

Forankring av kunstig sjøbunn

Stabilitet av berg mot uttrekking

Håkon Walter Bjørnsrud

Tekniske geofag

Innlevert: juni 2016

Hovedveileder: Charlie Chunlin Li, IGB

Medveileder: Jorge Bermudez, REINERTSEN

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for geologi og bergteknikk

MASTERKONTRAKT

- uttak av masteroppgave

1. Studentens personalia

Etternavn, fornavn Bjørnsrud, Håkon Walter	Fødselsdato 06. aug 1990
E-post hakonwb@gmail.com	Telefon 47632989

2. Studieopplysninger

Fakultet Fakultet for ingeniørvitenskap og teknologi	
Institutt Institutt for geologi og bergteknikk	
Studieprogram Tekniske geofag	Studieretning Ingeniørgeologi og bergmekanikk

3. Masteroppgave

Oppstartsdato 15. jan 2016	Innleveringsfrist 10. jun 2016
Oppgavens (foreløpige) tittel Forankring av kunstig sjøbunn Stabilitet av berg mot uttrekking	
Oppgavetekst/Problembeskrivelse Et konsept utviklet av REINERTSEN for kryssing av dype og brede fjorder går ut på etablering av en kunstig sjøbunn som overliggende bruløsninger kan forankres mot. Denne er tenkt spent opp på tvers av en fjord på ca. 30 meters dyp og forankret i berg to plasser på hver side. Formålet med oppgaven er å vurdere stabiliteten for forankringene/landfestene. Det er utformet en løsning for landfestene av NGI som vil analyseres. Det vil i oppgaven analyseres stabilitet av berg mot utrivning, med et spesielt fokus på: <ul style="list-style-type: none"> - Oppbygning av en geologisk modell og vurdering av faktorer som er av betydning for stabiliteten. - Analytiske beregninger for utrivningslegeme - Numerisk analyse basert på RS2 og RS3, inkludert sensitivitetsanalyse for forskjellige modell input parametere (f.eks. sprekkefall, skråningsvinkel). - Stabilitetsvurdering av forankringsløsning for faktiske geologiske forhold. Det tas utgangspunkt i kryssing av Sognefjorden mellom Lavik og Oppedal. Det tas forbehold om at en annen fjordkryssing kan bli valgt i stedet.	
Hovedveileder ved institutt Professor Charlie Chunlin Li	Medveileder(e) ved institutt
Ekstern bedrift/institusjon REINERTSEN	Ekstern veileder ved bedrift/institusjon Jorge Bermudez
Merknader 1 uke ekstra p.g.a påske.	

4. Underskrift

Student: Jeg erklærer herved at jeg har satt meg inn i gjeldende bestemmelser for mastergradsstudiet og at jeg oppfyller kravene for adgang til å påbegynne oppgaven, herunder eventuelle praksiskrav.

Partene er gjort kjent med avtalens vilkår, samt kapitlene i studiehåndboken om generelle regler og aktuell studieplan for masterstudiet.

Trondheim / 03.06.16
Sted og dato

Håkon Bjørndal
Student

Olav Li
Hovedveileder

Originalen lagres i NTNUs elektroniske arkiv. Kopi av avtalen sendes til instituttet og studenten.

Side 2 av 2

SAMMENDRAG

Et nytt konsept, utviklet av ÅF Reinertsen, for kryssing brede og dype fjorder går ut på å etablere en kunstig sjøbunn 30 meter under havnivå som overliggende broløsninger kan forankres mot. Den kunstige sjøbunnen spennes opp på tvers av en fjord og forankres i berg på hver side. Bergforankringene/ landfestet må tåle betydelige strekkrefter. Prinsippet for bergforankringene er at bergmassen skal gi nødvendig motstand mot utrivning.

Det vil i denne masteroppgaven utføres analyser på stabilitet av berg mot utrivning, med utgangspunkt i kryssing av Bjørnafjorden. Formålet med oppgaven er å vurdere om planlagt landfestet gir tilfredsstillende stabilitet med geologiske forhold tilsvarende de i Bjørnafjorden. Det vil også vurderes hvordan bergets mekaniske egenskaper, spekker/ slepper, vann, terrengoverflate og bergspenninger påvirker stabilitet av berg mot utrivning. Stabiliteten er vurdert med likevektsberegninger og med numerisk modellering.

I likevektsberegningene er det tatt utgangspunkt i en plan utglidningsmodell der en skjærspekk og en avsløningsspekk definerer utrivningslegeme. Resultatene viser at stabiliteten av utrivningslegeme er sensitiv for geometrien av den ytre skråningen og stabilitet i ubelastet tilstand.

De numeriske analysene er basert på vurdering av total forskyvning og sensitivitetsanalyser på ulike parametere. RS3 analysene viser at stabiliteten er vesentlig bedre når problemet analyseres i 3D, noe som betyr at effekter ut av planet er avgjørende for stabiliteten av utrivningslegeme. Analysene fra RS2 (2D) kan derimot anvendes for å illustrere hvordan ulike geologiske faktorer påvirker stabiliteten. Analysene fra RS2 viser at formen av utrivningslegeme styres av sprekker. Sprekker parallelt med utrivningsretningen gir dårligst stabilitet. Egenskaper og orientering av sprekker påvirker stabiliteten av utrivningslegeme mer enn bergmasseegenskaper. Modellen er sensitiv for geometrien av ytre skråning. Utrivningsretningen er i den retning avstanden fra landfestet til terrengoverflaten er minst. Økende skråningsvinkel medfører redusert stabilitet.

Resultatene viser at for geometriske og geologiske forhold tilsvarende de i Bjørnafjorden, er stabilitet av berg mot utrivning tilfredsstillende. Det er derimot ikke mulig å vurdere hvor stor margin det er mot utrivning. Det anbefales at det utføres deformasjonsmålinger på bergmassen når landfestet er etablert. Deformasjonsmålingene kan anvendes for å kalibrere den numeriske modellen, og dermed estimere margin mot utrivning.

ABSTRACT

A new concept developed by ÅF Reinetsen for crossing wide and deep fjords is to establish an artificial seabed 30 meters below sea level as an anchor point for overlaying bridge solutions. The artificial seabed is tensioned across the fjord and anchored in rock on both sides. The anchors need to withstand considerable forces due to the long span. The anchoring principle is based on the rock mass to provide necessary resistance to pull-out load.

This thesis comprises a stability assessment of rock anchors against pull-out load. The scope of the study is to assess whether the planned rock anchors provides sufficient stability with assumed geological factors in Bjørnafjorden. Additionally, how mechanical properties of the rock mass and discontinuities, water, surface terrain and in-situ rock stress effects the stability of the rock anchors are evaluated. The assessments are accomplished by limit equilibrium method (LEM) and numerical analysis.

In the LEM analysis it is assumed a plain failure mode. The failure body is defined by a tension crack and a sliding plane. The results show that the stability is sensitive to the geometry of the terrain surface and the natural slope stability.

The numerical analysis is based on assessment of critical displacement and sensitivity analysis. Results from RS3 reveal that the stability is significantly better when the situation is assessed in 3D, thus effects out of plane needs to be considered. However, the RS2 analysis can be used to indicate how different geological factors influence the stability of the rock anchors. From the analysis it is observed that the failure structure is controlled by discontinuities. Largest displacement is registered when discontinuities are parallel to the displacement direction of the failure body. Reduction of discontinuity properties reduces the stability of rock mass more than reduction of rock properties. Stability of the model is sensitive to the external geometry of the terrain surface. The displacement of the failure body is directed towards wherever the shortest distance between the rock anchor and the terrain surface. Increased slope angle imposes reduced stability.

From the analysis it concluded that the rock anchor for geometrical and geological conditions representing Bjørnafjorden is stable. However, it is not possible to consider the factor of safety against pull-out load. Deformation measurements should be performed when the rock anchors are established. The measurements should be used to calibrate the numerical model to be able to determine the factor of safety against pull-out load.

FORORD

Masteroppgaven er utført ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU), institutt for geologi og bergteknikk våren 2016. Masteroppgaven er skrevet i samarbeid med ÅF Reinertsen. Hovedveileder for oppgaven har vært professor i bergmekanikk Charlie C. Li . Medveileder har vært Jorge Bermudez fra ÅF Reinertsen. Masteroppgaven er formulert i samarbeid med professor Li og Bermudez.

Jeg ønsker å takke Jorge for å initiere oppgaven og for å stille med nødvendig informasjon om prosjektet. Det har vært svært inspirerende å ta del i arbeidet med å vurdere løsninger for et nytt, spennende og komplekst prosjekt.

Jeg ønsker også å takke Charlie for at du alltid tar deg tid til diskusjoner og har kommet med mange nyttige og gode innspill underveis i oppgaven. Jeg kommer heller ikke utenom å takke mine klassekamerater gjennom 5 år, dere har gjort livet som student til en lek.

Trondheim 10. juni, 2016

Håkon Walter Bjørnsrud

INNHALDSFORTEGNELSE

SAMMENDRAG	V
ABSTRACT	VII
FORORD	IX
1. INTRODUKSJON.....	1
1.1 BAKGRUNN.....	1
1.2 HENSIKT OG OMFANG.....	2
1.3 AVGRENSNINGER.....	2
2. PROSJEKTBESKRIVELSE	4
2.1 LANDFESTE FOR KUNSTIG SJØBUNN.....	4
2.2 KRYSSING AV BJØRNAFJORDEN.....	5
2.3 GEOLOGISKE FORHOLD	7
3. TEORI: FORANKRINGER	11
3.1 MOTSTAND MOT UTRIVNING	11
3.2 FORM AV UTRIVNINGSLEGEME/ BRUDDVINKEL.....	11
3.3 LASTOVERFØRINGS MEKANISMER	12
3.4 EKSEMPLER PÅ STREKKFORANKRING FRA LITTERATUREN	13
3.5 FAKTORER AV BETYDNING FOR GLOBAL STABILITET.....	14
3.6 STABILITETSANALYSER	22
4. METODE: ANALYSE AV GLOBAL STABILITET FOR LANDFESTET I BJØRNAFJORDEN.....	28
4.1 LIKEVEKTS ANALYSE.....	28
4.2 NUMERISKE ANALYSE MED RS2 OG RS3.....	30
5. MODELLOPPSETT OG INNGANGSDATA FOR STABILITETSANALYSER	33
5.1 LIKEVEKTS BEREGNINGER	33
5.2 NUMERISK ANALYSE – RS2.....	37
5.3 NUMERISKE ANALYSE I RS3	56
6. RESULTATER.....	60
6.1 RESULTATER FRA LIKEVEKTS BEREGNINGER	60
6.2 RS2 RESULTATER.....	62
6.3 RS 3 RESULTATER	77
7. DISKUSJON: STABILITETSANALYSER	80

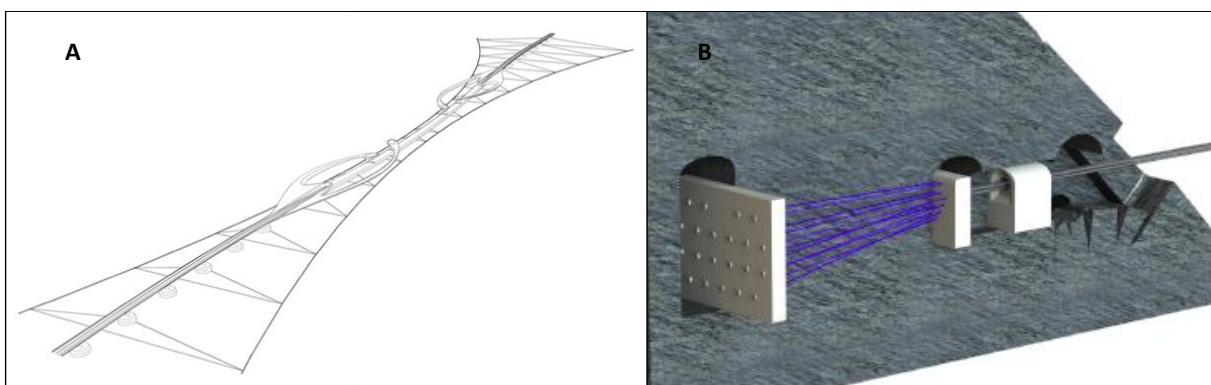
7.1	DISKUSJON AV STABILITETSANALYSER MED LEM	80
7.2	DISKUSJON AV STABILITETSANALYSER I RS2	82
7.3	DISKUSJON AV RS3 RESULTATER OG SAMMENLIKNING MED RS2	94
7.4	USIKKERHETER FOR STABILITETSANALYSER AV LANDFESTET VED BJØRNAFJORDEN	95
8.	KONKLUSJON OG ANBEFALINGER FOR VIDERE ARBEID	97
8.1	KONKLUSJONER.....	97
8.2	ANBEFALINGER FOR VIDERE ARBEID	98
9.	REFERANSER	99
10.	VEDLEGG.....	104

1. INTRODUKSJON

1.1 BAKGRUNN

Statens vegvesen er i gang med et utviklingsprosjekt for å vurdere muligheten for en fergefri kystvei, E39, mellom Kristiansand og Trondheim. Den 1100 km lange kystveien innebærer per i dag 8 fergeforbindelser, der de fleste er over lange og dype fjorder (Statens Vegvesen, u.å.). Fjordkryssinger med lengde på flere kilometer og med havdybder på over 100 meter krever utradisjonelle løsninger med spenn langt større enn hva som tidligere er bygd i Norge. Et nytt konsept utviklet av ÅF Reinertsen for kryssing av disse fjordene går ut på å etablere en kunstig sjøbunn som overliggende bruløsninger (flytebro og rørbro) kan forankres mot. Den kunstige sjøbunnen skal spennes opp på tvers av en fjord på ca. 30 meters dyp og forankres i berg to plasser på hver side. Prinsippet er illustrert i Figur 1-1 A. Bergforankringene/ landfestet må kunne ta opp betydelige krefter på grunn av det lange spennet.

En løsning utviklet av Norges geotekniske institutt (NGI, 2015) for bergforankring av kunstig sjøbunn er basert på at hovedrørene i kunstig sjøbunn kobles til en forankringskloss i et undersjøisk bergrom der forankringsklossen er spent fast med kabler i borehull til en forankringsplate, se Figur 1-1 B (løsningen er nærmere forklart i kapittel 2.1). Prinsippet er at bergmassen foran forankringsplaten skal gi nødvendig motstand mot utrivning. Belastningen bergmassen kan ta opp er avhengig av utformingen til landfestet og de geologiske forholdene.



Figur 1-1: A) Kunstig sjøbunn på 30 meters dyp med overliggende bruløsning (Reinertsen, 2015). B) Planlagt bergforankring (NGI, 2015).

1.2 HENSIKT OG OMFANG

I NGI (2015) er global stabilitet av landfestet beregnet ut fra en enkel likevektanalyse med et definert utrivningslegeme. Det er ikke vurdert hvordan ulike geologiske forhold påvirker formen eller stabiliteten av utrivningslegeme. Det vil derfor i denne masteroppgaven utføres mer omfattende analyser for stabilitet av berg mot utrivning for landfestet anbefalt av NGI (2015). For vurdering av stabiliteten er det tatt utgangspunkt i geologiske forhold tilsvarende som for Bjørnafjorden. Dette er en av de 8 fjordkryssingene der kunstig sjøbunn vurderes som en aktuell løsning. Bjørnafjorden ble valgt etter ønske fra ÅF Reinertsen.

