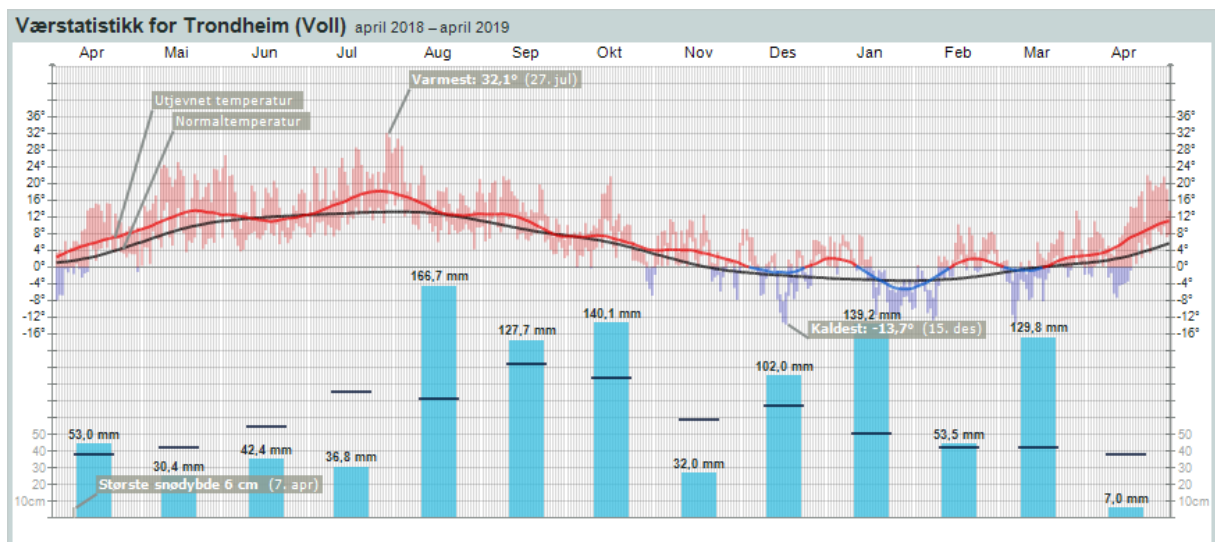
Grønnstein er en metamorf bergart som dannes ved lavtemperaturpåvirkning av basiske størkningsbergarter som diabas, basalt eller gabbro. Bergarten inneholder grønne mineraler som epidot, amfibol og kloritt som gir både dens farge og navn. Det er ikke overraskende at det er grønnstein i den aktuelle fjellskjæringen, da grønnstein er spesielt utbredt i Trondheimsområdet. [15] Figur 2 viser et berggrunnskart over Trondheim. De brune områdene på kartet er definert som *grønnstein og amfibolitt*, den rosa fargen representerer *kvartsdioritt, tonalitt og trondhemitt*. I de blå områdene befinner det seg *kalkstein og leirskifer*. [1]



Figur 2: Berggrunnskart over Trondheim. Området med fjellskjæringen er markert med svart. [1]

1.5 Klima

Klimaet i Trondheim kan ses på som et typisk maritimt klima. Maritime klima kjennetegnes ved beskjedne daglige og årlige temperatursvingninger, mye nedbør, høy luftfuktighet og en god del vind. De små temperatursvingningene oppstår på grunn av at havet bruker lengre tid på å ta opp og avgi varme enn land. [16] På vinterstid er normal vindretning fra øst til sør, mens på sommeren kommer vinden oftest fra nordvest til nordøst, og betegnes ofte som "havgule". Den årlige gjennomsnittstemperaturen i Trondheim ligger i følge Meteorologisk Institutt på 4° – 6° . Årsnedbøren ligger mellom 1000-1500 mm, og det faller mest nedbør i månedene knyttet til høst og vinter. [17]. Figur 3 viser en oversikt over den årlige gjennomsnittstemperaturen og -nedbøren for Trondheim.



Figur 3: Årlig gjennomsnittstemperatur og -nedbør for Trondheim fra april 2018 til april 2019. [2]

1.6 Oppbygging av oppgaven

I kapittel 2 tar oppgaven for seg relevant teori som omhandler temaet og problemstillingen. Her presenteres også de viktigste formlene som er benyttet i analyser og utregninger senere i oppgaven. Kapittel 3 omfatter metodedelen av oppgaven der gjennomføring og utførelse av felt- og laboratorieundersøkelser fremstilles, samt analyser for å kunne vurdere stabiliteten nærmere. I dette kapittelet presenteres også alle formler som brukes i utregningene. For å gi en god oversikt over analysene som har blitt gjennomført er formlene og utregningene knyttet til disse presentert i sin helhet. Dette for at leseren skal kunne følge hele prosessen med analysene, uten å måtte bla frem og tilbake i oppgaven for å finne nødvendig informasjon. Kapittel 3 avsluttes ved at det legges frem et forslag til sikringsplan for fjellskjæringen i Roald Amundsens vei.

Videre presenteres de viktigste resultatene fra felt- og laboratorieundersøkelsene, samt analysene i kapittel 4. Mer detaljerte resultater fra arbeidet som ikke er presentert her er lagt ved til slutt under vedlegg. Videre diskuteres og drøftes resultatene i kapittel 5. I tillegg ses det i kapittel 6 på innovasjon og utvikling angående temaet og problemstillingen. Oppgaven avsluttes med kapittel 7, hvor gruppens konklusjon legges frem.

2 Teori

Dette kapitlet tar for seg generell teori knyttet til stabilitet i fjellskjæringer. I tillegg ses det nærmere på aktuelle analyser og sikringsmetoder.

2.1 Generelt

I denne oppgaven ses det på en fjellskjæring. Begrepet skjæring benyttes videre da det i praksis skilles mellom fjellskråninger og fjellskjæringer. En fjellskråning defineres som en skråning dannet ut fra naturlige geologiske prosesser, mens en fjellskjæring er dannet ved et direkte fysisk inngrep i en skråning med den hensikt å fremføre for eksempel en vei. [18, s. 3-3]

2.2 Oppsprekking og egenskaper for bergmasser

Det er vanlig å skille mellom begrepene totalstabilitet og detaljstabilitet i store fjellskjæringer. Totalstabilitet er stabiliteten av skjæringen sett som en helhet, mens detaljstabilitet er stabilitet av mindre og lokale deler av fjellskjæringen. [3, s. 217]

2.2.1 Detaljoppsprekking

Sprekker, slepper, stikk og riss representerer diskontinuiteter som går gjennom bergmassen og utgjør detaljoppsprekkingen i fjellet. Detaljoppsprekking oppstår i første omgang på grunn av naturlige påkjenninger berget har blitt utsatt for. Ved slike påkjenninger vil det ofte dannes spesielle mønstre, såkalte detaljsprekkemønstre. Detaljoppsprekking i form av sprekker og riss kan også oppstå senere på grunn av påkjenninger bergmassen har blitt utsatt for, for eksempel i forbindelse med sprengning. [3, s. 35]

Sprekker er gjennomsettende diskontinuiteter som ikke har mineralfylling eller -belegg. Disse kan inneholde nedvasket materiale fra overflaten, vann og is, eller de kan være åpne. Vanligvis er bruddflaten ru, men nokså glatte bruddflater kan også forekomme ved parallell lagdeling eller foliasjon i glimmer- og klorittholdige skifere. Navnene på de ulike sprekkene blir gitt på bakgrunn av opptreden og dannelsesmåte. Eksempler på dette er blant annet foliasjonssprekker, lagdelingssprekker, bergtrykkssprekker og eksfoliasjonssprekker. Sprekker kan være primært eller sekundært dannet. [3, s. 35-36]

Slepper er også gjennomsettende diskontinuiteter, men i motsetning til sprekker har slepper mineralbelegg eller mineralfylling med noen centimeters tykkelse. Slepper får navn på bakgrunn av type belegg eller innfyllingsmateriale. Eksempler på dette er kalkspatsleppe, klorittsleppe og leirsleppe. [3, s. 36]

Stikk er primært dannede diskontinuiteter som er små og vanligvis så vidt synlige. Ofte har de nokså ru bruddflate uten mineralbelegg, men de kan også forekomme som små flater med glidespeil. Stikk brer seg over korte avstander i berget, de er altså lite gjennomsettende og stopper ofte i massive bergarter. [3, s. 35]

Riss er også diskontinuiteter som er små og vanligvis så vidt synlige, men i motsetning til stikk er riss sekundært dannet. Stort sett er de ikke gjennomsettende. I likhet med stikk har rissene nokså røye bruddflater, avhengig av hvilken bergart de er dannet i. Også rissene gis navn etter dannelsesmåte og eksempler kan være bergtrykksriss og sprengningsriss. [3, s. 35]

2.2.2 Mekaniske egenskaper til sprekker

For stabiliteten i fjellskjæringer er bergsprekkenes mekaniske egenskaper av stor betydning. Med sprekkenes mekaniske egenskaper menes først og fremst friksjonsforhold eller skjærstyrke. Om en utglidning langs et sprekkeplan kan oppstå, vil i stor grad bestemmes av skjærstyrken langs sprekkeplanet. Sprekkeplanets ruhet og eventuelt innhold av sleppemateriale er i hovedsak de to forholdene som er avgjørende for skjærstyrken. Dersom store normalspenninger er opptredende i sprekkeplanet vil også sidebergets styrke være av betydning. [3, s. 42]

For å måle graden av stabiliserende ujevnheter langs et sprekkeplan beregnes ruheten. Her må man være klar over at det er forskjell mellom førsteordens og andreordens ujevnheter. Det vil si at ujevnheter blir klassifisert i henholdsvis plan, bølget og hakket, glatt og ru. Joint Roughness Coefficient, JRC, er sprekkeruhetskoeffisienten og er en parameter som blir brukt som mål på ruhet. Den mest benyttede måten for å fastsette en JRC-verdi er måling av ruhetsamplitude for en gitt målelengde, som oftest 1 meter. [3, s. 42] Her kan for eksempel a/L-metoden benyttes.

Nedsatt friksjon i et sprekkeplan kan oppstå dersom det inneholder sleppematerialer, da dette kan påvirke skjærfastheten ved at det smører planet. Leirmineraler, grafitt, talk og kloritt er eksempler på materialer som ofte forekommer og er spesielt farlig med tanke på stabiliteten. [3, s. 42]

2.3 Skjæringsstabilitet

Stabiliteten i en skjæring er definert ut fra kartlegging av grunnforholdene og beregning av skjæringsmassens styrke. Ved anleggs- eller byggearbeid er det spesielt viktig med stabilitetsvurderinger, da slike arbeid ofte kan utløse ras og skred ved dårlig skjæringstabilitet. [19]

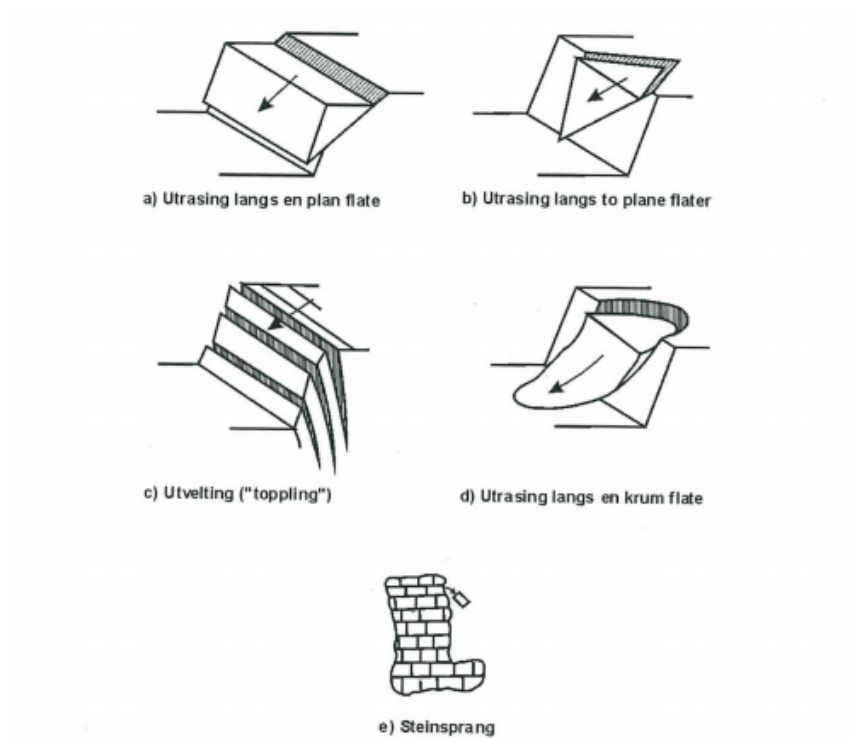
Det er en prinsipiell forskjell ved analyser av skjæringsstabilitet når det gjelder korttids- og langtidsstabilitet. Korttidsstabilitet er stabilitet innenfor et begrenset tidsrom som noen ti-talls år, mens det med langtidsstabilitet menes stabilitet på betydelig lengre sikt. Analyser av ulike skjæringer vil variere da det vil være forskjellige faktorer som har innvirkning på hver skjæring. For eksempel vil krepdeforrasjon ofte ha avgjørende påvirkning på langtidsstabiliteten i en skjæring, men vil nærmest være ubetydelig for korttidsstabiliteten. Et annet eksempel på forhold som gir tidsavhengige stabilitetsproblemer er forvitningsprosessene som hovedsaklig påvirker korttidsstabiliteten. [3, s. 217]

En skjæring kan enten være naturlig eller framkommet ved graving, eksempelvis en fjellskjæring. Blir tyngdekomponenten som går parallelt med skjæringen stor nok i forhold til skjæringens skjærstyrke, kan brudd oppstå og føre til en eventuell utrasing. Man kan da si at de drivende kreftene er større enn kreftene som stabiliserer langs bruddsonen. [20, s. 109]

2.3.1 Utrasingstyper

Utrasingstypene kan deles inn i fem hovedgrupper etter bevegelsesmåten og mengden av de involverte massene: [3, s. 217-220]

- Utglidning langs en plan flate
- Utglidning langs to plane flater
- Utvelting
- Utglidning langs en krum flate
- Steinsprang



Figur 4: Enkle og idealiserte skisser av de fem utrasingstypene. [3, s. 218]

Utglidning langs en plan flate

Det er den utrasingstypen som er mest vanlig i sterke, uforvitrede bergarter. I dette tilfellet er det en utglidning langs et svakhetsplan som fører til utrasing. Denne typen utglidning kan forekomme langs et enkelt plan, eller langs en sammensatt bruddflate av flere parallelle svakhetsplan, som til å begynne med ikke var sammenhengende. For at det skal kunne karakteriseres som utglidning langs en plan flate er det enkelte kriterier som må oppfylles. Utglidningen må være orientert så og si parallelt med skjæringen. Samtidig må skjæringens fallvinkel være større enn bruddflatens. For at

utglidningen skal forekomme må også de drivende kreftene være større enn friksjonsmotstanden eller skjærfastheten langs glideplanet. Den siste betingelsen er at det må opptre svakhetsplan eller sprekker i området rundt, slik at fjellmassen ikke er for sterkt innspent, samtidig som en tensjonssprekk i bakkant fungerer som avløsningsflate. [3, s. 217-218]

Utgledning langs to plane flater

Utrasing ved utglidning langs to plane flater fremkommer når to diskontinuitetsplan frigjør en slags kileformet fjellmasse som glir ut langs to svakhetsplan. På samme måte som med utrasing langs en plan flate er det visse betingelser som må være oppfylt for at utglidningen skal forekomme. Skjæringens fallvinkel må være større enn fallvinkelen til skjæringslinjen mellom de to glideplanene. Samtidig må også de drivende kreftene være større enn friksjonen mellom glideplanene. [3, s. 218-219]

Utvelting

Denne utrasingstypen forekommer ved at tavleformede plater eller flak av fjellet velter ut. For at utveltingen skal finne sted er det en forutsetning at fjellet har et markert, steiltstående sprekkesystem hvor strøket og skjæringen er tilnærmet parallelle. Orienteringen på sprekkeflatene må falle utover i forhold til skjæringens utrasing. [3, s. 219]

Utgledning langs en krum flate

Utgledning langs en krum flate er den vanligste utrasingstypen i løsmasser, spesielt i kohesjonsmasser som leire. Sterke bergmasser vil dermed ikke være preget av en slik type utrasing med mindre berget er sterkt oppsprukket eller svært preget av forvittringsprosesser. [3, s. 219]

Steinsprang

Ved steinsprang er rasmassene vanligvis mindre enn $100 m^3$. Ofte skyldes denne typen utrasing overflatenære prosesser som for eksempel frostsprengning og forvitring. Steinsprang som opptrer hyppig kan defineres som et detaljstabilitetsproblem, og kan ofte være et varsel om en større utrasing som er på vei. [3, s. 219-220]

De fem utrasingstypene er vist på figur 4. Skissene her er enkle og idealiserte, mens det i virkeligheten ofte vil være mer kompleks med flere faktorer som spiller inn.

2.3.2 Faktorer som kan påvirke stabiliteten

Stabiliteten i skjæringer bestemmes hovedsaklig av sprekkenes intensitet og bruddorientering, som igjen påvirker potensielle løse blokker og deres størrelse. [21, s. 19] Likevel er det flere faktorer som kan ha innvirkning på stabiliteten i en fjellskjæring. Hver enkelt faktors betydning vil variere ut fra omfang og forhold i den enkelte skjæring. Det er grunnleggende å kartlegge hvordan hver faktor påvirker stabiliteten for å kunne utføre en stabilitetsanalyse. Det kreves derfor systematisk observasjon og registrering av alle faktorene for mest mulig nøyaktig analyse og resultat.

Under er de viktigste faktorene som kan påvirke stabiliteten i fjellskjæringer listet opp: [3, s. 220]

- Bergartenes materialtekniske egenskaper
- Bergmassens oppsprekking
- Svakhetssoner i berget
- Vannforhold og andre klimatiske forhold
- Spenninger og bergtrykk
- Geometrien i berget
- Rystelser fra sprengninger
- Ytre laster

Bergartens materialtekniske egenskaper

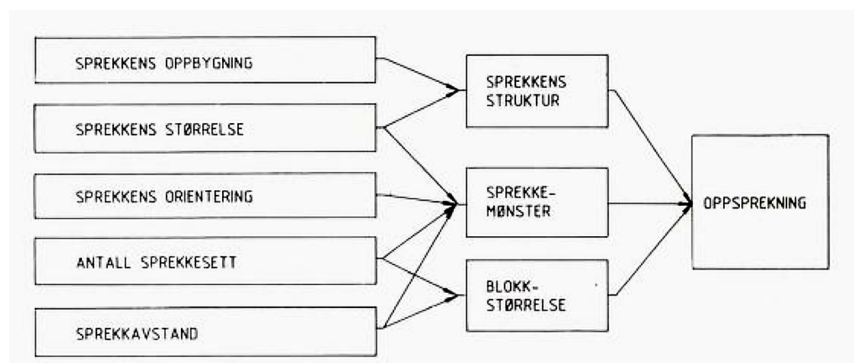
I flere tilfeller vil bergartens styrke ha avgjørende betydning for stabiliteten i en skjæring. Blant annet ved høye anisotrope bergtrykk, hvor bergmassen kan risikere å knuses ved skjæringens fot og på denne måten føre til utrasing. For at en slik oppknusing skal kunne innetrefte, må bergtrykket være større enn bergartens styrke. [3, s. 221]

Bergartsfordelingen vil også i noen tilfeller ha direkte påvirkning på stabiliteten. Dette kan for eksempel være når svake lagdelte bergarter er orientert slik at de danner potensielle utglidningsplan. Bergarter med løs kornbinding, typisk dypforvitrede bergarter og unge sedimentære bergarter, kan i likhet med løsmasser, forårsake stabilitetsproblemer. [3, s. 221]

Oppsprekking

Oppsprekking er de sprekker, slepper og stikk som går gjennom bergmassen. Sprekkes utvikling vil være avhengig av om bergarten har latt seg plastisk deformere ved tidligere påkjenninger den har vært utsatt for, og vil variere i ulike bergarter. [4, s. 88]

Sprekker blir ofte forbundet med skjæringens detaljstabilitet, og påvirker derfor bergmassens lokale styrke og omfatter et relativt lite område. Dette er likevel ingen fasit da flere sammensatte sprekkeplan også kan føre til større utrasinger. Det er flere faktorer som spiller inn når det gjelder sprekker og skjæringsstabilitet. Det som hovedsaklig avgjør om en utrasing er praktisk mulig er orienteringen på strøk og fall, mens sprekkeavstanden definerer potensielle bruddflater og omfang. Kontinuiteten på sprekke, også kalt utholdenheten, forteller at små riss vil ha minimal innvirkning på stabiliteten i forhold til markerte, gjennomgående sprekker. Eventuelle andre faktorer som påvirker stabiliteten i en skjæring er ruhet og innhold av sleppemateriale. Begge parameterne har betydning for friksjonsforholdene og skjærfastheten langs sprekke. På generelt grunnlag kan man si at dersom skjærspenningen langs sprekke er større enn skjærstyrken, vil et ras kunne inntreffe. [3, s. 222] Figur 5 viser en oversikt over sammenhengene som fører til oppsprekking.



Figur 5: Faktorer som påvirker oppsprekking. [4, s. 89]

Svakhetssoner

Svakhetssoner er sprø deformasjonsstrukturer og opptrer som langstrakte, smale og rette soner som kan kjennetegnes ved topografiske forsenkninger. Svakhetssoner i berggrunnen karakteriseres ofte ved hyppige oppsprekninger av forskjellige typer, og omtales vanligvis som brudd. Slike bruddsoner symboliserer en svakhet i berggrunnen som er dypere erodert i forhold til berget rundt. [21, s. 8] Svakhetssoner med ugunstig orientering i berggrunnen kan fungere som potensielle utglidningsplan, og kan svekke den totale stabiliteten i skjæringer betraktelig. Retningen på strøk og fall, samt friksjonsforholdene langs sonen, vil avgjøre om en utglidning vil kunne oppstå. Faktorer som påvirker friksjonsforholdene er innhold av sleppemateriale og ruheten. Sleppematerialene som er mest ugunstig for stabiliteten er eksempelvis leirminerale, kloritt og

grafitt som i våt tilstand vil fungere som glidemiddel og gi svært nedsatt friksjonsevne. Svelleleire vil også virke negativt på stabiliteten da den ved vannopptak vil gi svelletrykk og den indre friksjonen svekkes. Dette vil føre til redusert normalkraft på svakhetsplanet, og de stabiliserende kreftene reduseres. [3, s. 223]

Svakhetssoner som tidligere har vært utsatt for skjærbevegelse kalles skjærbruddsoner. Slike soner kan føre til særlig stor usikkerhet rundt stabiliteten, da berget her har liten ruhet som følge av tidligere bevegelser sonene har blitt utsatt for. Dette gjør også at bergmassene har liten skjærfasthet, og skjærbrudd kan oppstå. [3, s. 223]

Grunnvann og andre klimatiske forhold

Grunnvann er fritt bevegelig vann som finnes under det nivået der alle hulrom og porer i berggrunnen er fylt med vann. Grunnvannsspeilet, eller grunnvannsnivået, er grunnvannets øvre grense. [4, s. 93] Dette vannet er med på å redusere stabiliteten i skjæringer, og årsakene er som følger: [3, s. 224-226]

- Vann i sprekker vil gi et trykk på sprekkeveggene som kalles for sprekkevannstrykket. Dette trykket motvirker normalspenningen og reduserer skjærstyrken.
- De drivende kreftene øker når det oppstår vanntrykk i tensjonssprekker og andre vertikale sprekker.
- Fukting kan redusere friksjonen og dermed også skjærfastheten. Svelleleire vil også danne svelletrykk ved opptak av vann som forsterker de drivende kreftene.
- Ved temperaturer under frysepunktet vil vann i sprekker utvide seg med ca. 10%. Frostspengning og videre utrasing kan være resultat av denne volumutvidelsen.
- Forvitring kan forekomme ved hyppige forandringer i bergmassens vanninnhold og på denne måten redusere bergmassens styrke og stabilitet.

Vann og klima har stor betydning for skjæringsstabiliteten. I perioder hvor vanninnholdet i fjellsider og skjæringer øker blir også risikoen for utrasing større. Hvert år oppstår det flere situasjoner hvor økt vann- og poretrykk gjør at fjellmasser beveger seg langs sprekkesystemene. Hver gang dette skjer svekkes stabiliteten og faren for utglidning og ras øker. Risikoen for en eventuell utlidning er størst i perioder med mye vann, som under snøsmelting om våren og i den nedbørrike høstsesongen. [22, s. 63-64]

Spenningsforhold

Spenninger i bergmassen sammen med gravitasjonskrefter og sprekkevannstrykk antas å være de viktigste drivende kreftene for rasutvikling. Skredene som er utløst etter istiden i relativt nær fortid er på grunn av langtidsdeformasjon, også kalt krypeffekter. I høye skjæringer vil bergtrykket ha stor innvirkning på stabiliteten. Mindre skjæringer, som veiskjæringer, vil som regel ikke påvirkes av bergtrykket. [3, s. 226-227]

Geometriske forhold

De geometriske forholdene er en såkalt "ikke geologisk" parameter som har innvirkning på stabiliteten. [3, s. 227] Generelt viser studier at konkav skjæringsgeometri vil virke stabiliserende, mens konveks geometri vil redusere stabiliteten. Stabile, naturlige skjæringer har som oftest en konkav form med slakere vinkel ned mot dalbunnen. Dette faktumet viser sammen med studier at den mest gunstige geometrien med tanke på stabilitet har krumning både i vertikalsnitt og i horisontalplanet. Grunnen til at krumning i horisontalplanet har en stabiliserende effekt kommer av type innspenning kurvaturen gir. Når det gjelder krumning i vertikalsnittet, skjæringens fallretning, vil man sammen med innspenningen få en avrunding av skråningsfoten som vil virke stabiliserende på skjæringen. [3, s. 228]

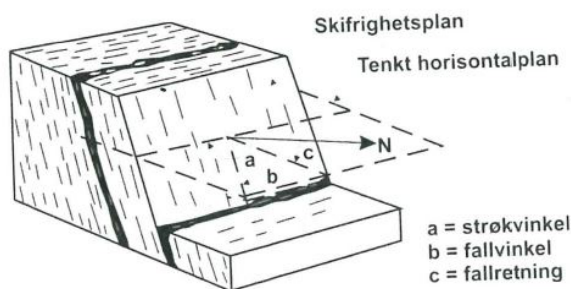
Rystelser

Sprengningsarbeider kan føre til rystelser som kan redusere skjæringsstabiliteten. Det vil fra sprengingen dannes sekundære sprekker, samtidig som bergmassen langs eksisterende sprekker og slepper vil kunne ristes løs. Andre forhold som kan føre til rystelser er seismisk aktivitet, for eksempel jordskjelv. I områder med seismisk aktivitet må dette tas med i stabilitetsberegningene. [3, s. 228-229]

2.4 Stabilitetsanalyser

Det første som ofte blir gjort i forbindelse med undersøkelser av stabiliteten i fjellskjæringer er å se på diskontinuitetene i skjæringen, som sprekker og slepper. Da undersøkes orienteringen av diskontinuitetene. I tillegg identifiseres sprekkesett og enkle sprekker som kan bidra til potensielt ustabile fjellblokker. [5, s. 22]

Strøk, fall og fallretning gir informasjon om sprekkeplanenes tredimensjonale orientering. Strøk er definert som retningen av skjæringslinja mellom planet som blir undersøkt og horisontalplanet, målt i forhold til nord. Fallet til et plan beskrives som vinkelen mellom planet og horisontalplanet målt i vertikal retning, vinkelrett på strøket. Fallretningen til et plan defineres som retningen til fall-linja målt i forhold til nordretningen. [3, s. 38-39] Se figur 6.



Figur 6: Definisjon av strøk, fall og fallretning. [3, s. 38]

For å skaffe en oversikt over de forskjellige sprekkeplanenes orientering og relative hyppighet er det nyttig å benytte grafiske metoder, som for eksempel en stereografisk analyse. Denne analysen er et alternativ til sprekkeroser som ofte blir anvendt for å finne gunstigste orientering av berganlegg. Fordelene med en stereografisk analyse sammenlignet med en sprekkerose er at det gir mer informasjon, spesielt når det kommer til variasjon i fallretning for bergartsplan i ett system. [3, s. 40] Stereografisk analyse blir nærmere beskrevet under kapittel 2.4.1; Stereografiske og kinematiske analyser.

Valg av metode for stabilitetsanalyse av fjellskjæringer bestemmes ofte på bakgrunn av resultatene fra undersøkelser som fastsetter opptredende bergartsfordeling, bergartsegenskaper, oppsprekking og lignende. Informasjonen fra disse undersøkelsene forteller hvilke stabilitetsproblemer som kan forventes. I tillegg vil resultatene fra undersøkelsene ofte benyttes direkte i stabilitetsberegningene. [3, s. 229-230]

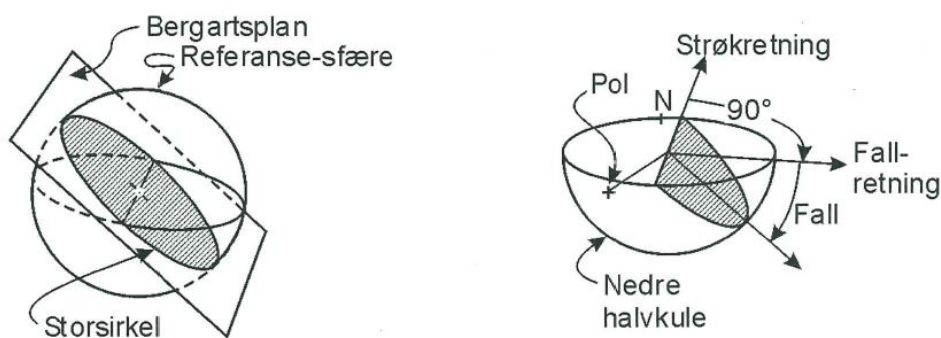
Følgende metoder blir vanligvis brukt ved analyse og beregning av stabiliteten i fjellskjæringer: [3, s. 230-239]

- Stereografiske og kinematiske analyser
- Stabilitetsberegninger som likevektsberegning og beregning av sikkerhetsfaktor
- Empiriske analyser
- Numeriske analyser
- Fysiske modeller

2.4.1 Stereografiske og kinematiske analyser

Den mest vanlige metoden for å kartlegge hvilken utrasingstype som sannsynligvis vil forekomme i en fjellskjæring er stereografiske analyser. Disse analysene utføres ved at sprekke- og sleperetningene for det aktuelle fjellpartiet blir tegnet inn i et stereonett. [3, s. 230]

Et stereonett gir et 3D-bilde av orienteringen til bergartsplan og tar utgangspunkt i en kuleformet, sfærisk framstilling. Denne metoden baseres på referansesfæren som i horisontalplanet har en storsirkel-flate og fast nord-sør akse. Bergartsplanet med kjent strøkretning og fallvinkel som skal undersøkes legges gjennom sfærens sentrum. Krysningen mellom kuleflaten og planet gir bergartsplanets storsirkel. Skjæringspunktene mellom planets normal gjennom kulas sentrum og kuleflaten, gir planets pol. I utgangspunktet gir den øvre og nedre halvkula samme informasjon og derfor benyttes bare den ene halvdel av kuleflata. I ingeniørgeologi er det vanlig å bruke den nedre halvdel. [3, s. 40] Figur 7 viser den nedre halvdel av et stereonett.