Formålet med oppgaven er å vurdere om planlagt landfestet gir tilfredsstillende stabilitet mot utrivning av berg for geologiske forhold tilsvarende Bjørnafjorden. Det vil også vurderes hvordan bergets mekaniske egenskaper, spekker/ slepper, grunnvann, terrengoverflate og bergspenninger påvirker stabiliteten av landfestet.

Stabilitetsanalyser er basert på likevektanalyser og numerisk modellering med programvarene RS2 og RS3. Likevektanalysene vil være en forenklet modell og gi en indikasjon på hvordan geologiske forhold påvirker stabiliteten av et definert utrivningslegeme. I de numeriske analysene vurderes det hvordan global stabilitet av landfestet påvirkes av varierende geologiske forhold. Det er også gjennomført sensitivitetsanalyser for å vurdere hvordan ulike inngangsparametere påvirker stabiliteten av utrivningslegeme.

1.3 AVGRENSNINGER

For å vurdere stabilitet av berg mot utrivning er det tatt utgangspunkt i landfeste for kunstig sjøbunn med utforming og dimensjoner som presentert i NGI (2015). Det er ikke vurdert andre utforminger eller dimensjoner av landfestet.

Det er oppgaven ikke vurdert om komponentene i selve forankringsløsningen har dimensjoner og kapasitet nok for å ta opp dimensjonerende strekkrefter. Det er derfor antatt at all kraften fra kunstig sjøbunn overføres til bergmassen. Det vil si at bergforankringen betraktes som et stivt legeme uten at brudd oppstår.

Ved vurdering av stabiliteten til landfestet er det antatt at skråningen er stabil i naturlig tilstand, det vil derfor kun vurderes endringen av stabiliteten som følge av etablering av landfestet. Flere undersøkelser har vist at stabilitet i bratte bergskråninger langs norske fjorder

flere steder er marginal (NGU, 2015). Det er derfor viktig å vurdere skråningsstabiliteten før en eventuell forankring etableres. Etablering under slike forhold er ikke vurdert i dette studiet.

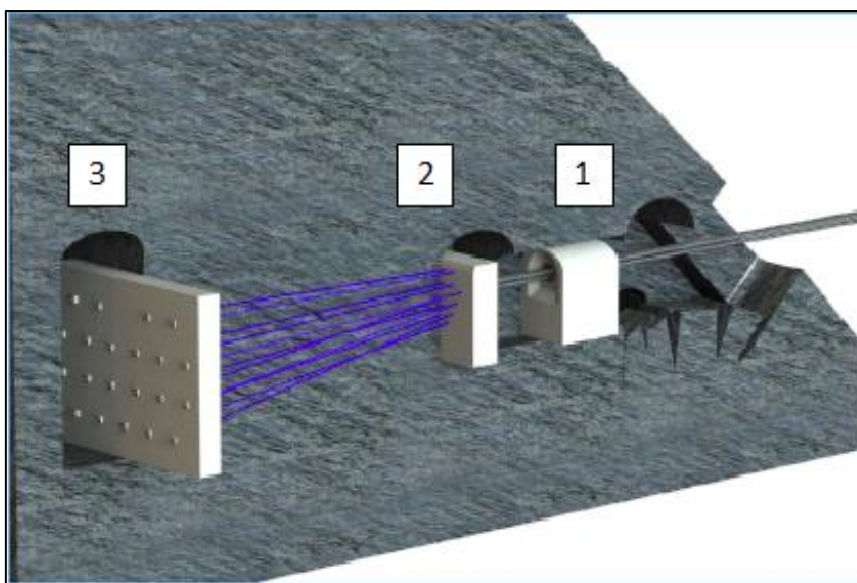
2. PROSJEKTBEKRIVELSE

2.1 LANDFESTE FOR KUNSTIG SJØBUNN

NGI har på oppdrag fra ÅF Reinertsen utarbeidet et forslag til landfeste for kunstig sjøbunn. Beskrivelsen under bygger på notatet fra NGI "Landfeste for kunstig sjøbunn" (NGI, 2015).

Formålet med landfestet er å forankre kunstig sjøbunn til berget. Landfestet etableres på hver side av fjorden på to plasser og er forutsatt plassert i berg på omlag 30 meter under havnivå. Hovedrørene fra kunstig sjøbunn føres inn i berget gjennom en pakkboks og kobles til en forankringskloss i et undersjøisk bergrom. Videre er forankringsklossen spent fast med spenn stag i borehull til en betongplate i et forankringskammer, se Figur 2-1. Hensikten med de ulike komponentene er:

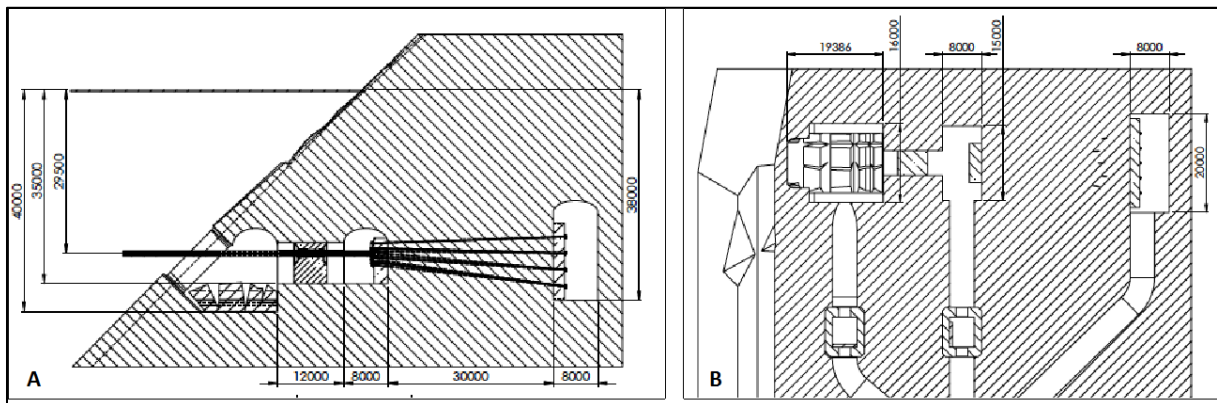
1. Pakkboks: Etableres i et utslagskammer og skal tette mellom hovedrøret og berggrunnen for å forhindre vanninntrenging.
2. Forankringskloss: Etableres i et koblingskammer og skal overføre kraften fra hovedrørene videre til forankringsplaten via spenn stag. Spenn stagene legges i kontinuerlige PEH rør i borehull og gyses.
3. Forankringsplate: Etableres i et forankringskammer og skal gi mothold for spennstagene fra forankringsklossen. Når hovedrørene spennes opp vil forankringsplaten overføre belastningen til bergmassen.



Figur 2-1: 3D modell av forankringsløsning med hovedkomponenter. Hovedrør går gjennom en pakkboks til en forankringskloss. Forankringsklossen er spent fast med spenn stag til en forankringsplate (modifisert fra NGI, 2015).

Driving og adkomst til bergrommene vil foregå via adkomststunneler fra overflaten. Utsalgsammeret drives etter samme metode som for kraftverk (Grønhaug, 1987) dermed kan drivingen av koblingskammer og forankringskammer utføres tørt. I ferdig tilstand skal forankringskammeret og koblingskammeret holdes lens. Det reduserer sprekkevantrykket og muliggjør inspeksjon av forankringen (NGI, 2015).

I Figur 2-2 er dimensjoner av forankringsløsningen gitt. Det er tatt utgangspunkt i en situasjonen der terrenget faller 45 grader og horisontalavstand fra terrengoverflaten til forankringsplaten er på 70 meter.

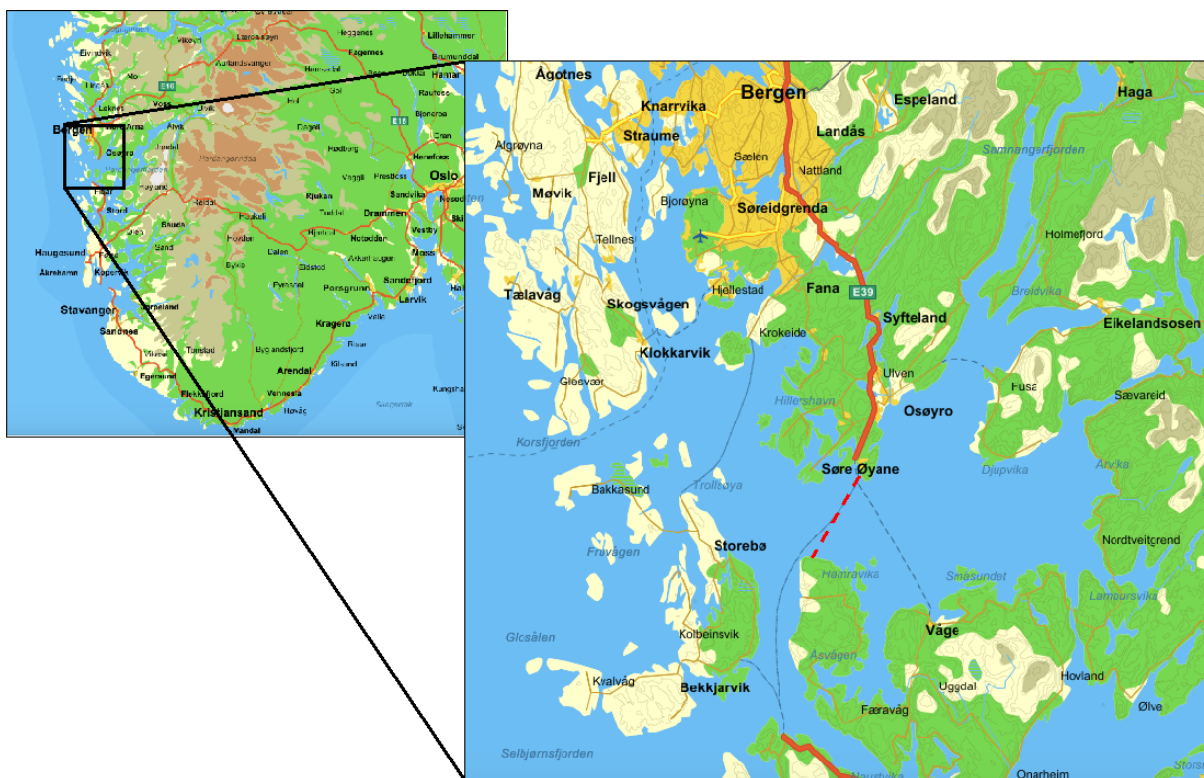


Figur 2-2: A) Vertikalsnitt av løsningen med inntegnede dimensjoner. B) Horisontalsnitt av forankringen med inntegnede dimensjoner (NGI, 2015).

Total bruddlast på hovedrørene er 144MN (Jorge Bermudez, email datert 22 jan, 2016). Strekkraften fra kunstig sjøbunnen er horisontal. Landfestet skal dimensjoneres så bruddlasten i forankringen er høyere enn i hovedrørene.

2.2 KRYSSING AV BJØRNAFJORDEN

For dimensjonering av landfestene er det tatt utgangspunkt i kryssingen av Bjørnafjorden. Bjørnafjorden er den siste store fjordkryssingen som gjenstår før E39 mellom Bergen og Stavanger blir fergefri. Dagens fjordkryssing er en fergeforbindelse mellom Sandvikvåg og Halhjem. Tiltent broløsing vil gå fra Svarvhella på øya Rekesern i sør til Røtinga i nord, se oversiktskart og tiltent bruplassering i Figur 2-3. Bjørnafjorden er omtrent 7 km bred ved krysningspunktet. Kunstig sjøbunn er kun en av flere løsninger som utredes for kryssing av fjorden, men utbyggingen er bekreftet av regjeringen. Prislappen for prosjektet er beregnet til omlag 19 milliarder (Svendsen og Anthun, 2013).



Figur 2-3: Oversiktskart over Bjørnafjorden. Rød stiplede linje indikerer plassering av kunstig sjøbunn (modifisert kart fra Gulesider, 2016).

Informasjon om prosjektet er gitt av REINERTSEN AS og følgende dokumentasjon er gjort tilgjengelig for beskrivelse av geologiske forhold ved Bjørnafjorden.

- Bjørnafjorden - Submerged tube bridge. Ingeniørgeologisk vurdering av landområdene for fundamentering og forankring (Norconsult, 2015).
- Tegninger av prosjektert løsning (Reinertsen, 2015).

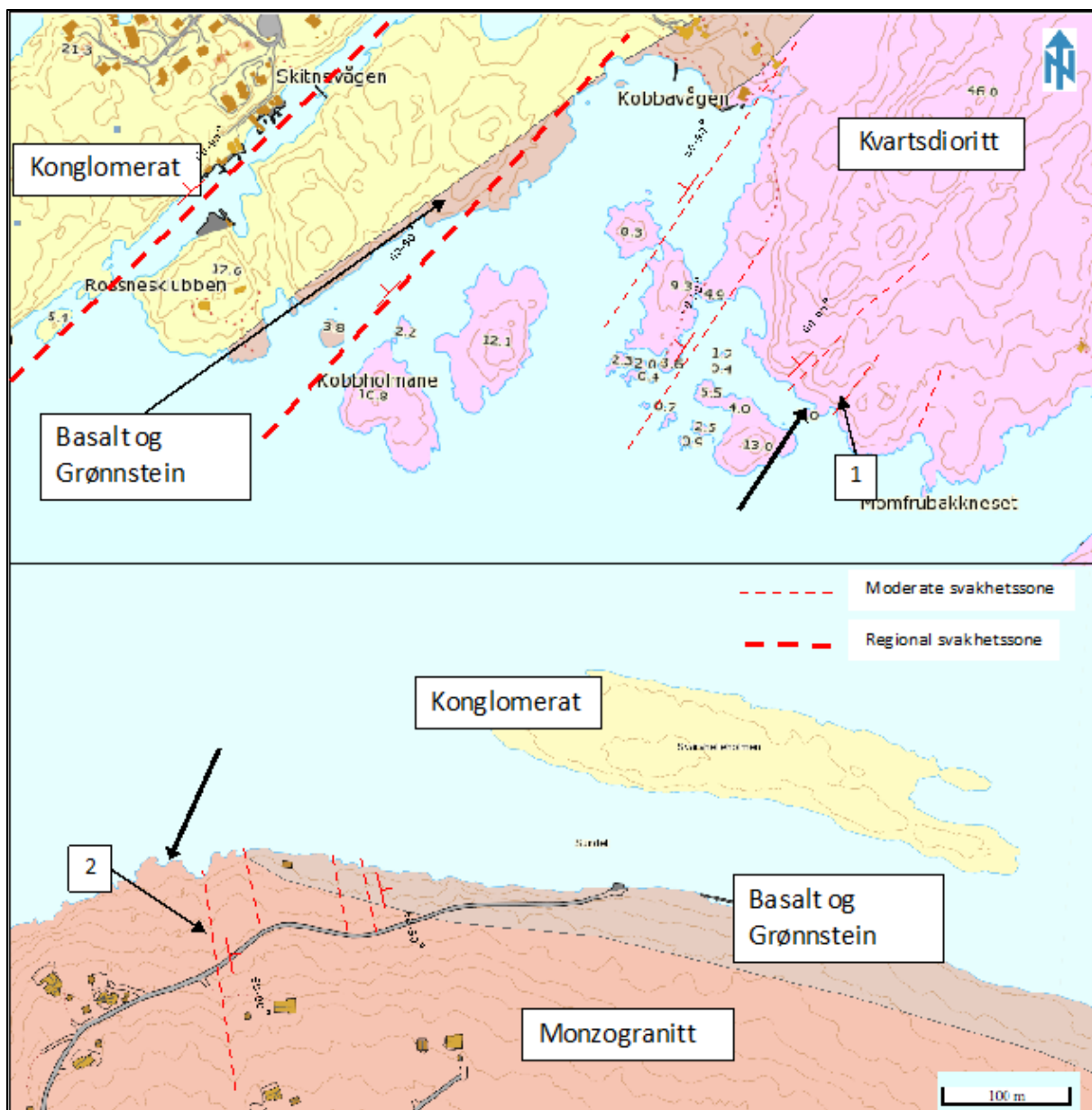
Forfatteren har ikke hatt anledning til å gjennomføre egne feltbefaringer. De geologiske forholdene beskrevet i punkt 2.3 bygger derfor på arbeidet utført av Norconsult (2015) og på kartstudier (NGU, 2016). Rapporten fra Norconsult (2015) mangler informasjon om hydrogeologiske forhold, bergspenninger og klassifisering av bergmassegenskaper. Dette er derfor utelatt i kapittel 2.3, men vil vurderes mer omfattende i kapittel 5.

2.3 GEOLOGISKE FORHOLD

2.3.1 Geologi

Landområdene der bergforankringene planlegges er dominert av magmatiske bergarter (se beskrivelse under). Bergartsfordelingen er vist i Figur 2-4. Kart fra NGU (2016) er i samsvar med observasjoner fra Norconsult (2015).

- Røtingen (nord): Aktuelt område består av tre ulike bergarter, med bergartsgrenser som går NV-SØ. Helt øst i området er det foliert kvartsdioritt med tilstedeværelse av granat. Vest for kvartsdioritten er det en 100 meter bred intrusjon bestående av basalt og grønnstein med putestruktur. Videre vestover er det i hovedsak konglomerat.
- Reksestern (sør): Området består hovedsakelig av grovkornet gråaktig monzogranitt med lokal tilstedeværelse av amfibolitt og noen områder bestående rød granitt med biotitt (Håkre monzogranitt). Langs kysten går en intrusjon bestående av grønnstein og basalt med putestruktur (tilsvarende intrusjonen som på Røtingen). Ifølge Norconsult (2015) går kontakten mellom monzogranitten og intrusjonen noe nærmere kystlinjen enn hva som fremgår av Figur 2-4. På Svarvhelleholmen rett utenfor kystlinjen er det konglomerat, tilsvarende lengst vest på Røtingen.



Figur 2-4: Berggrunnskart over landområdene med inntegnet tolkende svakhetssoner. Øverst: Røtingen (nord). Nederst: Rekestern (sør). Svart pil angir ca. plassering av kunstig sjøbunn og tall angir plassering for sprekkekartlegging (modifisert kart fra NGU, 2016).

Det er utført detaljert geologisk kartlegging av Norconsult (2015) på to aktuelle lokaliteter med hensyn til rørbrøen. Lokalitetene er vist med tall i Figur 2-4.

Lokalitet 1 ligger rett øst for planlagt ilandføring av rørbrøen på Røtingen. De mest fremtredende sprekkesettene med sprekkekarakteristikk er beskrevet i Tabell 2-1. Punktet ”sprekkeoverflate” beskriver ujevnheter langs sprekkeoverflaten på hhv. stor og liten skala.

Tabell 2-1: Sprekkekarakteristikk for lokalitet 1 (hentet fra Norconsult, 2015).

Sprekkesett	Fall/fallvinkel	Sprekkeoverflate	Sprekketetthet	Gjennomsettende
1 (foliasjon)	85°/300°	Plan, ru til ujevn	1 m	> 10 m
2	55°/190°	Plan til bølgete, ru	0,5-1 m	1- 10 m
3	55°/060°	plan, ru til ujevn	0,5-1 m	1- 10 m
4	35°/030°	plan, ru til ujevn	0,5-1 m	> 10 m

Bergmassen er en kvarsdioritt med tre distinkte sprekkesett og en utpreget foliasjon (se også bilde i vedlegg A). Bergmassekvaliteten er generelt god. En synlig svakhetsone går innover i terrenget rett øst for lokaliteten (svakhetssoner er beskrevet nærmere i kapittel 2.3.2). Bergmassen er betydelig mer oppsprukket opp til 15 meter fra svakhetssonen (Norconsult, 2015).

Lokalitet 2 ligger sør-øst for ilandføringen på Rekestern omlag 70 meter fra kystlinjen. De mest fremtredende sprekkesettende blir beskrevet av Norconsult (2015) som:

Tabell 2-2: Sprekkekarakteristikk for lokalitet 2 (hentet fra Norconsult, 2015).

Sprekkesett	Fall/fallvinkel	Sprekke overflate	Sprekketetthet	Gjennomsettende
1	80°/070°	Plan, glatt	0,5 m	> 10 m
2	10°/080°	Plan til bølgete, glatt	0,5 - 1 m	1- 10 m
3	75°/160°	Plan, ru til ujevn	0,5 - 1 m	1- 10 m
Spredte sprekker	90°/000°	Plan, ru	2 m	1- 10 m

Den dominerende bergarten er monzogranitt av middels god kvalitet. Sprekkesettende danner en blokkete bergmasse, med gjennomsnittlig blokkstørrelse på 0,25 m³ (se bilde i vedlegg A). Det er større grad av oppsprekking og forvitring i de øverste 1-2 meterne i bergblotningen, dypere virker bergmassen uforvitret (Norconsult, 2015).

2.3.2 Svakhetssoner

Bergmassen på Røtinga og Rekestern er gjennomsatt av flere svakhetssoner (forkastninger/soner med større oppsprekking). Sonene varierer fra større regionale forkastningssoner til mindre soner på noen få meters bredde. Fremtredende soner er inntegnet i Figur 2-4, der tykkere strippete linje markerer antatt større bredde på svakhetssonen.

- Røtingen: På regional skala er det store to svakhetssoner med strøk NØ-SV som utgjør fjordarmer inn i Røtingen. Det er flere mindre forsenkninger i terrenget (10-20 meters bredde) som har samme orientering. Målinger fra Norconsult (2015) på bergblotninger i forsenkningene indikerer at sonene faller 60 til 90° mot NV.
- Rekestern: En 20-30 meter bred forsenkning med strøk NV-SØ skjærer innover i landet rett øst for området der ilandføringen av rørboren er tiltenkt. Svakhetssonen faller bratt mot NØ. Det er også flere mindre forsenkninger, hovedsakelig i terrenget mot øst. Forsenkingene har samme orientering, men sammenliknet med sonen beskrevet over fremstår disse som små. Målinger indikerer at svakhetssonene faller 60-90° mot NØ (Norconsult, 2015).

3. TEORI: FORANKRINGER

3.1 MOTSTAND MOT UTRIVNING

Ved dimensjonering av forankringer må det utføres en vurdering av den indre og ytre kapasiteten til forankringen. Ved indre kapasitet vurderes det om komponentene i selve forankringsløsningen har dimensjoner og kapasitet nok for å ta opp dimensjonerende strekkrefter. Den indre kapasiteten vil ikke vurderes videre i dette studiet. Ved ytre kapasitet (global stabilitet) vurderes det om bergmassen rundt forankringen gir nok mothold for å unngå utrivning av et definert berglegeme (Ongstad og Bergh-Christensen, 2010).

For å vurdere den ytre kapasiteten må det utføres en vurdering om bergmassen rundt forankringen gir tilstrekkelig med mothold, det vil si vurdere global stabilitet av bergmassen. For strekkforankring av fullt innstøpte stag er det i SVV (2010) anbefalt å beregne skjærfastheten langs bruddflaten av et potensielt utrivningslegeme. Skjærfastheten langs bruddflaten utgjør alene mothold mot utrivning og er avhengig av friksjon langs sprekker og rent skjær i intakt berget. I Valstad (u.å) dimensjoneres strekkforankring av stag kun basert på utrivningslegemets romvekt. Det vil si at skjærmotstand langs bruddlegemet neglisjeres fordi bruddlegemet antas å være fullstendig avløst av sprekker som åpnes ved utrivning. En tredje modell er å kombinere både skjærfasthet og vekt (Neby, 2015). Uavhengig utrivningsmodell må formen av utrivningslegeme defineres.

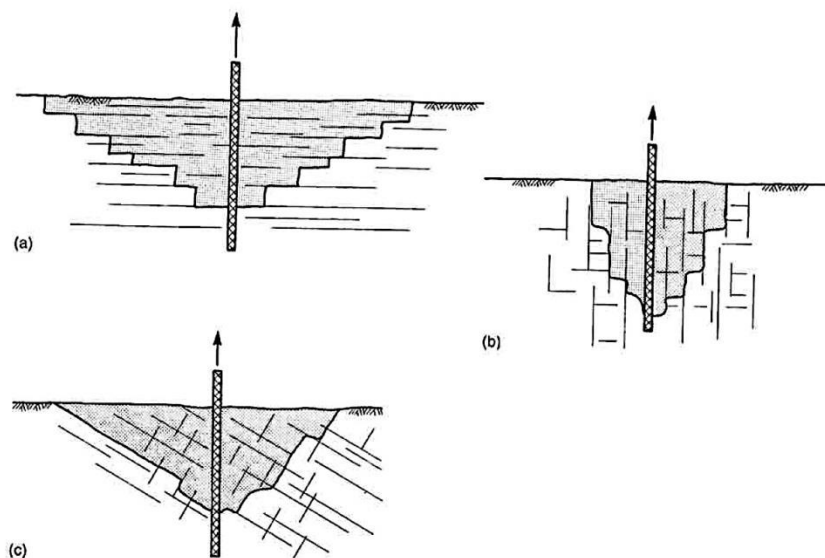
3.2 FORM AV UTRIVNINGSLEGEME/ BRUDDVINKEL

Beregningsmetoder som beskriver bergmassens motstand mot utrivning baseres på at et avgrenset berglegeme med en forenklet geometrisk form rives ut. En utbredt metode for strekkforankring av stag er at bruddlegemet har form som en omvendt kjegle med kjeglespissen plassert et sted ved forankringslengden av staget (Ongstad og Bergh-Christensen, 2010). Åpningsvinkelen i kjeglen /bruddvinkelen er avhengig av bergmassens oppsprekking og styrke. Dersom det er oppsprukket bergmasse med tre sprekkesett og sporadiske sprekker der trykkstyrken på bergmassen er mindre enn 15 MPa blir det rapportert i SVV (2010) at bruddvinkelen er mindre en 60 grader (2x30). For meget god berg med ett sprekkesett og sporadiske sprekker med trykkstyrke større enn 50 MPa blir bruddvinkelen rapportert å være større enn 90 grader (2x45) (SVV, 2010). Det er presisert i SVV(2010) at

dette kun er indikasjoner på bruddvinkler som kan danne utgangspunkt for videre undersøkelser.

Willie (1999) beskriver at utrivningslegeme er avhengig av sprekkeretninger, sprekketetthet, lagdeling og enkelt slepper, som vist i Figur 3-1. Strukturer normalt på uttrekksretning gir den mest gunstige situasjonen, mens sprekker parallelt er minst gunstig. Det er fordi sprekker, lagdeling og slepper parallelt med utrivningsretningen vil avgrense det effektive bruddlegeme.

I Figur 3-1 er spissen av utrivningslegeme inntegnet litt overfor enden av staget. Hvor spissen av utrivningslegeme skal plasseres er hovedsakelig avhengig av bergmassekvaliteten og utforming av forankringen (Ongstad og Bergh-Christensen, 2010). Dersom det benyttes endeforankring på staget (f.eks. en betong plate) og det er lite oppsprukket bergmasse kan spissen av utrivningslegeme plasseres i enden av forankringslengden (Littlejohn og Bruce, 1977).



Figur 3-1: Geologisk betinget utrivningslegeme (Willie, 1999).

3.3 LASTOVERFØRINGS MEKANISMER

Når en forankring utsettes for uttrekkslast vil hvordan belastningen overføres til bergmassen være avhengig av forankringsløsning. Dersom forankringen består av fullt innstøpt kamstålbolter vil belastningen overføres via ribber langs hele boltelengden. Det vil oppstå en trinnvis mobilisering av skjærmotstand langs bolten. Skjærspenningstoppen vil ved lav uttrekningskraft være størst ved belastningspunktet, men ettersom belastningen økes vil det

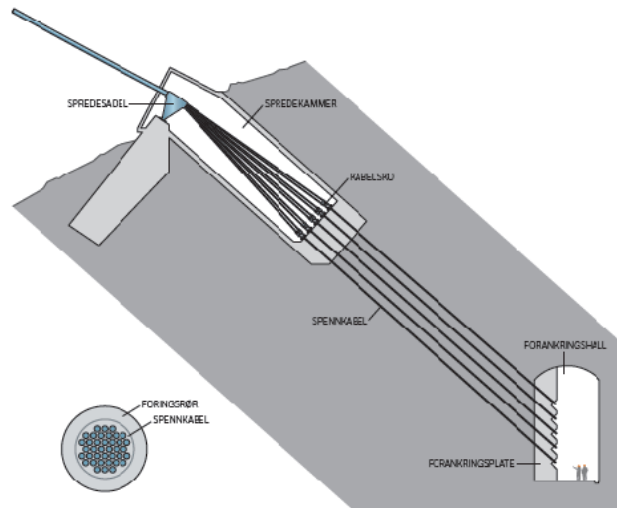
etterhvert oppstå brudd mellom mørtel og stål eller berg slik at skjærspenningstoppen flyttes nedover langs bolten. Aksialkraften vil alltid være størst ved belastningspunktet og avtar eksponentielt langs bolten (Li og Stillborg, 1999). For endeforankrede bolter er aksiellkraft mellom punktforankringene konstant og skjærspenningen null, dvs. at all belastningen overføres til bergmassen via endeforankringen. Bruddlast bestemmes av det svakeste punktet i forankringen enten den ytre eller indre kapasiteten (Li, 2015).

3.4 EKSEMPLER PÅ STREKKFORANKRING FRA LITTERATUREN

3.4.1 Forankring av hengebrukabler:

I hengebruer må kraften fra hovedkablene overføres til bakken. Dette utføres vanligvis ved å etablere massive gravitasjonsfundamenter eller bergforankringer. Bergforankringer vil ofte være fordelaktig når det er god bergmassekvalitet (Gimsing, 1997). Hovedprinsippet med bergforankring av hengebroer er at bergmassen skal gi nødvendig motvekt for å ta opp strekkraftene i kablene. For å oppnå dette, drives det ut to bergrom der det etableres en betongkonstruksjon i hvert rom. Betongkonstruksjonene forbindes med hjelp av spennkabler, se Figur 3-2. Avstanden mellom bergrommene og utstrekning av betongkonstruksjonene bestemmes av strekkbelastningen fra brua. Ved dimensjonering anvendes vanligvis kun vekten av bergmassen mellom bergrommene, dette er for å unngå store geologiske undersøkelser (Asbjørn Valen prosjektleder SVV Hardangerbrua, mail korrespondanse den 19. 01.2016; Pedersen, Egset, & Bruland, 2015). Bli storrelsen kritisk vil friksjon mellom uttrekslegemet og berg også vurderes. I Gimsing (1997) vektlegges følgende faktorer ved dimensjonering av bergforankringene; størrelsen på kabelkraftene, skjærstyrken til berget, friksjonen mellom betongblokken/ berget og kvaliteten på overliggende bergmasser.