Figur 7: Storsirkel og pol i et stereonett. [3, s. 40]

Stereografiske projeksjoner medfører at tredimensjonale orienteringsdata kan bli fremstilt og analysert i to dimensjoner. Slike projeksjoner fjerner en dimensjon å ta hensyn til, slik at linjer kan representere plan, og punkter kan representere linjer. En viktig begrensning ved stereografiske fremstillinger er at de bare anser vinkelforhold mellom linjer og plan og ikke representerer posisjon eller størrelse. [5, s. 27]

Skjæringslinjen mellom to plan er definert av en linje i rommet som er karakterisert av et fall (0° - 90°) og en fallretning (0° - 360°). I den stereografiske projeksjonen finnes denne skjæringslinjen ut fra punktet hvor de to planenes storsirkler krysser hverandre. Retningen bergmassen vil skli ut i bestemmes av skjæringslinjens fall og fallretning. [5, s. 34] Eksistensen av to kryssende storsirkler betyr imidlertid ikke nødvendigvis at utglidning av en bergmasse vil oppstå. Faktorer som påvirker bergmassens stabilitet inkluderer også glideretning i forhold til skråflaten, fallene til planene i forhold til friksjonsvinkelen og eksterne krefter som grunnvann. [5, s. 35]

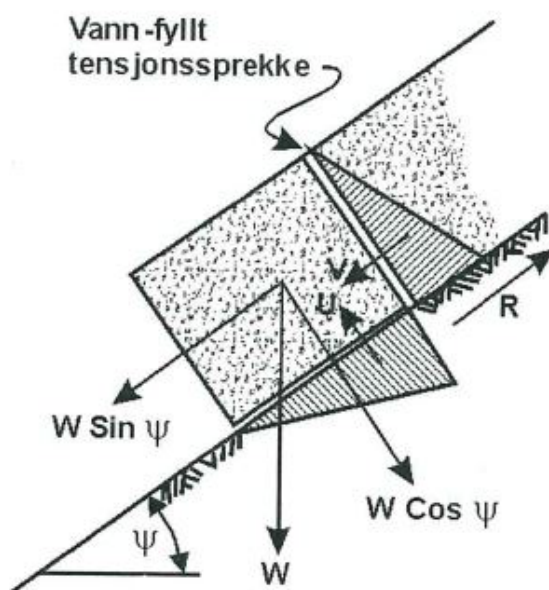
Når den stereografiske analysen av bergmassen er gjennomført slik at utrasingsretningen er identifisert kan det gjennomføres en kinematisk analyse. Den kinematiske analysen benyttes for å finne hvilke utrasingstyper som er mest sannsynlig ut fra sprekkeorienteringene. Orienteringen til sprekkesettene i forhold til skjæringen og friksjonsvinkelen blir også analysert. [5, s. 37]

For å få oversikt over orienteringen og den relative hyppigheten til sprekkesettene i en skjæring kan det utarbeides en sprekkerose. Sprekkeroser er forenklede kompassrosor hvor sprekkenes og sleppenes strøkretning blir avsatt. Observasjoner som befinner seg innenfor intervaller på 10° - 15° er det vanlig å slå sammen. Hvor mange observasjoner det er innenfor hvert intervall blir angitt langs radielle akser. I tillegg blir fallvinklene presentert ved siden av sprekkerosen sammen med en kort beskrivelse. [3, s. 39]

2.4.2 Likevektsberegning

Analyse av skjæringsstabilitet blir som oftest utført ved hjelp av likevektsberegninger, og anvendes spesielt i situasjoner der utglidning er en mulig utrasingstype. I tillegg benyttes denne metoden som analyse når det er snakk om potensielle utveltinger, såkalt toppling. Som en forutsetning ved likevektsberegning skjer utglidning når likevekten oppnår grensetilstanden. Denne tilstanden inntreffer når virkningen av de stabiliserende kreftene i skjæringen blir mindre enn de drivende kreftene. Med stabiliserende krefter menes krefter som oppstår på grunn av kohesjon og friksjon, mens de drivende kreftene er forårsaket av vanntrykk, gravitasjon og seismiske belastninger. [3, s. 232-233]

For å illustrere hovedprinsippet bak likevektsanalyse kan man ta utgangspunkt i figur 8. I virkeligheten vil geometrien ofte være vesentlig mer komplisert, som også vil føre til at likevektsberegningen vil øke i omfang og vanskelighetsgrad. Hovedprinsippet for analysen vil likevel være det samme ved å beregne stabiliserende og drivende krefter, for deretter å sammenligne disse. [3, s. 233]



Figur 8: Illustrasjon av stabiliserende og drivende krefter ved enkel likevektsberegning. [3, s. 225]

I følge Eurokode 7 NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 [23], den gjeldende Europeiske standarden for prosjektreing, kreves det at alle stabilitetsanalyser skal utføres etter partialfaktormetoden. Denne metoden medfører bruk av partialfaktorer for materialer og laster, i stedet for en enkelt sikkerhetsfaktor. [24, s. 14] Retningslinjene for fastsetting av de partialfaktorene er beskrevet i Eurokode 7. I tillegg er faktorene gitt i tillegg A i tabell A.3 og A.4. [24, s. 16]. Metoden går ut på at man inkluderer partialfaktorer til hvert enkelt last- og styrkeelement. [3, s. 234] Videre beregninger baseres på følgende formler: [24, s. 16]

F_d = dimensjonerende last

F_k = karakteristisk last

γ_f = partialfaktor for last

$$F_d = F_k * \gamma_f \quad (1)$$

M_d = dimensjonerende styrke

M_k = karakteristisk styrke

γ_m = materialfaktor

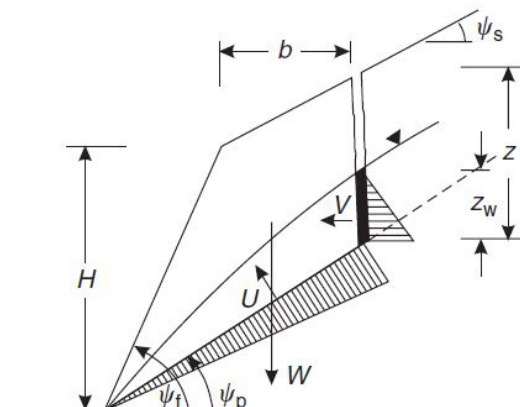
$$M_d = \frac{M_k}{\gamma_m} \quad (2)$$

Ved bruk av partialfaktormetoden er stabiliteten akseptabel dersom $M_d > F_d$. Det vil si at de stabiliserende kreftene er større enn de drivende kreftene. [24, s. 16]

Parameterne som partialfaktorene inkluderes i er vekt av potensiell rasmasse (W), vanntrykk (U og V), og jordskjelvbeklastningen (F_α), som representerer karakteristiske laster, F_k . Mens tangens til den aktive friksjonsvinkelen ($\tan\phi_d$), representerer karakteristisk styrke, M_k . [25, s. 33]

Grunnen til at det er ønskelig å benytte partialfaktormetoden er at denne metoden i større grad tar hensyn til eventuelle feilkilder i inngangsparametrene. I tillegg gir denne metoden bedre oversikt og kontroll over beregningene, samt at det finnes standarder for å estimere faktorer og krav til stabiliteten. [25, s. 33]

De stabiliserende og drivende kreftene i figur 9 kan beregnes ved hjelp av følgende formler ved bruk av partialfaktormetoden: [5, s. 131-132]



Figur 9: Eksempelskjæring ved bruk av partialfaktormetoden. [5, s. 131]

W = tyngden til den potensielle rasmassen

U = vanntrykk fra glideplan

V = vanntrykk fra tensjonssprekk

ψ_p = helningsvinkel for potensielt utglidingsplan

ϕ_a = aktiv friksjonsvinkel

F_α = jordskjelvbeklastning

Parametrene som benyttes i formel 3 og 4 er multiplisert med partialfaktorer gitt i Eurokode 7 [23] for å dimensjonere for eventuelle feilkilder i inngangsparametrene. De dimensjonerte inngangsparametrene markeres med "d". Formelene 3 og 4 benyttes for å finne stabiliserende og drivende krefter. [25, s. 33.1- 33.15]

$$F_{stab} = (W_d * \cos\psi_p - U_d - V_d * \sin\psi_p - F_{\alpha d} * \sin\psi_p) * \frac{\tan\phi_a}{\gamma_m} \quad (3)$$

$$F_{driv} = (W_d * \sin\psi_p + V_d * \cos\psi_p + F_{\alpha d} * \cos\psi_p) \quad (4)$$

Bruk av likevektsberegninger har både fordeler og ulemper. Fordelene med metoden er blant annet [3, s. 235]:

- Enkel og oversiktlig.
- Gir en rask vurdering.
- Fordelaktig med tanke på etterberegning av tidligere ras. Dette kan gi relevant informasjon om friksjonsegenskapene til et utglidningsplan, som igjen gir et sterkere grunnlag for stabilitetsanalyser.

Ulempene med likevektsberegning kan derimot være [3, s. 235]:

- Det forutsettes at utglidningen skjer langs et plant og klart definert glideplan.
- Det antas like materialeegenskaper i hele fjellskjæringen.
- Det forutsettes at det oppstår brudd samtidig langs hele glideplanet som fører til ras.
- Påvirkningen av eventuell skråningskurvatur blir oversett, da analysen vanligvis er todimensjonal.
- Faktorer som er tidsavhengige, som for eksempel kryp, blir normalt ikke tatt hensyn til.
- Det forutsettes at spenningsbildet er normalt og at det ikke opptrer tektoniske spenninger.

En av de mest kritiske svakhetene med likevektsberegning er at analysen ikke tar høyde for spenninger og eventuelle deformasjoner i bergmassen. Dette kan for eksempel føre til åpning av sprekker, og derfor også endringer i drenerings- og stabilitetsforholdene. Det at metoden ikke tar hensyn til eventuell progressiv utvikling av bruddplan er en annen stor ulempe. Progressiv utvikling av brudd skjer ved at bruddet opptrer som en kjedereaksjon etter at skjærfastheten har blitt overskredet i et lite område i fjellskjæringen. Bruddutviklingen vil deretter foregå ved at spenningene som oppstår som et resultat av det første bruddet øker i bergmassen rundt, og dermed vil nye brudd kunne forekomme. [3, s. 235-236]

2.4.3 Inngangsparametre ved likevektsberegning

Blokkens vekt

W representerer vekten av den potensielle rasmassen. Parameteren framkommer ved å benytte bergartens tyngdetetthet og rasmassens geometri.

Vanntrykk

Vanntrykket på det potensielle glideplanet og i tensjonssprekken er kritisk for stabiliteten. På grunn av vannet i sprekkene påføres det et trykk på sprekkveggene som er lik vannets romvekt multiplisert med høyden vannet vil stige fra sprekken til overflaten, det såkalte sprekkvannstrykket, U . Dette trykket motvirker normalspenningen og reduserer skjærfastheten. [5, s. 133-136]

I tensjonssprekker eller andre steiltstående sprekker reduserer vanntrykket stabiliteten ved at det øker de drivende kreftene for utglidning. Dette gjennom parameteren V . [5, 133-136]

Andre viktige momenter rundt vanntrykk er at det reduserer bergartsstryken, kan gi økt svelletrykk og frostsprengning. I tillegg kan vanntrykk føre til utvasking og forvitring. [5, s. 133-136]

Skjæringsvinkler

ψ_f representerer skjæringens nedre skjæringsvinkel, mens ψ_p representerer glideplanets fallfinkel.

Seismisk aktivitet

Stabiliteten kan i stor grad bli påvirket av seismisk aktivitet eller jordskjelvbeklastning, og ved likevektsberegning med partialfaktormetoden tas det høyde for dette med parameteren F_α .

F_α = jordskjelvbeklastning

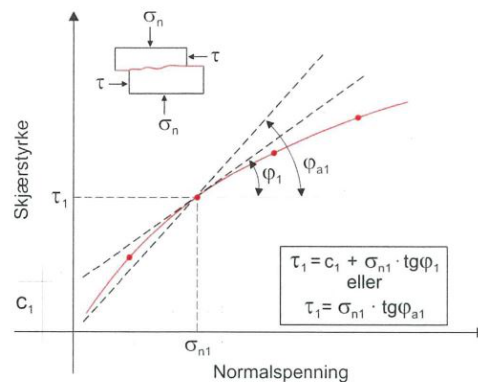
α = seismisk akselerasjon

W = tyngden til den potensielle rasmassen

$$F_\alpha = W \times \alpha \quad (5)$$

Sprekkefriksjon

Store og små ujevnheter utgjør diskontinuiteter i bergmassen. Det oppstår en ikke-lineær sammenheng mellom skjærstyrke og normalspenning. Dette som følge av utvidelse i skjærretning og/eller avskjæring av disse ujevnhetene. Resultatet av dette er ofte lave normalspenninger ved høy friksjonsvinkel. [26, s. 11] Figur 10 illustrerer sammenhengen mellom skjærstyrke og normalspenning.



Figur 10: Definisjon av friksjonsvinkel, kohesjon og aktiv friksjonsvinkel. [3, s. 45]

Når skjærfastheten, τ , og normalspenningen, σ_n , er bestemt kan den aktive friksjonsvinkelen finnes ut fra en av følgende formler [26, s. 12-13]:

$$\phi_a = JRC \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \phi_r \quad \phi_a = \tan^{-1} \left(\frac{\tau}{\sigma_n} \right) \quad (6)$$

2.4.4 Stabilitetsanalyse av kile

For ytterligere å undersøke stabiliteten til en kile kan det også benyttes en metode for omfattende kileanalyse beskrevet i Appendix III i boka Rock slope Engineering av Duncan C. Wyllie og Christopher W. Mah. [5, s. 398] Denne metoden gir en sikkerhetsfaktor, FS, for utglidning. Analysen tar hensyn til kilens dimensjoner og form, kohesjon og friksjonsvinkler på glideplanene, vanntrykk og en rekke ytre krefter. De ytre kreftene det blir tatt hensyn til inkluderer bevegelser i grunnen som følge av jordskjelvbeklastning, eventuelle boltekrefter og eksterne laster som påføres på kilen. En antagelse som ligger til grunn for analysen er at alle kreftene virker gjennom kilens tyngdepunkt, slik at moment ikke oppstår. [5, s. 398]

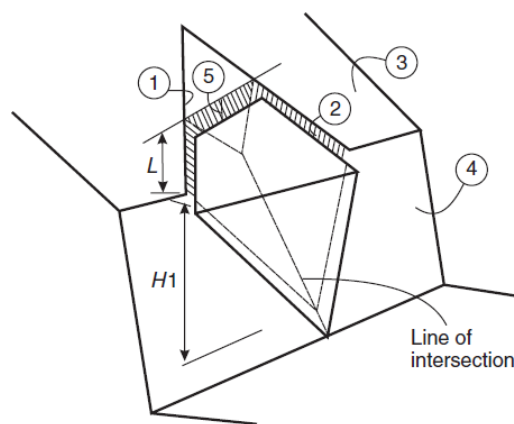
Under følger en beskrivelse av alle komponentene som inngår i analysen [5, s. 173-174]:

- Kileform - formen på kilen er definert av fem plan:
 - De to glideplanene gir plan 1 og 2.
 - Det øvre skjæringsplanet gir plan 3.
 - Veggen til skjæringen gir plan 4.
 - Tensjonssprekken gir plan 5.

Se figur 11 for illustrasjon av de ulike planene. Orienteringen til planene blir definert ved hjelp av fall og fallretning.

- Kilens dimensjoner - dimensjonene til kilen er definert av de to lengdene H_1 og L . H_1 er den vertikale høyden mellom bunnpunktet til kilen, og det øverste punktet til kilekanten på siden hvor glideplan 1 befinner seg. L er avstanden fra tensjonssprekken og fram til kilekanten også på siden hvor glideplan 1 befinner seg.
- Kilevekten - orienteringen av de fem planene og de to dimensjonene, H_1 og L brukes til å beregne volumet av kilen. Vekten bestemmes deretter ved å benytte tyngdetettheten til bergarten, γ_r .
- Vanntrykk - dersom det antas at tensjonssprekken er fylt med vann og at vannet strømmer til sprekkene under de to glideplanene vil det oppstå et trekantet vanntrykk på planene 1, 2 og 5. Vanntrykket, ρ , på bunnen av tensjonssprekken er lik $h_5 \times \gamma_w$, hvor h_5 er den gjennomsnittlige vertikale dybden under toppen av tensjonssprekken. Kreftene på grunn av vanntrykket, U_1 , U_2 og U_5 , beregnes ved å integrere arealene av henholdsvis plan 1, 2 og 5.

- Skjærstyrker - glideplan 1 og 2 kan ha forskjellig skjærstyrke avhengig av kohesjon, c , og friksjonsvinkel, ϕ . Skjærmotstanden beregnes ved å multiplisere kohesjonen med arealet av glideplanet og legge til produktet av normalspenningen og friksjonsvinkelen.
- Eksterne krefter - eventuelle eksterne krefter som virker på kilen er definert av deres størrelse og orientering. Et eksempel på en ekstern kraft kan være kraften som representerer jordskjelvbelastning, altså seismiske bakkebevegelser.
- Boltkrefter - dersom det er montert bolter for å stabilisere kilen, regnes disse som eksterne krefter.



Figur 11: Skisse som illustrerer de ulike planene på kilen. [5, s. 173]

Løsningen av denne stabilitetsanalysen tillater følgende forhold:

- Plasseringsbytte av plan 1 og 2.
- Muligheten for at et av planene overlapper et annet plan.
- En situasjon med overheng i fjellskjæringen hvor toppen av kilen ligger forran skråningsfoten. I dette tilfellet vil $\eta = -1$.
- Muligheten for at kilen ikke har kontakt med et eller flere plan.

I Appendix III er det nevnt 3 formler for beregning av sikkerhetsfaktor ved bruk av denne analysen. [5, s. 403] Dette kommer av at beregningen avhenger av om det er kontakt mellom kilen, glideplan 1 og glideplan 2. Dersom kilen ikke har kontakt med hverken plan 1 eller 2 vil sikkerhetsfaktoren, FS , være lik 0.

Beregningene medfører en omfattende prosess med mange faktorer og formler. Inngangsparametrene som er nødvendige for å utføre beregningene er som følger: [5, s. 400]

- Fall, ψ , og fallretning, α , for hvert av de fem planene.
- Kilehøyden, $H1$.
- Avstanden fra tensjonssprekken og fram til kilekanten, L .
- Kohesjonen på hvert glideplan, c .
- Friksjonsvinkel for glideplanene, ϕ .
- Bergartens tyngdetetthet, γ_r , og vannets tyngdetetthet, γ_w .

Kilens sikkerhetsfaktor beregnes ved følgende formel: [5, s. 403]

$$FS = \left(\frac{Q}{S} \right) \quad (7)$$

2.4.5 Andre analyser

Empiriske analyser

Empiriske analyser er metoder som tar utgangspunkt i studier av eksisterende skjæringer og/eller naturlige skråninger for å analysere skjæringsstabiliteten. Slike metoder står for de enkleste formene for stabilitetsanalyse. Empiriske metoder er best egnet som foreløpige oppstartsanalyser i et prosjekt. En forutsetning for slike analyser er at de geologiske forholdene er store nok i de områdene som skal sammenlignes. [3, s. 231]

Numeriske analyser

Numeriske analyser har som mål å danne en oversikt over spenningsbildet i en bergmasse. Spenninger i bergmassene kan ofte ha vesentlig betydning for stabiliteten av høye og bratte fjell-skjæringer. En numerisk analyse tar utgangspunkt i at skjæringsmodellen blir delt inn i elementer i bestemt størrelse. I samsvar med tidligere utførte målinger blir hvert av elementene gitt materialtekniske egenskaper som for eksempel bergartsstyrke, densitet og elastisitetsmodul. [3, s. 236]

Fysiske modeller

Fysiske modeller kan i noen sammenhenger være gunstig å anvende, dette kan blant annet være i tilknytning til studier av utrasingsmekanismer eller for analyse av dannelsen av flodbølger på grunn av utrasing. I dag har numeriske analyser i stor grad erstattet fysiske modeller i arbeidet med slike analyser. [3, s. 231]

2.5 Sikringsmetoder

Sikring i ustabile områder gjøres enten ved å fjerne det ustabile partiet eller ved å sikre partiet slik at det oppnås tilstrekkelig sikkerhet mot utfall. Rensk og spyling er metoder som vil fjerne det ustabile partiet, mens bruk av nett, bolter eller sprøytebetong er brukt til sikring. Ved valg av sikringsmetode er det viktig å ta hensyn til om metoden vil løse stabilitetsproblemet uten å skape nye ustabile bergmasser. [24, s. 38] De mest vanlige sikringsmetodene som benyttes i fjellskjæringer er:

- Rensk og spyling
- Fjellbolting
- Nett og bånd
- Sprøytebetong

2.5.1 Rensk og spyling

Rensk ved hjelp av spett kan karakteriseres som den enkleste og rimeligste formen for fjellsikring og benyttes ofte i tilfeller hvor det er helt avløste steinblokker eller bergpartier. Denne metoden egner seg for ustabile partier med begrenset størrelse da den drivende kraften er basert på muskelstyrke hos sikringspersonellet. En slik utførelse krever erfaring fra utførende personell, da metoden er avhengig av tungt håndarbeid. Graden av vanskelighet kan variere med alt fra store blokker og bergpartier som krever innsikt om bruddmekanismer, til små steinblokker som lett lar seg renske ned. Er blokkene av betydelig størrelse kan det for eksempel benyttes luftputer i stedet for renskespett, som er en betydelig kraftigere metode for rensk. [24, s. 38-41]

2.5.2 Fjellbolting

I langt tid har fjellbolting blitt brukt som støtte i fjellskjæringer for å øke stabiliteten. Fjellbolting anses å være en rask, økonomisk og praktisk sikringsmetode. For sikring av fjellskjæringer er bolting det mest anvendte sikringstiltaket. Bolting er også mest vanlig for sikring av tunneler, bergrom, byggegropser og fundamentforsterkning på fjell i forbindelse med broer, kaier og dammer.

Sikringsmetoden reduserer bevegelse i fjellet ved at det tvinges til å støtte seg selv, da bolten binder sammen diskonuiteter, fraktureringer og lagdelinger i fjellet. I tillegg til styrking og stabilisering av samlede bergmasser har bolting en markant effekt på stivheten til fjellet. Gjennom en friksjons- og/eller suspensjonseffekt, forsterker bolter bergmassene, og er derfor godkjent for bruk i alle typer bergarter. [27]

Det skilles mellom sporadisk og systematisk bolting. Ved sporadisk bolting sikres ustabile enkeltblokker. Ved systematisk bolting følges et planlagt forhåndsbestemt mønster som er basert på geologiske forhold. [27]

Vanligvis består fjellbolter av en stålstang med et anker i den ene enden og en plate med mutter på andre siden. Ankeret kan være mekanisk eller kjemisk. Lengden av borehullet bolten blir injisert i skal være minst 100 mm lengre enn selve bolten. Det vil hindre sikringen fra å løsne når den er tvunget mot hullets ende. Etter installasjonen vil ankeret bli sittende fast. For å øke ankerkraften kan mutteren stammes slik at løse masser tvinges til kilen. Dersom det oppstår et gap mellom borehullsveggene og bolten kan det fylles med sement eller harpiks for å unngå grunnvannstrømning som kan skade bolten. En av de største årsakene til feilbolting er på grunn av rustdannelse eller korrosjon i bolten som følge av grunnvann. [8, s. 9]

Figur 12 viser bolting i fjellskjæring.



Figur 12: Bolting med teleskoptruck i fjellskjæring. (Foto: M. H. Hansen)

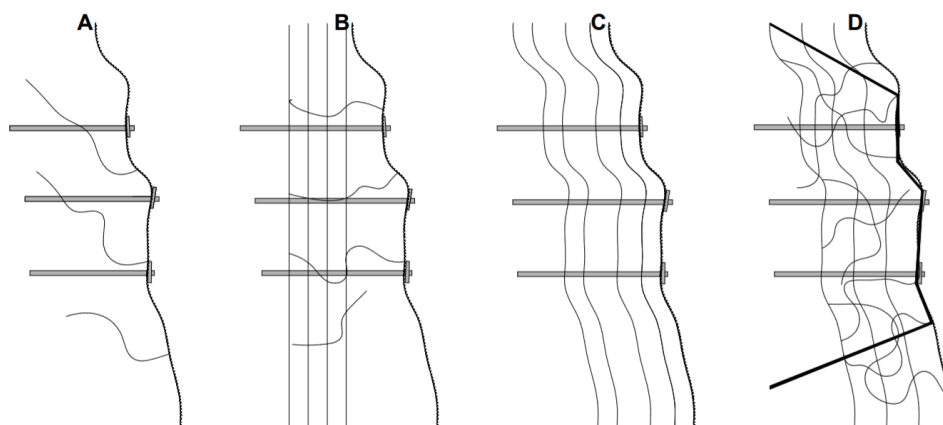
Fjellbolting er en vellykket sikringsmetode i en rekke geologiske og geotekniske forhold, da boltens hovedfunksjon er å binde sammen brutte bergarter. [28, s. 16] Nedenfor beskrives de fire grunnleggende mekanismene for fjellbolting. Figur 13 illustrerer de grunnleggende mekanismene for fjellbolting.

A) Kontroll av overflate - I fast fjell som i hovedsak er selvstøttende kan sprekker og ustabilitet skape løse blokker i overflaten. Boltens funksjon blir da å forhindre at lokale blokker faller ut og det er ofte tilstrekkelig å benyttes korte enkle bolter. [29]

B) Suspensjon - I mange fjellskjæringer kan fjellet være lagdelt der det ytterste laget er svakt, mens laget under i stor grad er selvbærende. Uten ekstra støtte kan det ytterste laget falle ut. I en slik situasjon kan bolter binde det svake laget til det solide laget. Boltene vil da holde det ustabile laget fast ved hjelp av spenningene fra det solide laget. [29]

C) Bjelkebygging - Ofte er det vanlig at selvbærende lag ikke er innenfor rekkevidde, og boltene må derfor bindes sammen ved hjelp av en "bjelke". Både vertikale og horisontale bevegelser i lagdelingen reduseres ved bolting gjennom lagene. Boltene påføres spenning slik at lagene blir tvunget sammen. [29]

D) Supplerende støtte - I svært svake fjellskjæringer med store spenninger vil bolting noen ganger ikke være tilstrekkelig. I slike tilfeller kan kabelbolter eller kabeltrekk være nødvendig for å bære vektbelastningen av det svake fjellet. [29]



Figur 13: Viser de fire grunnleggende mekanismene for fjellbolting.
(Illustrasjon av M. H. Hansen tegnet i ArchiCAD)

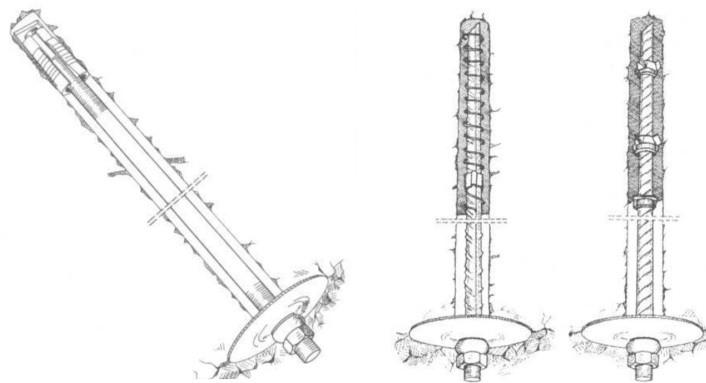
De forskjellige boltetyperne er kategorisert i tre hovedgrupper etter deres funksjon. De tre gruppene er [30, s. 348-352]:

- Endeforankrede bolter
- Fullt innstøpte bolter
- Kombinasjonsbolter

Endeforankrede bolter

Endeforankrede bolter er ofte brukt ved behov for øyeblikkelig sikring og for å øke innspenningen i fjellet. Med en forspenning av boltene vil det danne høyere friksjon på sprekkene og det vil gi fjellet høyere fasthet. Forspente bolter betegnes som aktive bolter. Har fjellet høyt bergtrykk, såkalt sprakeberg eller store deformasjoner blir ofte endeforankrede bolter brukt. [6, s. 11-15]

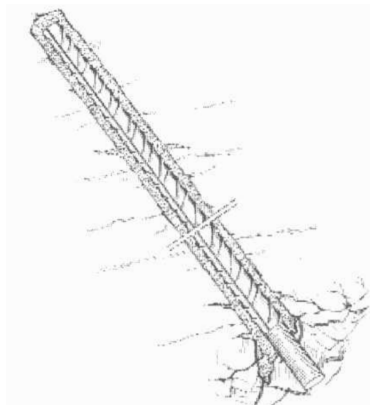
Endeforankrede bolter finnes som ekspansjonsbolter og polyesterforankrede bolter. Ekspansjonsbolten brukes vanligvis på middels hardt fjell når det er behov for øyeblikkelig sikring og innspenning av fjellet. Polyesterforankrede bolter brukes både i harde og myke bergarter, og kan anvendes i noe oppsprukket fjell. [6, s. 11-15] Figur 14 viser skisse av to typer endeforankrede bolter.



Figur 14: Til venstre er det skissert en ekspansjonsbolt, mens de to boltene til høyre er eksempler på polyesterforankrede bolter. [6]

Fullt innstøpte bolter

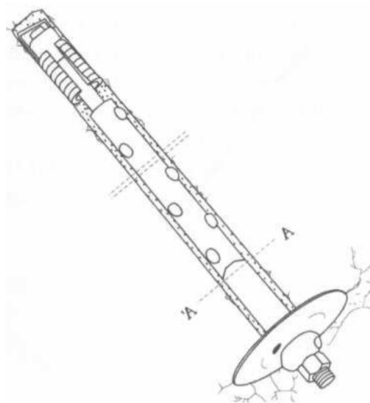
Fullt innstøpte bolter som ikke er forspent kan benyttes ved de fleste fjellforhold, men blir hovedsaklig brukt til ettersikring og systematisk bolting for å øke stabiliteten i fjellet. Dette er et passivt sikringsystem der boltene først blir satt i funksjon når fjellet deformeres og gir tøyninger i boltene. [6, s. 16-20] Boltene fungerer som en armering av berget som har muligheter for å ta opp strekk og skjærkrefter. [24, s. 44] Figur 15 viser skisse av en fullt innstøpt bolt.



Figur 15: Skisse av fullt innstøpt bolt. [6]

Kombinasjonsbolter

Kombinasjonsbolter benyttes til øyeblikkelig, midlertidlig og permanent sikring. Denne typen bolt kan brukes ved de fleste fjellforhold, unntaket er ved store deformasjoner som for eksempel sprakeberg. [24, s. 45] NC-bolt er en type kombinasjonsbolt som blir mye brukt da den er svært anvendbar. Den kan benyttes både når øyeblikkelig og varig sikring er påkrevd. [6, s. 20-23] Figur 16 viser skisse av en kombinasjonsbolt.



Figur 16: Skisse av kombinasjonsbolt. [6]

2.5.3 Nett og bånd

Nett benyttes på alt fra skjæringsflater med småfallent, oppsprukket berg til naturlige fjellskrenter og urmasser med til dels store og løse steinblokker. Hovedsaklig brukes følgende typer nett [24, s. 46-48]:

- Flettverksnett
- Steinsprangnett
- Wirenett/Stålringnett
- Forsterket steinsprangnett med vaier

Flettverksnett

Fletteverksnett er et finmasket nett og egner seg til sikring av småfallent berg i skjæringer og skrenter. Det kan også benyttes som innernett til for eksempel wirenett for å hindre at småstein går gjennom. Flettverksnett er fleksibelt og tilpasser seg formen på fjelloverflaten. Ulempen er at nettet er sårbart for trådbrudd, da dette lett fører til at nettet rakner grunnet de enkeltvunnede maskene. [24, s. 47]

Steinsprangnett

Dette nettet egner seg godt for sikring mot mindre steinsprang, samtidig er det også gunstig med tanke på sikring mot isdannelser i fjellskjæringer. Maskene i et steinsprangnett er dobbeltbunnede. Dette gjør at nettet ikke rakner ved lokale trådbrudd grunnet belastning fra eventuelle nedfall. Det monteres en gjennomgående wire i nedre kant av steinsprangnettet for å gi en forsterket avslutning. Eventuelle nedfall av steinblokker kan enkelt fjernes ved å trekke ut wiren. [24, s. 48]

Wirenett

Wirenett, også kalt stålringnett, brukes der det kreves at nettet skal stå imot store belastninger fra større steinblokker. Det er typisk brukt ved for eksempel ustabile urmasser og ustabile enkeltblokker, eller grupper av enkeltblokker som det er en viss risiko å bore og montere bolter i. [24, s. 47-48]

Fjellbånd

Fjellbånd benyttes blant annet der det er behov for en kombinasjon mellom fjellbolter og -bånd. På den måten kan antall bolter minskes, da nettet kan gjøre mye av jobben. Båndene kan også brukes som arbeidssikring i forbindelse med sikring av meget ustabile steinblokker som det kan være risikofylt å bore gjennom. Ofte spennes fjellbåndene over fronten på den ustabile blokken og festes med korte festebolter i intakt berg på hver side. [24, s. 48-49]

2.5.4 Sprøytebetong

I skjæringer der det kan forekomme forvitring og/eller meget løst berg er sprøytebetong godt egnet. Her er det vanlig å bruke sprøytebetong tilsatt stålfiber eller polymer makrofiber. Ved bruk av sprøytebetong er det viktig å bore dreneringshull for å unngå vanntrykk og motvirke frostsprengning. Fjelloverflaten påføres sprøytebetong i et 8 - 10 cm tykt lag. I enkelte tilfeller kan sprøytebetongen forankres til berget med bolter i et bestemt mønster. [24, s. 49]

3 Metode

For å kunne gjennomføre en stabilitetsvurdering og eventuelt utarbeide en sikringsplan for skjæringen i Roald Amundsens vei har det blitt utført flere felt- og laboratorieundersøkelser. I tillegg er det gjort beregninger og analyser av stabiliteten på bakgrunn av denne informasjonen. Figur 17 viser et oversiktsbilde av den aktuelle fjellskjæringen i Roald Amundsens vei.