Strekkbelastningen overføres til forankringsplaten ved at det bores grovhull (f.eks. Ø200 mm) der det først installeres PVC-rør. For å få god korrosjonsbeskyttelse injiseres det i mellomrommet mellom PVC-røret og bergmassen før spennkablene plasseres i PVC-røret. Etter at kablene er oppspent injiseres det også mellom PVC-røret og spennkablene (Asbjørn Valen prosjektleder SVV Hardangerbrua, mail korrespondanse den 19. 01.2016).



Figur 3-2: Prinsippskisse av bergforankring av hengebro (SVV, 2016a).

3.4.2 Strekkforankring av konstruksjoner med bergbolter

I for eksempel tårn eller vindmøller vil det oppstå et betydelig moment i fundamentet som følge av horisontal vindbelastning. Dette medfører trykkspenninger i le side og strekkspenninger i lo side. Det anvendes vanligvis vertikalt installerte kamstålbolter for å ta opp strekkspenningene når konstruksjonen er fundamentert på berg (Valstad, u.å.; Pabst et. Al, 2015). Boltelengden bestemmes vanligvis fra motvekt av bergmassen i form av en kjegle rundt boltene (Valstad, u.å.).

3.5 FAKTORER AV BETYDNING FOR GLOBAL STABILITET

Stabiliteten av landfestet er avhengig av stabiliteten av skråningen landfestet etableres i. Etablering av landfestet vil påvirke skråningsstabiliteten ved at det påføres en ekstra horisontal spenning samt at åpning av bergromme vil påvirke blant annet in-situ spenninger og dreneringsforhold (NGI, 2015). Det er derfor flere av de samme faktorene som må vurderes ved skråningsstabilitet som for global stabilitet av landfestet.

Landfestet blir ustabil når bergmassen foran landfestet beveges som følge av skjærspenningen i bergmassen blir større enn skjærstyrken. Derfor er faktorer som øker skjærkraftene eller reduserer skjærstyrken i bergmassen av betydning for stabiliteten av landfestet. Geologiske faktorer som påvirker global stabilitet av landfestet er summert opp i Tabell 3-1 og er beskrevet videre under. Faktorenes innbyrdes betydning på stabiliteten kan

varierte sterkt for ulike områder. Det er derfor viktig at stabilitetsanalyser baseres på systematisk kartlegging og vurdering av hver enkelt faktor (Nilsen og Broch, 2012).

Tabell 3-1: Faktorer som påvirker global stabilitet av landfestet (etter Nilsen og Broch, 2012; Ongstad og Bergh-Christensen, 2010).

Faktorer som påvirker global stabilitet til landfestet	
Geologiske faktorer	Viktige momenter
Geometriske forhold	Høyde, skråningsvinkel
Bergartstype og bergartsstyrke	Bruddstyrke, deformasjonsegenskaper
Oppsprekking og svakhetssoner	Strøk/fall, sprekkeavstand, sprekkeutholdenhet, sprekkeruhet og sleppemateriale
Vannforhold	Vanntrykk, friksjonsegenskaper.
Løsmasseoverdekning	Vanskeliggjør vurdering av berggrunnen
Bergspenninger	In-situ spenningstilstand
Rystelser	Jordskjelv

3.5.1 Geometriske forhold

Den geometriske utformingen av skråningen vil ha innvirkning på stabiliteten til landfestet. Skråningen referer i dette tilfellet til terrengoverflaten både over og under havoverflaten. Viktige geometriske momenter er skråningsvinkel og høyde på skråningen. Generelt synker skråningsstabiliteten ved økende høyde og brattere fallvinkel på skråningen (Willie og Mah, 2004). Omfattende studier på fjellskred i bratte bergskråninger langs dype fjorder viser at det flere steder er marginal sikkerhet mot skred (NGU, 2015). Marginen som kan brukes til forankring er derfor direkte avhengig av naturlig stabilitet i skråningen.

3.5.2 Bergarttype og styrke

Bergmassens mekaniske egenskaper påvirker stabiliteten mot utrivning. Med bergmassens mekaniske egenskaper er det i hovedsak hvordan bergmassen deformeres (materialmodell) og bergartsstyrke som er av betydning. Generelt gir en høyere bergartsstyrke bedre stabilitet mot utrivning av et berglegeme. Skjærstyrken langs et bruddplan er som nevnt bestemt av friksjonen langs eksisterende sprekker/ slepper og brudd av intakt berg (SVV, 2010). Dermed vil høyere bruddstyrke på intakt berg øke motstand mot utrivning. Bergartsstyrken er avhengig av type bergart og beskaffenheten til bergmassen. Ytre faktorer som påvirker bruddstyrken er omslutningstrykk, vanntrykk og varme. Økt innspenning vil generelt gi økt bruddstyrke, mens økt vanntrykk og varme reduserer bruddstyrken (Nilsen og Broch, 2015). Bruddstyrken estimeres ved å anta et bruddkriterium. Det er flere bruddkriterier som kan

anvendes for å beskrive styrken i av berg, men de to mest vanlige er Mohr-Coulomb (M-C) kriteriet og det generaliserte Hoek and Brown-kriteriet (Hoek, 2006).

Mohr-Coulomb bruddkriterium

Mohr-Coulomb kriteriet uttrykker at skjærfastheten (τ) til materialet er lineært avhengig av materialegenskapene kohesjon (C), indre friksjonsvinkel (φ) og effektiv normalspenning (σ'_n). Kriteriet er definert som følger (Hoek, 2006):

$$\tau = C + \sigma'_n * \tan(\varphi) \quad \text{Formel 3-1}$$

Generalisert Hoek-Brown bruddkriterium

Generalisert Hoek-Brown bruddkriterium er et empirisk bruddkriterium basert på tilpasning av bruddkurven til en lang rekke bruddata plottet i sigma1-sigma3 planet. Kriteriet er i dag populært fordi det er en av få bruddkriterier som gjør det mulig å estimere bergmassestyrke ut fra kvalitativ beskrivelse av bergmassen. Det generaliserte Hoek-Brown bruddkriterium er definert som følger (Hoek, 2006):

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + (m_b * \sigma_c * \sigma'_3 + s * \sigma_c^2)^a \quad \text{Formel 3-2}$$

Der: σ_1 og σ_3 er maksimum og minimum hovedspenninger i bruddtilstand

σ_c er enaksiell trykkstyrke for intakt berg

m_b er Hoek-Brown en materialkonstant for bergmasse.

S og a er konstanter som er avhengig av bergmassekarakteristikk.

For intakt berg settes $a = 0,5$, $s = 1$ og $m_b = m_i$. m_i er materialkonstant for intakt berg. Utregning av Hoek-Brown verdiene for bergmasse er som følger (Hoek, 2006):

$$m_b = m_i * \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14 * D}\right) \quad \text{Formel 3-3}$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3 * D}\right) \quad \text{Formel 3-4}$$

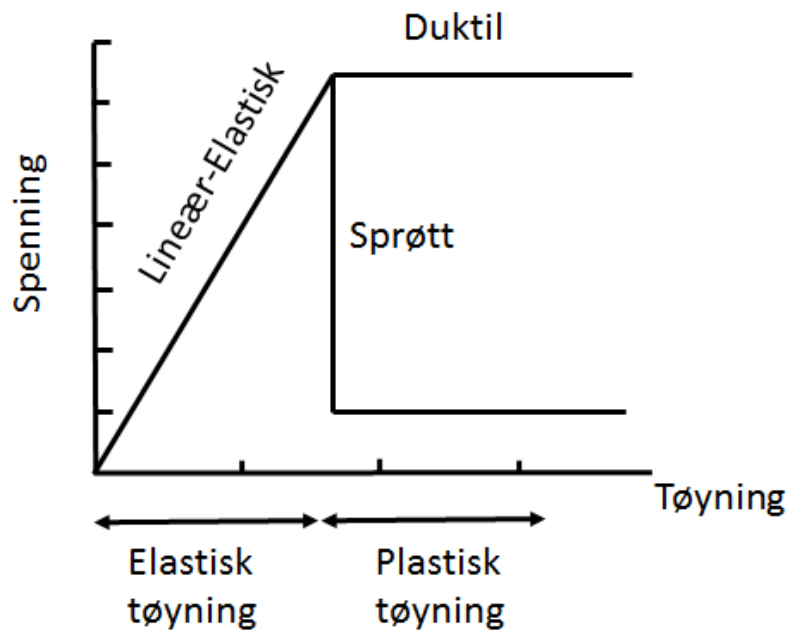
$$a = 0,5 * \frac{1}{6} * \left(\exp\left(\frac{-GSI}{15}\right) - \exp\left(\frac{-20}{3}\right)\right) \quad \text{Formel 3-5}$$

Bergmasse kontaktene m_b , S og a tar hensyn til at bergmassen er gjennomslutt av diskontinuiteter og reduserer derfor bruddstyrken til berget. Som vist i formlene over er faktorene avhengig av ”*geological strength index*” (GSI) og forstyrrelsesfaktor (D). GSI beskriver bergmassekvaliteten med utgangspunkt i sprekkeforhold og friksjonen mellom blokker. Forstyrrelsesfaktoren er avhengig av skaden på bergmassen som følge av sprengning eller spenningsavløsning. D varierer fra 0 (upåvirket bergmasse) til 1 for sterkt påvirket bergmasse (Hoek, 2006). Et viktig moment for anvendelse av Hoek-Brown bruddkriterium er at det forutsettes isotrope bergmasseforhold. Kriteriet kan derfor kun anvendes dersom bergmassen består av tilstrekkelig mange diskontinuiteter med liten avstand. Egenskapene til diskontinuitetene må være tilsvarende slik at brudd ikke styres av noen få diskontinuiteter. Dersom brudd er strukturbestemt kan ikke Hoek-Brown bruddkriterium benyttes (Hoek, 2006).

Materialmodell:

Hvordan bergmassen deformeres når den blir utsatt for spenninger kan beskrives ved en spenning-tøyningskurve. I Figur 3-3 vises en idealisert spennings-tøyningskurve for to forskjellige materialmodeller. Det antas at berget har lineær elastisk oppførsel til berget går i brudd (maksimal styrke). Bruddstyrken er definert av bruddkriterier som beskrevet over. Etter brudd, definert som den plastiske sonen, kan styrken til bergmassen deles inn i to ulike idealiserte materialmodeller; duktilt (perfekt plastisk) eller sprøtt (Nilsen og Borch, 2012).

En bergart er duktil dersom den kan utholde permanente tøyninger uten å miste evne til å ta opp last. I motsatt tilfelle dersom en bergart er sprø vil økende tøyninger forårsake i at evnen til å ta opp last reduseres (Hoek, 2006). Hvordan materialmodell som antas er avhengig av bergmassen og baseres på testing og/ eller erfaring med tilsvarende bergmasse (Li, 2015).



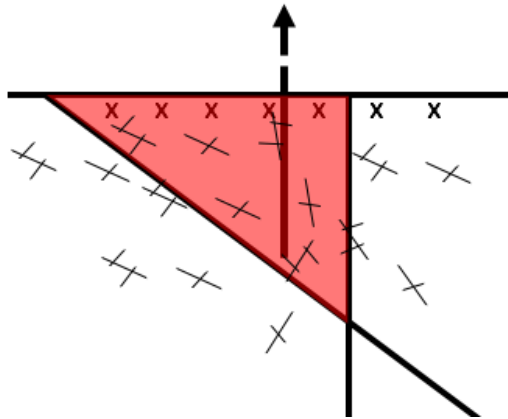
Figur 3-3: Idealiserte spennings-tøyningskurver (etter Nilsen og Broch, 2012).

3.5.3 Oppsprekking og svakhetssoner

Som beskrevet i kapittel 3.2 er omfanget av diskontinuiteter i bergmassen av stor betydning for formen av utrivningslegeme. Viktige momenter ved vurdering av diskontinuiteter er: sprekeorientering, sprekeavstand, utholdenhet av sprekker, sprekeinnfylling og ruhet langs sprekeoverflaten (Ongstad og Bergh-Christensen, 2010).

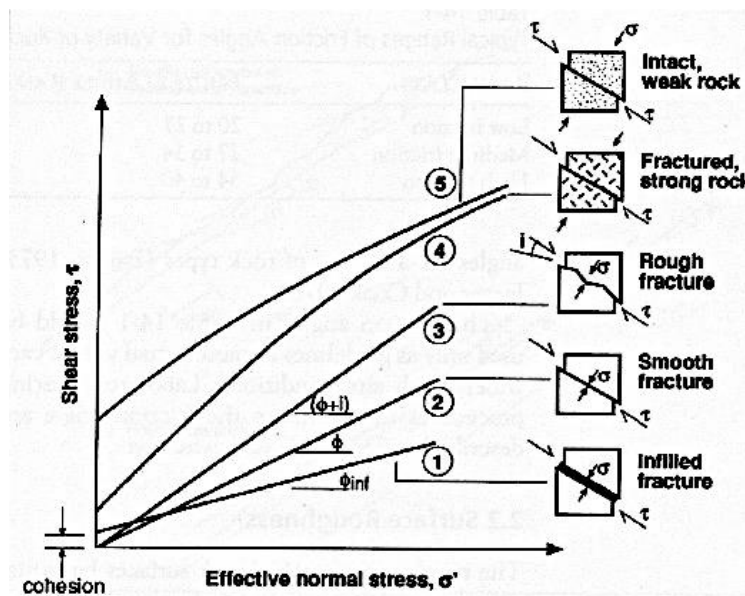
Betydningen av orientering av sprekker i forhold til strekkraft er beskrevet i kapittel 3.2 og det fremgår i Figur 3-1 at sprekker som står normalt på utrivningsretning er mer gunstig enn sprekker som står parallelt med utrivningsretning. Dersom det antas et enkelt sprekesett er kritisk sprekeretning i forhold til største hovedspenning; $45^\circ - \varphi/2$, der φ er den indre friksjonsvinkelen til bergmassen (Li, 2015).

Ved minskende sprekeavstand øker sannsynligheten for dannelse av bruddflater mellom ulike sprekker og dermed reduseres stabiliteten. Utholdenhet beskriver hvor gjennomsettende sprekker er. Som illustrert i Figur 3-4 vil utholdenheten av sprekker påvirke stabiliteten ved at små riss vil ha mindre betydning for stabiliteten enn mer markerte, gjennomsettende sprekker og slepper med liten friksjon (Nilsen og Broch, 2012).



Figur 3-4: Utrivning av bergartslegeme styres av markante diskontinuiteter (illustrasjon etter Nilsen og Broch, 2012).

Ruhet og sprekkinnfylling påvirker skjærstyrken langs sprekkplanet. Ruhet beskriver ujevnheter langs sprekkplanet og vil generelt øke skjærmotstanden. Sprekkeinnfylling/sleppemateriale påvirker skjærfastheten ved at den ”smører” sprekkplanet, noe som kan føre til redusert skjærstyrke. Spesielt kan kloritt, talk, grafitt og leirmineraler nevnes som stabilitetsforverrende sleppematerialer (Nilsen og Broch, 2012). Ved stor avstand mellom sprekkveggene er sleppematerialets egenskaper styrende for friksjonen. Ved minkende avstand mellom sprekkveggene blir egenskapene til sprekkveggene styrende for skjærstyrken fordi bergkontakten øker, se illustrasjon i Figur 3-5 (Nilsen og Palmström, 2000).

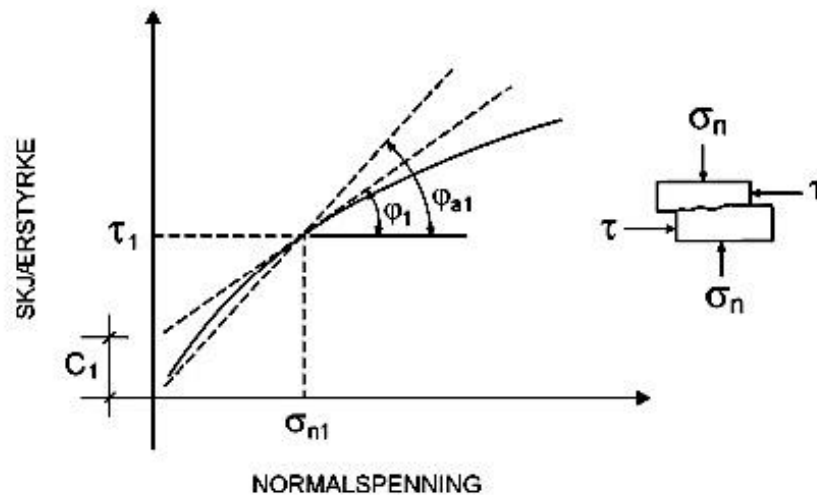


Figur 3-5: Illustrasjon av bruddkurver for ulike sprekk situasjoner (Amann, 2015).

Skjærstyrken langs en sprekk øker ved økende normalspenning som vist i Figur 3-6. Det er ikke-lineær sammenheng mellom skjærstyrke og normalspenning. Skjærstyrken er avhengig

av den grunnleggende friksjonsvinkelen (φ_b) og ruhetsfaktor (i). Grunnleggende friksjonsvinkel beskriver friksjon langs en plan flate, mens ruhetsfaktor beskriver ujevnheter langs glideplanet. Når skjærspenningen overstiger skjærstyrken på sprekken vil det skje en forskyvning som skjærer en del av ujevnhetene dermed er residual skjærstyrke omtrent tilsvarende som den grunnleggende friksjonsvinkelen (φ_b) (Li, 2015).

For en definert domene normalspenning kan forholdet mellom normalspenning og skjærstyrke antas lineært. Det benyttes da tilsynelatende kohesjon og friksjonsvinkel for å estimere skjærstyrken, vist med stiplede linjer i i Figur 3-6. Skjærstyrken beregnes på samme måte som Formel 3-1, men med tilsynelatende kohesjon (C_a) og friksjons (φ_a) (Nilsen og Broch, 2012).



Figur 3-6: Plot som viser at det er ikke-lineær sammenheng mellom skjærstyrke og normalspenning (Nilsen og Broch, 2012).

Ofte benyttes derimot en empirisk formel utviklet av Barton og Bandis (1990) for bestemmelse av skjærstyrken langs en sprekke. I Barton og Bandis (1990) er inngangsparametere "Joint Roughness Coefficient" (JRC) som er en kvantifisering av ujevnheter langs sprekkeoverflaten og "Joint Compressive Strength" (JCS) som beskriver trykkstyrken til sprekkeoverflaten. Skjærstyrken beregnes som i Formel 3-6 (Barton og Bandis, 1990).

$$\tau = \sigma'_n * \tan[JRC * \log\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right) + \varphi_r] \quad \text{Formel 3-6}$$

Uttrykket inni klammeparentesene i Formel 3-6 uttrykker det samme som tilsynelatende friksjonsvinkel (φ_a) ved bruk av M-C bruddkriterium for sprekker.

3.5.4 Vannforhold

Det er hovedsakelig det fritt bevegelige vannet langs sprekker og i åpninger som påvirker stabiliteten av et uttrekkslegeme fordi det oppstår et vanntrykk. Vanntrykket reduserer effektivspenningene på diskontinuiteter i bergmassen, noe som reduserer skjærfastheten (Willie og Mah, 2004). Sprekkvanntrykk vil også direkte kunne øke de drivende kreftene på et utrivningslegeme, noe som reduserer stabiliteten. Sprekkvanntrykket beregnes vanligvis hydrostatisk (Nilsen og Palmström, 2000).

Vann vil også påvirke egenskapene til eventuelt sleppemateriale. Vannet kan medføre at noen materialer sveller, oppløses eller at fiksjonen reduseres. Dette vil dermed endre friksjonsforholdene langs sprekken (Nilsen og Broch, 2012).

3.5.5 Løsmasseoverdekning

Løsmasseoverdekning påvirker i liten grad stabiliteten av et uttrekkslegeme direkte, men det påvirker stabiliteten indirekte ved at det vanskeliggjør vurdering av bergmassekvaliteten (Ongstad og Bergh-Christensen, 2010). Ved store løsmasseavsetninger kan løsmassene påvirke stabilitet direkte. Løsmassene vil påføre en ekstra vekt på berglegemet, samt at det må oppstå brudd i løsmassene ved utrivning av berglegeme. Dette øker stabiliteten, men effekten neglisjeres vanligvis for å anta et ”verst tenkelige tilfelle” og fordi samvirke mellom berg og løsmassene er usikkert (SVV, 2010).

3.5.6 Bergspenninger

Som det fremgår av Formel 3-1 og Formel 3-6 må det være en normalspenning rettet på sprekkeflaten for at skjærmotstand langs en sprekkplan skal mobiliseres. Normalspenningen kan være beregnet ut fra tyngden av berglegemet og/ eller in-situ spenninger i bergmassen (Ongstad og Bergh-Christensen, 2010). I følge Nilsen og Palmström (2000) kan in-situ spenninger ha betydelig effekt på deformasjonen i skråninger ved at bergmassen blir spenningsavløst. Dette kan danne strekkbrudd i bergmassen og medføre at effektivt utrivningslegeme reduseres og lave normalspenninger på sprekkplan. Dersom bergmassen er innspent vil in-situ spenninger kunne øke normalspenningen på sprekker og dermed skape økt skjærmotstand (Nilsen og Palmström, 2000).

3.5.7 Rystelser

En seismisk bølge fra et jordskjelv medfører vibrasjoner i bakken. Vibrasjonene er avhengig av størrelsen på jordskjelvet, geologiske forhold og distansen fra episenteret til aktuelt område (Willie og Mah, 2004). Vibrasjonen vil vanligvis redusere stabiliteten av et utrivningslegeme. For å vurdere effekten av jordskjelv anvendes vanligvis ”pseudo statistisk prinsipp,” for stabilitetsanalyser av skråninger. Dette innebærer at maksimum jordskjelvlaster blir beregnet som en ekvivalent kraft (Nilsen og Palmström, 2000). Jordskjelvkraften inkluderes vanligvis kun som en horisontal last (Willie og Mah, 2004).

3.6 STABILITETSANALYSER

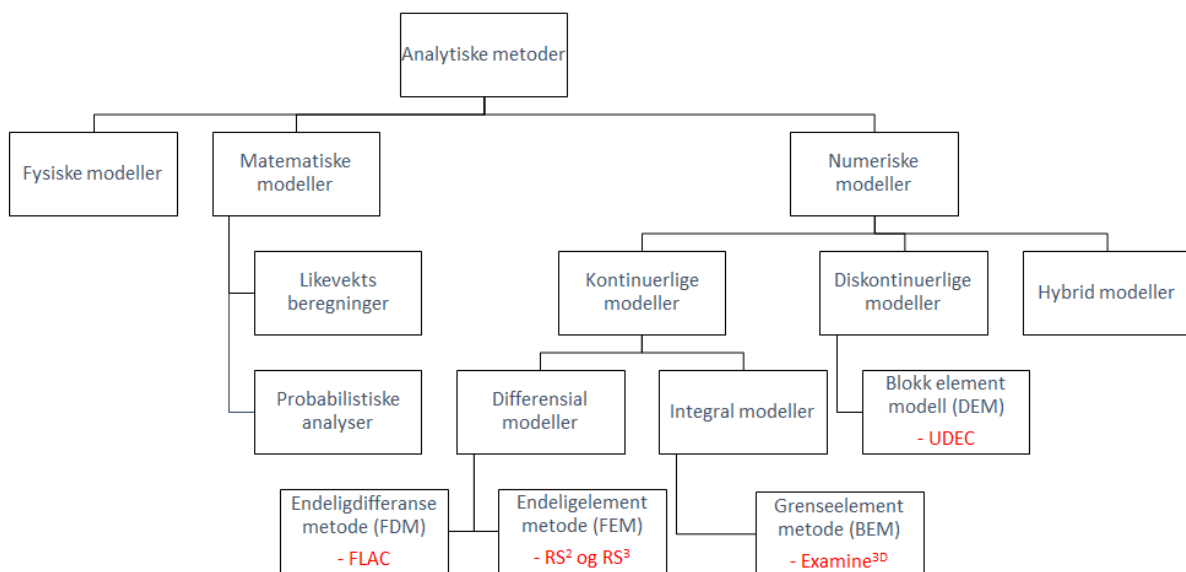
Det er flere metoder som kan anvendes for å vurdere stabiliteten av forankringer i berg. Hvilken metode som skal anvendes bør være basert på tilgjengelige geologiske data og utformingen av bergforankringene. Når det er mulig, bør flere metoder anvendes på det samme problemet for å få uavhengige resultater som kan vurderes opp mot hverandre. Ifølge Nilsen og Palmström (2000) kan stabilitetsanalyser deles opp i tre steg:

1. Definisjon av potensielt stabilitetsproblem
2. Parameterbestemmelse
3. Utførelse av beregninger / vurderinger.

Stegene er tiltenkt analyse av fjellskred og steinsprang, men den tredelte metodikken er generell og kan derfor danne et utgangspunkt for stabilitetsanalyse av berg mot utrivning. De ulike stegene vil bli gjennomgått i kapittel 4, 5 og 6 i dette studiet. Det er ofte en stor grad av usikkerhet i stabilitetsanalyser. Usikkerheten er vanligvis forbundet med stegene i analysen og ikke selve utregningen av stabiliteten (Nilsen og Broch, 2012). For utførelse av stabilitetsberegninger (steg 3) er det flere forskjellige metoder som kan anvendes (Nilsen og Broch, 2012):

- Empiriske analyser
- Likevekts beregninger
- Numeriske analyser
- Fysiske modeller
- Probabilistiske analyser.

Metodene kan generelt deles opp i analytisk og empirisk metoder. Empiriske metoder er basert på erfaring og sammenlikning av andre tilsvarende løsninger, mens i analytiske løsninger anvendes kjente fysiske lover i beregninger og modelleringer (Nilsen og Palmström, 2000). Numeriske analyser, likevektsberegninger, probabilistiske analyser og fysiske modeller bygger på analytiske metoder. Dette er fremstilt i Figur 3-7, med de ulike metodene og undergrupper. Eksempler på programvarer som kan anvendes for å vurdere forankringer i berg er vist i rødt.



Figur 3-7: Flytskjema som viser forskjellige analytiske metoder. Eksempler på programvarer er gitt i rødt. (Figuren er modifisert fra Trinh og Holmøy, 2012; Nilsen og Palmström, 2000).

Hvilken metode som anvendes må baseres på de geologiske forholdene som fremkommer fra feltbefaring. Enkle matematiske metoder som likevekts beregninger er forbehold situasjoner med oversiktlig geologi der det er et veldefinert uttrekkslegeme. Ved økende grad av kompleksitet, stor variasjon av geologiske forhold og et usikkert bruddforløp kan probabilistiske og numeriske metoder være egnet som analysemetode (Nilsen og Broch, 2012).

3.6.1 Likevektsmetode

Likevektsberegninger er en analytisk metode som anvendes for å analysere stabiliteten av et berglegeme der utrivning av berglegemet skjer langs eksisterende diskontinuiteter (Nilsen og Broch, 2012). I likevektsberegninger utføres det en vurdering av de drivende og stabiliserende krefter som påvirker et berglegeme. Utrivning inntreffer når de drivende kreftene overskrider

virkingen av de stabiliserende kreftene, det vil si når skjærkreftene langs glideplanet overskrider skjærstyrken på glideplanet. Stabiliteten kan analyseres ved å bestemme sikkerhetsfaktoren (FOS) som er forholdet mellom de drivende og stabiliserende kreftene, vist i Formel 3-7 (Nilsen og Broch, 2012).

$$FOS = \frac{\text{Sum av stabiliserende krefter}}{\text{Sum av drivende krefter}} \quad \text{Formel 3-7}$$

Likevektsberegninger anvendes ofte som en første vurdering av stabiliteten på grunn av metoden er enkel og oversiktlig. Det er derimot en rekke begrensninger og usikkerheter forbundet med metoden. Usikkerheten er hovedsakelig forbundet med bestemmelse av inngangsparameterne. Tabell 2-1 summerer opp kritiske inngangsparametere, fordeler og begrensninger ved likevektsberegninger:

Tabell 3-2: Inngangsparametere, fordeler og begrensninger ved bruk av likevektsmetode for stabilitetsvurderinger (Tabell er modifisert etter Nilsen og Broch, 2012; Willie og Mah, 2004).

Metode	Inngangsparametere	Fordeler	Begrensninger
Likevektsberegninger (LEM)	Geometri av bruddlegeme	Enkel, rask og oversiktlig metode	Utglidning opptrer kun langs forhåndsdefinerte flater
	Skjærstyrke langs sprekker	Rask vurdering av betydningen til ulike parametere	Kun to dimensjonal analyse
	Sprekkevanntrykk	Egnet for tilbakeregning på skred	Det tas ikke hensyn til In-situ spenninger, brudd i intakt berg eller deformasjon i bergmassen.
	Densitet av bergmasse		Ensartede materialeegenskaper
	Eksterne krefter		Simultant brudd langs hele glideplanet.

3.6.2 Generelt om Numerisk analyse

Numerisk modellering er mer og mer rutinemessig brukt for prosjektering innen ingeniørgeologi og bergmekanikk. Eksakte løsninger for kompliserte strukturer i berg kan være vanskelig eller umulig å løse. Numeriske metoder kan derfor anvendes for løse problemet numerisk (Trinh og Holmøy, 2012).

I numeriske modeller deles bergmassen opp i et vist antall elementer. Hvert element tilegnes materialeegenskaper og basert på egenskapene beregnes størrelse og retning på spenningene. Elementene kan være koblet sammen som en kontinuerlig modell, en diskontinuerlig modell

eller en hybridmodell. Hybridmodell er en kombinasjon av kontinuerlig og diskontinuerlig og søker å utnytte fordelene i begge modellene (Hoek, 2006).