Det ble gjennomført et intervju med professor i ingeniørgeologi, Bjørn Nilsen, ved Institutt for geovitenskap og petroleum ved NTNU. Professor Bjørn Nilsen har lang faglig erfaring angående oppgavens problemstilling. Han kom med nyttig informasjon og gode råd for det videre arbeidet med oppgaven. Da gruppen presenterete metoden som var tiltenkt for stabilitetsberegning av den antatt ustabile kilen, kom Nilsen med forslag om en metode som er mer egent for den aktuelle situasjonen. Likevel foreslo han å utføre begge analysene, for så å kunne sammenligne resultatene. På grunnlag av dette valgte gruppen å gjøre likevektsberegninger med partialfaktormetoden som tiltenkt, og i tillegg gjennomføre en mer omfattende stabilitetsanalyse av kilen. Vedlagt finnes et sammendrag fra intervjuet med professor Bjørn Nilsen, vedlegg A.



Figur 17: Oversiktsbilde av fjellskjæringen i Roald Amundsens vei.
(Foto: A. E. Hollen)

3.1 Feltundersøkelser

Feltarbeidet utgjorde til sammen 4 dager. Feltundersøkelsene ble gjort i flere omganger der det først ble observert og tatt bilder for videre planlegging. Deretter ble ulike tester og undersøkelser gjennomført, samt innhenting av prøvemateriell til laboratorieundersøkelser. Sikkerheten ble hele tiden ivaretatt og ingen uønskede hendelser oppstod. Synlighetstøy og hjelm ble alltid benyttet.

Sprekkeflater og diskontinuiteter som kan ha innvirkning på stabiliteten har vært viktig å kartlegge. Det ble spesielt fokusert på en kileformet steinblokk som ble ansett som ustabil, og en stor del av de videre analysene tar for seg denne.

3.1.1 Diskontinuiteter og sprekkeflater

Studieområdet strekker seg over et relativt lite område. Det ble utført en kartlegging av alle synlige diskontinuiteter der dette lot seg gjøre på en sikker måte. Sprekkeflatenes strøk, fall og fallretning ble registrert ved hjelp av et geologisk kompass. Figur 18 viser gjennomføring av strøk- og fallmåling. Det ble tatt målinger i forbindelse med kilen og ellers spredt langs hele skjæringen. På grunn av hensyn til sikkerhet ble det ikke foretatt målinger av alle planene rundt kilen. Dette kreves ved beregning av kilens stabilitet, og det ble derfor antatt verdier ut fra målinger på tilsvarende plan i skjæringen.



Figur 18: Gjennomfører strøk- og fallmålinger. (Foto: M. H. Hansen)

3.1.2 Schmidt-hammer

Bruk av Schmidt-hammer gir rask og enkel måling av bergets overflatehardhet, og er mye brukt for å estimere de mekaniske egenskapene til en bergmasse. [31] I denne oppgaven blir Schmidt-hammermålingene brukt til å finne faktorene R og r som videre brukes til å estimere residual friksjonsvinkel, ϕ_r . Faktorene R og r er Schmidt-hammerverdiene til henholdsvis uforvitret berg og forvitrede sprekkeflater. [32] I tillegg brukes Schmidt-hammermålingene til å estimere UCS-verdien.

Schmidt-hammeren består av et fjærbelastet stempel. Når hammeren blir presset ortogonalt mot en overflate vil fjæren slå stempelet mot overflaten. Stempelets støthøyde anses å være en indeks for overflatehardheten. En del av stempelets slagkraft vil gå over til energi i form av varme og lyd. Den gjenværende energien som blir reflektert, representerer hardheten til overflaten, også kalt Schmidt-hardhet. Desto hardere overflaten er, jo mindre blir impulsen, altså mindre arbeid eller energitap. Dette fører til et større tilbakeslag. Tilbakeslaget leses deretter av fra en skala på siden av Schmidt-hammeren.[31]

Det finnes to typer Schmidt-hammere, type L og N, som har forskjellige nivåer med slagkraft da de brukes til ulike formål. I følge produsenten av Schmidt-hammerne som var tilgjengelig, Proceq [33], er type N hovedsaklig egnet for bruk på betong, mens type L bør benyttes ved bestemmelse av hardheten til bergmasser.

I arbeidet med målingene fra Schmidt-hammeren ble det i en forskningsartikkel [34] funnet en konverteringsformel for å konvertere N-målinger til L-målinger. Dette ved å benytte følgende konverteringsformler gitt i artikkelen:

R_N = Schmidt-hammerverdi for type N

R_L = Schmidt-hammerverdi for type L

ρ = densitet.

$$R_N = 1.0646R_L + 6.3673 \rightarrow R_L = \frac{R_N}{1.0646} - 5.981 \quad (8)$$

Etter konverteringen av verdiene brukes formelen under for å finne UCS-verdien:

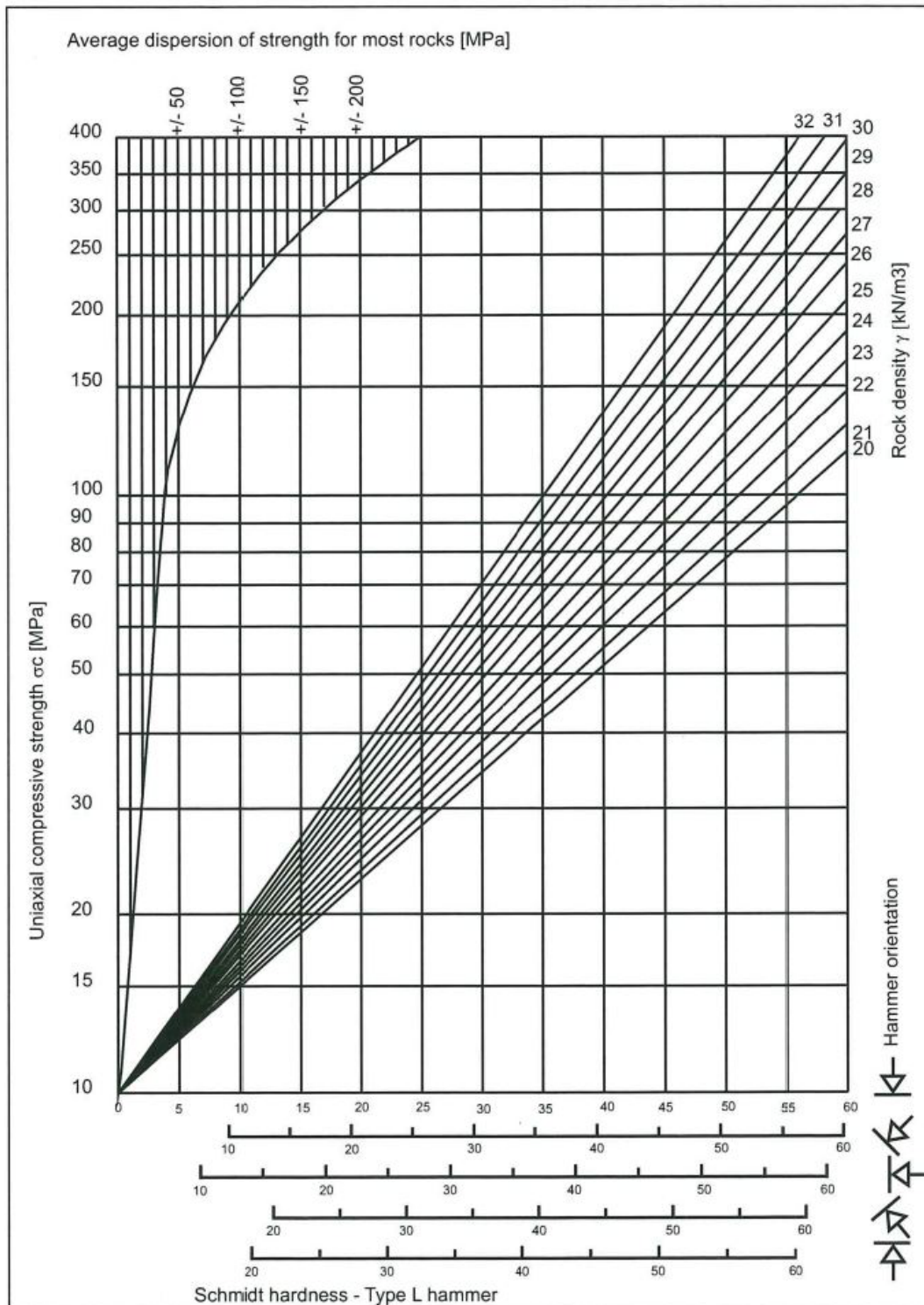
$$UCS = 12.74(0.02 \times R_L \times \rho) \quad (9)$$

Med anbefaling fra professor Bjørn Nilsen ble det gjort målinger både med Schmidt-hammertype N og L for å kontrollere konverteringsformelen. I forskningsartikkelen er det ikke presisert på hvilke typer bergarter man kan benytte formelen. Det var derfor ønskelig med verdier fra begge Schmidt-hammertypene for å kunne etterprøve formelen for bergarten i den aktuelle skjæringen.

I henhold til ISRM-standarden [35] skal det utføres minst 20 målinger på en representativ bergoverflate, og Schmidt-hardheten beregnes som middelveien av de 10 høyeste målte verdiene. [7] De laveste målingene utelukkes da de kan være påvirket av feilkilder og andre faktorer som ikke reflekterer den gjeldende hardheten til bergoverflaten. Feil bruk av Schmidt-hammeren som bruk på små ujevnheter og lokalt skadet berg, samt tett lagdeling eller bombberg er feilkilder som kan føre til lave verdier. [32] Vanligvis er det mulig å høre at stampelet treffer løst berg, dersom dette oppdages må verdiene kasseres og målingene utføres på nytt i et annet målepunkt. Det samme gjelder dersom det blir gjort målinger som gir usannsynlige lave verdier. [7, s. 13]

Før målingene bør det utføres en kalibrering som beskrevet av Schmidt-hammerens produsent. En slik kalibrering ble utført av overingeniør Gunnar Vistnes før gruppen overtok Schmidt-hammeren for bruk i felt.

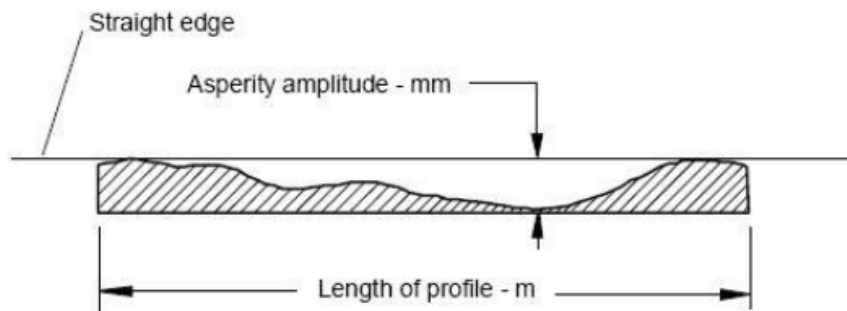
Ved måling i felt bør avstanden mellom målepunktene separeres med en avstand som minimum er lik stampelets diameter. Verdiene fra målingene med type L kan konverteres til et estimat av trykkfasthet, basert på et diagram utviklet av Deere og Miller (1966). Dette diagrammet blir altså brukt for omregning av Schmidt-hardhet til enaksial trykkstyrke, UCS. [7, s. 12] Schmidt-hammermålingene utføres her vinkelrett på bergoverflaten. Årsaken til at hammerretningen må tas i betraktning er at tilbakeslaget varierer ut fra hammerens vinkel mot bergoverflaten. I diagrammet må man også benytte bergartens densitet. Diagrammet vises i figur 19.



Figur 19: Estimering av UCS-verdi basert på Schmidt-hammermålinger.
 [7, s. 18]

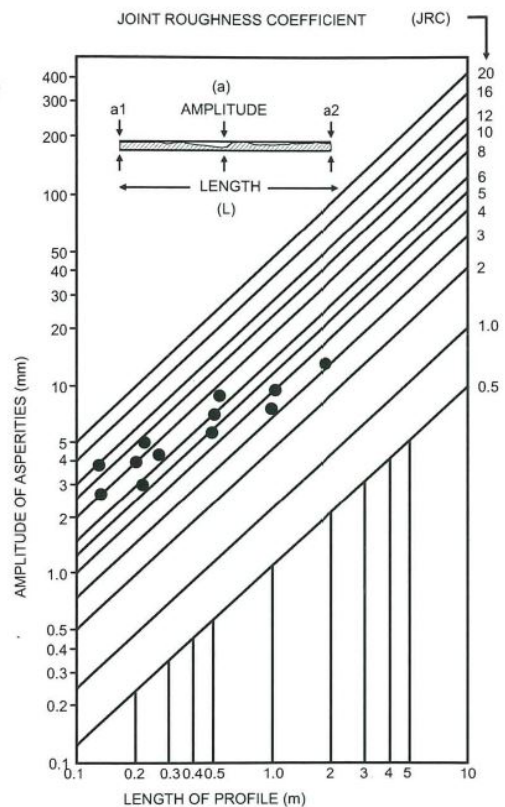
3.1.3 a/L-metoden

Ved å bruke a/L-metoden finner man et mål for ruheten til en bergoverflate, kalt JRC. Denne verdien finnes ved å benytte diagrammet vist i figur 21. JRC-verdien kan også fortelle noe om skjærfastheten til diskontinuiteter i skjæringen. a/L-metoden er en enkel feltmetode der det benyttes en rett stav med kjent lengde, L , som legges på bergoverflaten. Ved hjelp av staven og et måleredskap måles avstanden, a , mellom bergoverflaten og staven ved flere punkter. En skisse av utførelsen er vist i figur 20. Gjennomsnittet av disse målingene gir a-verdien som benyttes i diagrammet. [8]



Figur 20: Skisse av utførelse med a/L-metoden. [8]

Det er anbefalt å måle ruheter i flere retninger, både langs strøk- og fallretningen, i tillegg til 45° på fallretningen. [36] I studier gjennomført av Kveldsvik, Nilsen, Einstein, og Nadium [37] argumenteres det for at forskjellen i ruheten mellom de ulike retningene er små. Det er derfor valgt å utføre ruhetsmålinger kun i fallretningen. Det finnes også andre metoder for å undersøke JRC-verdien, blant annet ved tilt-forøsk, push-test og ruhetsprofil. Dette er metoder som er anbefalt å bruke av Barton for estimering av JRC [36]. Grøneng og Nilsen [7, s. 9] har anbefalt a/L-metoden som den normale metoden ved NTNU, og det er derfor denne metoden som benyttes i denne oppgaven.



Figur 21: Estimering av JRC-verdi basert på målinger med a/L-metoden. [7, s. 10]

3.2 Laboratorieundersøkelser

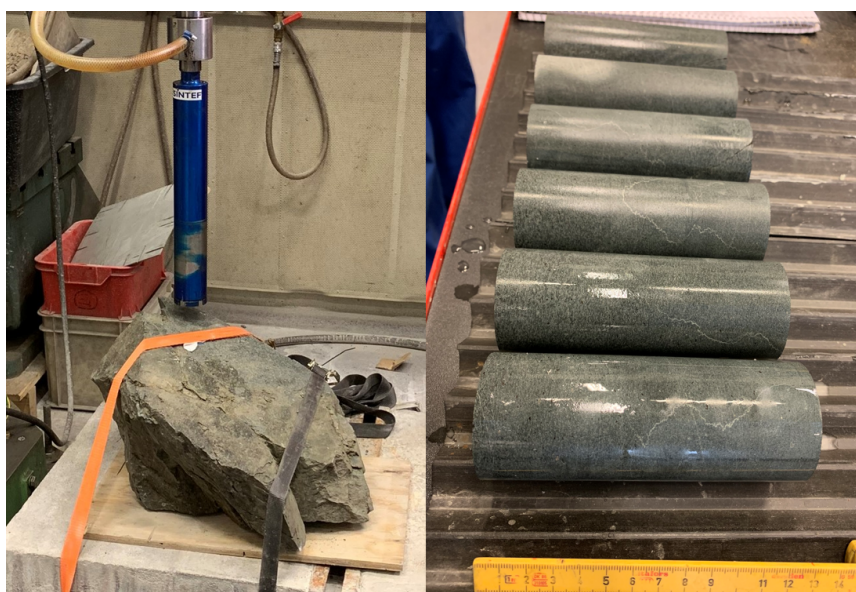
Det har blitt gjennomført utvalgte laboratorieundersøkelser av steinblokken som ble hentet fra studieområdet. Samtlige laboratorieundersøkelser er gjennomført ved ingeniørgeologisk og bergmekanisk laboratorie ved Institutt for geovitenskap og petroleum ved NTNU. Tabell 1 viser hvilke forsøk som har blitt gjennomført og hvilke standarder som er fulgt.

Boring av kjerneprøver	
Enaksial trykkforsøk	ISRM-standard: ISRM (1979b) [12]
Tiltforsøk	ISRM-standard: ISRM (2018) [35]
Densitet av bergart	ISRM-standard: ISRM (1979b) [12]

Tabell 1: Oversikt over forsøk utført på laboratoriet og hvilke standarder som er fulgt.

3.2.1 Klargjøring av prøvemateriale

Fra studieområdet ble det hentet ut en steinblokk som lå ved veikanten, denne er vist i figur 22. Blokken har falt ut fra skjæringen og ble brukt som prøvemateriale til laboratorieundersøkelser. Etter klargjøring av prøvematerialet er det nødvendig å ha minst fem kjerneprøver tilgjengelig for videre testing. Med assistanse fra overingeniør Gunnar Vistnes ble ni sylinderkjerner boret ut av steinblokken og formet etter krav fra ISRM-standarden [12]. Kun fem av disse ni kjernene innfridde kravene og kunne dermed brukes videre i undersøkelsene.



Figur 22: Til venstre er steinblokken før boring av kjerner. Til høyre er ferdige utborede kjerner klar for testing. (Foto: M. H. Hansen)

3.2.2 Densitet og tyngdetetthet

Faktorer som inngår i denne oppgavens beregninger er den aktuelle bergartens densitet og tyngdetetthet. På laboratoriet måles enkelt kjerneprøvenes masse, lengde og diameter. Videre beregnes volumet, V , for hver kjerneprøve ved å benytte formel nummer 10 for volum av sylinder.

$$V = \pi r^2 l \text{ [m}^3\text{]} \quad (10)$$

Når kjerneprøvenes masse og volum er kjent regnes densiteten, ρ , ut ved formel nummer 11 for hver av prøvene. Deretter kan tyngdetettheten beregnes ut fra formel 12. Tabell 2 viser en oversikt over kjerneprøvenes gjennomsnitt som benyttes i videre beregninger.

Bergartens densitet:

$$\rho = \frac{m}{V} = \frac{m}{(d/2)^2 \times \pi \times l} \left[\frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right] \quad (11)$$

γ_r = bergartens tyngdetetthet

g = tyngdeakselerasjon = $9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$

Bergartens tyngdetetthet:

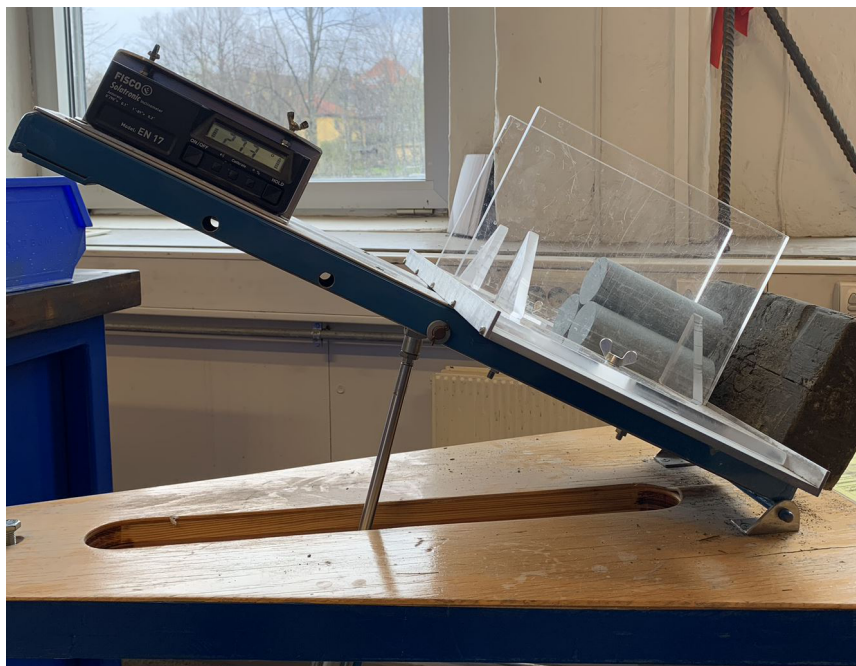
$$\gamma_r = \rho * g \left[\frac{\text{N}}{\text{m}^3} \right] \quad (12)$$

	Gjennomsnitt
Diameter, d [m]	0,04991
Lengde, l [m]	0,12728
Masse, m [m]	0,75122
Volum, V [m³]	0,00024897
Densitet, ρ [$\frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$]	3017,325
Tyngdetetthet, γ_r [$\frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$]	29,6

Tabell 2: Kjerneprøvenes gjennomsnittsverdier som benyttes i videre beregninger.

3.2.3 Tilt-forsøk

Tilt-forsøk er en test for å anslå skjærstyrken til en diskontinuitet under lav normalspenning, for videre å kunne estimere basis friksjonsvinkel, ϕ_b . Under intervjuet med professor Bjørn Nilsen fortalte han om en måte å utføre tilt-forsøket på. Utførelsen han foreslo ble valgt benyttet i denne oppgaven. Utførelsen går ut på å ta i bruk 3 av kjerneprøvene som ble boret ut av steinblokken. Disse blir lagt på tilt-apparatet som vist i figur 23. Ved hjelp av en hydraulisk pumpe tiltes apparatet opp til en vinkel hvor den øverste kjernen begynner å gli. Tiltingen stoppes manuelt når den øverste kjernen begynner å bevege seg. Vinkelen på apparatet registreres av et inclinometer som har en nøyaktighet på 0,1 grader [7, s. 7-8]. Forsøket skal utføres slik at hver av kjernene ligger på topp og tiltes fem ganger. Ved hjelp av en omregningsfaktor gitt i ISRM-standarden beregnes basis friksjonsvinkel, ϕ_b , som medianen av de fem målingene der omregningsfaktoren er tatt i betraktning. [35] Gjennomsnittsverdien for alle målingene gir basis friksjonsvinkel som skal benyttes i beregningene.



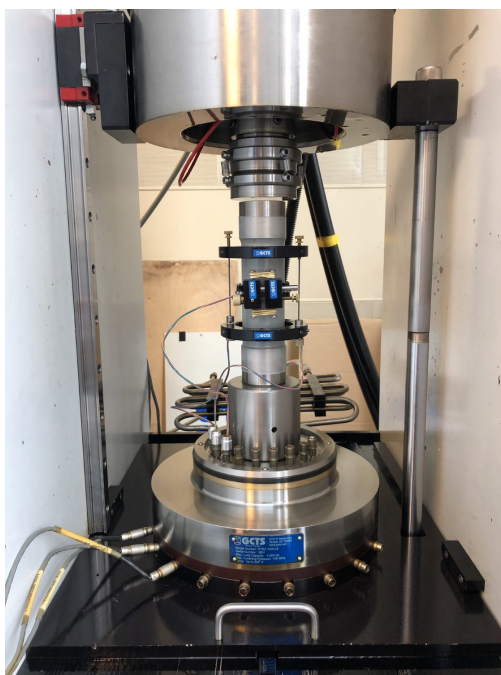
Figur 23: Tilt-forsøkkapparat på laboratoriet ved Institutt for geovitenskap og petroleum. (Foto: M. H. Hansen)

3.2.4 Enaksialt trykkforsøk

Enaksialt trykkforsøk er en metode for måling av en bergarts styrke, og er den mest brukte metoden for bestemmelse av en bergarts mekaniske egenskaper. Resultatet av forsøket vil være avhengig av noen forhåndsbedingungen som vil ha innvirkning på måleresultatet: [3, s. 16-17]

- Prøvestykkets vanninnhold
- Lengde-/diameterforholdet
- Friksjonsforholdene mellom prøvestykkets endeflater og lastflater

I tillegg vil pålastningshastigheten virke inn på resultatet. For prøvestykker med kort lengde i forhold til diameter, vil bruddutviklingen i stor grad påvirkes av kontakt med lastflatene. Lastflatenes stivhet vil motvirke at endeflatene på prøvestykket får en utvidelse til sidene, og på den måten føre til en ekstra last vinkelrett inn mot hovedlasten. Dette kan skje selv med plane og parallelle endeflater, og vil muligens gi et resultat med skrå bruddflater som tangerer omkretsen av den ene eller begge endeflatene. For å redusere friksjonen mellom prøvestykkets endeflater og lastflater, legges det enten et mykt mellomlag, eller påsmøres fett, grafitt eller tilsvarende. Imidlertid kan et mellomlag lett bli skvist ut og smøremidlet kan trenge inn i bergarten. Begge tilfellene vil påvirke måleresultatet. [3, s. 17]



Figur 24: Enaksialt trykkforsøk på laboratoriet ved Institutt for geovitenskap og petroleum. (Foto: A. E. Hollen)

Som vist på figur 24 påfører et hydraulisk stempel last på prøvestykket med konstant spenningsøkning. [38] For best mulig resultat brukes lengde-/diameterforhold på 2,5 og lastflater med lik diameter som prøvestykket. [3, s. 17] Prøvestykkenes kvalitet er spesielt viktig for et nøyaktig resultat. Dette oppnås med glatte og plane overflater, og for et optimalt resultat benyttes helt tørre prøver. [38]

Figur 25 viser hvordan kjerneprøvene så ut etter de hadde gått til brudd under trykkforsøket.



Figur 25: Kjerneprøvene etter utført enaksialt trykkforsøk. (Foto: A. Søyseth)

3.3 Analyser

For å analysere stabiliteten til den antatt ustabile kilen og ellers i fjellskjæringen er det valgt å utføre følgende analyser:

- Stereografisk og kinematisk analyse
- Likevektsberegning med partialfaktormetoden
- Stabilitetsanalyse av kile med beregning av sikkerhetsfaktor

For å kunne benytte likevektsberegning med partialfaktormetoden i dette tilfellet velges det et todimensjonalt snitt i kilen, som representerer det minst gunstige snittet for stabiliteten. Videre beregning tar for seg stabilitetsanalyse av hele kilen med en tredimensjonal fremstilling, som gir et mer helhetlig bilde av situasjonen. Grunnen til at det velges å utføre begge analysene, er for å undersøke hvor stor betydning de to analysemetodene har for resultatet av en stabilitetsvurdering.

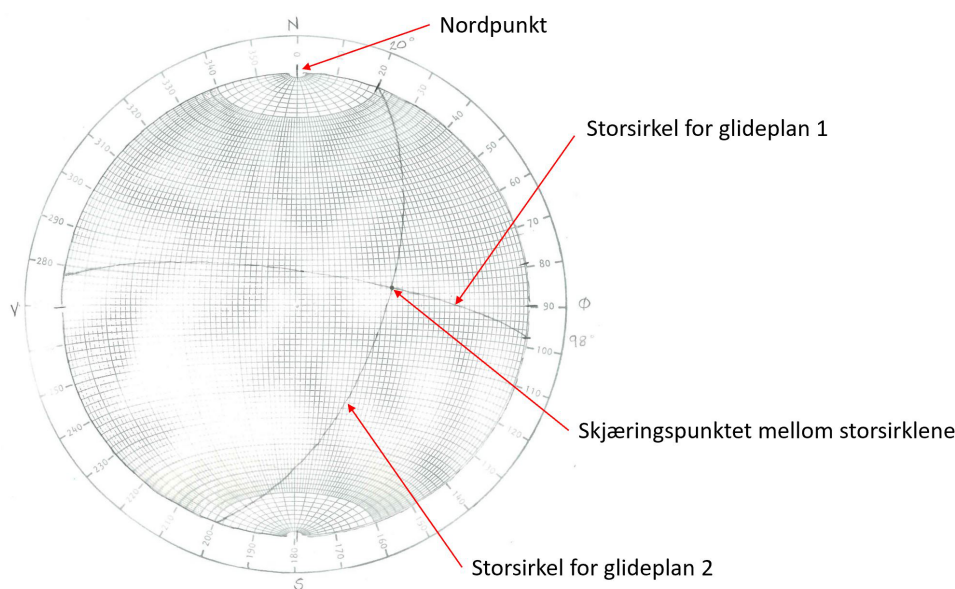
3.3.1 Stereografisk og kinematisk analyse

I denne oppgaven blir det benyttet en stereografisk analyse for å beregne kilens fallretning. Denne representeres av skjæringslinjen mellom kilens to glideplanen. Ved håndtegning av stereografiske projeksjoner er den vanligste prosedyren å plassere et tracing-papir over et stereonett, for deretter å tegne inn planene på tracing-papiret. Hvert plan representeres av en storsirkel og plottes på bakgrunn av strøk- og fallmålinger. Metoden ved plotting av storsirklene til de aktuelle planene krever at tracing-papiret kan roteres over stereonettet. Det blir derfor plassert en tegnestift i midtpunktet på baksiden av stereonettet, slik at kurvene kan plottes uten at tracing-papiret forflytter seg i forhold til stereonettet under. [5, s. 29]

Plotting av en storsirkel på stereonettet utføres ved at man først tegner inn stereonettes omkrets på tracingpapiret og markerer nordpunktet. Strøkretningen til planet markeres så på tracingpapiret ved å lese av antall grader som representerer strøket fra nord, med klokka, rundt omkretsen. Denne posisjonen markeres på nettets omkrets. Videre dreies tracing-papiret om midtpunktet slik at den markerte posisjonen for strøket ligger på nettets nordpunkt. Deretter måles planets fallvinkel fra omkretsen av sirkelen og inn mot sentrum, hvor det markeres et punkt. Storsirkelen tegnes da inn ved å følge kurven punktet ligger på, ut til omkretsen av nettet. Til slutt dreies tracing-papiret tilbake slik at nordmerket på tracing-papiret sammenfaller med nordmerket på stereonettet. [5, s. 33]

I tilfellet med kilen i denne oppgaven skal det konstrueres to storsirkler, en for hvert av de to glideplanene. Skjæringslinjen mellom de to planene kan da finnes i krysningspunktet mellom de to storsirklene. Denne skjæringslinjens fall og fallretning gir informasjon om hvilken retning kilen mest sannsynlig vil skli ut.

Skjæringspunktet mellom de to storsirklene markeres på tracing-papiret og papiret roteres slik at dette punktet ligger på øst-vest akse til stereonetet. Skjæringslinjens fall finnes da ved å måle opp antall grader fra omkretsen av sirkelen og inn mot det markerte skjæringspunktet. Etter at denne målingen er gjort markeres det et nytt punkt på sirkelens omkrets, horisontalt ut fra skjæringspunktet. Tracing-papiret roteres tilbake slik at nordpunktene på tracing-papiret og stereonetet sammenfaller. Fallvinkelen måles deretter ved å måle opp antall grader fra nord, med klokken, hvor det siste inntegnede punktet befinner seg. Dette gir fallvinkelen til skjæringslinja. [5, s. 34] Figur 26 viser metoden for håndtegning av stereonet.



Figur 26: Oversikt over storsirkler og skjæringspunkt i stereonet.

Det finnes også dataprogrammer som blant annet DIPS 7.0 fra RocScience [39] som kan benyttes for fremstilling av stereografiske projeksjoner. Slike programmer er praktiske, men håndtegning gir bedre forståelse rundt utarbeidelsen av stereografiske projeksjoner. I denne oppgaven er det derfor valgt å utføre en stereografisk projeksjon av kilen for hånd. I tillegg utføres det en stereografisk projeksjon av hele skjæringen i form av en kinematisk analyse ved hjelp av DIPS 7.0. I dette programmet benyttes strøk- og fallmålinger fra hele skjæringen. Den kinematisk analysen viser sprekkeplanenes orientering og gir informasjon om hvilken retning det er størst sannsynlighet for utglidning.

3.3.2 Likevektsberegning med partialfaktormetoden

Ved bruk av dataprogrammet RocPlane 3.0 fra RocScience [40] utføres det en deterministisk likevektsanalyse. Fordelen med å bruke et slikt program for å utføre analysen av den gjeldende situasjonen er på grunn av at geometrien til blokken er vanskelig å bergene for hånd. Ved beregning i programmet gis det bedre mulighet for å tilpasse modellen til de reelle forholdene i skjæringen. I tillegg har det blitt valgt å utføre en manuell bergening for å sammenligne resultatene.

RocPlane 3.0 er et interaktivt verktøy for stabilitetsanalyse av blokker i fjellskjæringer hvor det kan oppstå planutglidning. Modeller kan visualiseres både to- og tredimensjonalt og gir detaljerte analyseresultater. I programmet er det mulig å sette inn alle parametrene som benyttes i manuell beregning, og enda flere. Når ønsket modell er laget beregner RocPlane 3.0 ut sikkerhetsfaktoren til blokken. [40]

Under samtale med professor Bjørn Nilsen anbefalte han å utføre en forenklet analyse av den antatt ustabile kilen. Dette på grunn av kilens utfordrende geometri, som medfører svært kompliserte likevektsberegninger. Det ble derfor valgt å ta utgangspunkt i et todimensjonalt snitt i kilen som representerer det minst gunstige snittet for stabiliteten. Snittet som er valgt vises i figur 27.



Figur 27: Viser hvordan snittet plasseres for å forenkle regningen. (Foto: A. Søyseth)

Ved likevektsberegning med partialfaktormetoden benyttes som nevnt tidligere de to formlene som følger under. I dette kapitlet er det utført beregninger der parameterne som inngår i disse to formlene blir beskrevet og regnet ut. For at stabiliteten i skjæringen skal være ivaretatt må $F_{stab} > F_{driv}$.

$$F_{stab} = (W_d \cos \psi_p - U_d - V_d \sin \psi_p - F_{\alpha d} \sin \psi_p) \times \frac{\tan \phi_a}{\gamma_m}$$

$$F_{driv} = W_d \sin \psi_p + V_d \cos \psi_p + F_{\alpha d} \cos \psi_p$$

Ut fra målinger gjort i felt og på laboratoriet er det kommet frem til følgende inngangsparametre for skjæringen:

Skjæringshøyde: $H = 4,90 \text{ m}$

Bredde: $b = 0,65 \text{ m}$

Nedre skjæringsvinkel: $\psi_f = 89^\circ$

Fallvinkel glideplan: $\psi_p = 30^\circ$

Øvre skjæringsvinkel: $\psi_s = 0^\circ$

Bergartens tyngdetetthet: $\gamma_r = 29,6 \frac{kN}{m^3}$

Vannets tyngdetetthet: $\gamma_w = 10 \frac{kN}{m^3}$

Ved det minst gunstige tilfellet vil høyden av vannet i tensjonssprekken, z_w , være lik tensjonssprekkens dybde, z . Dybden av tensjonssprekken beregnes ved:

$$z = z_w = H \left(1 - \frac{\tan \psi_p}{\tan \psi_f} \right) [m] \quad (13)$$

$$z = z_w = 4,9 \text{ m} \left(1 - \frac{\tan 30^\circ}{\tan 89^\circ} \right) = \underline{4,85 \text{ m}}$$

Lengden av glideplanet er gitt ved:

$$L = \frac{b + \frac{H}{\tan \psi_f}}{\cos \psi_p} [m] \quad (14)$$

$$L = \frac{0,65 \text{ m} + \frac{4,9 \text{ m}}{\tan 89^\circ}}{\cos 30^\circ} = \underline{0,85 \text{ m}}$$

Blokkens vekt

Vekten av blokken, W , beregnes ut fra geometrien i snittet der γ_r er tyngdetettheten til bergarten:

$$W = \gamma_r \left((1 - \cos\psi_f \tan\psi_p)(bH + \frac{1}{2}H^2 \operatorname{cosec}\psi_f) + \frac{1}{2}b^2(\tan\psi_s - \tan\psi_p) \right) \left[\frac{kN}{m} \right] \quad (15)$$

$$\begin{aligned} W &= 29,6 \frac{kN}{m^3} \times ((1 - \cos 89^\circ \times \tan 30^\circ)(0,65 \text{ m} \times 4,9 \text{ m} + \frac{1}{2} \times (4,9 \text{ m})^2 \times \frac{1}{\sin 89^\circ} \\ &\quad + \frac{1}{2} \times (0,65 \text{ m})^2 (\tan 0^\circ - \tan 30^\circ)) \\ W &= \underline{\underline{441,57 \frac{kN}{m}}} \end{aligned}$$

Vanntrykk

Vanntrykket fra tensjonssprekken beregnes ut fra tensjonssprekkens høyde og vannets tyngdetetthet:

$$V = \frac{1}{2} \gamma_w z_w^2 \left[\frac{kN}{m} \right] \quad (16)$$

$$V = \frac{1}{2} \times 10 \frac{kN}{m^3} \times (4,85 \text{ m})^2 = \underline{\underline{117,61 \frac{kN}{m}}}$$

Vanntrykket fra glideplanet er gitt ved følgende formel:

$$U = \frac{1}{2} \gamma_w z_w (H + b \times \tan\psi_s - z) \operatorname{cosec}\psi_p \left[\frac{kN}{m} \right] \quad (17)$$

$$U = \frac{1}{2} \times 10 \frac{kN}{m^3} \times 4,85 \text{ m} (4,9 \text{ m} + 0,65 \text{ m} \times \tan 0^\circ - 4,85 \text{ m}) \frac{1}{\sin 30^\circ} = \underline{\underline{2,43 \frac{kN}{m}}}$$

Seismisk aktivitet

Verdiene for å finne seismisk aktivitet er hentet fra Eurocode 8 [9]. Verdien for aktuelt område kan leses av kartet på figur 28 som viser seismiske soner for gjentaksintervall de siste 475 år i sørlige deler av Norge.

Kartet viser at studieområdet ligger nært kota for berggrunnens akselerasjon $A_{g40Hz} = 0,4 \text{ m/s}^2$.

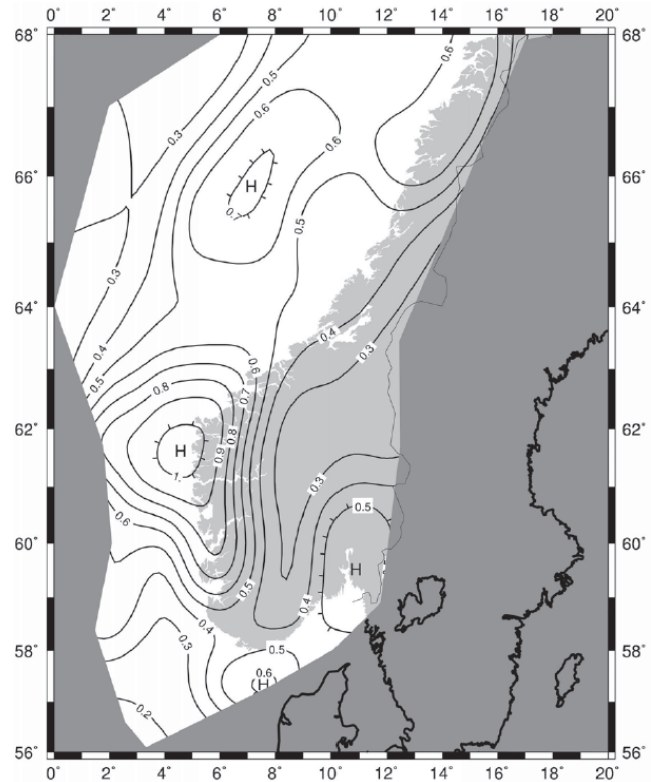
F_a = jordskjelvbeklastning

α = seismisk akselerasjon

W = tyngden til den potensielle rasmassen

g = tyngdeakselerasjon

a_{g40Hz} = spissverdien for berggrunnens akselerasjon



Figur 28: Viser soner for berggrunnens akselerasjon i Norge. [9]

$$F_{\alpha} = m \times a_{g40Hz} \quad (18)$$

$$\alpha = \frac{a_{g40Hz}}{g} := \frac{0,4 \text{ m/s}^2}{9,81 \text{ m/s}^2} = 0,04 \quad (19)$$

$$F_{\alpha} = W \times \alpha \left[\frac{kN}{m} \right] \quad (20)$$

$$F_a = 441,57 \frac{kN}{m} \times 0,04 = 17,6628 \frac{kN}{m} \approx \underline{\underline{17,66 \frac{kN}{m}}}$$

Sprekkefriksjon

Aktiv friksjonsvinkel, ϕ_a , fremkommer ved å se nærmere på sprekkfriksjonen i fjellskjæringen.

Barton-Bandis kriteriet er en empirisk formel som vanligvis brukes for å beregne en sprekkeflates skjærstyrke. Inngangsparametre i dette kriteriet er: [7, s. 5]

- JRC: sprekkeruhetskoeffisient
- R og r: enaksial skjærstyrke målt ved hjelp av Schmidt-hammer
- UCS: enaksial skjærstyrke
- ϕ_r : residual friksjonsvinkel basert på tiltforsøk
- ϕ_b : basis friksjonsvinkel

For å bestemme basis friksjonsvinkel, ϕ_b , benyttes tiltforsøk som er beskrevet tidligere under kapittel 3.2.3.

Normalt ligger basis friksjonsvinkel rundt 30° , men her spiller mineralinnholdet inn. Ved tilfeller der sprekkeflaten er uforvitret, vil ϕ_r være lik ϕ_b . Hvis sprekkeflaten derimot er forvitret, beregnes ϕ_r ut fra Schmidt-hammerverdien for sprekkeflaten, R , og for uforvitret berg, r , med følgende formel [26, s. 13]:

$$\phi_r = (\phi_b - 20) + \left(20 \times \frac{r}{R}\right) \quad (21)$$

$$\phi_r = (31,96^\circ - 20^\circ) + \left(20^\circ \times \frac{50,1}{49,6}\right) = 32,16161^\circ$$

Barton-Bandis empiriske formel for å beregne en sprekkeflates skjærstyrke, τ , er [3]:

$$\tau = \sigma_n * \tan \left[JRC \times \log \left(\frac{UCS}{\sigma_n} \right) + \phi_r \right] \left[\frac{kN}{m^2} \right] \quad (22)$$

En parameter som inngår i Barton-Bandis empiriske formel er normalspenningen, σ_n . Denne er gitt ved følgende formel:

$$\sigma_n = \frac{W \cos \psi_p - U - V \sin \psi_p - F_\alpha \sin \psi_p}{L} \left[\frac{kN}{m^2} \right] \quad (23)$$

$$\sigma_n = \frac{441,57 \frac{kN}{m} \times \cos 30^\circ - 2,43 \frac{kN}{m} - 117,61 \frac{kN}{m} \times \sin 30^\circ - 17,42 \frac{kN}{m} \times \sin 30^\circ}{0,85 \text{ m}} = \underline{\underline{367,60687 \frac{kN}{m^2}}}$$

$$\tau = 367,60687 \frac{kN}{m^2} \times \tan \left[7,6 \times \log \left(\frac{220\,000 \frac{kN}{m^2}}{367,60687 \frac{kN}{m^2}} \right) + 32,16161^\circ \right] = \underline{\underline{492,59201 \frac{kN}{m^2}}}$$

Når skjærfastheten, τ , og normalspenningen, σ_n , er bestemt kan den aktive friksjonvinkelen, ϕ_a , beregnes ut fra en av følgende formler:

$$\phi_a = JRC \log_{10} \left(\frac{UCS}{\sigma_n} \right) + \phi_r \quad (24)$$

$$\phi_a = \tan^{-1} \left(\frac{\tau}{\sigma_n} \right) \quad (25)$$

$$\phi_a = \tan^{-1} \left(\frac{492,59201 \frac{kN}{m^2}}{367,60687 \frac{kN}{m^2}} \right) = \underline{53,26711^\circ}$$

Tabell 3 viser partialfaktorene som skal benyttes i beregningene og er gitt i Eurokode 7 [23].

Vekt av ustabil blokk, W_d	$\gamma_f = 1,0$	= 441,57 kN/m
Vanntrykk langs tensjonssprekk, V_d	$\gamma_f = 1,0$	= 117,61 kN/m
Vanntrykk fra glideplanet, U_d	$\gamma_f = 1,0$	= 2,43 kN/m
Jordskjelvbelastning, $F_{\alpha d}$	$\gamma_f = 1,3$	= 22,96 kN/m
Karakteristisk styrke, $\tan\phi_a$	$\gamma_m = 1,25$	

Tabell 3: Oversikt over partialfaktorer og dimensjonerende verdier.

Når partialfaktorene er multiplisert med de aktuelle parametrene anses de som dimensjonerende verdier. Til slutt i likevektsberegningen beregnes summen av de stabiliserende kreftene, F_{stab} , og summen av de drivende kreftene, F_{driv} , for deretter å kunne avgjøre om kilen er stabil. [25, s. 33.1- 33.15.]

$$F_{stab} = (W_d \cos\psi_p - U_d - V_d \sin\psi_p - F_{\alpha d} \sin\psi_p) \times \frac{\tan\phi_a}{\gamma_m} \left[\frac{kN}{m} \right] \quad (26)$$

$$F_{driv} = W_d \sin\psi_p + V_d \cos\psi_p + F_{\alpha d} \cos\psi_p \left[\frac{kN}{m} \right] \quad (27)$$

$$F_{stab} = \left(441,57 \frac{kN}{m} \times \cos 30^\circ - 2,43 \frac{kN}{m} - 117,61 \frac{kN}{m} \times \sin 30^\circ - 22,96 \frac{kN}{m} \times \sin 30^\circ \right) \times \frac{1,33999}{1,25}$$

$$F_{stab} = \underline{\underline{331,99146 \frac{kN}{m}}}$$

$$F_{driv} = 441,57 \frac{kN}{m} \times \sin 30^\circ + 117,61 \frac{kN}{m} \times \cos 30^\circ + 22,96 \frac{kN}{m} \times \cos 30^\circ$$

$$F_{driv} = \underline{\underline{342,52219 \frac{kN}{m}}}$$



Figur 29: Viser kilen fra siden med overheng. (Foto: A. Søyseth)

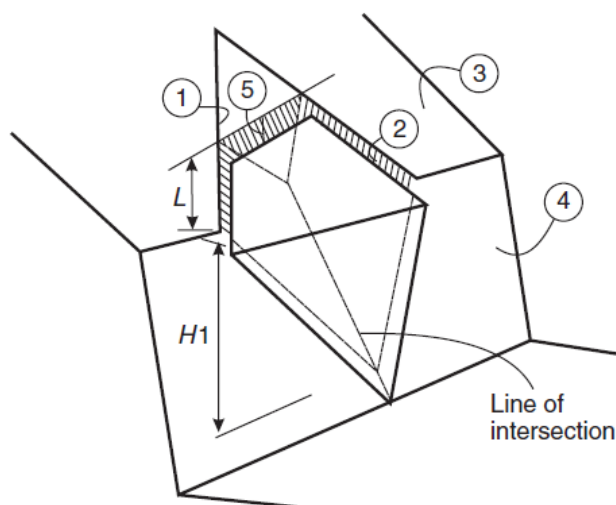
Den antatt ustabile kilen har som figur 29 viser overheng. Ved likevektsberegning med partialfaktormetoden er dette ikke tatt hensyn til.

3.3.3 Stabilitetsanalyse av kile

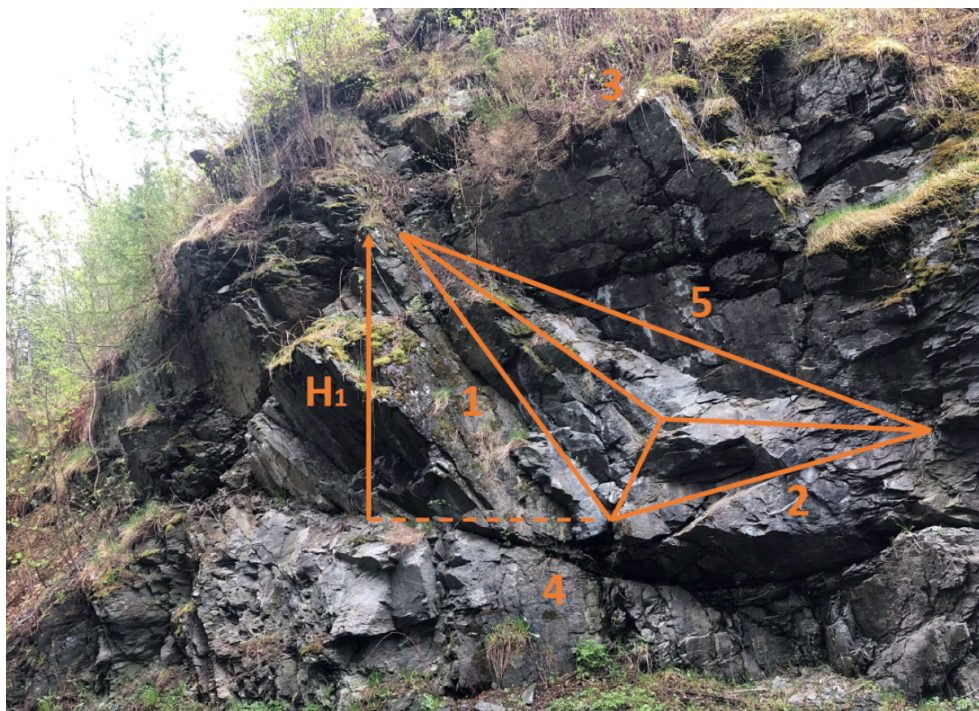
I følge Appendix III i boken Rock Slope Engineering [5, s. 398] utføres analysen ved hjelp av formlene i dette delkapittelet. Denne omfattende analysen inkluderer kilens geometri med dens fem plan, vanntrykk, skjærkrefter på de ulike glideplanene og eventuelle andre eksterne krefter. Kraftene som virker på kilen er definert som vektorer med gitt lengde og retning. Det antas at alle kreftene virker gjennom kilens tyngdepunkt og det vil derfor ikke oppstå moment. Dette medfører at det ikke vil forekomme rotasjon eller vendinger i beregningen. Inngangsparametere som benyttes er listet opp under.

Skjæringshøyde:	$H_1 = 4,9 \text{ m}$
Kilens dybde:	$L = 1,0 \text{ m}$
Kohesjon:	$c = 0$
Friksjonsvinkel:	$\phi = 31,96^\circ$
Bergartens tyngdetetthet:	$\gamma_r = 29,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
Vannets tyngdetetthet:	$\gamma_w = 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
Eventuell boltekraft:	$T = 0$
Eventuell ekstern kraft:	$E = 0$
Skjæringen har overheng:	$\eta = -1$

Figur 30 viser eksempel på en skissert kile. Det er i figur 31 illustrert hvordan de ulike planene vil opptre i det aktuelle tilfellet.



Figur 30: Viser en skisse av et eksempel på en kile. [5, s. 398]



Figur 31: Viser antatt form av kilen og hvilke plan som er tatt hensyn til.
(Foto: A. E. Hollen)

I tabell 4 er fall og fallretning for kilens fem plan presentert. Her kommer fallet for plan 4 og 5 ut som negative verdier på grunn av overheng i skjæringen.

ψ = fall

α = fallretning

Plan:	1	2	3	4	5
ψ	78°	30°	25°	-36°	-28°
α	8°	110°	110°	67°	67°

Tabell 4: Fall og fallretning for kilens fem plan.

Forklaring til symboler som blir benyttet i den følgende analysen:

\vec{a} = enhetsvektor normalt på plan 1

\vec{b} = enhetsvektor normalt på plan 2

\vec{d} = enhetsvektor normalt på plan 3

\vec{f} = enhetsvektor normalt på plan 4

\vec{f}_5 = enhetsvektor normalt på plan 5

\vec{g} = vektor med retnings langs skjæringslinjen til plan 1 og 4

\vec{g}_5 = vektor med retnings langs skjæringslinjen til plan 1 og 5

\vec{i} = vektor med retnings langs skjæringslinjen til plan 1 og 2

\vec{j} = vektor med retnings langs skjæringslinjen til plan 3 og 4

\vec{j}_5 = vektor med retnings langs skjæringslinjen til plan 3 og 5

\vec{k} = vektor i plan 2 som står normalt på \vec{i}

\vec{l} = vektor i plan 1 som står normalt på \vec{i}

R = lengden av vektor \vec{i}

G = kvadratroten av lengden til vektor \vec{g}

G_5 = kvadratroten av lengden til vektor \vec{g}_5

A_1, A_2 = arealet av glideplan 1 og 2

A_5 = arealet av tensjonssprekk (plan 5)

W = kilens vekt

V = vanntrykk på tensjonssprekk (plan 5)

U = gjennomsnittlig vanntrykk på plan 1 og 2

N_1, N_2 = effektive normalkrefter på plan 1 og 2

S = total skjærkraft på plan 1 og 2

Q = total skjærmotstand på plan 1 og 2

FS = sikkerhetsfaktor

Formler for komponenter av enhetsvektorene som står normalt på planene 1-5:

$$(a_x, a_y, a_z) = (\sin\psi_1 \sin\alpha_1, \sin\psi_1 \cos\alpha_1, \cos\psi_1) \quad (28)$$

$$(b_x, b_y, b_z) = (\sin\psi_2 \sin\alpha_2, \sin\psi_2 \cos\alpha_2, \cos\psi_2) \quad (29)$$

$$(d_x, d_y, d_z) = (\sin\psi_3 \sin\alpha_3, \sin\psi_3 \cos\alpha_3, \cos\psi_3) \quad (30)$$

$$(f_x, f_y, f_z) = (\sin\psi_4 \sin\alpha_4, \sin\psi_4 \cos\alpha_4, \cos\psi_4) \quad (31)$$

$$(f_{5_x}, f_{5_y}, f_{5_z}) = (\sin\psi_5 \sin\alpha_5, \sin\psi_5 \cos\alpha_5, \cos\psi_5) \quad (32)$$

I tilfellet med kilen i skjæringen i Roald Amundsens vei fås følgende komponenter av enhetsvektorene:

$$(a_x, a_y, a_z) = (\sin 78^\circ \sin 8^\circ, \sin 78^\circ \cos 8^\circ, \cos 78^\circ) = (0, 13613, 0, 96862, 0, 20791)$$

$$(b_x, b_y, b_z) = (\sin 30^\circ \sin 110^\circ, \sin 30^\circ \cos 110^\circ, \cos 30^\circ) = (0, 46985, -0, 17101, 0, 86603)$$

$$(d_x, d_y, d_z) = (\sin 25^\circ \sin 110^\circ, \sin 25^\circ \cos 110^\circ, \cos 25^\circ) = (0, 39713, -0, 14454, 0, 90631)$$

$$(f_x, f_y, f_z) = (\sin(-36^\circ) \sin 67^\circ, \sin(-36^\circ) \cos 67^\circ, \cos(-36^\circ)) = (-0, 54106, -0, 22967, 0, 80902)$$

$$(f_{5_x}, f_{5_y}, f_{5_z}) = (\sin(-28^\circ) \sin 67^\circ, \sin(-28^\circ) \cos 67^\circ, \cos(-28^\circ)) = (-0, 43215, -0, 18344, 0, 88295)$$

Komponenter av vektorer som går langs skjæringslinjene til de ulike planene:

$$(g_x, g_y, g_z) = (f_y a_z - f_z a_y), (f_z a_x - f_x a_z), (f_x a_y - f_y a_x) \quad (33)$$

$$(g_{5_x}, g_{5_y}, g_{5_z}) = (f_{5_y} a_z - f_{5_z} a_y), (f_{5_z} a_x - f_{5_x} a_z), (f_{5_x} a_y - f_{5_y} a_x) \quad (34)$$

$$(i_x, i_y, i_z) = (b_y a_z - b_z a_y), (b_z a_x - b_x a_z), (b_x a_y - b_y a_x) \quad (35)$$

$$(j_x, j_y, j_z) = (f_y d_z - f_z d_y), (f_z d_x - f_x d_z), (f_x d_y - f_y d_x) \quad (36)$$

$$(j_{5_x}, j_{5_y}, j_{5_z}) = (f_{5_y} d_z - f_{5_z} d_y), (f_{5_z} d_x - f_{5_x} d_z), (f_{5_x} d_y - f_{5_y} d_x) \quad (37)$$

$$(k_x, k_y, k_z) = (i_y b_z - i_z b_y), (i_z b_x - i_x b_z), (i_x b_y - i_y b_x) \quad (38)$$

$$(l_x, l_y, l_z) = (a_y i_z - a_z i_y), (a_z i_x - a_x i_z), (a_x i_y - a_y i_x) \quad (39)$$

På bakgrunn av formel nummer 33 - 39 beregnes deretter vektorene som går langs skjæringslinjene til de ulike planene som vist under:

$$(g_x, g_y, g_z) = (-0, 83138, 0, 22262, -0, 49282)$$

$$(g_{5_x}, g_{5_y}, g_{5_z}) = (-0, 89338, 0, 21004, -0, 39362)$$

$$(i_x, i_y, i_z) = (-0, 87441, 0, 02021, 0, 47839)$$

$$(j_x, j_y, j_z) = (-0, 09122, 0, 81165, 0, 16941)$$

$$(j_{5_x}, j_{5_y}, j_{5_z}) = (-0, 03863, 0, 74231, 0, 13531)$$

$$(k_x, k_y, k_z) = (-0, 09931, 0, 98204, 0, 14004)$$

$$(l_x, l_y, l_z) = (0, 45918, -0, 24692, 0, 84972)$$

Det må også regnes ut proporsjonale kombinasjoner som inngår i beregningene av sikkerhetsfaktoren til kilen. De proporsjonale kombinasjonene gir følgende parametre:

$$m = g_x d_x + g_y d_y + g_z d_z \quad m = -0, 80899 \quad (40)$$

$$m_5 = g_{5_x} d_x + g_{5_y} d_y + g_{5_z} d_z \quad m_5 = -0, 74189 \quad (41)$$

$$n = b_x j_x + b_y j_y + b_z j_z \quad n = -0, 03495 \quad (42)$$

$$n_5 = b_x j_{5_x} + b_y j_{5_y} + b_z j_{5_z} \quad n_5 = -0, 02791 \quad (43)$$

$$p = i_x d_x + i_y d_y + i_z d_z \quad p = 0, 08339 \quad (44)$$

$$q = b_x g_x + b_y g_y + b_z g_z \quad q = -0, 85549 \quad (45)$$

$$g_5 = b_x g_{5_x} + b_y g_{5_y} + b_z g_{5_z} \quad q_5 = -0, 79656 \quad (46)$$

$$r = a_x b_x + a_y b_y + a_z b_z \quad r = 0, 07837 \quad (47)$$

$$s_5 = a_x f_{5_x} + a_y f_{5_y} + a_z f_{5_z} \quad s_5 = -0, 05294 \quad (48)$$

$$v_5 = b_x f_{5_x} + b_y f_{5_y} + b_z f_{5_z} \quad v_5 = 0, 59300 \quad (49)$$

$$w_5 = i_x f_{5_x} + i_y f_{5_y} + i_z f_{5_z} \quad w_5 = 0, 79656 \quad (50)$$

$$\lambda = i_x g_x + i_y g_y + i_z g_z \quad \lambda = 0, 49571 \quad (51)$$

$$\lambda_5 = i_x g_{5_x} + i_y g_{5_y} + i_z g_{5_z} \quad \lambda_5 = 0, 59583 \quad (52)$$

$$\epsilon = f_x f_{5_x} + f_y f_{5_y} + f_z f_{5_z} \quad \epsilon = 0, 99027 \quad (53)$$

Diverse faktorer som inngår i de videre beregningene:

$$R = \sqrt{1 - r^2} \quad (54)$$

$$\rho = \frac{1}{R^2} \times \frac{nq}{|nq|} \quad (55)$$

$$\mu = \frac{1}{R^2} \times \frac{mq}{|mq|} \quad (56)$$

$$\nu = \frac{1}{R} \times \frac{p}{|p|} \quad (57)$$

$$G = g_x^2 + g_y^2 + g_z^2 \quad (58)$$

$$G_5 = g_{5_x}^2 + g_{5_y}^2 + g_{5_z}^2 \quad (59)$$

$$M = (Gp^2 - 2mp\lambda + m^2R^2)^{\frac{1}{2}} \quad (60)$$

$$M_5 = (G_5p^2 - 2m_5p\lambda_5 + m_5^2R^2)^{\frac{1}{2}} \quad (61)$$

$$h = \frac{H1}{|g_z|} \quad (62)$$

$$h_5 = \frac{Mh - |p|L}{M_5} \quad (63)$$

$$R = \sqrt{1 - 0,40753^2} = 0,76972$$

$$\rho = \frac{1}{0,76972^2} \times \frac{(-0,03495) \times (-0,85549)}{|0,03495 \times 0,85549|} = 1,68785$$

$$\mu = \frac{1}{0,76972^2} \times \frac{(-0,80899) \times (-0,85549)}{|0,80899 \times 0,85549|} = 1,68785$$

$$\nu = \frac{1}{0,76972} \times \frac{0,08339}{|0,08339|} = 1,29917$$

$$G = (-0,83138)^2 + 0,22262^2 + (-0,49282)^2 = 0,98362$$

$$G_5 = (-0,89338)^2 + 0,21004^2 + (-0,39362)^2 = 0,99718$$

$$M = (0,98362 \times 0,08339^2 - 2 \times (-0,80899) \times 0,08339 \times 0,49571 + (-0,80899)^2 \times 0,76972^2)^{\frac{1}{2}} \\ = 0,67932$$

$$M_5 = (0,99718 \times 0,08339^2 - 2 \times (-0,74189) \times 0,08339 \times 0,59583 + (-0,74189)^2 \times 0,76972^2)^{\frac{1}{2}} \\ = 0,63777$$

$$h = \frac{4,9}{|0,49282|} = 9,94278$$

$$h_5 = \frac{0,67932 \times 8,72530 - |0,08339| \times 1}{0,63777} = 9,16299$$

For å finne fall, ψ_i , og fallretningen, α_i , til skjæringslinjen mellom plan 1 og 2 benyttes formlene:

$$\psi_i = \arcsin(vi_z) \quad (64)$$

$$\alpha_i = \arctan\left(\frac{-vi_x}{-vi_y}\right) \quad (65)$$

$$\psi_i = \arcsin(1,29917 \times 0,47839) = 38,42648$$

$$\alpha_i = \arctan\left(\frac{-1,29917 \times (-0,87441)}{-1,29917 \times 0,02021}\right) = -88,67597$$

Når man har kommet til dette steget i beregningsprosessen må man kontrollere kilens geometri for å vurdere om beregningene kan fortsette. Dersom $pi_z < 0$ og/eller $nqi_z < 0$ kan man ikke betrakte den potensielle utglidningsmassen som kileformet, og analysemetoden kan derfor ikke benyttes.

$$pi_z < 0 : \quad 0,08339 \times 0,47839 < 0 \quad (66)$$

$$nqi_z < 0 : \quad (-0,03495) \times (-0,85549) \times 0,47839 < 0 \quad (67)$$

I dette tilfellet viser kontroll av kilens geometri at den potensielle utglidningsmassen er kileformet, og analysen kan dermed fortsette.

$$\epsilon\eta q_5 i_z < 0 : \quad 0,99027 \times (-1) \times (-0,79656) \times 0,47839 < 0 \quad (68)$$

$$h_5 < 0 : \quad 9,16299 < 0 \quad (69)$$

$$\left[\left[\frac{m_5 h_5}{m h} \right] \right] > 1 : \quad \left[\left[\frac{0,74189 \times 9,16299}{0,80899 \times 9,94278} \right] \right] > 1 \quad (70)$$

$$\left[\left[\frac{nq_5 m_5 h_5}{n_5 q m h} \right] \right] > 1 : \quad \left[\left[\frac{0,03495 \times 0,79656 \times 0,74189 \times 9,16299}{0,02791 \times 0,85549 \times 0,80899 \times 9,94278} \right] \right] > 1 \quad (71)$$

Dersom en eller flere av kriteriene over til venstre ikke oppfylles, vil ikke tensjonssprekken fungere på tiltenkt måte, og beregningsprosessen avsluttes. Kontrollen til høyre viser at parameterne oppfyller kriteriene og beregningen kan dermed fortsette.