De numeriske modellene må idealiseres og forenkles i forhold til virkeligheten for at de skal passe inn med gjeldende likninger og tilgjengelig datakapasitet (Starfield og Cundall, 1988). Det er en umulig å inkludere alle geologiske forhold i en modell, samt at mange av inngangsparametere vil være usikrere. Derfor er oppbygningen av en numerisk modell for analyse av bergmekaniske problemer langt mer usikker enn for andre bransjer i mekanikken (Willie og Mah, 2004).

I en numerisk analyse er kvaliteten på resultatene sterkt avhengig av kvaliteten på inngangsparameterne. Problemet med å fremskaffe tilfredsstillende inngangsparametere representerer utvilsomt den største usikkerheten i numeriske analyser (Myrvang, 2001). Påvirkningen inngangsparametere har på resultatet kan analyseres ved å utføre sensitivitetsanalyser. Tabell 3-3 summerer opp kritiske inngangsparametere, fordeler og begrensninger ved numerisk modellering:

Tabell 3-3: Inndata, fordeler og begrensninger ved numerisk modellering (tabell etter Trinh og Holmøy, 2012; Nilsen og Broch, 2012; Willie og Mah, 2004).

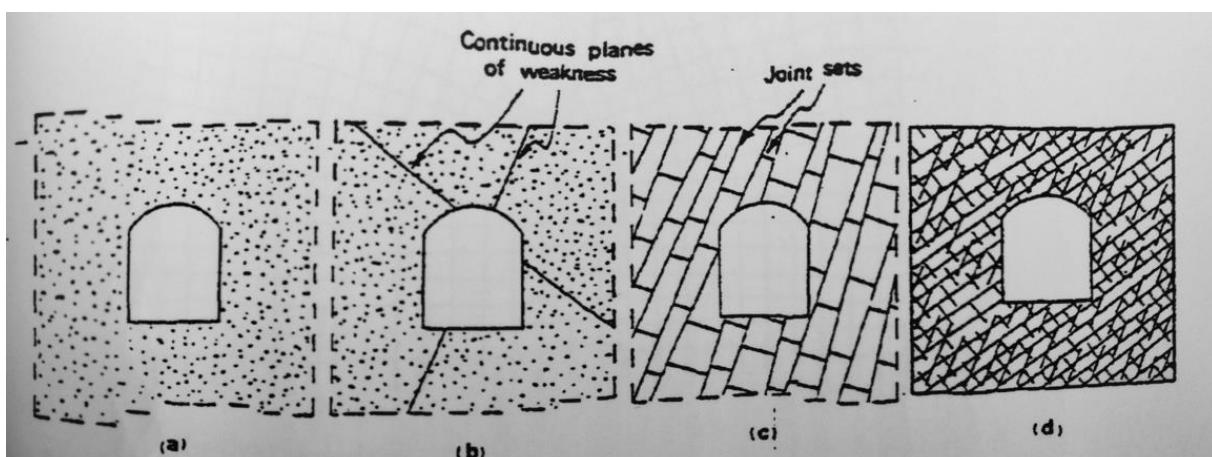
Metode	Inndata	Fordeler	Begrensninger
Numerisk modellering	Geometri	Vurdere stabilitet uten antagelser om hvor brudd vil oppstå	Brukere bør være kjent med hvordan numeriske analysen blir utført for å vurdere resultatet.
	Materialmodell for bergmassen	Analyser av kompliserte situasjoner, som varierende og kompliserte profiler, geologiske forhold og konstruksjoner	Brukere må være kritisk til inngangsparametere og hvordan parameterne påvirker resultatet.
	Grunnvannsforhold	Kan få mer informasjon om samvirke mellom bergmasse og bergsikring	Virkeligheten må forenkles for å tilpasses gjeldende likninger.
	Sprekkekarakteristikk	Kan analysere problemer der det er mangl på erfaring f.eks. Ved store dimensjoner	
	In-situ spenninger		

Som det fremgår av Figur 3-7 deles numeriske metoder opp i kontinuerlige, diskontinuerlige og hybrid modeller. Det er ingen klare retningslinjer på når de ulike modellene skal velges, og en vurdering må gjennomføres for hver enkelt situasjon. Ved numerisk analyse må det også vurderes om todimensjonale analyser gir hensiktsmessige resultater eller om det må benyttes tredimensjonale analyser.

Kontinuerlig eller diskontinuerlig modell

Kontinuerlige modeller er basert på at bergmassen behandles som et kontinuerlig medium gjennomsett av et begrenset antall diskontinuiteter. I kontinuerlige modeller, modelleres diskontinuiteter som elementer med ingen, eller veldig liten tykkelse. Bevegelsesmekanismen i modellen er kontinuerlig (Hammah et. Al., 2006). I diskontinuerlige modeller behandles bergmassen derimot som et diskontinuerlig medium bestående av enkeltblokker (Nilsen og Broch, 2012). Modellen er dermed todelt, en modell for intakt berg og en modell for diskontinuitetene. Bevegelsesmekanismene i diskontinuerlige modeller er gliding, rotasjon og separasjon av enkeltblokkene langs diskontinuiteter (Myrvang, 2001). Valg av sprekkegeometri er dermed avgjørende for diskontinuerlige modeller. Typisk kan kun et veldig begrenset antall sprekker inkluderes i en analyse, og for å konstruere en praktisk gjennomførbar modell, bør kun sprekker som er kritiske for de mekaniske egenskapene til modellen inkluderes (Willie og Mah, 2004).

Valget om en kontinuerlig eller en diskontinuerlig modell skal anvendes bør bygge på en vurdering av de geologiske forholdene og hva hensikten med modelleringen er (Scheldt, 2002). Ved vurdering av de geologiske forholdene er avstanden mellom diskontinuitetene og størrelsen på domenet vesentlig. Det kan generelt deles inn i 4 forskjellige geologiske modeller, illustrert i (Li, 2015).



Figur 3-8: Ulike konsepter for modellering av bergmasse (Li, 2015).

Dersom deformasjonen i modellen er kontinuerlig eller kontinuerlig for større atskilte området i forhold til domenet som analyseres, vist i Figur 3-8 a og b, vil ofte kontinuerlige modeller være egnet. I Figur 3-8 c er bergmassen sterkt oppsprukket i forhold til domenet som analyseres. I en slik situasjon vil deformasjonen være styrt av gliding, rotasjon og separasjon

langs sprekkene. Da er ofte en diskontinuerlig modell best egnet. Dersom bergmassen er sterk oppsprukket i forhold til domenet som analyseres og med tilfeldige sprekkeretninger som vist i Figur 3-8, vil deformasjonen være pseudo-kontinuerlig. I dette tilfellet vil en kontinuerlig modell ofte være godt egnet (Li, 2015).

To-dimensjonal vs. Tre-dimensjonal modellering

Ved to-dimensjonal (2D) modellering analyseres problemet kun i et plan. Spenninger og tøyninger som står normalt på planet vil ikke påvirke resultatet. 2D modellering er egnet for situasjoner der lengden inn i planet er adskillig større enn dimensjonene i planet som analyseres (Hoek, 2006). Dersom det er situasjoner der effekter inn i planet ikke kan neglisjeres bør det utføres tre-dimensjonal (3D) analyse. Typiske situasjoner der det bør benyttes 3D modellering er (Willie og Mah, 2004; Hoek, 2006):

- Når de geologiske strukturer ikke har fallretning innenfor 20-30° til 2D planet.
- Spenningene er hverken normalt eller parallelt til 2D planet.
- Egenskapene til modellen varierer innover i 2D planet. For eksempel bergartsgrenser som ligger langs strøket til en skråning.
- Variasjon av geometrien innover i planet. Dermed kan ikke et 2D plan representere hele situasjonen.

4. METODE: ANALYSE AV GLOBAL STABILITET FOR LANDFESTET I BJØRNAFJORDEN

Stabilitetsanalysene presentert i dette studiet er basert på numerisk modellering og likevektsberegninger. Tabellen nedenfor gir en oversikt over metodene og hvilke programmer som er anvendt. Formålet med analysene er som det fremgår av Tabell 4-1 å vurdere global stabilitet til landfestet, det vil si analysere stabilitet av berg mot utrivning. Det er også undersøkt hvordan ulike geologiske forhold påvirker stabiliteten. Det vil i dette kapitlet beskrives hvilken tilnærming som er valgt og det er begrunnet hvorfor metodene er egnet for å analysere stabilitet av berg mot utrivning.

Tabell 4-1: Oversikt over forskjellige metoder for stabilitetsanalyser og hensikt med metoden.

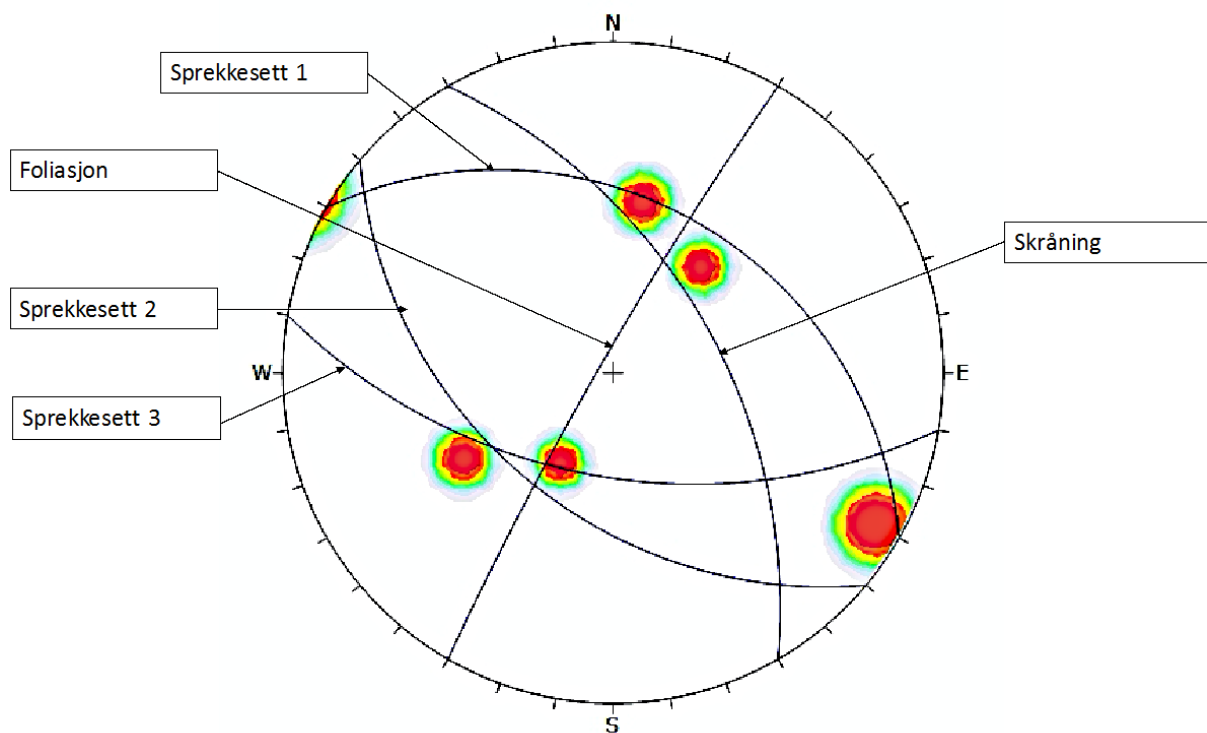
Metode (programvare)	Hensikt
Likevektsmetode (excelark)	Sensitivitetsanalyse, parameterstude
Numerisk modellering (RS2 og RS3)	Stabilitetsanalyse, sensitivitetsanalyse, parameterstudie

Analysene for stabilitet av berg mot utrivning tar utgangspunkt i de forhold som representerer det østlige landfestet på Røtingen ved Bjørnafjorden. Bergoverdekningen over dette landfestet er minst, forbeholdt at kunstig sjøbunn er plassert 30 meter under havnivå. Bergmassen består av kvartsittdioritt med en utpreget foliasjon og tre distinkte sprekkesett. På bakgrunn av overdekningen vil dette landfestet ha den mest kritiske plasseringen. Geologien i er ”typisk norsk” for fjorder på Vestlandet og erfaringer fra analysene kan derfor også danne et grunnlag for prosjektering i andre prosjekter.

4.1 LIKEVEKTS ANALYSE

Landfestet planlegges etablert i en skråning 30 meter under havnivå. Belastningen fra kunstig sjøbunn er horisontal og overføres til bergmassen via forankringsplaten 70 meter inn i skråningen. Det kan benyttes likevektsanalyse ved å definere en antatt utrivningsform basert på de geologiske forholdene og deretter beregne likevekt mellom drivende og stabiliserende krefter.

Som beskrevet i kapittel 2.3 består bergmassen rundt det vurderte landfestet av foliert kvartsdioritt med tre distinkte sprekkesett med fall og fallretning som vist i Figur 4-1. Sprekkesett 1 har strøketretning 30° fra strøket til skråningen med en fall på 55° i samme retning som skråningen. Fallet til skråningen er på 45° og sprekkesett 1 vil derfor ikke ha ”utgående” i skråningen. Sprekkesett 2 og 3 har strøk hhv. 20° og 10° i forhold til skråningen og faller innover i skråningen med hhv. 55° og 35° . Foliasjon faller 85° mot NV. Strøketretningen på foliasjonen er 80° på strøket til skråningen.



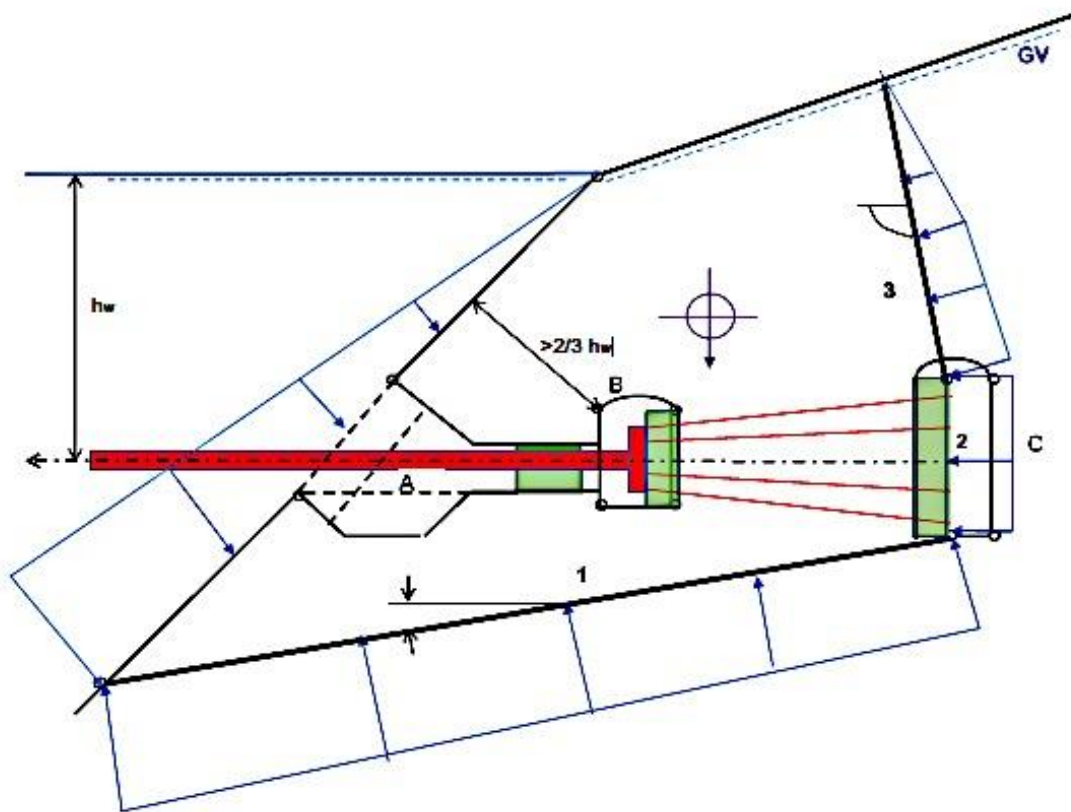
Figur 4-1: Stereoplott av sprekker, foliasjon og skråning for området rundt landfeste for kunstig sjøbunn på øst på Røtingen.