Videre regner man ut areal og vekt av kilen på følgende måte:

$$A_1 = \frac{|mq|h^2| - |m_5q_5|h_5^2}{2|p|} [m^2] \quad (72)$$

$$A_2 = \frac{|q|m^2h^2/|n| - |q_5|m_5^2h_5^2/|n_5|}{|2p|} [m^2] \quad (73)$$

$$A_5 = \frac{|m_5q_5|h_5^2}{2|n_5|} [m^2] \quad (74)$$

$$W = \frac{\gamma_r(q^2m^2h^3/|n| - g_5^2m_5^2h_5^3)/|n_5|}{6|p|} \left[\frac{kN}{m} \right] \quad (75)$$

$$A_1 = \frac{|0,80899 \times 0,85549|9,94278^2| - |0,74189 \times 0,79656|9,16299^2}{2|0,08339|} = 112,73121 m^2$$

$$A_2 = \frac{|0,85549|0,80899^2 \times 9,94278^2/|0,03495| - |0,79656| \times (-0,74189)^2 \times 9,16299^2/|0,02791|}{|2 \times 0,08339|}$$

$$= 1587,64601 m^2$$

$$A_5 = \frac{|0,74189 \times 0,79656| \times 9,16299^2}{2 \times |0,02791|} = 888,87891 m^2$$

$$W = 29,6 \left(\frac{(-0,85549)^2 \times (-0,80899)^2 \times 9,94278^3/|0,03495|}{6 \times |0,08339|} \right)$$

$$- 29,6 \left(\frac{(-0,79656)^2 \times (-0,74189)^2 \times 9,16299^3/|0,02791|}{6 \times |0,08339|} \right)$$

$$= 227427,03850 \frac{kN}{m}$$

For å regne ut vanntrykket som oppstår rundt kilen benyttes følgende formler:

$$U_1 = U_2 = U_5 = \frac{\gamma_w h_5 |m_5|}{3d_z} \left[\frac{kN}{m} \right] \quad (76)$$

$$V = U_5 A_5 \eta \left(\frac{\epsilon}{|\epsilon|} \right) \left[\frac{kN}{m} \right] \quad (77)$$

$$U_1 = U_2 = U_5 = \frac{10 \times 9,16299 \times |0,74189|}{3 \times 0,90631} = 25,00223 \frac{kN}{m}$$

$$V = 25,00223 \times 888,87891 \times (-1) \left(\frac{0,99027}{|0,99027|} \right) = -22223,95500 \frac{kN}{m}$$

Til slutt beregnes de effektive normalspenningene på plan 1 og 2.

$$N_1 = \rho W k_z + T(rv - s) + E(rv_e - s_e) + V(rv_5 - s_5) - U_1 A_1 \quad (78)$$

$$N_2 = \mu W l_z + T(rs - v) + E(rs_e - v_e) + V(rs_5 - v_5) - U_2 A_2 \quad (79)$$

$$\begin{aligned} N_1 &= 1,68785[227\,427,03850 \times 0,14004 + (-22\,223,95500)(0,07837 \times 0,59300 - (-0,05294))] \\ &\quad - 25,00223 \times 112,73121 \\ &= 49\,194,44374 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_2 &= 1,68785[227\,427,03850 \times 0,84972 + (-22\,223,95500)(0,07837 \times (-0,05294) - 0,59300)] \\ &\quad - 25,00223 \times 1587,64601 = 286\,635,77320 \end{aligned}$$

Hvis $N_1 < 0$ og $N_2 < 0$ er det ikke kontakt med hverken plan 1 eller 2 og sikkerhetsfaktoren, FS, er lik 0.

Hvis $N_1 > 0$ og $N_2 < 0$ er det kun opprettholdt kontakt med plan 1 og sikkerhetsfaktoren regnes ut som følger:

$$N_a = A_{a_z} - T_s - E_{s_e} - V_{s_5} - u_1 A_1 r \quad (80)$$

$$S_x = (T t_x + E e_x + N_a a_x + V f_{5_x} + u_1 A_1 b_x) \quad (81)$$

$$S_y = (T t_y + E e_y + N_a a_y + V f_{5_y} + u_1 A_1 b_y) \quad (82)$$

$$S_z = (T t_z + E e_z + N_a a_z + V f_{5_z} + u_1 A_1 b_z) + W \quad (83)$$

$$S_a = (S_x^2 + S_y^2 + S_z^2)^{\frac{1}{2}} \quad (84)$$

$$Q_a = (N_a - u_1 A_1) \tan \phi_1 + c_1 A_1 \quad (85)$$

$$(86)$$

$$FS_1 = \left(\frac{Q_a}{S_a} \right) \quad (87)$$

Hvis $N_1 < 0$ og $N_2 > 0$ er det kun kontakt med plan 2 og sikkerhetsfaktoren regnes ut på følgende måte:

$$N_b = (Wb_z - T_v - E_{v_e} - V_{v_5} - u_2 A_2 r) \quad (88)$$

$$S_x = (Tt_x + Ee_x + N_b b_x + Vf_{5_x} + u_2 A_2 a_x) \quad (89)$$

$$S_y = (Tt_y + Ee_y + N_b b_y + Vf_{5_y} + u_2 A_2 a_y) \quad (90)$$

$$S_z = (Tt_z + Ee_z + N_b b_z + Vf_{5_z} + u_2 A_2 a_z) \quad (91)$$

$$S_b = (S_x^2 + S_y^2 + S_z^2)^{\frac{1}{2}} \quad (92)$$

$$Q_b = (N_b - u_2 A_2) \tan \phi_2 + c_2 A_2 \quad (93)$$

$$(94)$$

$$FS_2 = \left(\frac{Q_b}{S_b} \right) \quad (95)$$

Hvis $N_1 > 0$ og $N_2 > 0$ er kontakten vedlikeholdt mot både plan 1 og plan 2. Dette er det gjeldene tilfellet i beregningene som fremkommer, og sikkerhetsfaktoren regnes derfor ut på følgende måte:

$$S = v(Wi_z - T_w - E_{w_e} - Vw_5) \quad (96)$$

$$Q = N_1 \tan \phi_1 + N_2 \tan \phi_2 + c_1 A_1 + c_2 A_2 \quad (97)$$

$$(98)$$

$$FS_3 = \left(\frac{Q}{S} \right) \quad (99)$$

$$S = 1,29917(207\,450,33910 \times 0,47839 - (-22\,223,95500 \times 0,79656)) = \underline{151\,931,28150}$$

$$Q = 49\,194,44374 \times \tan 31,96000 + 286\,635,77320 \times \tan 31,96000 = \underline{209\,524,15320}$$

$$FS_3 = \left(\frac{209\,524,15320}{151\,931,28150} \right) = 1,37907 \approx \underline{\underline{1,4}}$$

3.4 Sikringsplan

Oppgaven tar også for seg utarbeidelse av en sikringsplan for hele skjæringen i Roald Amundsens vei, der det ses på hvilke sikringsmetoder det er aktuelt å benytte for å bedre sikkerheten for trafikanter og forbipasserende. På bakgrunn av observasjoner gjort i forbindelse med befaring ble det lagt merke til flere nedfall av større og mindre steinblokker liggende mellom skjæringen og veikanten. Dette ses på som en av utfordringene sikringstiltak bør forbedre. I tillegg ble det også observert isdannelse i form av store og lange tapper langs hele skjæringen. Ved nedfall av disse vil det kunne oppstå uønskede hendelser.

De mange nedfall av steinblokker langs skjæringen indikerer ustabile partier av løse blokker med varierende størrelse. For å løse dette problemet foreslås det å benytte manuell spettrensk som renskemetode. Rensk er en rimelig form for fjellsikring og benyttes ofte i slike tilfeller. Denne renskemetoden bør utføres i hele skjæringen da nedfallene er opptredende langs hele strekningen.

På bakgrunn av likevektsberegningen som gir $F_{stab} < F_{driv}$ og stabilitetsanalysen som gir sikkerhetsfaktor $FS_3 = 1,4$, ses det som hensiktsmessig å sikre kilen med bolter. Sprekkesystemene er orientert slik at fremtidige nedfall kan havne i veibanen. På grunn av dette er det aktuelt å benytte bolter som sikring også i andre deler av skjæringen.

Som beskrevet i kapittel 2.5.2 er de ulike boltetyperne inndelt i tre hovedgrupper; endeforankrede bolter, fullt innstøpte bolter og kombinasjonsbolter. Boltene må være beregnet for permanent sikring, samtidig som de må være korrosjonsbestandige. [41, s. 38]

Endeforankrede bolter monteres ved at en forspent bolt føres inn i borehullet. Den forspente bolten har en ekspansjonshylse som utvider seg og presser mot borehullet. Innerst i borehullet er det gjerne polyester eller mørtel. Borestål er vanligvis laget av rundstål eller kamstål. Endeforankrede bolter kan gi dårlig innspenning i harde bergarter, og for å godkjennes som permanent sikring må de alltid ettergyses. [6, s. 11-15]

Fullt innstøpte bolter monteres ved at boltehullet fylles med innstøpningsmiddel før boltene skyves inn. Den vanligste formen for boltestål er kamstål. Både sementbasert og polyester kan benyttes som innstøpningsmiddel. En fullt innstøpt bolt er mindre utsatt for korrosjon så lenge mørtelen eller polyesteret holdes inntakt. Polyester bør holde en temperatur på rundt 20°C ved bruk for at blandingen skal være optimal. [6, s. 16-19, 33.]

Kombinasjonsbolter monteres gjennom to operasjoner. Først monteres den med samme prinsipp som endeforankrede bolter. Deretter ettergyses den ved at mørtel pumpes inn i borehullet. [6, s. 20-23]

Det er anbefalt at alle boltetyper monteres slik at strekkapasiteten utnyttes. Den anbefalte vinkelen mellom bolt og et potensielt utglidningsplan er 40°- 50°. [6, s. 77]

På bakgrunn av observasjonene av nedfall av blokker og isdannelser, anbefales det å montere steinsprangnett i skjæringen for å bedre sikkerheten. Sikring i form av netting vil være gunstig med tanke på både isproblematikken og eventuelle senere nedfall av steinblokker. Nettingen vil fange opp steinblokker slik at de ikke faller ut i veibanen og fører til person- eller materialskader. Samtidig er netting effektivt i forbindelse med isdannelser. I stedet for at det blir dannet store istapper vil isen fryse fast i nettet og smelte langs ståltrådene. På denne måten unngås nedfall av større istapper og sikkerheten for forbipasserende ivaretas.

For å løse problematikken med isdannelser vil det også være et alternativ å utforme en dremskanal på toppen av skjæringen. På denne måten vil vannet føres bort fra skjæringen, og isdannelsene reduseres. Samtidig vil det være gunstig å utføre en vegetasjonsrensk nær skjæringsveggen. Dette vil også være med på å redusere vannmengdene i skjæringen. Dremskanalen har positiv innvirkning både på isdannelser og frostsprengning som kan føre til løsrivelse av nye blokker.

I Statens Vegvesens Håndbok N200 stilles det funksjonskrav til skjæringer og skråninger i berg. Med tanke på stabilitet, sikkerhet mot utfall og skred stilles det krav til at fjellskjæringen skal utformes slik at det ikke er fare for nedfall av stein og is i veibanen. Skjæringen bør i tillegg utføres slik at det ikke blir behov for rensk og annen sikring i løpet av de 20 første årene. Dette gjelder også for rensk og sikring av løsmassene på skjæringstoppen. Når det gjelder sikkerhetsnivå i forhold til skjæringstoppen sier håndboken at det bør vurderes inngjerding for å hindre fall av mennesker eller dyr fra toppen. [41, s. 38] Sistnevnte er et krav som allerede er innfridd, da det eksisterer en inngjerding på skjæringstoppen.

I Håndbok N200 stilles det også krav til at fjellskjæringer skal utformes med fanggrøft. I tilfellet med skjæringen i Roald Amundsens vei opptrer ikke grøften etter kravene. Ifølge figur 222.2 i Håndbok N200 skal minimumsbredden på en fanggrøft under forholdene i Roald Amundsens vei være på ca. 3,8 m. [41, s. 39] Slik situasjonen er i dag har grøften en helning ut mot veibanen, som er ugunstig med tanke på at nedfall enklere vil havne i veibanen. Det er i det aktuelle tilfellet ikke mulig å gjøre grøften bredere, men en rensk og endring av helning slik at grøften heller inn mot fjellveggen bør utføres.

Håndboken stiller krav til at veien skal være sikret mot nedfall av is og iskjøving. [41, s. 42] Steinsprangnett, dremskanal og vegetasjonsrydding er som nevnt tiltak for å sikre dette.

Rensk

Ifølge Statens Vegvesens Håndbok N200 skal fjellskjæringer renskes for løst berg, og i tillegg sikres mot nedfall i veibanen. [41, s. 42] NS 3420-F:2008 [42] oppgir at rensk av bergoverflater skal utføres i henhold til angitt nøyaktighetsklasse. Inndeling av nøyaktighetsklasser fremkommer i tabell F2 i NS 3420-F:2008. For det aktuelle tilfellet i denne oppgaven er nøyaktighetsklasse 5 nødvendig. Ved denne nøyaktighetsklassen skal berget renskes ned til knølene. Det velges å benytte manuell spettrensk for rensk i skjæringen. Slik rensk utføres med spett sammen med bruk av lift, hjullaster eller lignende. Ved manuell spettrensk av skjæringen stilles det krav til at alt løst berg skal fjernes.

Bolting

NS 3420-F:2008 setter også krav til utførelsen av bolting. I standarden er det gitt at borehullets diameter og lengde skal være tilpasset boltetypen. Forskjellen mellom den nominelle diameteren til bolten og diameteren av borehullet skal minst være 10 mm for fullt innstøpte bolter. For bolter forankret med syntetisk lim skal differansen være 5-15 mm. Ved bruk av fullt innstøpte bolter skal innstøpingsmassen fylles fullstendig rundt bolten. I tillegg skal endeforankrede bolter forspennes med en kraft på 50 kN. [42]

Steinsprangnett

Det stilles krav til bruk av steinsprangnett i NS 3420-F:2008. Nettet skal enten monteres med overlapp på minst to ruter, eller sys sammen med egnet ståltråd. Nettet festes fast med bolter langs sidene, skjøtene og ellers i skjæringen med en c/c på rundt to meter. Ved bruk av nett i skjæringer festes det i toppen ved hjelp av bolter og wire. Boltene som benyttes til å feste nettet kan være korte festebolter eller sikringsbolter. [42]

Dremskanal

Ifølge NS 3420-F:2008 er dremskanal et mulig drenerende tiltak for å samle opp og lede bort vann fra bergoverflaten. [42] Når vannet ledes bort reduseres problematikk knyttet til frostsprengning og isdannelser i skjæringen.

Vegetasjonsrydding

I NS 3420-F:2008 er vegetasjonsrydding beskrevet til å omfatte rydding og fjerning av vegetasjon og vegetasjonsdekke i et angitt område. Vegetasjonsrydding omfatter felling av trær, rydding av busker og avfall fra hogst som røtter og stubber. I tillegg inkluderer ryddingen behandling av busker og avfall fra hogst. Opplasting og transport av masser fra markrydding og leverings- og behandlingsgebyr for rene masser, blir også regnet som en del av vegetasjonsryddingen ifølge standarden. [42] I Håndbok N200 er anbefalingen at bergoverflaten minst bør renskes til 2 m utenfor skjæringstoppen. [41, s. 39]

Oversikt over sikringstiltak for skjæringen er lagt ved i vedlegg I. Her representerer de oransje firkantene tiltenkt plassering av bolter og oransje innamming viser området for tiltenkt steinsprangnett.

4 Resultater

I dette kapitlet presenteres resultatene fra felt- og laboratorieundersøkelser, i tillegg til resultatene fra de gjennomførte analysene.

4.1 Feltundersøkelser

4.1.1 Diskontinuiteter og sprekkeflater

Det ble foretatt tilsammen 9 målinger av strøk, fall og fallretning i fjellskjæringen. I tabellen som presenterer resultatene for planene rundt kilen (tabell 6) er det gitt fem målinger. Her ble det bare foretatt tre målinger, henholdsvis av plan 1, 2 og 5. Av sikkerhetsmessige årsaker og vanskelig fremkommelighet ble det, basert på målinger av lignende plan i skjæringen, antatt verdier for plan 3 og 5. Målingene av planene i forbindelse med kilen har vært viktige i arbeidet med oppgaven, da fall og fallretningen til disse planene er av vesentlig betydning i beregningene av stabiliteten til kilen. De øvrige målingene ble utført spredt langs hele skjæringen. Tabell 5 gir en oversikt over strøk- og fallmålinger langs hele skjæringen.

Lokalitet	Strøk	Fall	Fallretning	Måleforhold
1	N47°V	72°	NØ	Tørt
2	N40°V	92°	NØ	Tørt
3	N100°V	89°	N	Tørt
4	N3°Ø	88°	Ø	Delvis vått
5	N44°V	-28°	NØ	Tørt
6	N102°V	81°	N	Tørt

Tabell 5: Strøk- og fallmålinger langs hele skjæringen.

Tabell 6 gir en oversikt over strøk- og fallmålinger for planene rundt kilen.

Plan	Strøk	Fall	Fallretning	Måleforhold
1	N82°V	78°	N	Tørt
2	N20°SØ	60°	Ø	Tørt
3	N20°SØ	25°	Ø	Tørt
4	N23°V	(-36°)	NØ	Tørt
5	N23°V	(-28°)	NØ	Tørt

Tabell 6: Strøk- og fallmålinger for kilens plan.

4.1.2 Schmidt-hammer

Det ble utført målinger med Schmidt-hammer av både type N og L. I beregningene er verdiene som framkommer ved bruk av type L benyttet da denne hammertypen er utviklet for bruk på bergoverflater. Resultatene fra type N blir benyttet for kontroll av konverteringsformelen. Tilsammen ble det gjort målinger på sju lokaliteter i skjæringen. Seks av lokalitetene er sprekkeflater, mens plan 2 i forbindelse med kilen er uforvitret berg. Fullstendig oversikt over alle målinger er gitt i vedlegg B for type L og vedlegg C for type N.

Tabell 7 viser en oppsummering av gjennomsnittsmålinger foretatt med L-hammer på seks ulike lokaliteter spredt langs skjæringen.

Lokalitet	R_L	UCS[MPa]
1	52,5	250
2	54,1	270
3	52,6	250
4	39,6	130
5	54,4	270
6	44,5	155
Gjennomsnitt	49,6	220

Tabell 7: Schmidt-hammermålinger foretatt med L-hammer.

Tabell 8 viser en oppsummering av gjennomsnittsmålinger foretatt med N-hammer på seks ulike lokaliteter spredt langs skjæringen. For å beregne UCS-verdier fra målingene gjort med N-hammer er det brukt en omregningsformel som er gitt i formel nummer 8 og 9.

Lokalitet	R_N	UCS[MPa]
1	44,1	273
2	43,1	266
3	46	286
4	39,9	242
5	45,8	285
6	43	265
Gjennomsnitt	43,7	270

Tabell 8: Shmidt-hammermålinger foretatt med N-hammer.

Av hensyn til sikkerheten var det begrenset hvor mange målinger det var mulig å utføre på kilens plan. Derfor er det i tabell 9 kun presentert måling av ett plan, da dette var det eneste planet det var mulig å gjennomføre målinger på en sikker måte.

Lokalitet	r	UCS[MPa]
Plan 2	50,1	225
Gjennomsnitt	50,1	225

Tabell 9: Shmidt-hammermåling utført på ett av kilens glideplan.

4.1.3 a/L-metoden

Det ble foretatt ruhetsmålinger ved hjelp av a/L-metoden på de samme lokalitetene det ble utført strøk- og fallmålinger, og målinger med Schmidt-hammer. En oppsummering av resultatene av ruhetsmålingene vises i de følgende tabellene, mens alle målingene presenteres i vedlegg D. Resultatene er brukt i beregningene for å finne bergartens aktive friksjonsvinkel. Den aktive friksjonsvinkelen er en parameter som inngår i likevektsberegningen med partialfaktormetoden.

Tabell 10 viser en oppsummering av ruhetsmålinger utført på seks ulike lokaliteter langs hele skjæringen.

Lokalitet	Gjennomsnittsamplitude [mm]	Lengde [m]	JRC
1	14	1	6
2	4,3	0,7	2,9
3	25,2	1	11
4	16,5	1	7
5	18	0,6	12,3
6	6,5	0,4	6,2
Gjennomsnitt			7,6

Tabell 10: Ruhetsmålinger fra hele skjæringen.

For å kunne kartlegge forholdene rundt kilen det foretas stabilitetsanalyse av har det også blitt gjennomført ruhetsmålinger langs de plan av kilen det var mulig å komme til. På plan 3 og 4 var det ikke mulig å foreta målinger av sikkerhetsmessige årsaker. Tabell 11 oppsummerer ruhetsmålingene gjennomført på plan 1, 2 og 5.

Lokalitet	Gjennomsnittsamplitude [mm]	Lengde [m]	JRC
Plan 1	30	1	13
Plan 2	6,4	0,6	4,5
Plan 5	8	0,6	6
Gjennomsnitt			7,8

Tabell 11: Ruhetsmålinger foretatt på tre av kilens fem plan.

4.2 Laboratorieundersøkelser

4.2.1 Densitet og tyngdetetthet

Tabell 12 viser en oversikt over de fem kjerneprøvene det ble foretatt tester på. For utregning av densitet er formel nummer 11 brukt, mens formel nummer 12 er brukt for utregning av tyngdetetthet.

Nr.	Diameter [m]	Lengde [m]	Masse [kg]	Volum [m^3]	Densitet [$\frac{kg}{m^3}$]	Tyngdetetthet [$\frac{kN}{m^3}$]
1	0,0499	0,12752	0,75162	0,0002494	3013,7	29,564
2	0,04991	0,12716	0,75199	0,0002488	3022,5	29,651
3	0,04988	0,12719	0,74992	0,00024854	3017,3	29,560
4	0,04993	0,12724	0,75136	0,00024914	3015,8	29,585
5	0,04994	0,10774	0,63789	0,000211	3023,2	29,658

Tabell 12: Resultat av densitet og tyngdetetthet for de fem kjerneprøvene.

I beregningene av skjæringsstabiliteten er gjennomsnittet av de fire første kjerneprøvene benyttet. Dette grunnet kortere lengde på kjerneprøve nummer 5 og dermed også betydelig mindre volum. Denne prøven er derfor ikke tatt med i gjennomsnittet. Tabell 13 viser en oversikt over de gjennomsnittlige verdiene som er benyttet i beregningene.

	Gjennomsnitt
Diameter [m]	0,04991
Lengde [m]	0,12728
Masse [m]	0,75122
Volum [m^3]	0,00024897
Densitet [$\frac{kg}{m^3}$]	3017,325
Tyngdetetthet [$\frac{kN}{m^3}$]	29,6

Tabell 13: Gjennomsnittsverdier for de fire første kjerneprøvene.

4.2.2 Tilt-forsøk

Resultatene fra målingene gjort ved tilt-forsøk er presentert i tabell 14.

Forsøk nr.:	5 målinger av friksjonsvinkel:
1 (Kjerne nr. 2 på topp)	$\beta_1 = 34.6, \beta_2 = 34.7^\circ, \beta_3 = 35.9^\circ, \beta_4 = 36.1^\circ, \beta_5 = 37.7^\circ$
2 (Kjerne nr. 3 på topp)	$\beta_1 = 33.1^\circ, \beta_2 = 33.5^\circ, \beta_3 = 34.2^\circ, \beta_4 = 34.9^\circ, \beta_5 = 35.2^\circ$
3 (Kjerne nr. 4 på topp)	$\beta_1 = 35.1^\circ, \beta_2 = 35.1^\circ, \beta_3 = 37.2^\circ, \beta_4 = 37.3^\circ, \beta_5 = 38.7^\circ$

Tabell 14: Oversikt over friksjonsvinkler funnet ved tilt-forsøk.

I tabell 15 er omgjøringsformelen fra ISRM-standarden [35] benyttet for å beregne basis friksjonsvinkel. Medianen for de fem målingene ved hvert enkelt forsøk er markert i kursiv, og det er denne verdien som representerer basis friksjonsvinkel for hvert forsøk. Nederst i tabellen er gjennomsnittsverdien for de tre medianene regnet ut, og det er denne som benyttes i beregningene.

Forsøk nr.:	Omgjøringsformel for basis friksjonsvinkel: $\tan^{-1} \left(\frac{\sqrt{3}}{2} \times \tan \beta_{i=1, \dots, 5} \right)$	Basis friksjonsvinkel, ϕ_b:
1	30.86°, 30.95°, <i>32.08°</i> , 32.27°, 33.80°	32.08°
2	29.45°, 29.82°, <i>30.48°</i> , 31.14°, 31.42°	30.48°
3	31.33°, 31.33°, <i>33.32°</i> , 33.41°, 34.75°	33.32°
Gjennomsnittlig basis friksjonsvinkel, ϕ_b:		31.96°

Tabell 15: Basis friksjonsvinkel funnet ved hjelp av omgjøringsformel.

4.2.3 Enaksialt trykkforsøk

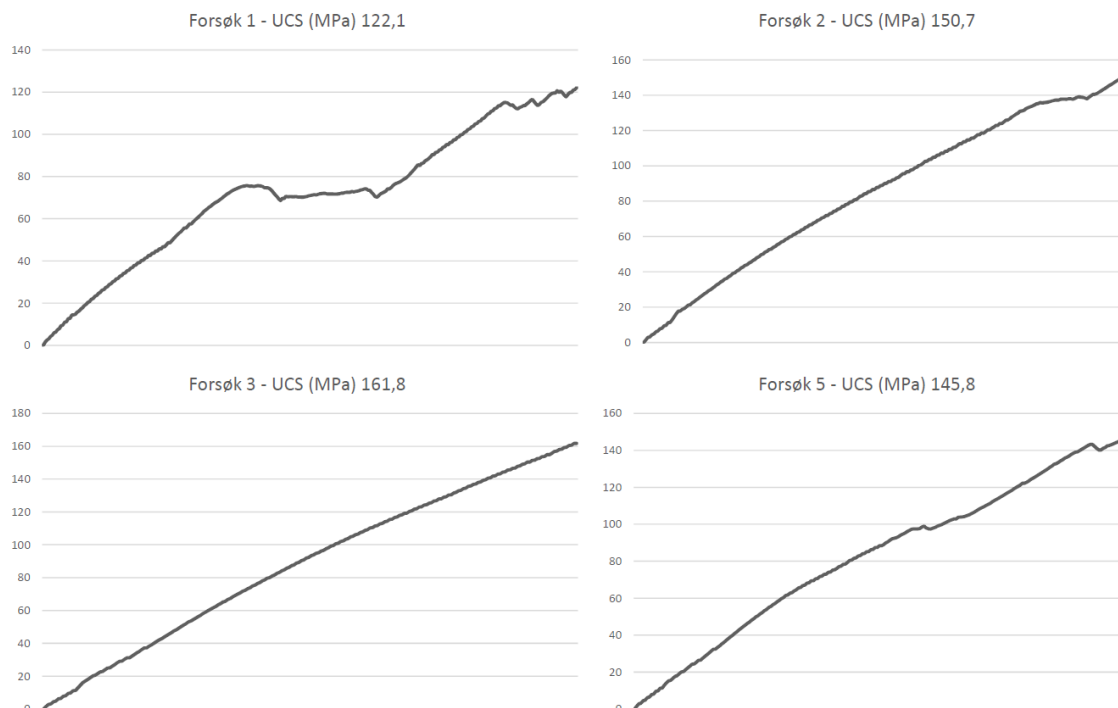
Ved gjennomføring av enaksialt trykkforsøk får man resultater for kjerneprøvenes UCS-verdi, Poissons forholdstall og E-modul. De to sistnevnte er parametere som ikke benyttes i beregningene eller stabilitetsvurderingen i denne oppgaven.

Tabell 16 viser en oppsummering av parameterne som fremkom under enaksialt trykkforsøk. I tillegg inneholder tabellen en oversikt over lydshastigheten til hver kjerneprøve som ble målt kun for tilleggsinformasjon.

Kjerneprøve nr.:	Lydshastighet [$\frac{m}{s}$]	Poissons forholdstall, μ	E-modul [GPa]	UCS [MPa]
1	3013,7	0,38	39,08	122,10
2	3022,5	0,33	50,43	150,70
3	3017,3	0,30	54,50	161,80
4	3015,8	0,40	23,51	59,2
5	3023,2	0,33	46,27	145,8

Tabell 16: Oppsummering av resultater fra enaksialt trykkforsøk.

Figur 32 viser en oversikt av grafene som fremkom under enaksialt trykkforsøk. Grafene er gjengitt i større skala i vedlegg F.

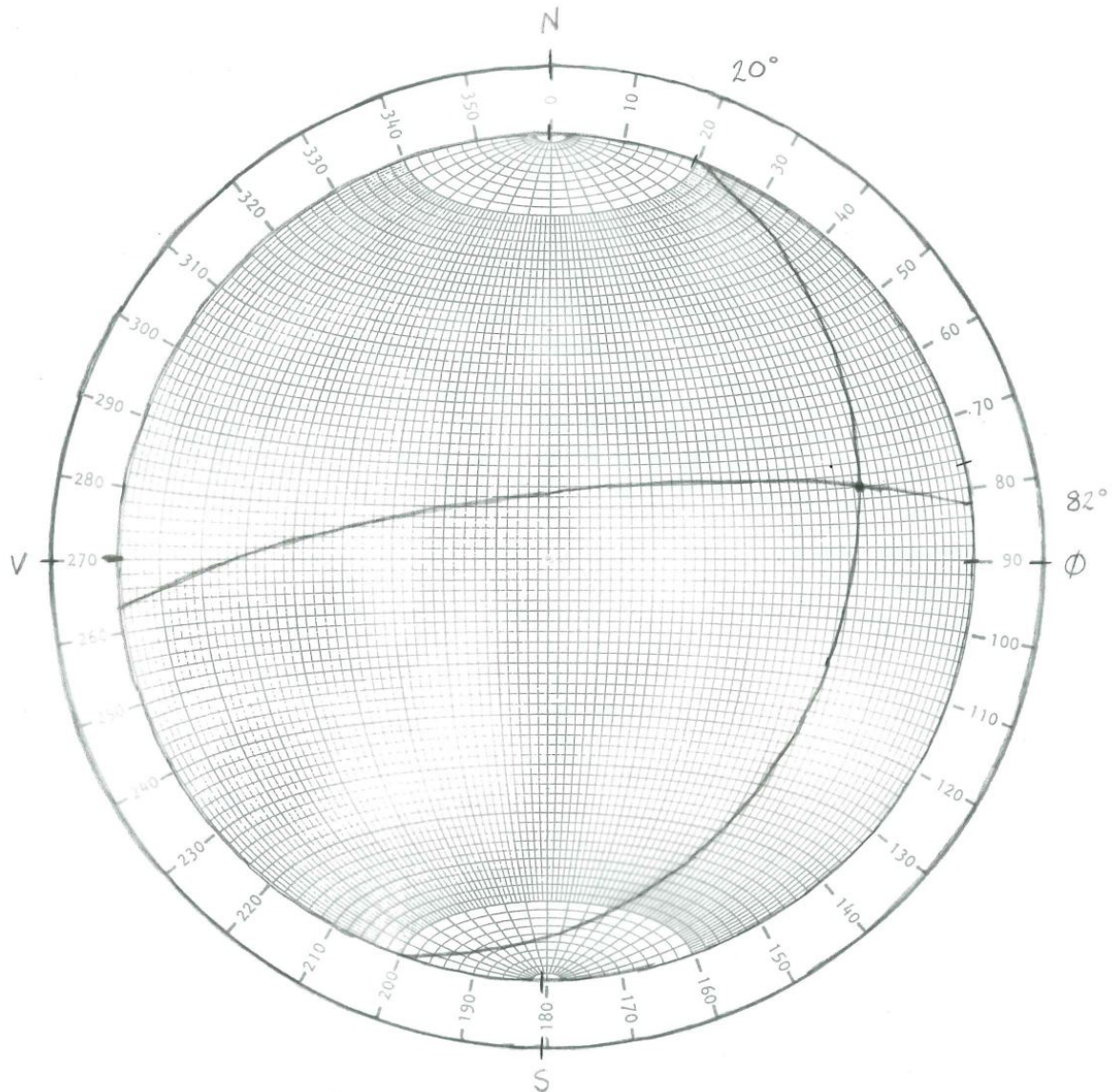


Figur 32: Grafisk visning av UCS-testene frem til prøvene gikk til brudd.

4.3 Analyser

4.3.1 Stereografisk og kinematisk analyse

Skjæringslinja mellom de to glideplanene til kilen vil i følge den stereografiske analysen ha et fall på 25° og fallretning $N77^\circ\text{Ø}$. Denne informasjonen representerer i hvilken retning kilen eventuelt vil gli ut. En skisse av stereonettet er vist i figur 33.

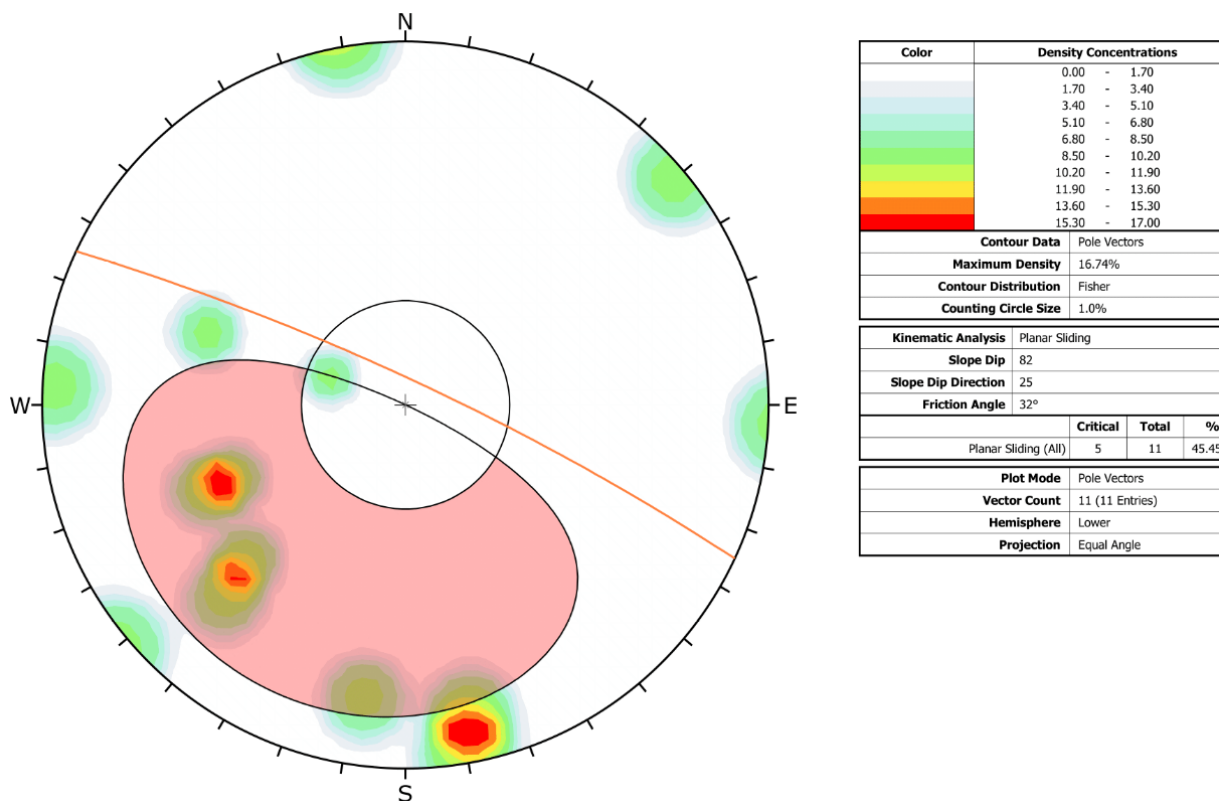


Equatorial equal-area stereonet marked in 2° intervals.

Computer drawn by Dr. C.M. St John of the Royal School of Mines,
Imperial College, London.

Figur 33: Stereografisk analyse av glideplan 1 og 2. [10, s. 43]

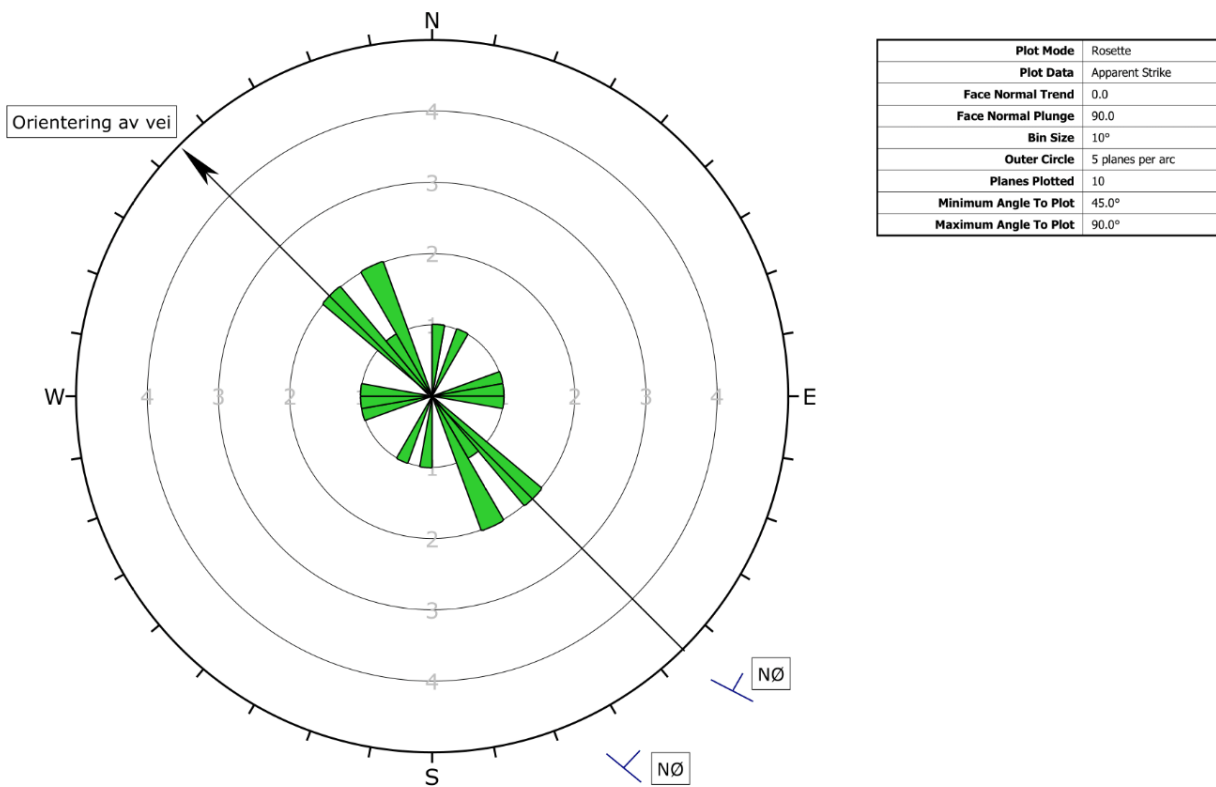
Ved hjelp av strøk- og fallmålingene for hele skjæringen har det blitt gjennomført en kinematisk analyse i dataprogrammet DIPS 7.0 fra RocScience [39]. Strukturmålinger, orientering til skjæringen og friksjonsvinkelen til diskontinuitetene er blitt tatt hensyn til. Slik som ved stereografisk analyse av kilen kommer det også frem at fallretningen til hele skjæringen er på N77°Ø. Fallet i skjæringen er betydelig større enn ved kilen. En gjennomsnittlig måling er over hele skjæringen gir et fall på 82°. Basis friksjonsvinkel, ϕ_b , er 32°.



Figur 34: Kinematisk analyse som viser orientering som gir størst sannsynlighet for utglidning. (DIPS 7.0 fra RocScience)

Figur 34 viser et relativt stort område hvor planutglidning kan forekomme. 45,45% av strukturmålingene er innenfor det røde området. Dette betyr at sprekkeplan som er lik fallretningen til skjæringen har større sannsynlighet for utglidning. Programmet viser at fem av de målte sprekkeplanene er kritisk orientert.

I figur 35 vises sprekkerosen der sprekkesettene fra tabell 5 er fremstilt ved hjelp av dataprogrammet DIPS 7.0 fra RocScience [39].



Figur 35: Viser sprekkesystemene i skjæringen etter hyppighet og intensitet. Streken med pil er orientert langs veien. (DIPS 7.0 fra RocScience)

4.3.2 Likevektsberegning med partialfaktormetoden

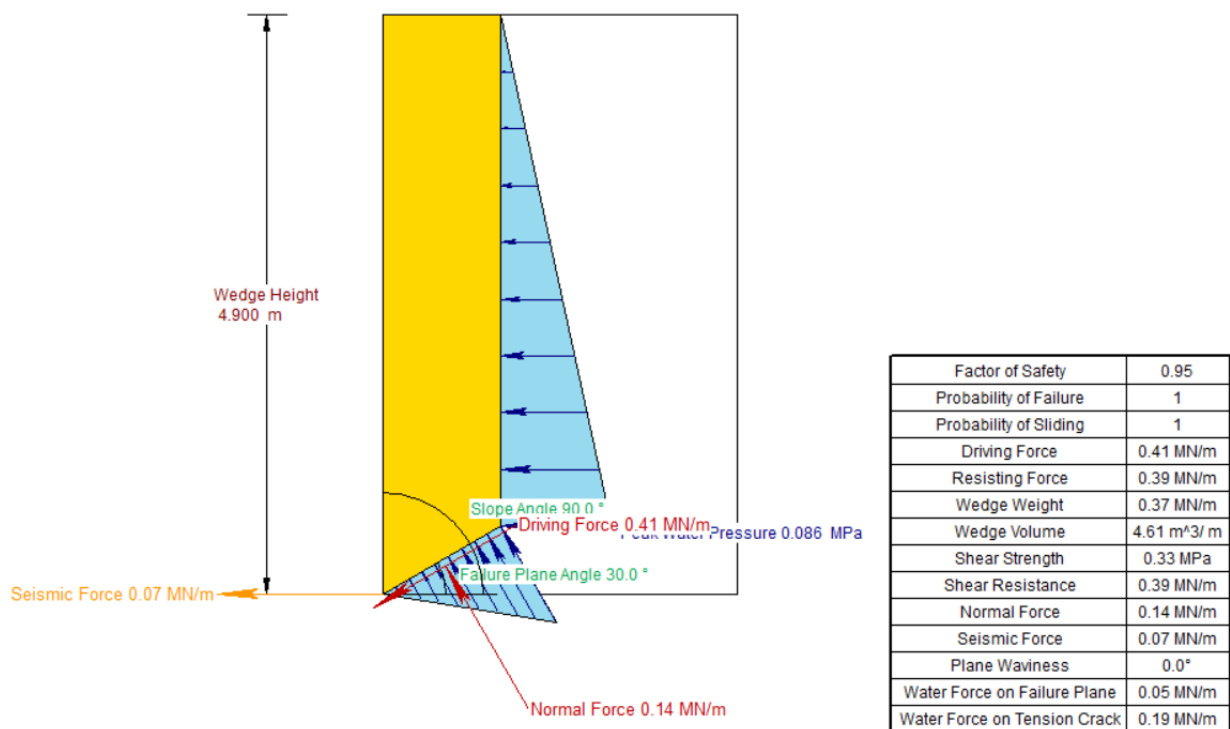
Likevektsberegning med partialfaktormetoden ga følgende verdier for stabiliserende og drivende krefter:

$$F_{stab} = 331,99146 \frac{kN}{m}$$

$$F_{driv} = 342,52219 \frac{kN}{m}$$

$F_{stab} < F_{driv} \rightarrow$ Kilen er ustabil.

Ved hjelp av dataprogrammet RocPlane 3.0 fra RocScience [40] fremkommer resultatet i figur 36. Sikkerhetsfaktoren (Factor of Safety) viser også her at $F_{stab} < F_{driv}$.



Figur 36: Grafisk fremstilling av et snitt i det minst gunstige tilfellet.
(RocPlane 3.0 fra RocScience)

4.3.3 Stabilitetsanalyse av kile

Stabilitetsanalysen av kilen resulterte i en sikkerhetsfaktor på:

$$FS_3 = 1,4$$

4.4 Sikringsplan

Figur 37 viser plassering av sikringstiltak i hele skjæringen. Bildet er vedlagt i større skala i vedlegg I.



Figur 37: Forslag til sikringstiltak for hele skjæringen. (Foto: A. E. Hollen)

5 Diskusjon

Diskusjonskapittelet tar for seg drøfting av resultatene som har fremkommet. Her diskuteres fordeler og ulemper, samt ulike forslag til løsninger.

5.1 Feltundersøkelser

5.1.1 Schmidt-hammer

Det ble valgt å utføre Schmidt-hammermålinger med to ulike hammertyper; type L og N for å deretter sammenligne resultatene. Resultatene med de to ulike hammerne har gitt forskjellige verdier. Målingene med Schmidt-hammer type L ga en gjennomsnittlig UCS-verdi på 220 MPa, mens type N ga en gjennomsnittlig UCS-verdi på 270 MPa. Målingene som ble gjort med N-hammeren måtte gjøres om ved hjelp av en konverteringsformel utarbeidet av Saliu, MA og Shehu, A [34]. Denne formelen var oppgitt i en forskningsartikkel [34] og gruppen syntes det virket interessant å finne ut om konverteringsformelen ville fungere i det aktuelle tilfellet.

I forskningsartikkelen er det ikke spesifisert om konverteringsformelen fra type N til L gjelder for alle bergarter. I deres tilfelle har de testet den sedimentære bergarten kalkstein, som ikke har samme materialegenskaper som grønnstein. Mineralene i grønnstein er blant annet hardere og bergarten har høyere tetthet enn kalkstein. [15].

Målingene som ble foretatt i felt ble utført innenfor det samme området. Det er likevel feilkilder som kan spille inn med tanke på resultatet. Begge hammerne er håndholdte og styrken på kraften hammeren trykkes inn mot berget med kan ha påvirkning på Schmidt-hammerverdien. Selv om alle målingene er tatt innenfor det samme området, kan hammeren ha truffet berget ulikt på grunn av lokale ruhetsforskjeller. Dette er eksempler på feilkilder som kan gi utslag på resultatet og kan være faktorer til at resultatene har blitt forskjellige. Samtidig er det foretatt 20 målinger innenfor det samme området med en omkrets på ca. 20 cm, så forskjellene kan av den grunn muligens være utjevnet.

Gjennomsnittene for de to ulike Schmidt-hammertypene hadde etter konverteringen en differanse på 50 MPa. Forskjellen er ikke stor nok til at det kan konkluderes med at konverteringsformelen ikke fungerer da det er flere usikkerheter som spiller inn på resultatet. En detalj man kan merke seg er at Schmidt-hammer type N gir berget i fjellskjæringen den høyeste UCS-verdien, altså den høyeste trykkfastheten. Her burde man belage seg på det laveste resultatet for å unngå å overvurdere styrken til berget.

Produsenten av Schmidt-hammerne anbefaler å bruke L-hammer ved testing av hardhet til berg, mens N-hammer er ofte anbefalt ved blant annet testing av hardheten til betong [43]. Derfor er det i alle bergeninger benyttet resultater fra L-hammermålingene.

5.2 Laboratorieundersøkelser

5.2.1 Enaksialt trykkforsøk

Etter å ha utført enaksialt trykkforsøk på laboratoriet viste resultatet at trykkfastheten til de fem kjerneprøvene varierte fra 59,2 MPa til 161,8 MPa. Den laveste verdien på 59,2 MPa var betydelig mindre enn de andre kjerneprøvene som hadde en trykkfasthet mellom 122,1 MPa og 161,8 MPa. Det ble i videre beregninger derfor valgt å utelukke den laveste verdien som kjerneprøve nummer fire resulterte i. Verdien ble betraktet som et avvik, og trolig har bruddet oppstått i et forvitningsplan. Dette kom frem gjennom observasjoner etter at prøven hadde gått til brudd som viste synlige fargeforskjeller i kjerneprøven.

Resultatene av de andre målingene viser en gjennomsnittlig UCS-verdi på 145 MPa. Sammenlignes resultatet med tabell 17 viser det at bergarten som befinner seg i skjæringen, grønnstein, kan kvalifiseres som grad R5; svært hardt berg. [12, s. 355]

Grade	Description	Approx. range og uniaxial compressive strength [MPa]
R0	Extremely weak rock	0,25 - 1,0
R1	Very weak rock	1,0 - 5,0
R2	Weak rock	5,0 - 25
R3	Medium strong rock	25 - 50
R4	Strong rock	50 - 100
R5	Very strong rock	100 - 250
R6	Extremely strong rock	>250

Tabell 17: Beskrivelse av styrken til berg med utgangspunkt i trykkstyrke (UCS). [12, s. 355]

Det har som beskrevet blitt foretatt målinger av trykkfastheten både ved bruk av Schmidt-hammer i felt, og ved enaksialt trykkforsøk på laboratoriet. Disse resultatene representerer begge trykkfastheten for bergarten i den aktuelle skjæringen. UCS-verdien som fremkom ved Schmidt-hammermålingene representerer forholdene in situ, mens verdien fra enaksialt trykkforsøk kun gir UCS-verdien til det utvalgte prøvematerialet. Denne verdien trenger ikke å være pålitelig for hele skjæringen, da prøvematerialet representerer en tilfeldig utvalgt steinblokk. Det er derfor valgt å benytte den gjennomsnittlige UCS-verdien fra Schmidt-hammermålingene i beregningene.

5.3 Analyser

5.3.1 Kinematisk analyse

Det er flere utrasingstyper som kan vurderes å forekomme på bakgrunn av den kinematiske analysen og sprekkerosen. Utglidning langs en plan flate, kileutglidning langs to eller flere plane flater og utvelting av bergmasser som heller skrått mot veien er mulige utrasingstyper. Utrasing er spesielt aktuelt for sprekkeseett med strøk som går parallelt med skjæringen.

Sprekkeseettet langs plan N40°V, N44°V og N47°V er orientert omtrent parallelt med fjellskjæringen og har fall ut mot veien. For sprekkeplan med denne orienteringen kan det være fare for utglidning eller utvelting. Dette er også gjeldende for kilen det er sett nærmere på gjennom oppgaven. Sprekkeplan med slik orientering opptrer sporadisk i hele skjæringen.

Sprekkeplanene med orientering N23°V er i mindre grad parallell med fjellskjæringen. For disse sprekkeseettene kan det også være fare for utglidning og utvelting. Resterende sprekkesystemer er orientert slikt at et eventuelt brudd har mindre sannsynlighet for nedfall av blokker ut i veien.

5.3.2 Likevektsberegning med partialfaktormetoden

Den forenklete likevektsberegningen av den antatt ustabile kilen resulterte i at de drivende kreftene er større enn de stabiliserende kreftene. Denne beregningsmetoden viser at kilen er ustabil og bør sikres. Resultatet er ikke overraskende da det valgte snittet er lagt til den delen av kilen som representerer den minst gunstige plasseringen med tanke på stabilitet.

Når resultatet fra likevektsberegningen tas i betraktning, må det tas hensyn til at metoden er ment for å se på stabiliteten av ustabile blokker, og ikke kileformede bergmasser. Dette medfører litt andre forutsetninger for bruk av metoden, blant annet at det her blir sett på et todimensjonalt snitt som skal representere stabiliteten av hele kilen. Det er derfor forventet at de drivende kreftene er større enn de stabiliserende i denne likevektsberegningen, da man ikke får med hele situasjonsbilde og kilens avgrensinger i analysen.

Resultatet og forutsetningene gjør at påliteligheten til denne metoden i det aktuelle tilfellet ikke er tilfredsstillende. Resultatene fra denne beregningen bør derfor ikke ha stor innvirkning i vurderingen av stabiliteten i skjæringen og på hvilke sikringstiltak som er nødvendige.

Ved bruk av dataprogrammet RocPlane 3.0 av RocScience [40] kan det settes inn aktive bolter i fremstillingen av kilen for å se endring i sikkerhetsfaktoren. I vedlegg H er det illustrert hvor boltene er plassert og hvilken innvirkning det vil ha på kreftene. Sikkerhetsfaktoren endres fra 0,95 uten bolter til 15,04 med to bolter. Sannsynligheten for utglidning endrer seg fra maksverdien 1,0 til 0,0. I følge programmet er det tilstrekkelig å sikre blokken med kun én bolt, da oppnås en sikkerhetsfaktor på 2,81. Det er likevel valgt å montere to bolter for å øke sikkerheten ytterligere, da det i dette tilfellet ses på et todimensjonalt snitt i kilen som ikke er representativt for den reelle situasjonen.

5.3.3 Stabilitetsanalyse av kile

Stabilitetsanalysen av kilen gir en sikkerhetsfaktor, $FS_3 = 1,4$. Sikkerhetsfaktoren er større enn én, og indikerer dermed at kilen er stabil. Hadde sikkerhetsfaktoren vært mindre enn én ville kilen vært ustabil og stått i fare for å gli ut. Likevel tas det her i betraktning at sikkerhetsfaktoren som er beregnet kan være påvirket av flere usikkerheter i beregningsprosessen, og kan derfor ikke ses på som en absolutt verdi. Mest usikkerhet ligger rundt vinklene til skjæringen da det var vanskelig å måle korrekte vinkler grunnet ulendt terreng. Sikkerhetsfaktoren kan derfor være påvirket av feilkiler. I følge boken Rock Slope Engineering er det anbefalt å oppnå en sikkerhetsfaktor på minst 1,5 for tilstrekkelig stabilitet. [5, s. 175] Tatt feilkildene i betraktning og at sikkerhetsfaktoren ikke er over 1,4 vurderes det i denne oppgaven å være nødvendig med ekstra sikringstiltak i skjæringen.

Underveis i beregningsprosessen kommer det frem at faktorene N_1 og N_2 er større enn null. Dette indikerer at kilen har opprettholdt kontakt mot både glideplan 1 og 2. Denne kontakten er med på å bekrefte at resultatet av analysen kan være sannsynlig, da opprettholdt kontakt er med på å øke kilens stabilitet. Resultatet av analysen med en stabil situasjon var likevel som forventet, da det ikke er visuelle tegn til utglidning av hele kilens bergmasse i skjæringen i dag.

I motsetning til likevektsberegning med partialfaktormetoden er denne analysen beregnet for analyse av kileformede bergmasser. Analysen tar hensyn til flere aktuelle faktorer og gir dermed et mer reelt resultat. Blant annet tas det her hensyn til faktorer som kilens form og dimensjoner, samt overheng i skjæringen og friksjon langs glideplanene. Når kilens form og dimensjoner innvirker i beregningene vil de stabiliserende kreftene som avgrenser kilen ha større betydning på sikkerhetsfaktoren, og gi et mer realistisk situasjonsbilde. Stabilitetsanalysen av kilen tar også hensyn til volumet og tyngden av kilen, samtidig som alle krefter som påvirker kilen er gitt som enhetsvektorer med lengde og retning for en mer nøyaktig tilnærming. Dette gjør at resultatet til

stabilitetsanalysen av kilen er mer presis og virkelighetsnær, i forhold til likevektsberegning med partialfaktormetoden.

5.4 Sikringsplan

For å sikre skjæringen i Roald Amundsens vei foreslås det i sikringsplanen å benytte metoder i form av rensk, bolting, steinsprangnett, drenering og vegetasjonsrydding. Rensk vil i stor grad være med på å løse problematikken rundt de mange nedfallene av større og mindre blokker fra fjellskjæringen. Ved observasjoner i området fremkommer slike nedfall som en av de største utfordringene. Som nevnt i kapittel 3.4 blir det valgt å benytte manuell spettrensk sammen med bruk av lift, hjullaster og lignende. Metoden er også økonomisk lønnsom sammenlignet med andre alternativer.

Som en del av sikringsplanen er det også valgt å benytte bolting som et sikringstiltak mot nedfall av steinblokker. Illustrasjon og analyser av sprekkesystemene i skjæringen viser at sprekkesystemenes orientering medfører at blokkene vil falle ut i retning mot veibanen. For å øke sikkerheten vil det derfor være hensiktsmessig å bolte i utsatte partier i skjæringen. Resultatene fra stabilitetsanalysen av kilen gir også grunnlag for at det er gunstig å benytte bolter for å sikre kilen mot utgliding.

Skjæringen har store variasjoner i sprekkesystemer og derfor vil spredt bolting av enkeltblokker eller enkeltsystemer være mest økonomisk og effektivt. Slik skjæringen er utformet med flere lagdelinger kan lengden av boltene være av stor betydning. Det er hensiktsmessig å forankre boltene dypt inn i fjellet for å øke styrken og sikre at boltene forankres i stabilt og fast fjell. Det er trolig at skjæringen er lagdelt kun i de ytterste lagene, mens lagene lengre inn er selvbærende. Den mest hensiktsmessige metoden å montere fjellboltene på vil være å benytte suspensjon. Boltene vil holde de ustabile lagene fast ved hjelp av spenningene fra stabile lag dypere inn i fjellet. [29] Det settes primært to krav til boltene for å kunne unngå vedlikehold av skjæringen de neste 20 årene[41, s. 38]; boltene skal være godkjent for permanent sikring og de må være korrosjonsbestandige. [6, s. 35]

Endeforankrede bolter er ikke like korrosjonsbestandige sammenlignet med fullt innstøpte bolter og kombinasjonsbolter. Mørtelet eller polyesteret som blir benyttet i endeforankrede bolter er mer utsatt for å bli vasket bort av vann over tid. Resultatene fra målingene viser at bergarten i fjellskjæringen er kvalifisert til svært hardt berg. Som beskrevet tidligere er det ikke anbefalt å bruke endeforankrede bolter til harde bergarter da det ikke gir ønsket innspenning. [6, 11-15]

Fullt innstøpte bolter av kamstål som blir gysert kan være en god permanent løsning. Disse er korrosjonsbestandige samtidig som de er godt egnet for bruk i harde bergarter. Denne typen for bolting er mye brukt til sikring av fjellskjæringer [6, s. 17]. Etter samtale med fagpersoner i firmaet HJH Fjell og anleggsentreprenør som vist i vedlegg L, ble det anbefalt å benytte kamstålbolter fra Pretec i den aktuelle skjæringen [44]. Slike bolter er laget av kamstål med dimensjon Ø25 og lengde fra 3000 mm til 6000 mm. Det anbefales at boltene forankres minst en meter inn i stabilt berg og for slike bolter er det gitt i NS 3420-F:2008 at boltelengden skal være på minimum 3 m. [42]. For korrosjonsbeskyttelse av boltene kan det benyttes varmforsinking eller epoxy pulverlakkering etter gjeldende standarder, se vedlegg J.

Kombinasjonsbolter er et godt alternativ til fullt innstøpte bolter. En kombinasjonsbolt gir øyeblikkelig sikring og kan fungere som permanent sikring dersom den ettergyses. Den er i tillegg korrosjonsbestandig. HJH Fjell og anleggsentreprenør anbefalte her å benytte en NC-Bolt M22 fra Pretec [45] (vedlegg L). For arbeidssikring blir ekspansjonshylsen benyttet og gyses deretter for permanent sikring. De anbefalte videre en størrelse på Ø22 og en lengde mellom 3000 mm til 6000 mm. Denne boltetypen gir mindre forbruk av boltemørtel og mindre søl på berget i skjæringen. Det anbefales at boltene forankres minst en meter inn i stabilt berg. I NS 3420-F:2008 er det gitt at slike bolter skal ha boltelengde på minimum 3 m. [42] Også her kan det benyttes varmforsinking eller epoxy pulverlakk for bedre korrosjonsbeskyttelse, se vedlegg K. Ved montering benyttes det underlagsplate, halvkule og mutter. [6, s. 22] Figur 38 viser tiltenkt plassering av bolter rundt kilen.



Figur 38: De oransje kvadratene viser hvor det anbefales å montere bolter. (Foto: A. E. Hollen)

I tillegg til rensk og bolting vil monteringen av steinsprangnett være med på å fange opp blokker som kan falle ut ved et senere tidspunkt. Selv om det utføres rensk vil det forekomme nye nedfall grunnet forvitring og frostsprengning. Steinsprangnett vil hindre at eventuelle blokker havner i veibanen og faren for person- eller materialskader reduseres betraktelig.

Ved observasjoner i felt er det lagt merke til at grøften mellom skjæringen og veien er smal og har en helning ut mot veibanen. På grunn av dette ses det som hensiktsmessig å montere steinsprangnettet helt inntill skjæringsveggen. Alternativet er å montere nettet i en gitt avstand ut fra veggen. Ved en slik løsning ville nedfall av steinblokker blitt fanget opp av nettet for videre å falle ned i grøften. Dette er ikke gunstig i det aktuelle tilfellet da grøften som nevnt er smal og har helning ut mot veibanen.

Steinsprangnettet har også en fordel når det kommer til isproblematikken i skjæringen. Ved observasjoner i skjæringen i begynnelsen av mars ble det lagt merke til store isdannelser, særlig i form av lange og massive istapper. Steinsprangnettet vil være gunstig da isen vil fryse fast i nettet og smelte ned langs ståltrådene, i stedet for at det dannes store istapper. Denne effekten ville ikke vært til stede dersom nettet hadde blitt montert med avstand fra veggen. Dermed gis enda et argument for at nettet bør monteres helt inntil skjæringsveggen.

Figur 39 viser dannelse av is i skjæringen.



Figur 39: Innenfor det avgrensede området er det mye isdannelse og nett bør monteres. (Foto: A. E. Hollen)

Et annet alternativ som foreslås for å minske isproblematikken og nedfall av steinblokker er å lage en dremskanal på toppen av skjæringsveggen. Dette for å lede regnvann og vann fra vegetasjonen bort fra skjæringen. En slik drenering vil bidra positivt ved å minske vannmengden i skjæringsveggen og dermed redusere dannelsen av is. I tillegg vil det føre til mindre frostsprenging som på sikt reduserer nedfall av blokker.

Det bør samtidig nevnes at det er usikkert hvorvidt det lar seg gjøre å lage en dremskanal på toppen av skjæringsveggen. Dette blant annet på grunn av en tursti som går bak over skjæringen. I forbindelse med stien og et minnesmerke som er plassert i nærheten, er det satt opp en inngjerding mot kanten til skjæringsveggen. Dette kan føre til problemer med tanke på utførelsen av en eventuell dremskanal.

Et annet tiltak som foreslås for å minske vannmengden i skjæringen er å fjerne vegetasjon som befinner seg nær skjæringsveggen. En slik vegetasjonsrens vil føre til mindre vann fra vegetasjon i umiddelbar nærhet til skjæringen, som igjen medfører mindre isdannelser og frostsprengning. Vegetasjonsrensen vil også bidra til å minske fremtidige nedfall av blokker ved å fjerne røtter som gror i sprekker på toppen av skjæringen. Røttene kan føre til rotsprengning som på sikt kan bidra til løsriving av steinblokker.