Det er utført kinematisk analyse etter metode beskrevet i Willie and Mah (2004). Analysen viser at det ikke er fare for en bestemt utrasningsform, men at brudd eventuelt vil bestå av et komplekst brudd som inntreffer langs flater sammensatt av flere sprekkesystemer og der deler av bruddflaten også må gå gjennom intakt berg.

På bakgrunn av sprekkesystemet er ikke antagelsene (se kapittel 3.6.1) for brudd langs en definert flate oppfylt, og likevektsanalyser er derfor ikke egnet. Andre metoder som for eksempel numerisk modellering vil derfor være mer hensiktsmessig for å vurdere stabiliteten.

I den hensikt et viktig mål med dette studiet er å utføre sensitivitetsanalyser for hvordan sprekkeretninger, terrengform og materialparametere påvirker global stabilitet av landfestet,

er det allikevel valgt å gjennomføre likevektsanalyser for brudd langs en plan flate tilsvarende situasjon som vist i Figur 4-2. Utrivningslegeme er definert av sprekk 1 og sprekk 2 som danner en kile. Hensikten med analysene er å gi et sammenlikningsgrunnlag for de numeriske analysene, samt å gi en indikasjon på hvordan ulike parametere og geometrier påvirker stabilitet av berg mot utrivning. Det er utviklet et regneark for bestemmelse av sikkerhetsfaktor for en tilsvarende situasjon som vist i Figur 4-2. Regnearket er vedlagt i vedlegg B. Inngangsdata for likevektsanalyser er gitt i kapittel 5.1.



Figur 4-2: Tverrsnitt av landfeste med hovedkomponenter. Svarte streker angir en tenkt situasjon for terrengoverflate og sprekker der likevektsanalyse kan anvendes for å vurdere stabiliteten (NGI, 2015).

4.2 NUMERISKE ANALYSE MED RS2 OG RS3

De numeriske stabilitetsanalysene for uttrekking av berg er i dette studiet utført med programvarene Rock and Soil 2 (RS2) (Rocscience ink., 2005) og Rock and Soil 3 (RS3) (RocScience ink., 2015). Programvarene er valgt etter anbefalinger fra veileder professor Li (personlig diskusjon januar, 2016). RS3 er en tredimensjonal modell av RS2. Begge modellene er basert på kontinuerlig elastisk-plastisk endelig element modellering (FEM) og

kan anvendes til en rekke typer i tekniske formål som blant annet (Rocscience ink., 2005; RocScience ink., 2015):

- Tunneldesign i både berg/ løsmasser inkludert samvirke med ulike sikrings metoder.
- Skråningsstabilitet analyser.
- Strømningsanalyser av grunnvann.

RS2 og RS3 deler bergmassen opp i elementer som er knyttet sammen på spesifikke steder (Noder). Spenningene er beregnet inni hvert element, mens forskyvningen er relatert til nodene (Scheldt, 2002).

RS3 er som nevnt et tredimensjonal endelig element program for analyser av geotekniske og bergmekaniske problemer. Den tredimensjonale modellen er bygget opp ved at flere ”skiver” av en todimensjonal modell (tilvarende modell som i RS2) settes sammen og utvides inn i planet. Dette danner modell/ yttergrensene for modelleringene. Det er mulig å forandre material og utgravningsgrensene for hver skive slik at det kan dannes en kompleks modell (RocScience ink., 2015).

Begrunnelse for valg av numerisk modell

FEM numerisk modellering har vist å gi tilfredsstillende resultater for analyse av skråningsstabilitet (RocScience ink., 2005; Nilsen og Broch, 2012). Som tidligere beskrevet kan global stabilitet av landfestet vurderes etter samme metoder som analyse av skråningsstabilitet der kraften fra kunstig sjøbunn inkluderes som en horisontal kraft.

Muligheten for å modellere progressiv bruddutvikling med et ikke predefinert bruddplan, kombinert med at in-situ spenninger, grunnvann og berggrommene enkelt kan inkluderes i modellen, gjør at FEM modellering med RS2 og RS3 vurderes som en gunstig metode.

Med bakgrunn i de geologiske forholdne i området med tre sprekkesett og foliasjon, vurderes det at bergmassen kan anses å være kontinuerlig for større områder i forhold til landfestet. Som det fremgår i kapittel 3.6.2 er det derfor egent å benytte kontinuerlig modell. I RS2 kan sprekker inkluderes i modellen og hvordan sprekker påvirker stabiliteten kan dermed studeres.

Geometrien og de geologiske forholdene er like langs strøkretningen til skråningen. Som det fremgår av kapittel 3.6.2 vil dermed 2D analyser gi tilfredsstillende resultater. Fra kapittel 3.2 er det beskrevet at utrivningslegeme ofte har form som en omvendt kjegle, det vil si at

utrivningslegeme er begrenset inn i planet. Dermed vil 3D modellering best representere stabilitet av et utrivningslegeme. RS2 modelleringene vil underestimere stabiliteten fordi det ikke tar hensyn til faktorer inn i planet. RS2 modelleringene kan derfor kun anvendes som et ”verst tenkelige tilfelle” og for å vurdere hvordan ulike geologiske faktorer påvirker stabiliteten av utrivningslegeme. RS2 analyser krever betydelig mindre datakapasitet og er derfor langt raskere å gjennomføre, samt at RS2 er mer utviklet og har flere funksjoner enn RS3. RS3 er forholdsvis nytt program og er under fortsatt utvikling (RocScience ink., 2015).

Fra et praktisk synspunkt er RS2 og RS3 valgt fordi programvarene er brukervennlige og er lett tilgjengelig med lisens gjennom NTNU.

Parameterstudie og Sensitivitetsanalyse

På bakgrunn av høy usikkerhet i inngangsparametere og fordi en hensikt i dette studie er å vurdere hvordan ulike modellparametere påvirker stabiliteten, er det utført sensitivitetsanalyser og parameterstudier. Dette er antatt å gi en akseptabel forståelse av hvordan ulike geologiske og geometriske forhold vil påvirke stabiliteten. Sensitivitet og parameteranalysene innebærer systematisk ending av geometri og inngangsparametere over et domene for å vurdere hvordan stabiliteten påvirkes (Hoek, 2006). En oversikt over de forskjellige analysene som er gjennomført i dette studie er presentert i kapittel 5.2.10. Inngangsdata for de numeriske analysene er gitt i kapittel 5.2 og 5.3.

5. MODELLOPPSETT OG INNGANGSDATA FOR STABILITETSANALYSER

Inngangsdata og modelloppsett for stabilitetsanalysene for Bjørnafjorden er basert på den ingeniørgeologiske rapporten utarbeidet av Norconsult (2015) og eksisterende kartgrunnlag fritt tilgjengelig på nettet (Google Earth, 2016; NGU, 2016). Der det ikke er annen informasjon tilgjengelig, er det brukt verdier fra kjent litteratur. Forfatteren har ikke hatt anledning til å utføre egne feltundersøkelser på stedet.

Et viktig mål i dette studiet er å utføre sensitivitetsanalyser og parameterstudier for vurdere hvordan stabiliteten påvirkes av ulike geologiske forhold. I dette kapittelet presenteres derfor de forhold som antatt tilsvarer Bjørnafjorden best. Dette danner et utgangspunkt for sensitivitet og parameterstudiene, og hvilke verdier som forandres under sensitivitets og parameterstudiene vil klart fremkomme.

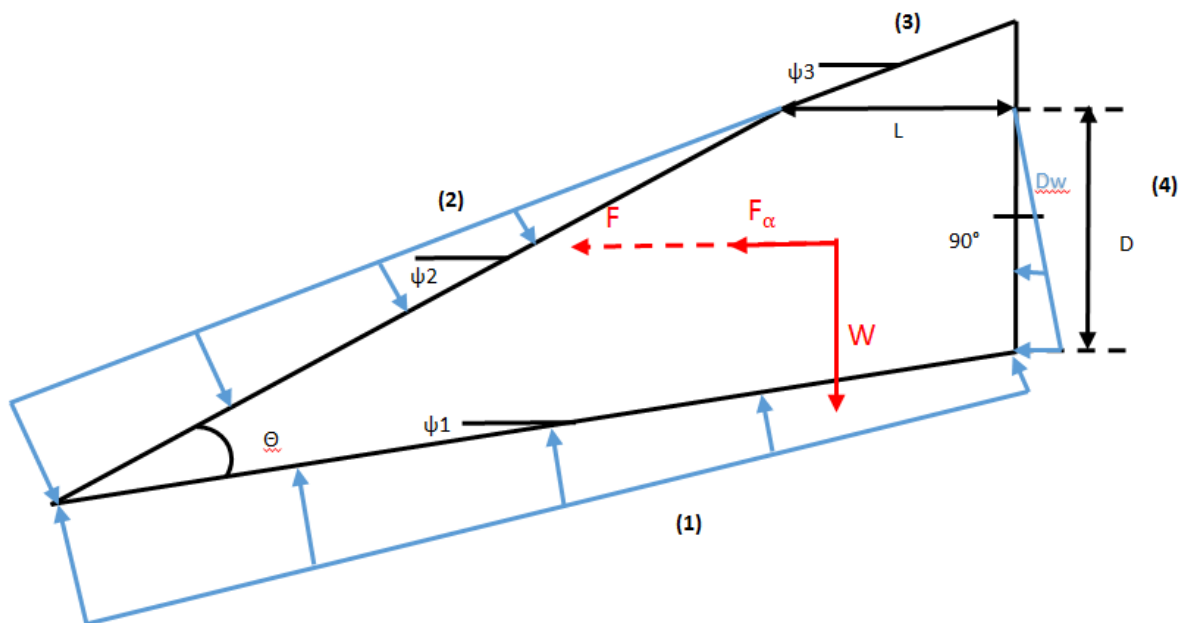
5.1 LIKEVEKTS BEREGNINGER

Det er tatt utgangspunkt i en forenklet plan utrivningsmodell for å beregne stabiliteten av landfestet i Bjørnafjorden. Modellen består av en skjærspekk (glideplan) (1), avløsningsprekk (4), terrengoverflate under havnivå (2) og terrengoverflate over havnivå (3). Geometrien er vist i Figur 5-1.

Det er antatt at avløsningsprekken har et fall på 90 grader. Fallvinkler på terrengoverflate (ψ_2 , ψ_3) og skjærspekk (ψ_1), må bestemmes ved geologisk kartlegging. Det må i tillegg bestemmes hvilken dybde under havnivå (D) rørene fra kunstig sjøbunn spennes opp på, samt avstand fra kystlinjen til forankringsplaten (L). Modellen bygger videre på følgende forutsetninger:

- Det vil dannes en kile mellom skjærsprekken (1) og avløsningsprekken (4) foran forankringsplaten. Når hovedrørene spennes om vil det mobiliseres skjærmotstand på skjærsprekken, mens avløsningsprekken vil åpnes. Dersom åpningsvinkelen mellom avløsningsprekken og skjærsprekken er mindre enn 2 ganger ruhetsvinkelen (i) vil det også mobiliseres skjærspenning langs skjærsprekken. Det vil øke stabiliteten av uttrekkslegemet. Det er antatt en ruhetsvinkel på 16 grader (se kapittel 7.2.5) dermed vil antagelser om at avløsningsprekken åpnes være gyldig for åpningsvinkel større enn 32 grader.

- Fordi avløsningssprekken åpnes vil det ikke være effektive normalkrefter på denne sprekken, kun sprekevanntrykk.
- Det antas hydrostatisk vanntrykk.
- Modellen tar utgangspunkt i todimensjonalt tverrsnitt med effektiv bredde inn i planet lik bredden på forankringsplaten. Det er ikke tatt hensyn til friksjon langs endeflatene eller eventuelle in-situ spenninger parallelt med strøket til skråningen (dvs. Innover i planet).
- Det er tatt utgangspunkt i Mohr-Coulomb bruddkriterium for å beregne skjærkreftene som oppstår på glideplanet. Det antas at brudd inntreffer simultant langs hele glideplanet og ensartede materialeegenskaper.



Figur 5-1: Antatt modelloppsett for likevektsberegninger inkl. Geometri, krefter og sprekevanntrykk (se også vedlegg B).

Krefter som påvirker stabiliteten av bergkilen er vist i Figur 5-1. Vekten av kilen pluss eventuell terrenglast (W) virker vertikalt i modellen og vil øke normalkraften på skjærsprekken, samt øke de drivende kreftene parallelt med skjærsprekken. Uttrekkskraften fra hovedrørene (F) og en eventuell jordskjelvkraft (F_{α}) påvirker modellen horisontalt og øker de drivende kreftene samt reduserer normalkraften. Det vil være et hydrostatisk sprekevanntrykk langs skjærsprekken, avløsningssprekken og terrengoverflate under havnivå. Det antas at grunnvannsnivået i avløsningssprekken er på samme nivå som havet. Vanntrykket horisontalt i modellen vil derfor "nulles ut" og det vil kun være en

oppdriftseffekt som reduserer normalkreftene på skjærsprekken. Effekten av oppdrift når hele berglegemet er neddykket kan inkluderes ved å benytte neddykket densitet (Valstad, u.å; Neby, 2015). Det antas at alle kreftene virker gjennom messesenteret til modellen så rotasjon kan neglisjeres.

Dette gir en likevektsberegning som vist i Formel 5-1. Fullstendig regneark for likevektsberegningene er gitt i vedlegg B og utledning av Formel 5-1 er vist i vedlegg C.

$$FOS = \frac{C * A_{bunn} + [W' * \cos(\psi_1) - (F + F_\alpha) * \sin(\psi_1)] * \tan(\varphi)}{W' * \sin(\psi_1) + (F + F_\alpha) * \cos(\psi_1)} \quad \text{Formel 5-1}$$

Inngangsparametere anvendt i likevektsberegningene er gitt i Tabell 5-1. Som nevnt i kapittel 4.1 tilsvarende ikke de geologiske forholdene for Bjørnafjorden plan utglidning. Der er derfor tatt utgangspunkt i en skjærsprekke som faller 30°. Geometrien er ellers tilsvarende som for landfestet på Røtingen med skråningsvinkel på 45° og landfestet 30 meter under havnivå 70 meter inn i skråningen (se også kapittel 5.2.2). Strekkraften som landfestet må ta opp er 144 MN. Forankringsplanten har en bredde på 20 meter, dermed blir strekkraften 7,2 MN per meter inn i planet. Det er antatt en friksjonsvinkelen på 39° og en kohesjon på 0,2 MPa (se kapittel 0. for argumentasjon for friksjonsparametere). Det er ikke tatt hensyn til jordskjelvfaktor i likevektsberegningene.