I arbeidet med sikring av fjellskjæringen er det samtidig viktig å være klar over at endringene som oppstår på grunn av rensk, drenering og vegetasjonsrydding kan medføre nye stabilitetsproblemer. Sikringstiltakene som utføres forårsaker endringer i skjæringen som kan påvirke stabiliteten på andre måter, og kan føre til nye utfordringer. Dette kan for eksempel være at rensken fjerner synlig ustabile blokker, men samtidig avdekker nye ustabile partier som kan føre til større utfordringer. Vegetasjonsrydding kan føre til at bergmasser som har blitt holdt igjen i skjæringen på grunn av vegetasjonen mister festet og deretter faller ut. Det må derfor gjøres vurderinger underveis i sikringsarbeidet slik at man unngår å gjøre enkelte partier mer ustabil underveis.

Endelig vurdering av stabilitet og nødvendig omfang av bergsikring må utføres etter at rensk og drenering er gjennomført, da dette vil kunne endre stabilitetsforholdene til skjæringen.

6 Innovasjon og utvikling

Dette kapitlet tar for seg tanker rundt innovasjon og utvikling innenfor temaet ingeniørgeologi. I denne oppgaven er det benyttet tradisjonelle metoder for stabilitetsvurdering og fjellsikring av en veiskjæring. For å effektivisere og utvikle disse metodene kan nye innovative metoder vurderes slik at vurderings- og sikringsarbeidet blir enklere og mindre tidkrevende.

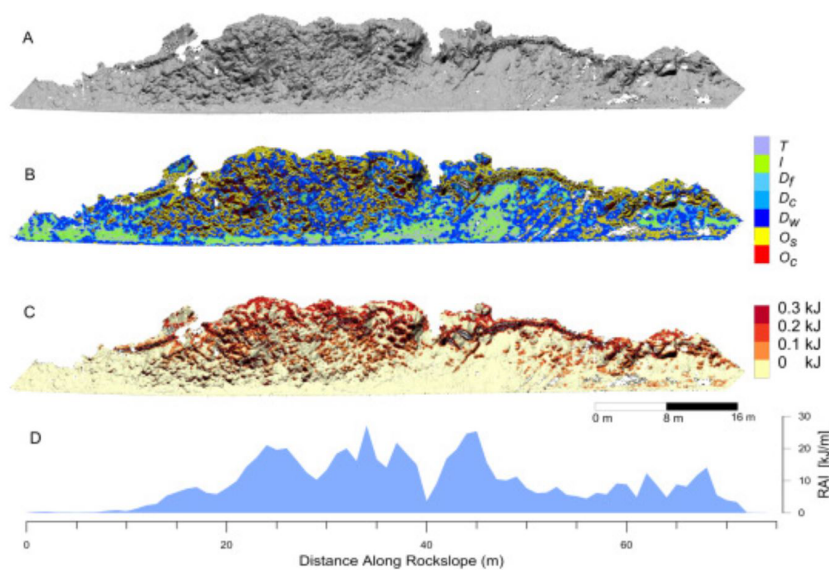
Det er i USA forsket på en ny metode for stabilitetsanalyse av veiskjæringer kalt "Rockfall Activity Index (RAI): A lidar-derived, morphology-based method for hazard assessment". [11] Gjennom en to-trinns prosedyre evalueres faren for nedfall av steinblokker. I det første trinnet benyttes parametre som skjæringshelning og ruhet for å kartlegge erosjon og forvitring som opptrer i fjellskjæringen. Videre benyttes det i trinn to skjæringens geologiske form og struktur til å estimere i hvor stor grad skjæringen er ustabil. Dette for å kartlegge hyppigheten av nedfall. RAI-metoden har blitt utviklet som en enkel og beregningsmessig effektiv algoritme. Algoritmen gjør metoden repeterbar og enkel å benytte i alle typer veiskjæringer. [11, s. 184-185] Metoden representerer topografien ved hjelp av et tredimensjonalt bilde. Dette ved sensorteknologien LiDAR (Light Detection And Ranging), som benytter en infrarød laser til å skanne en bestemt overflate slik at en detaljert tredimensjonal terrengmodell kan genereres. [46]

Rockfall Activity Index fungerer som et mål for nedfallsaktiviteten. Metoden gir samtidig et estimat av den kinetiske energien som kan oppstå ved nedfall av blokker per meter skjæring. I tillegg kartlegges den geologiske formen og oppbyggingen av skjæringen. [11, s. 185]

LiDAR kan gi en ideell illustrasjon av fjellskjæringer der det er lite vegetasjon. Samtidig må det nevnes at hindringer i form av tett vegetasjon kan resultere i hull eller lavere kvalitet i den tredimensjonale terrengmodellen. Dette kan hindre videre beregning med RAI-metoden. [11, s. 185]

RAI-metoden har blitt anvendt og utviklet gjennom feltstudier i den sørlige delen av Alaska. Det ble valgt å undersøke fjellskjæringer fra disse områdene grunnet høy nedfallsaktivitet, nærhet til store veier og lite vegetasjon. Tilsammen ble 15 strekninger med forskjellige veiskjæringer evaluert i undersøkelsen. [11, s. 187-188]

Rockfall Activity Index kan være en verdifull metode for nøyaktig å kunne identifisere de mest ustabile områdene som er preget av nedfall og steinsprang. Metoden kan også kartlegge størrelsen på de mest kritiske områdene og hvor store masser som er i fare for å rase ut. Dette gjøres ved at det markeres "hotspots" på de tredimensjonale bildene som vises med fargen rød illustrert på figur 40. Disse punktene samsvarer med lokale områder som står i fare for å rase ut og frigjøre store mengder kinetisk energi. Lokale områder som ikke har like stor risiko for utrasing er markert med oransje farge og kan være viktig å kartlegge i enkelte situasjoner. På denne måten kan RAI-metoden utpeke områder som på sikt bør sikres da fremtidige nedfall kan oppstå grunnet erosjon, forvitring og andre klimatiske prosesser. [11, s. 191]



Figur 40: De fargede markeringene viser hvilke områder som er mest utsatt for nedfall. [11, s. 190]

Den største kilden til usikkerhet ved bruk av RAI-metoden er den estimerte verdien for graden av ustabilitet, da denne er situasjonsavhengig og kan variere som følge av midlertidige klimaendringer. Samtidig ble det i forbindelse med forskningsartikkelen utført forsøk som viste at metoden ikke var spesielt følsom ovenfor denne parameteren. I stedet viste forsøkene at metoden i større grad er avhengig av kjente faktorer relatert til kinetisk energi, på grunn av utfallshøyde og mengde nedfallsmasser. En annen svakhet er at metoden ikke tar hensyn til seismisk aktivitet, som kan føre til større risiko for nedfall enkelte steder. [11, s. 191]

RAI-metoden er fortsatt under utvikling og testes flere steder over hele verden for å vurdere metodens pålitelighet ved andre geologiske forhold. Ut fra resultatene som har fremkommet ved bruk av metoden så langt, viser den seg å kunne være et viktig verktøy for å kartlegge de mest kritiske områdene med tanke på nedfall og steinsprang. [11, s. 191]

Rockfall Activity Index er en ny metode som enda ikke er ferdig utviklet, men resultatene fra forskningen som har blitt gjort ses på som positiv ved eventuell bruk i Norge. Dette siden topografien i Norge er relativt lik studieområdene i Alaska hvor metoden har blitt forsket på. Påliteligheten vil dermed være tilsvarende ved bruk i Norge som i Alaska.

I arbeidet med denne oppgaven ville bruk av en slik metode vært svært gunstig med tanke på å kartlegge ustabile områder med risiko for nedfall. Arbeidet med å vurdere hvor i skjæringen det er hensiktsmessig å montere bolter og netting ville blitt betydelig enklere og mer effektivt. Samtidig ville behovet for felt- og laboratorieundersøkelser, samt beregninger og analyser blitt redusert. Ved bruk av RAI-metoden kan risikofylte feltundersøkelser som blant annet målinger i krevende terreng unngås. Dette gir bedre HMS-forhold i arbeidet med stabilitetsvurderinger av fjellskjæringer. Sammenlignet med tradisjonelle beregningsmetoder gir RAI-metoden en mer nøyaktig og helhetlig kartlegging av hele området som skal stabilitetsvurderes. Spesielt medfører dette at metoden er tidsbesparende og svært gunstig i store veiskjæringer. Metoden anses som et nyttig og effektivt verktøy, og vil medføre mange fordeler ved eventuell bruk i fremtiden.

7 Konklusjon

På bakgrunn av observasjoner, undersøkelser, beregninger og analyser som er gjennomført har gruppen kommet frem til følgende konklusjon. Sikringstiltakene som foreslås ses på som gunstige og hensiktsmessige for å bedre sikkerheten rundt ferdsel i Roald Amundsens vei.

Stabilitetsvurderingen av den antatt ustabile kilen resulterte ved likevektsberegning med partialfaktormetoden i at de drivende kreftene ble større enn de stabiliserende kreftene. Samtidig ble det gjennom stabilitetsanalysen av kilen funnet en sikkerhetsfaktor på 1,4. På bakgrunn av disse resultatene ble det vurdert som hensiktsmessig med ekstra sikringstiltak i form av bolter for å øke sikkerheten til forbipasserende.

Risikoen knyttet til nedfall av blokker langs skjæringen vil umiddelbart reduseres etter en manuell spettrensk. Derimot vil denne renskan kun medføre midlertidig bedring av stabiliteten. Illustrasjon og analyse av skjæringens sprekkesystemer viser at de er orientert slik at fremtidige nedfall vil kunne havne i veibanen. Det foreslås derfor sporadisk bolting av ustabile blokker for å opprettholde sikkerheten tilstrekkelig.

Grøften mellom veibanen og skjæringen bør også utbedres ved å fjerne masser slik at grøften får en helning inn mot skjæringen, i stedet for ut mot veibanen som er tilfellet i dag. Ved en slik utforming vil eventuelle nedfall fanges opp i grøften, og på den måten ikke havne i veibanen.

For videre å løse problematikken rundt fremtidige nedfall av blokker og isdannelser, anbefales det på bakgrunn av observasjoner og undersøkelser at det monteres steinsprangnett i skjæringen. Vegetasjonsrydding og drenering er tiltak som bidrar til å redusere vannmengdene i skjæringen, og vil være gunstig med tanke på frost- og rotsprenging. Dette kan også over tid føre til nedfall av nye blokker. Samtidig er disse tiltakene med på å redusere isdannelser.

Sikringstiltakene ses på som nødvendig for at fjellskjæringen skal tilfredsstille funksjonskrav til skjæringer og skråninger i berg i følge Statens Vegvesens håndbok N200. Ved å gjennomføre de foreslåtte sikringstiltakene vil forbipasserende trafikanter få større trygghet rundt ferdsel i Roald Amundsens vei.

Litteraturliste

- [1] NGU Norges geologiske undersøkelse. Nasjonal berggrunnsdatabase, Februar 2019 (hentet 4. feb 2019). Tilgjengelig fra;. URL <https://geo.ngu.no/kart/berggrunn/>.
- [2] Meteorologisk Institutt. Været som var i trondheim. (internett), Ukjent (hentet 03. april 2019) Tilgjengelig fra:. URL <https://www.yr.no/sted/Norge/Tr%C3%B8ndelag/Trondheim/Ila/statistikk.html>.
- [3] Nilsen B. *Ingeniørgeologi - Berg Grunnkurskompendium*. NTNU Institutt for geologi og bergteknikk, Trondheim, 2016.
- [4] Norsk Bergmekanikkgruppe. *Ingeniørgeologi - Berg: Håndbok*. Tapir Forlag;, Trondheim;, 1985.
- [5] Mah C W. Wyllie D C. *Rock Slope Engineering*. Spon press, New York, 2004.
- [6] Statens Vegvesen. *Fjellbolting - N215*. Vegdirektoratet, November, 1999.
- [7] Nilsen B. Grøneng G. *Prosedure for Determining Input Parameteres for Barton-Bandis joint shear strenght formulation*. NTNU Institutt for geologi og bergteknikk, Trondheim, 2009.
- [8] Dr Evert Hoek. *PRACTICAL ROCK ENGINEERING*. Evert Hoek Consulting Engineer Inc, North Vancouver, British Columbia, 2006.
- [9] Standard Norge. Ns-en 1998-1:2004+a1:2013+na:2014. eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning, del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger. (internett), 2014; (hentet 13. mars 2019) Tilgjengelig fra:. URL <https://www.standard.no/>.
- [10] Bray JW. Hoek E. *Rock Slope Engineering*. E FN SPON, London., 1981.
- [11] Olsen MJ O'Banion M Cunningham K Dunham L, Wartman J. *Engineering Geology; Rockfall Activity Index (RAI): A lidar-derived, morphology-based method for hazard assessment*. Elsevier, USA, 20 April 2017.
- [12] International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. *Suggested Methods for the Quantitative Description of Discontinuities in Rock Masses*. Pergamon Press, Unknown, 1979.

- [13] Statens Vegvesen. Vegkart (internett), Ukjent (hentet 19. mars 2019). Tilgjengelig fra:. URL <https://www.vegvesen.no/vegkart/vegkart>.
- [14] Askheim S. Trondheimsfeltet (internett), Ukjent: Store norske leksikon 15. februar 2009 (oppdatert 28. oktober 2018; hentet 04. februar 2019) Tilgjengelig fra:. URL <https://snl.no/Trondheimsfeltet>.
- [15] NGU Norges geologiske undersøkelse. Norske bergarter (internett), Ukjent (hentet 25. mars 2019). Tilgjengelig fra:. URL https://www.ngu.no/sites/default/files/Norsk%20bergarter_poster_screen.pdf.
- [16] Harstvieit K. Maritimt klima (internett), Ukjent: Store norske leksikon 14. februar 2009 (oppdatert 21. september 2018; hentet 05. mars 2019) Tilgjengelig fra:. URL http://snl.no/maritimt_klima.
- [17] Dannevig P. Sør-trøndelag-klima (internett), Ukjent: Store norske leksikon 15. februar 2009 (oppdatert 24. januar 2019; hentet 05. mars 2019) Tilgjengelig fra:. URL http://snl.no/S\T1\or-Tr\T1\ondelag_-_klima.
- [18] Statens Vegvesen. *Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger*. Vegdirektoratet, April, 2008.
- [19] Thue J. V. (NTNU). Skråningsstabilitet (internett), Ukjent: Store norske leksikon 15. februar 2009 (hentet 06. februar 2019) Tilgjengelig fra:. URL <https://snl.no/skråningsstabilitet>.
- [20] Aarhaug O. R. *Geoteknikk og fundamenteringslære 2*. Fagbokforlaget, Trondheim, 2017.
- [21] Braathen A. Gabrielsen R. H. *Gråsteinen 7: Bruddsoner i fjell - oppbygging og definisjoner*. Norges geologiske undersøkelse, NGU, Trondheim, 2000.
- [22] Bakkehøi S. *Klimaendringer kan gi økt skredfare i deler av landet*. Norges Geotekniske Institutt, NGI, Oslo, 2008.
- [23] Standard Norge. Ns-en 1997-1:2004+na:2008 eurokode 7: Geoteknisk prosjektering - del 1: Allmenne regler (internett), 2008; (hentet 13. mars 2019) Tilgjengelig fra:. URL <https://www.standard.no/>.
- [24] Statens Vegvesen. *Sikring av veger mot steinskred*. Vegdirektoratet, Juni, 2011.
- [25] Nilsen B. *Alternative metoder for stabilitetsanalyse*. Norsk betongforening, Oslo, 1999.
- [26] Bjordal H. med flere. *Sikring av veger mot steinskred*. Statens Vegvesen, Oslo, 2011.

- [27] Kristjansson G. *Rock bolting and pull out test on rebar bolts*, Master. NTNU, Trondheim, 2014.
- [28] Peng S S. Tang D H Y. *Roof bolting in underground mining: a state-of-the-art review*. International Journal of Mining and Mineral Engineering, Morgantown, 1983.
- [29] Mark C. Molinda G M. Dolinar D R. *Analysis Of Roof Bolt Systems*. Pittsburgh Research Laboratory, Ukjent.
- [30] Steensgaard L. Rolfsen C N. *Anleggsdrift og fjellarbeid*. Gyldendal, Oslo, 2000.
- [31] Elsevier B v. The schmidt hammer in rock material characterization (internett), Ukjent: Store norske leksikon 2005 (hentet 04. mars 2019) Tilgjengelig fra:. URL <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0013795205001225#bib17>.
- [32] Hole LJ. *Analyse av ustabil vegskjæring ved Svølgja, Fv 30*, Master. NTNU Institutt for geologi og bergteknikk, Trondheim, 2015.
- [33] Proceq. Schmidt rebound hammers for concrete strength and rock testing (internett), Ukjent (hentet 5. mars 2019). Tilgjengelig fra:. URL <https://www.proceq.com/compare/schmidt-hammers/>.
- [34] Shehu SA Saliu MA. *Earth Science Assessment of excavation method of Obajana and Ewekoro limestone deposits*. SciencePG, Department of Mining Engineering, the Federal University Technology, Akure Ondo State, Nigeria., 2014.
- [35] Ulusay R Li CC Perez-Rey I Karakul H Chryssanthakis P Aydan Ö Alejano LR, Muralha J. Suggested method for determining the basic friction angle of planar rock surfaces by means of tilt tests, Springer-Verlag GmbH Austria; 2018. (hentet 26. april 2019). Tilgjengelig fra:. URL <https://link.springer.com/content/pdf/10.1007/978-3-319-603-018-1627-6.pdf>.
- [36] Choubey V Barton N. *The shear strength of rock joints in theory and practice*. Rock Mechanics and Rock Engineering, December, 1977.
- [37] Einstein HH Nardum F Kveldsvik V, Nilsen B. *Alternative approaches for analyses of a 100,000 m³ rock slide based on Barton-Bandis shear strength criterion*. Landslides, Oktober, 2007.
- [38] Chau K. T. Wong R. H. C. *Technical Note, Uniaxial Compressive Strength and Point Load Strength of Rocks*. Pergamon, Great Britain., 1996.

- [39] Rocscience Inc. Dips 7.0 (internett), Ukjent (hentet 4. mars 2019). Tilgjengelig fra:. URL <https://www.rocscience.com/software/dips>.
- [40] Rocscience Inc. Rocplane 3.0 (internett), Ukjent (hentet 19. mars 2019). Tilgjengelig fra:. URL <https://www.rocscience.com/software/rocplane>.
- [41] Statens Vegvesen. *Vegbygging - N200*. Vegdirektoratet, Juli, 2018.
- [42] Standard Norge. Ns 3420-f: 2008. beskrivelsestekster for bygg, anlegg og installasjoner. del f: Grunnarbeider - del 1 (internett), Oslo: Standard Norge; 2008. (hentet 4. april 2019). Tilgjengelig fra:. URL <https://www.standard.no/nettbutikk/sokeresultater/?search=NS+3420+F>.
- [43] Proceq SA. Portable instruments for the field; assessment of rock properties(internett), Ukjent (hentet 9. mars 2019). Tilgjengelig fra:. URL https://www.proceq.com/uploads/tx_proceqproductcms/import_data/files/RockSchmidt_Sales%20Flyer_English_high.pdf.
- [44] Pretec. Kamstålbolt Ø25/m24 sikringsbolt/takbolt. (internett), Ukjent (hentet 06. april 2019) Tilgjengelig fra:. URL <https://pretec.no/wp-content/uploads/2016/05/Kamst%C3%A5lbolt-%C3%9825-M24-Sikringsbolt-Takbolt-16.01.2017.pdf>.
- [45] Pretec. Nc-bolt m22 kombinasjonsbolt/sikringsbolt. (internett), Ukjent (hentet 06. april 2019) Tilgjengelig fra:. URL <https://pretec.no/wp-content/uploads/2016/05/NC-Bolt-M22-HRB630-03.02.2018.pdf51bolt-%C3%9825-M24-Sikringsbolt-Takbolt-16.01.2017.pdf>.
- [46] NGI. Lidar og gigapan(internett), Ukjent (hentet 9. mai 2019). Tilgjengelig fra:. URL <https://www.ngi.no/Prosjekter/Remote-Mapping-Warning/LiDAR-og-GigaPan>.

Vedlegg

Vedlegg A Intervju med professor Bjørn Nilsen

Onsdag 13. mars 2019 hadde gruppen et møte med professor i ingeniørgeologi, Bjørn Nilsen, ved Institutt for geovitenskap og petroleum ved NTNU. Møtet ble avholdt på Nilsens kontor på Gløshaugen. Alle medlemmene av bachelorgruppen deltok på møtet, som ga god og nyttig informasjon rundt arbeidet med oppgaven.

Gruppen hadde spørsmål rundt Schmidt-hammermålinger. I utgangspunktet hadde vi kun tilgang til Schmidt-hammer type N, men i følge produsentens nettsider egnet ikke denne typen seg for målinger på bergoverflater. Vi hadde funnet en konverteringsformel i en forskningsartikkel og lurte derfor på om Nilsen mente denne kunne benyttes. Han kom da med forslag om å låne en Schmidt-hammer type L som er egnet for bergoverflater fra deres institutt. Deretter mente han det kunne være interessant å kontrollere om konverteringsformelen kunne benyttes i vårt tilfelle. Dette kunne utgjøre en liten "forskningsdel" i oppgaven vår. Nilsen opplyste om at gruppen kunne ta kontakt med overingeniør Gunnar Vistnes for lån av hammer.

I forbindelse med Schmidt-hammermålinger fremkommer det en verdi på hammeren ved hver måling. Vi hadde ikke helt forstått når denne verdien representere R og r. Nilsen forklarte at "r" fremkommer ved målinger på flater kilen kan gli langs, mens "R" fremkommer på sprengte flater.

Siden vi ikke hadde mulighet til å utføre alle forsøkene vi hadde tenkt ved laboratoriet på Kalvskinnet, lurte vi på om det var mulig å gjennomføre disse forsøkene på deres laboratorium. Dette hadde vi forespurt om i en mail på forhånd. Nilsen hadde i den forbindelse vært i kontakt med laboratorieansvarlig Gunnar Vistnes og avklart at dette var gjennomførbart. Vi ble bedt om å ta nærmere kontakt med Vistnes for å avtale tidspunkt.

Nilsen informerte om hvilket prøvemateriale som var nødvendig for å utføre forsøkene. Det var ønskelig å få boret ut fem kjerneprøver fra steinblokker hentet fra skjæringen (minimum tre), for bruk i laboratorieforsøkene. Disse kjerneprøvene måtte være minst 15 cm lang, og får ved utboring en diameter på 54 mm. Nærmere forklaring på utførelser er forklart i ISRM-standaren.

Angående tilt-forsøket kom Nilsen med et forslag om en annen utførelse enn den gruppen hadde lest om på forhånd. I stedet for å dele kjerneprøvene i to på langs, kunne tre av de tidligere utborede kjerneprøvene benyttes. Forsøket blir da utført ved å legge to kjerner i bunn, og en på topp. Apparatet tiltes opp til en vinkel der den øverste kjerneprøven begynner å gli. Dette skal gjentas slik at alle de tre kjerneprøvene hver sin gang blir liggende på topp, mens apparatet tiltes til høyre.

Et annet forsøk som skal utføres på laboratoriet er enaksialt trykkforsøk. Dette forsøket vil gi en UCS-verdi som representerer bergartens styrke. Ved avlesning i tabell med Schmidt-hammerverdi og densitet fremkommer også en UCS-verdi. Gruppen lurte på om disse to verdiene representere det samme. Nilsen bekreftet dette og anbefalte å sammenligne resultatene. Ulikeheter kan indikere feilkilder i en av målingene.

Gruppen hadde heller ikke tilgang til ønsket programvare for visualisering og beregning av skjæringsstabilitet. Ekstern veileder i Rambøll anbefalte oss å benytte blant annet programmene RocPlane 3.0 og DIPS 7.0 fra RocScience. Det ble derfor spurt om det var mulig å få tilgang til disse gjennom NTNU sin lisens. Nilsen mente dette var mulig, og oppfordret gruppen til å ta kontakt med overingeniør og IT-ansvarlig, Knut Olav Solem.

Under møtet ble det lagt frem bilder av den aktuelle fjellskjæringen og det ble diskutert ulike beregningsmetoder rundt den antatt ustabile kilen. For å være i stand til å utføre en likevektsberegning med partialfaktormetoden mente Nilsen at vi burde lage et forenklet snitt i 2D som representerte den minst gunstige situasjonen for kilen. I tillegg hadde han et forslag om å benytte en metode for stabilitetsanalyse for kile, beskrevet i boken Rock Slope Engineering, appendix III. Dette er en mer omfattende og korrekt analyse for den aktuelle situasjonen med kilen i skjæringen. Ved bruk av denne metoden anbefalte Nilsen å sette kohesjon, $c = 0$, og benytte samme fiksjonsvinkel på begge glideplan, som i likevektsberegningen.

For å finne kilens fall og fallretning foreslo Nilsen at vi kunne utføre en stereografisk projeksjon av de to glideplanene til kilen. Dette er ikke noe vi har lært i vårt studieløp. Nilsen viste oss derfor kapittelet 2.5 i boken Rock Slope Engineering der utførelsen er beskrevet. I tillegg ga han oss en rask innføring og gruppen fikk med seg nødvendig utstyr; stereonett, tracingpapir og tegnestift.

Siste del av oppgaven innebærer å utarbeide en sikringsplan for hele skjæringen. I den forbindelse var gruppen nysgjerrig på å høre Nilsens forslag til sikringsmetoder. På bakgrunn av bildene foreslo han først å utføre rensk, for så å bolte det som står i fare for å gli ut. Han anbefalte også å benytte netting for isproblematikken og eventuelle steinsprang.

Vedlegg B Schmidt-hammer type L

Sprekkeflater - L HAMMER						
Måling nr.:	Lokalitet 1.1	Lokalitet 1.2	Lokalitet 1.3	Lokalitet 1.4	Lokalitet 1.5	Lokalitet 1.6
1	52	51	46	27	56	28
2	36	51	50	36	41	34
3	52	46	51	50	48	33
4	32	51	47	31	55	32
5	55	42	56	34	57	51
6	34	57	40	39	51	36
7	56	46	47	21	33	48
8	57	52	40	39	39	50
9	35	54	44	55	56	22
10	47	50	45	59	51	21
11	49	50	27	34	58	31
12	42	53	46	22	49	36
13	46	54	53	18	50	38
14	42	53	58	25	40	49
15	54	54	49	40	55	50
16	45	52	53	36	50	35
17	42	56	51	42	47	42
18	45	53	46	35	48	43
19	57	54	53	32	55	26
20	36	55	52	25	43	38
Gjennomsnitt	52,5	54,1	52,6	39,6	54,4	44,5
Fra N til L	-	-	-	-	-	-
Schmidt-hammer orientering	90	90	90	90	90	90
UCS (Mpa)	250	270	250	130	270	155

Vedlegg C Schmidt-hammer type N

Sprekkeflater - N HAMMER						
Måling nr.:	Lokalitet 1	Lokalitet 2	Lokalitet 3	Lokalitet 4	Lokalitet 5	Lokalitet 6
1	30	41	48	18	18	35
2	45	15	40	36	42	51
3	39	16	45	39	30	42
4	32	22	26	21	38	33
5	50	41	24	33	46	26
6	44	39	44	46	43	34
7	43	27	42	34	42	44
8	44	52	46	12	35	40
9	40	38	45	19	46	37
10	11	45	38	44	45	24
11	21	25	41	48	45	34
12	40	46	50	26	51	18
13	42	22	48	28	48	35
14	38	18	42	36	32	22
15	48	49	50	28	29	55
16	20	24	34	42	28	38
17	22	42	42	24	41	42
18	45	25	28	41	36	40
19	26	20	20	31	40	38
20	22	38	28	32	51	40
Gjennomsnitt	44,1	43,1	46	39,9	45,8	43
Fra N til L	35,44	34,5	37,23	31,5	37,04	34,41
Schmidt-hammer orientering	90	90	90	90	90	90
UCS (Mpa)	273	266	286	242	285	265

Vedlegg D a/L-metoden: ruhetsmålinger

Ruhetsmålinger fordelt langs hele skjæringen						
Målinger	Lokalitet 1	Lokalitet 2	Lokalitet 3	Lokalitet 4	Lokalitet 5	Lokalitet 6
Måling 1 [mm]	19	6	47	42	52	2
Måling 2 [mm]	2	3	38	24	17	11
Måling 3 [mm]	27	4	50	0	15	4
Måling 4 [mm]	22	8	11	6	3	4
Måling 5 [mm]	11	2	4	27	0	5
Måling 6 [mm]	3	1	1	0	21	13
Gjennomsnitt [mm]	14	4,3	25,2	16,5	18	6,5
L [m]	1	0,7	1	1	0,6	0,4
JRC	6	2,9	11	7	12,3	6,2

Ruhetsmålinger på kilens 5 plan					
Målinger	Plan 1	Plan 2	Plan 3	Plan 4	Plan 5
Måling 1 [mm]	36	7			12
Måling 2 [mm]	54	3			8
Måling 3 [mm]	34	7			3
Måling 4 [mm]	4	4			1
Måling 5 [mm]	22	11			16
Gjennomsnitt [mm]	30	6,4			8
L [m]	1	0,6			0,6
JRC	13	4,5			6

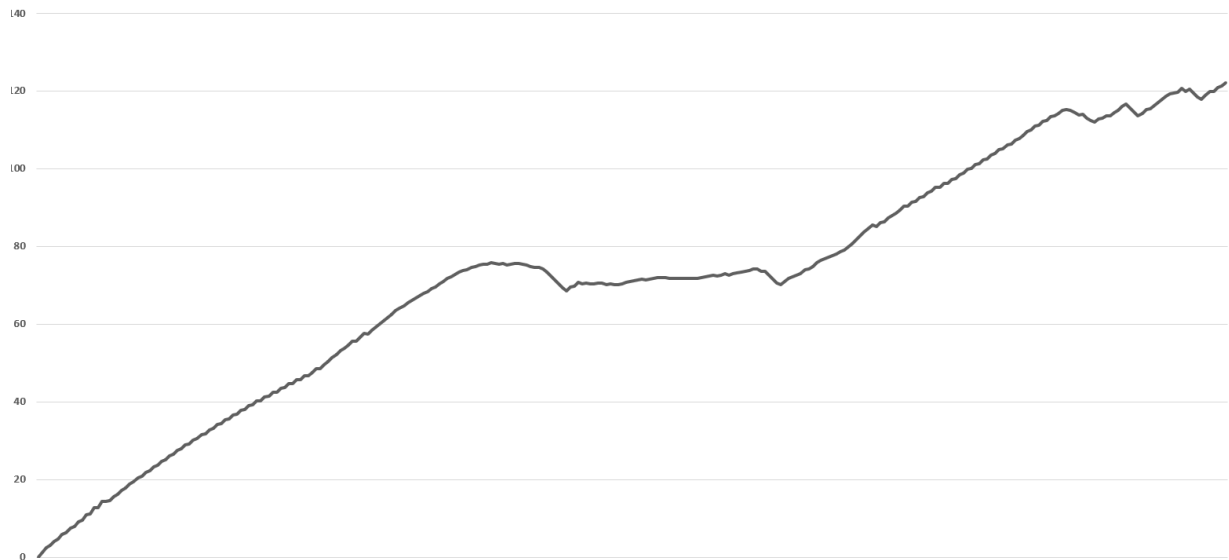
Vedlegg E Kjerneprøver

Kjerneprøve nr.:	6 målinger av diameter langs lengden (mm):	Gjennomsnittlig diameter:	Lengde:	Masse:	Volum:
1	49,87 + 49,87 + 49,88 + 49,91 + 49,92 + 49,92	49,9 mm = 0,0499 m	127,52 mm = 0,12752 m	751,62 g = 0,75162 kg	0,0002494 m ³
2	49,89 + 49,89 + 49,94 + 49,89 + 49,91 + 49,94	49,91 mm = 0,04991 m	127,16 mm = 0,12716 m	751,99 g = 0,75199 kg	0,0002488 m ³
3	49,87 + 49,89 + 49,87 + 49,88 + 49,88 + 49,87	49,88 mm = 0,04988 m	127,19 mm = 0,12719 m	749,92 g = 0,74992 kg	0,00024854 m ³
4	49,96 + 49,94 + 49,93 + 49,92 + 49,92 + 49,89	49,93 mm = 0,04993 m	127,24 mm = 0,12724 m	751,36 g = 0,75136 kg	0,00024914 m ³
5	49,82 + 49,96 + 49,96 + 49,94 + 49,96 + 49,97	49,94 mm = 0,04994 m	107,74 mm = 0,10774 m	637,89 g = 0,63789 kg	0,000211 m ³

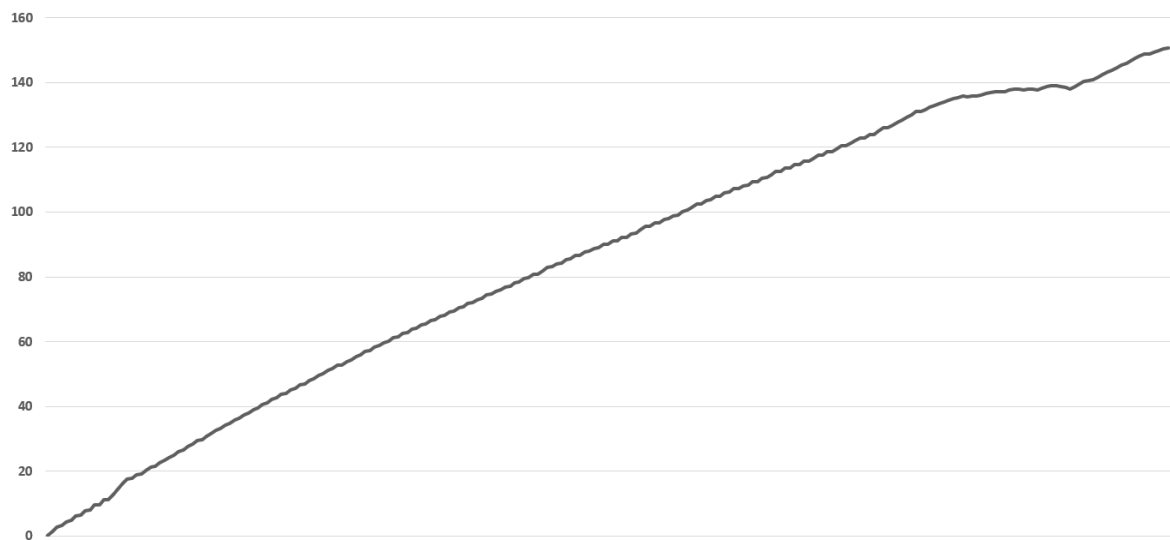
Kjerneprøve nr.:	Gangtid:	Lydhastighet:	Densitet, ρ :	Tyngdetetthet, γ :	USC:	Poissons forholdstall, μ :	E-modul, E:
1	41,8 μ s	3051 m/s	3013,7 kg/m ³	29,564 kN/m ³	122,1 Mpa	0,38	39,08 Gpa
2	38,9 μ s	3269 m/s	3022,5 kg/m ³	29,651 kN/m ³	150,7 Mpa	0,33	50,43 Gpa
3	40,8 μ s	3117 m/s	3017,3 kg/m ³	29,560 kN/m ³	161,8 Mpa	0,3	54,5 Gpa
4	42,2 μ s	3015 m/s	3015,8 kg/m ³	29,585 kN/m ³	59,2 Mpa	0,4	23,51 Gpa
5	34,4 μ s	3132 m/s	3023,2 kg/m ³	29,658 kN/m ³	145,8 Mpa	0,33	46,27 Gpa

Vedlegg F Resultat fra UCS-målinger

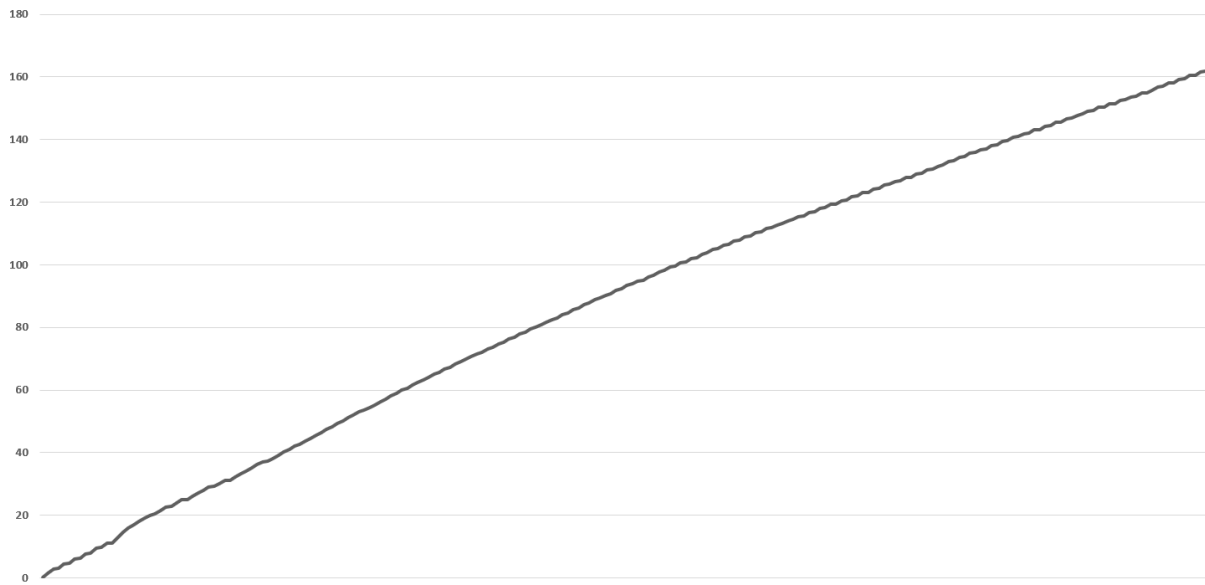
Forsøk 1 - UCS (MPa) 122,1



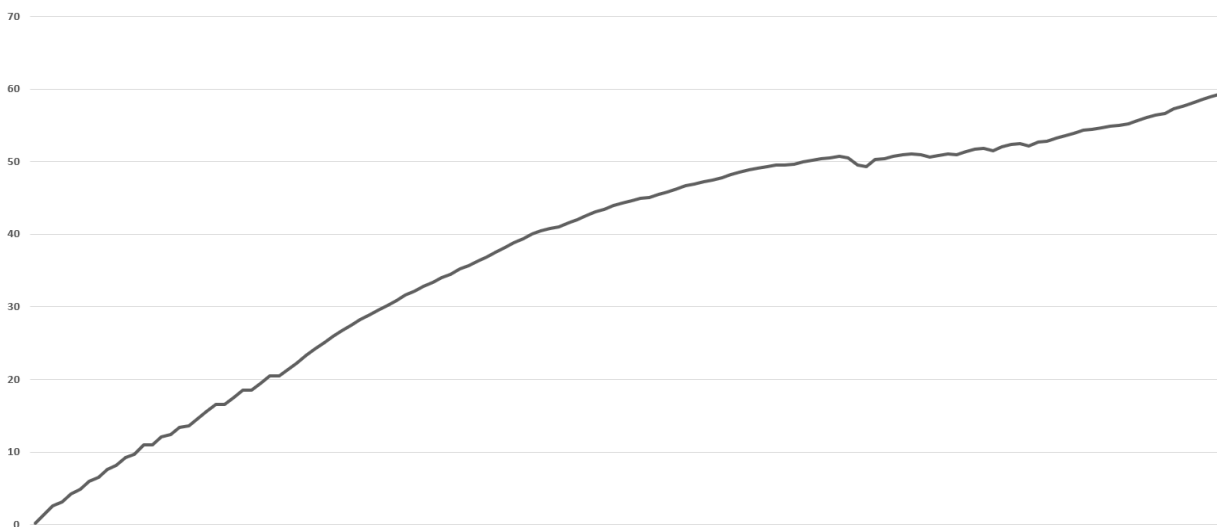
Forsøk 2 - UCS (MPa) 150,7



Forsøk 3 - UCS (MPa) 161,8



Forsøk 4 - UCS (MPa) 59,2

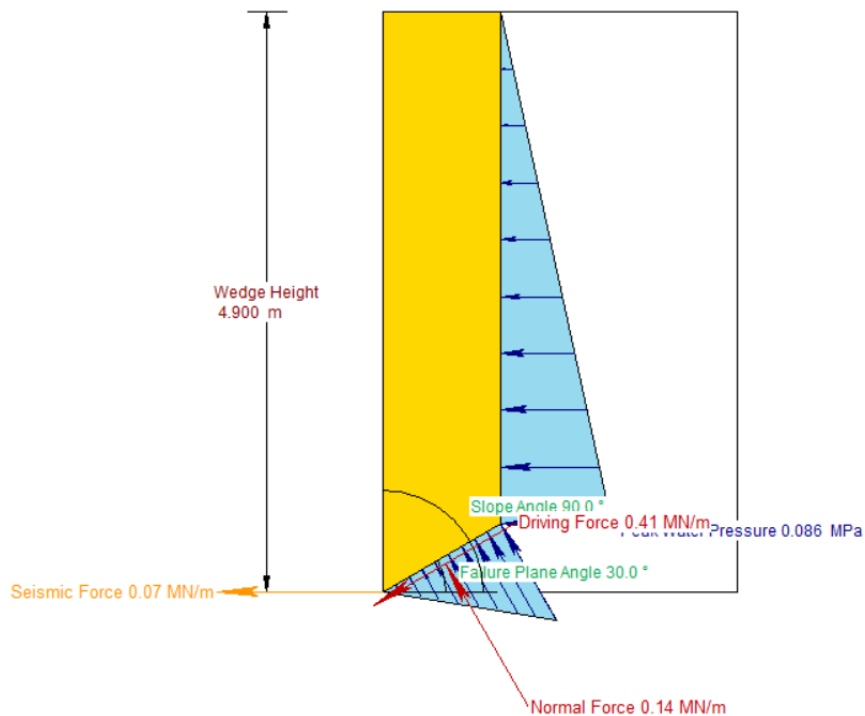


Forsøk 5 - UCS (MPa) 145,8



Vedlegg G Likevektsanalyse med dataprogrammet RocPlane

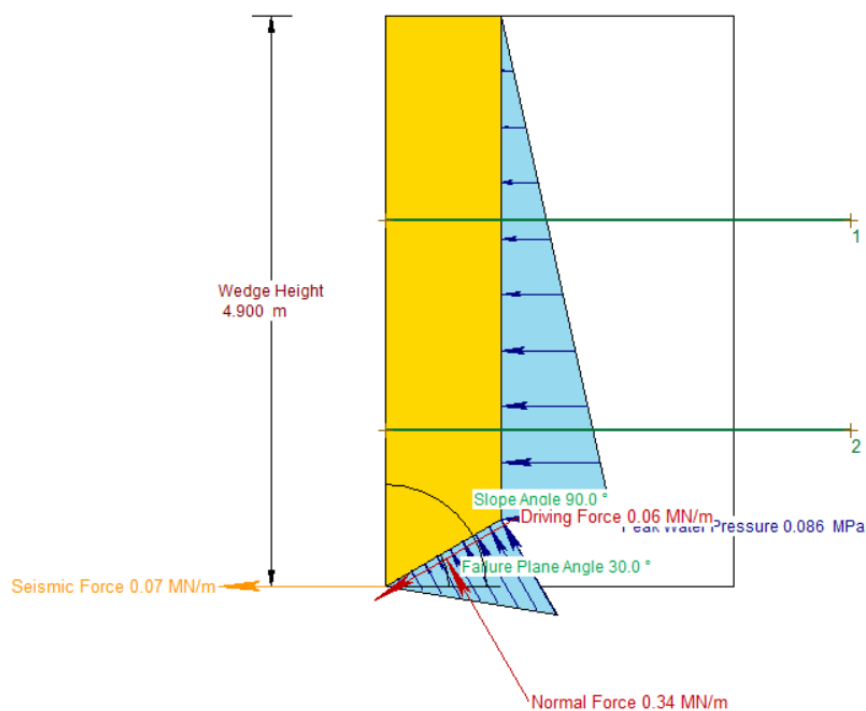
3.0



Factor of Safety	0.95
Probability of Failure	1
Probability of Sliding	1
Driving Force	0.41 MN/m
Resisting Force	0.39 MN/m
Wedge Weight	0.37 MN/m
Wedge Volume	4.61 m ³ /m
Shear Strength	0.33 MPa
Shear Resistance	0.39 MN/m
Normal Force	0.14 MN/m
Seismic Force	0.07 MN/m
Plane Waviness	0.0°
Water Force on Failure Plane	0.05 MN/m
Water Force on Tension Crack	0.19 MN/m

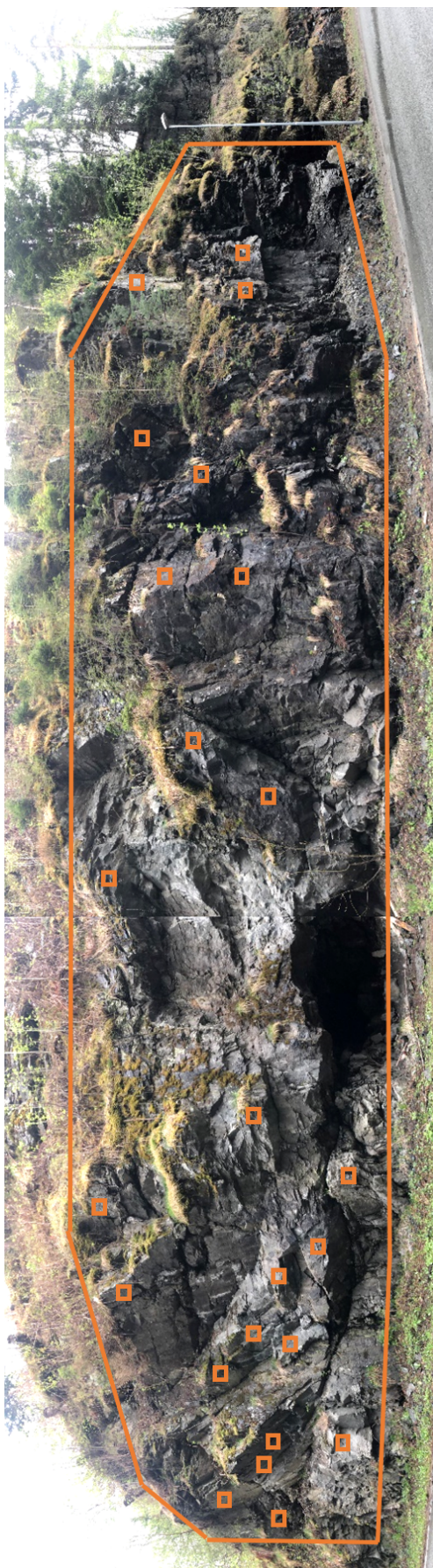
Vedlegg H Likevektsanalyse med bolter med dataprogrammet

RocPlane 3.0



Factor of Safety	15.04
Probability of Failure	0
Probability of Sliding	0
Driving Force	0.06 MN/m
Resisting Force	0.94 MN/m
Wedge Weight	0.37 MN/m
Wedge Volume	4.61 m ³ /m
Shear Strength	0.81 MPa
Shear Resistance	0.94 MN/m
Normal Force	0.34 MN/m
Seismic Force	0.07 MN/m
Plane Waviness	0.0°
Active Bolt Force	0.40 MN/m
Active Bolt Angle	0.0°
Passive Bolt Force	0.00 MN/m
Passive Bolt Angle	0.0°
Water Force on Failure Plane	0.05 MN/m
Water Force on Tension Crack	0.19 MN/m

Vedlegg I Sikringsplan



Vedlegg J Kamstålbolt



Produktdatablad/Product Data Sheet

Kamstålbolt Ø25/M24 Sikringsbolt / Takbolt



Bolt for fjellsikring. Boltene er skråkappet i enden for bedre blanding av polyestere. Benyttes også som fullt innstøpt. Boltene kan benyttes både som permanent- og arbeidssikring i vegtunneler. Boltene benyttes også til oppheng av takelementer. Boltene leveres med stor fas på gjengeenden.

Lagerprogram:

M24x1500 M24x4000
M24x2000 M24x5000
M24x2400 M24x6000
M24x3000

Teknisk informasjon:

Bolt: Kamstålbolt Ø25. Mekaniske egenskaper tilsvarende B500NC, iht NS 3576:3-2012 eller tilsvarende
Gjengelengde: M24x1500mm (lengde 1500-5000) (Gjengene er kaldvalset)
Gjengelengde: M24x2000mm (Lengde 6000-8000) (Gjengene er kaldvalset)
Boltene er skråkappet 45°
Vekt: 3,92 kg/m
Spesifikasjoner: Ref. tegn. PTC-118
Metriske gjenger
Spesifiserte mekaniske egenskaper gjelder for utgangsmateriale

Dimensjon:	Spenningsareal mm ² , A _s Gjenge – Stamme	Flyt, ReH N/mm ² Min:	Brudd, Rm N/mm ² f _t	Duktilitet, Agt % min
M24x3,0	353 - 491	500	600	8

Det benyttes homogent materiale ved produksjon av kamstålbolter. Utregningen under er basert på dette.

Brukslast gjenge $f_{sd} = ReH / \gamma_{M2} \times A_s \times 10^{-3} = 500 / 1,15 \times 353 \times 10^{-3} = 153 \text{ kN}$

Brukslast stamme $f_{sd} = ReH / \gamma_{M2} \times A_s \times 10^{-3} = 500 / 1,15 \times 491 \times 10^{-3} = 213 \text{ kN}$

Mutter: M24 +3/10, iht ISO 4032-8, Pc-Coat.

Korrosjonsbeskyttelse / Pc-Coat:

Varmforsinking blir utført etter NS-EN-ISO 1461 og epoxy pulverlakk blir utført etter NS-EN 13438.

Vedrørende belegg tykkelse og ytterligere informasjon så henvises det til Document Q/PTC-T19A – Specification for Pc-Coat – SVV/JBV.

Det vises også til produkt datablad for Pc-Coat og tilhørende FDV dokumentasjon.

Passende polyesterpatroner:

Ø28x370 Se eget produktdatablad for bruk av polyester

Borehull:

Anbefalt borehull: 34mm – 38mm ved bruk av polyester

Tilbehør:

Ved gysing: Fjær for sentrering og holding i borehull anbefales.

Sfæriske skiver Ø150, Ø190, trekantplate 400x500, halvkule og mutter. Alt i Pc-Coat.

Vann og frost-/fjellsikring – Revidert 16.01.2017
Pretec AS – www.pretec.no – Telefon: 69 10 24 60

Dokumentet presenteres uten ansvar for eventuelle feil.
Innhold kan endres uten forutgående beskjed.

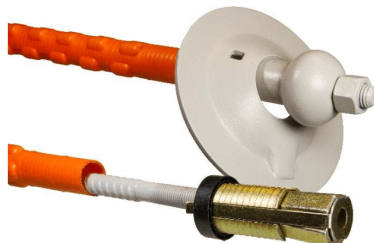
Vedlegg K NC-bolt



Produktdatablad/Product Data Sheet

NC-Bolt M22 Kombinasjonsbolt/Sikringsbolt

Kombinasjonsbolt utviklet for arbeids og permanent sikring



NC-Bolt M22 Kombinasjonsbolt for bergsikring. Boltene brukes med ekspansjonshylse for omgående arbeidssikring. Deretter gyses boltene for permanent sikring.

Lagerprogram:

M22x4000

M22x5000

M22x6000

Øvrige lengder produseres mot ordre

Teknisk informasjon:

Material: HRB 630 iht. GB 1499.2

Kamstålbolt $\varnothing 22$

Gjengelengde: 2xM22x150mm (gjengene er kaldvalset)

Vekt: 2,98 kg/m

Spesifikasjoner:

Ref. tegn. PTC-173 serien

Mekaniske egenskaper:

Dimensjon:	Spenningsareal A_s Gjenge – Stamme	Flyt Reh	Brudd Rm	Duktilitet Agt
M22x2,5	303 - 380 N/mm ²	Min. 630 N/mm ²	Min. 790 N/mm ²	Min. 7.5 %

Minimum last kapasitet:

Endeforankret: Flyt: 191kN Brudd: 239kN

Fullt innstøpt: Flyt: 239kN Brudd: 300kN

Anbefalt moment: 150-250Nm. Tester viser at angitt moment område normalt gir en forspenning i område 40-60kN, med mulighet for avvikende enkelt verdier på grunn av varierende friksjonsforhold.

Korrosjonsbeskyttelse / Pc-Coat:

Varmforsinking blir utført etter NS-EN-ISO 1461 og epoxy pulverlakk blir utført etter NS-EN 13438.

Vedrørende beleggtykkelse og ytterligere informasjon så henvises det til Document Q/PTC-T19A – Specification for Pc-Coat – SVV/JBV. Det vises også til produkt datablad for Pc-Coat og tilhørende FDV dokumentasjon.

Gysing: Typisk vann/semment blandingsforhold er 0,3-0,4. For mer informasjon om gysing, se egen brosjyre «Grout recommendations» på www.pretec.no.

Anbefalt boring:

Borehull: $\varnothing 45$ - $\varnothing 48$

Boredybde: Boltelengde + 150mm

Tilbehør:

Sfærisk skive med hull for evakuering av luft og ekspansjonshylse BL-M20x45/45-48 elf. Sfærisk skive og ekspansjonshylse monteres på bolt før bruk.

Vann og frost-/fjellsikring – Revidert 03.02.2018

Pretec AS – www.pretec.no – Telefon: +47 69 10 24 60

Dokumentet presenteres uten ansvar for eventuelle feil.

Innhold kan endres uten forutgående beskjed.

Vedlegg L Samtale med HJH Fjell- og anleggsentreprenør

7.5.2019

E-post – matshha@stud.ntnu.no

SV: Bruk av bolter til prosjektoppgave

knut@hjh.no

ti 07.05.2019 11.54

Til: Mats Høgås Hansen <matshha@stud.ntnu.no>;

Hei.

Dette ser ut som en fornuftig løsning for skjæringen.

Vi har brukt begge typene av bolter men jeg vil anbefale NC-bolten. Den er litt dyrere i innkjøp men gir egensikring så snart ekspansjonshylsen er trukket til.

Denne boltetypen gir også mindre forbruk av boltemørtel og mindre søl på berget.

Av flere boltetyper fra flere leverandører er NC-boltene fra Pretec de vi foretrekker å bruke fordi systemet fungerer godt og boltene er godkjente i forhold til innfestingsmetode og coating.

Mvh.

Knut Eirik Unhjem

Prosjektleder

Mob. 900 38 607

E-post Knut@hjh.no



Fra: Mats Høgås Hansen <matshha@stud.ntnu.no>

Sendt: 6. mai 2019 09:25

Til: knut@hjh.no

Emne: Bruk av bolter til prosjektoppgave

Hei,

<https://outlook.office.com/owa/?real=ntnu.no&path=/mail/archive>

1/3

Vi er tre studenter som skriver en prosjektoppgave om stabilitet og fjellsikring i en fjellskjæring. For sikring av ustabile blokker er det tenkt å bruke bolter som sikringmetode av typen kombinasjonsbolt eller gyste bolter av. Vi har kommet frem til to forskjellige typer fra pretec;

- NC-bolt Ø22/M22x4000

<https://pretec.no/wp-content/uploads/2016/05/NC-Bolt-M22-HRB630-03.02.2018.pdf>

- Kamstålbolt Ø25/M24x3000

<https://pretec.no/wp-content/uploads/2016/05/Kamst%C3%A5lbolt-%C3%9825-M24-Sikringsbolt-Takbolt-16.01.2017.pdf>

Er dette bolter som kan brukes til sikring av en slik skjæring eller anbefaler du andre typer?

Vedlagt følger et bilde av skjæringen som består av grønnstein. Vi har gjennomført feltundersøkelser, laboratoriumtester og analyser der vi har kommet frem til at det er behov for sikring.

Håper du kan hjelpe oss med dette, på forhånd takk.

7.5.2019

E-post – matsaha@stud.ntnu.no

med vennlig hilsen
Mats Høgås Hansen

[NC-Bolt M22 Kombinasjonsbolt/Sikringsbolt](#)

pretec.no

Produktdatablad/Product Data Sheet Vann og frost-/fjellsikring – Revidert
03.02.2018 Dokumentet presenteres uten ansvar for eventuelle feil.

<https://outlook.office.com/owa/?realm=ntnu.no&path=/mail/archive>

3/3

Vedlegg M Plakat

Stabilitetsvurdering av fjellskjæring i Roald Amundsens vei Supportive evaluation of rock slope in Roald Amundsens vei

I en fjellskjæring i Roald Amundsens vei ved Ila i Trondheim er det blitt observert store isdannelser og nedfall av steinblokker. Grunnet skjæringens umiddelbare nærhet til bilvei vurderes forholdene som utrygge. Målet med oppgaven er derfor at gruppen skal utføre ulike ingeniørgeologiske undersøkelser som skal resultere i et forslag til sikringsplan.

Feltundersøkelser:

- Strøk- og fallmålinger
- Schmidt-hammermålinger
- Ruhetsmålinger
- Innhenting av prøvemateriale for laboratorieforsøk

Laboratorieundersøkelser:

- Utboring og klargjøring av kjerneprøver
- Måling av kjerneprøvenes vekt og størrelse
- Tilt-forsøk
- Enaksialt trykkforsøk

Analysér:

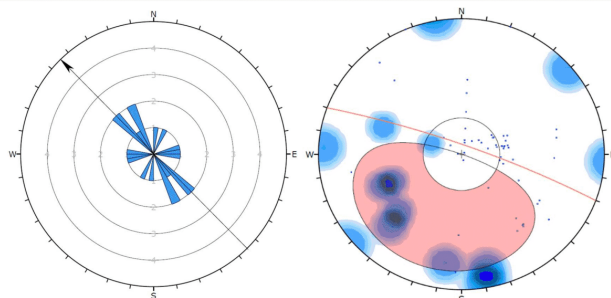
- Likevektsberegning
- Omfattende stabilitetsanalyse av kile
- Stereografisk
- Kinematisk
- Sprekkerose

Sikringstiltak:

- Manuell spettrensk
- Sporadisk fjellbolting
- Steinsprangnett
- Vegetasjonsrensk
- Drengkanal
- Utbedring av grøft

Sikringstiltakene ses på som nødvendig for at fjellskjæringen skal tilfredsstillere funksjonskrav til skjæringer i berg gitt i Statens Vegvesens håndbok N200.

Ved gjennomføring av de foreslåtte sikringstiltakene vil forbigående trafikanter få større trygghet ved ferdsel i Roald Amundsens vei.



Figurene illustrerer sprekesystemenes orientering i den aktuelle skjæringen.

Prosjektnr.: 2019-03

Studenter: Anja Søyseth
Anna Eline Hollen
Mats Høgås Hansen

Intern veileder: Omar Sabri

Ekstern kontakt: Rambøll v/Endre Kjærnes Øen

Vedlegg N Artikkel



Studenter ved NTNU ser på sikkerheten i kommunal veg langs ustabil veiskjæring.

Skrevet av: Anja Søyseth, Anna Eline Hollen og Mats Høgås Hansen.
Trondheim, 16 mai 2019

Det har i en fjellskjæring i Roald Amundsens vei ved Ila i Trondheim blitt observert store isdannelse og nedfall av steinblokker. Fjellskjæringens umiddelbare nærhet til en trafikkert bilvei gjør at dette reduserer sikkerheten til forbipasserende trafikanter. Uønskede og farlige hendelser har oppstått og det ses derfor som nødvendig med en utbedring.

På bakgrunn av dette har tre bachelorstudenter ved Institutt for bygg- og miljøteknikk ved NTNU i Trondheim valgt å se nærmere på stabiliteten og sikkerheten i denne skjæringen. Formålet med oppgaven er at studentene gjennom ulike ingeniørgeologiske undersøkelser og stabilitetsanalyser skal danne et grunnlag for å vurdere mulige sikringstiltak.

Gjennom arbeidet med oppgaven ble det foretatt ulike undersøkelser, både i felt og på laboratoriet. Ved hjelp av resultater fra disse undersøkelsene ble det utført beregninger og analyser.

“Uønskede og farlige hendelser har oppstått og det ses derfor som nødvendig med en utbedring.”

Fakta

Roald Amundsens Vei
Skjæringens lengde: 65m
Skjæringens høyde: 14m
ÅDT: 2610
Berggrunn: Grønnstein



Feltundersøkelser: Strøk- og fallmålinger, Schmidt-hammermålinger, ruhetsmålinger og innhenting av prøvemateriale.

Laboratorieundersøkelser: Utboring og klargjøring av kjerneprøver, Måling av densitet og tyngdetetthet, tilt-forsøk og enaksialt trykkforsøk.

Analyser: Likevektsberegning, Omfattende stabilitetsanalyse av kile, stereografisk, kinematisk og sprekkerose.

Sikringstiltak: Manuell spettrensk, sporadisk fjellbolting, steinsprangnett, vegetasjonsrensk, drengkanal og utbedring av grøft.

På grunnlag av observasjoner, undersøkelser, beregninger og analyser har studentene kommet frem til at det bør utføres ulike sikringstiltak i fjellskjæringen. Risikoen knyttet til nedfall av blokker vil umiddelbart reduseres etter en manuell spettrensk. For å bedre stabiliteten på lengre sikt foreslås det sporadisk bolting i hele skjæringen.

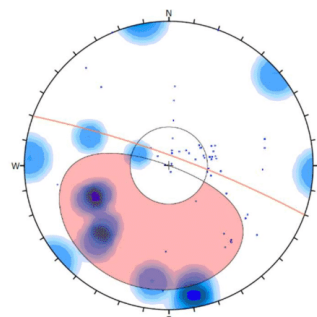
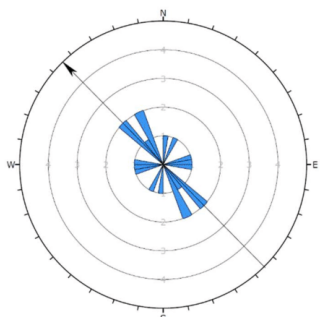
For å løse problematikken for fremtidige nedfall og samt isdannelser, kan det monteres steinsprangnett. Samtidig som nettet vil fange opp steinblokker, vil det også minske isdannelser. Isen vil fryse fast i nettet og smelte ned langs ståltrådene, i stedet for at det dannes store istapper.



Bilde av veiskjæringer viser store isdannelser (Foto: Anna Eline Hollen)

Andre tiltak som vil redusere isdannelser, frost og rotsprenging, er vegetasjonsrydding og drenering. Dersom det er mulig foreslås en drenekanal på toppen av skjæringen for å lede bort vannet. Mellom skjæringen og veibanen er dagens grøft svært smal og med helning ut mot veibanen. Det er ikke mulig å øke grøftens bredde, men den bør likevel utbedres ved å fjerne oppsamlede masser.

Sikringstiltakene ses på som nødvendig for at fjellskjæringen skal tilfredsstillere funksjonskrav til skjæringer i berg ifølge Statens Vegvesens håndbok N200. Ved å gjennomføre de foreslåtte sikringstiltakene, vil forbipasserende trafikanter føle større trygghet ved ferdsel.



Figurene illustrerer sprekkesystemenes orientering i den aktuelle skjæringen. (Fra DIPS 7.0 Rocscience Inc)

NTNU
Kunnskap for en bedre verden

Bacheloroppgave skrevet ved Institutt for bygg- og miljøteknikk ved NTNU i Trondheim.

RAMBOLL

Veiledning fra ingeniørgeologisk avdeling ved Rambøll i Trondheim.

Vurderingene er basert på følgende håndbøker, standarder og dataprogrammer:

- Håndbok N200
- Håndbok N215
- Håndbok 274
- Håndbok 282
- NS-EN 1997-1:2004+NA2008 (EUROKODE 7)
- NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014 (EUROKODE 8)
- NS 3420-F:2008.
- ISRM (1976b)
- ISRM (2018)
- DIPS 7.0 (ROCSCIENCE INC)
- ROCKPLANE 3.0 (ROCSCIENCE INC)