Som det fremgår av Tabell 5-1 er det mulig å legge inn partialfaktorer for å benytte dimensjonerende inngangsparametere. Etter Eurokode 7 skal all prosjektering utføres etter partialfaktor-metoden. Det er derimot valgt å benytte karakteristikk last (dvs. Partialfaktorer = 1) i dette studiet. Dette er gjort fordi hensikten med likevektsanalysen er å vurdere hvordan ulike parametere påvirker stabiliteten, ikke for å dimensjonerende forankringen. Hvordan ulike inngangsparametere påvirker stabiliteten undersøkes bedre ved å beregne en enkelt sikkerhetsfaktor uten å tillegge inngangsdata en partialfaktor.

Tabell 5-1: Inngangsdata for likevektsanalyse.

	Symbol	Verdi	Enhet
INNDATA densitet og gravitasjon			
Tyngdens akselerasjon	g	9,81	m/s ²
Densitet av bergmasse	ρ_k	2650	kg/m ³
Densitet av vann	$\rho_{w,k}$	1000	kg/m ³
Partialfaktor densitet bergmasse	γ_G	1	
Partialfaktor densitet vann	γ_G	1	
INNDATA Geometri			
Fall på skjærsprekk	ψ_1	30	Grader
Fall på terreng under havnivå	ψ_2	45	Grader
Fall på terreng over havnivå	ψ_3	0	Grader
Dybde baksprekk fra havnivå	D	30	meter
Horisontal lengde over vann	L	42	meter
bredden ut av planet	B	20	meter
INNDATA Laster			
Jordskjelvkoeffisient	α_k	0	m/s ²
Partialfaktor jordskjelv	γ_α	1	
Karakteristisk horisontal uttrekkskraft per løpemeter	F,k	7,2	MN/m
Lastfaktor for nyttelast	γ_Q	1	
INNDATA friksjon (MC-kriteriet)			
Friksjonsvinkel	ϕ_k	39	Grader
Kohesjon	C _k	0.2	Mpa
Partialfaktor friksjon	γ_ϕ	1	

5.1.1 Utførte likevektsanalyser

LEM Analyse 1 - påvirkning av fallvinkel med variasjon av bergmasse densitet og uttrekkskraft:

Hensikten med LEM analyse 1 er å vurdere hvordan endret fallvinkel på skjærsprekken påvirker stabiliteten av utrivningslegeme. Det studeres også hvordan stabiliteten påvirkes av vann og stabilitet i naturlig tilstand for endret fallvinkel på skjærsprekk. Fallvinkelen på skjærsprekken varieres fra 0 til 40°. Vinkler utenfor dette domenet vil ikke oppfylle antagelser for plan utglidning. Teoretisk kan det være fallvinkler tett opptil 45°, men dette medfører at modellen blir uhensiktsmessig stor. Det er også gjennomført analyse med tørr densitet på 2650 kg/m³ og en uttrekkskraft fra kunstig sjøbunn på 0 MN. Alle andre parametere er holdt konstant ihht. Tabell 5-1.

LEM Analyse 2 – Påvirkning av friksjonsvinkel og kohesjon:

I LEM analyse 2 forandres friksjonsvinkelen fra 15° til 51° med konstant kohesjon. Det er gjennomført tre analyser med ulik kohesjon. Et verst tilfelle med kohesjonen på 0, mest sannsynlige med kohesjon på 0,2 MPa og et best tilfelle med kohesjon på 0,4 MPa. Alle andre parametere er holdt konstant ihht. Tabell 5-1.

LEM Analyse 3 –Påvirkning av terrengoverflate med varierende fallvinkel på skjærplan:

I LEM analyse 3 studeres hvordan ytre skråningsvinkel påvirker stabiliteten av utrivningslegeme ved å endre fallvinkelen på skråningen til 22.5, 45 og 77.5°, mens fallvinkel på skjærplanet holdes konstant. Analysen er utført tre ganger med ulik fallvinkel på skjærplanet. Fallvinkelen på skjærplanet er 10, 20 eller 30°. Alle andre parametere er holdt konstant ihht. Tabell 5-1.

5.2 NUMERISK ANALYSE – RS2

5.2.1 Generelle innstillinger og modelloppsett

De numeriske analysene i RS2 (versjon 9.009) er gjennomført med plane tøyninger med bruk av Gauss-eliminasjon. Spenningene er simulert med maksimalt 500 iterasjoner med en toleranse på 0,001 og med bruk av absolutt energi som konvergens kriterium. Alle analysene er gjennomført med ”last-steg” i automatisk modus. Dette er standardverdier anbefalt i RocScience (2016) for skråningsstabilitetsanalyse.

Alternativet ”Strekkbrudd reduserer skjærstyrken til residualverdier” er valgt, noe som er anbefalt i RocScience (2016) for sprø materialer. Det betyr at hvis bergmassen går i strekkbrudd (og enda ikke har gått i skjærbrudd) reduseres bergmassestyrken til definerte residualverdier. Havet antas å påvirke stabiliteten, derfor er det benyttet effektiv spenningsanalyser, det vil si at beregnet deformasjonen er et resultat av endring i effektiv spenning (RocScience, 2016). Analyser med grunnvann er utført med bruk av piezometerlinjer (se også kapittel 0).

Modellen består av totalt fire trinn: 1) Et innledende trinn der modellen er en boks. 2) Erosjon til et profil som representerer dagens terrengoverflate. 3) Driving av koblingskammer og forankringskammer. 4) Installasjon av spennstagene med dimensjonerende uttrekkskraft.

Modellen er valgt for å kunne analysere endring i deformasjon og spenning som oppstår ved etablering av landfestet (se forklaring til bruk av referansetrinn i kapittel 6.2). Modellen er valgt etter samtale med professor Li (person diskusjon februar, 2016).

Plasseringen av det todimensjonale tverrsnittet som eroderes ut i trinn 2, representerer terrenget over det østligste landfestet i nord (Røtingen). Bergoverdekningen over dette landfestet er minst og det antas derfor å være den mest kritiske plasseringen sett bort fra sprekker og bergmassekvalitet. Tverrsnittet står normalt på kystlinjen og ligger omtrent 30 meter vest for svakhetssonen beskrevet i kapittel 2.3.2. Svakhetssoner faller mot øst og det antas derfor ikke at tverrsnittet påvirkes av svakhetssonen. Belastningsretningen fra rørene i kunstig sjøbunn er med en vinkel til kystlinjen i horisontalplanet. Profilet er allikevel plassert normalt på kystlinjen for å vurdere minste effektive avstand mellom forankringsplanen og terrengoverflaten. Profilet inkluderer strukturer som antas å være kontrollerende faktorer for stabiliteten. Profilet vil inkludere sprekkesett S1, S2 og S3, mens foliasjonen som står 80° på planet utelates. Profilet er ekstrapolert nedover i fjorden med et fall på 45° . Dette er 5 til 7° brattere enn terrenget nærmest kystlinjen. Fra kystlinjen går profilet 155 meter innover land til et nivå på 48 moh. Profilet av terrengoverflaten er konstruert ut fra Google Maps (2016).

I trinn 3 drives koblingskammer og forankringskammer ut. Plasseringen av koblingskammeret er 40 meter horisontalt inn fra terrengoverflaten/ skråningen. Koblingskammeret er utformet med rette vegger og en bue i hengen. Størrelsen er 8 meter spennvidde og 8 meter fra bunn til toppen av hengen. Forankringskammeret er 30 meter videre inn i skråningen (totalt 70 meter) og utformingen av bergrommet er likt som koblingskammeret, men med en størrelse på 8 meter spennvidde og 17 meter fra bunn til toppen av hengen. Utforming og plassering av bergrommene er valgt etter tegninger fra NGI (2015) (se kapittel 2.1).

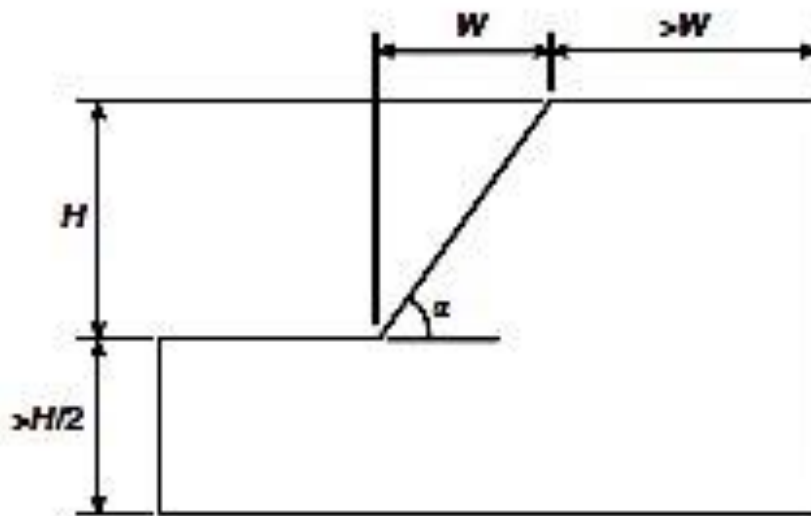
I trinn 4 installeres spennstagene mellom koblingskammer og forankringsplaten. Spennstagene blir fullt strekkbelastet med dimensjonerende uttrekkskraft.

5.2.2 Randbetingelser

Domenet er konstruert etter anbefaling i Willie og Mah (2004) som vist i Figur 5-2. Hensikten med oppsettet er å unngå at resultatet påvirkes av domenets kunstige ytterbegrensninger (randeffekter). Kunstige yttergrenser er grenser som må antas i en numerisk modell og som ikke finnes naturlig. På yttergrensene defineres det randbetingelser som enten kan være en definert spenning eller en definert forskyvning. Det er vanlig ved vurdering av

skråningsstabilitet å benytte en definert forskyvning (Willie og Mah, 2004). Dette er derfor også valgt i dette studiet. Randbetingelsene er som beskrevet i

Tabell 5-2. Modelloppsett for landfestene i Bjørnafjorden med randbetingelser er vist i Figur 5-3.



Figur 5-2: Anbefalt oppsett av modell for å unngå påvirkning av yttergrensene i stabilitetsanalyser for skråninger (Willie og Mah, 2004).

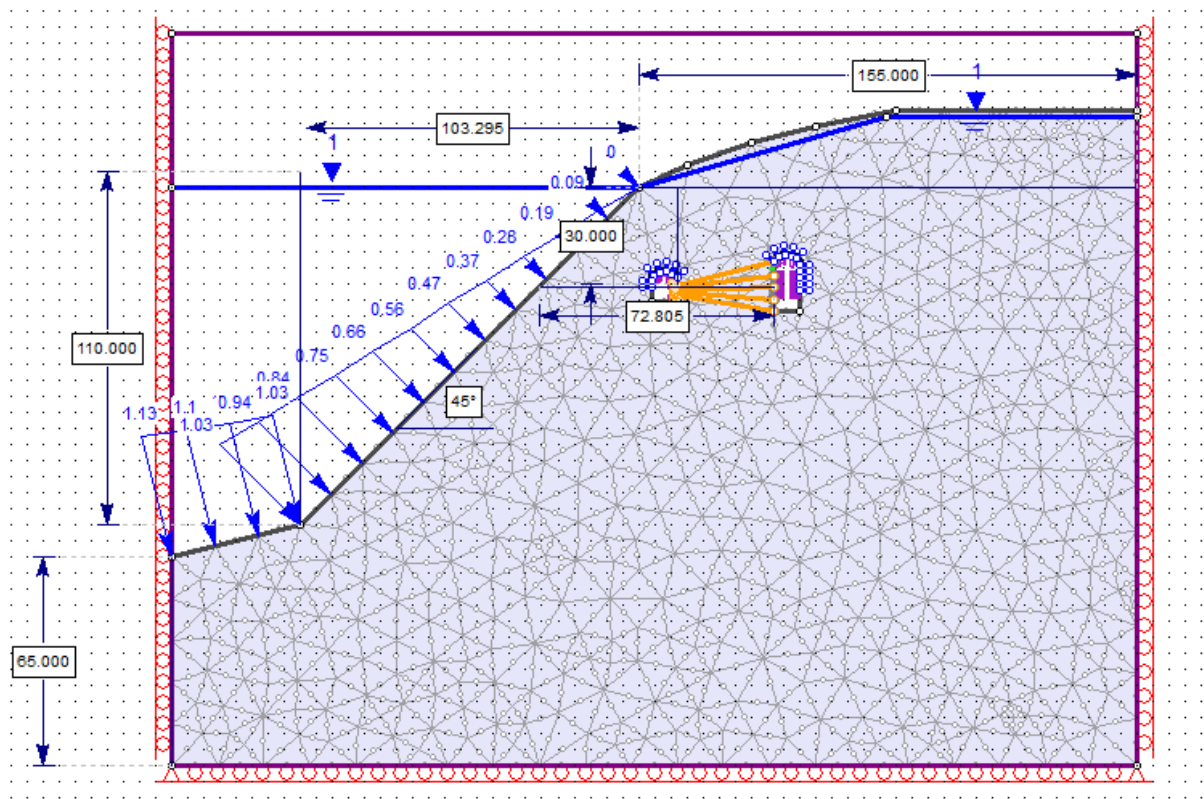
Tabell 5-2: Randbetingelser for numeriske analyse i RS2.

Randbetingelser for numerisk modellering i RS2		
Ytterkant	Randbetingelse	Referanse
Øvre	Overflaten av modellen kan beveges fritt.	RocScience, 2016
Høyre og venstre side	Tillater bevegelse kun i vertikal retning. Dvs. X-retning er låst.	Willie og Mah, 2016
Nedre	Tillater horisontal bevegelse (låst i Y-retning). I hjørnene er både X og Y-retning låst. Dette er for å unngå rotasjon av modellen.	Willie og Mah, 2004

5.2.3 Elementoppsett

Modellen er delt opp av uniformt fordelte trekantelementer der hvert element består av seks nodalpunkter se Figur 5-3. Oppsettet er basert på anbefalinger fra Rocscience (2016) og Hammah et. Al. (2006) for analyse av skråningsstabilitet. Det antas derfor at tilsvarende

elementoppsett er egnet for stabilitetsanalyser av landfestet i Bjørnafjorden. Antall elementer i modellen er omtrent 800 og er i samsvar anbefaling fra Rocscience (2016).



Figur 5-3: Numerisk modelloppsett for analyser i RS2. Røde symboler på yttergrensene viser randbetingelser.

5.2.4 Bergmasseparametere

Bergmassen der landfestet for kunstig sjøbunn er planlagt består av kvartsdioritt. Det er valgt å analysere bergmassen med en materialmodell som tilsvarer elastisk, perfekt-plastisk. Maksimal skjærstyrke er definert ved Hoek-Brown bruddkriterium som er konvertert til Mohr-Coulomb parametere. Materialparametere er basert på Norconsult (2015) og eksisterende litteratur.

Som beskrevet i kapittel 3.5.2 forutsetter bruk av Hoek-Brown bruddkriterium isotrope bergmasseforhold. I Bjørnafjorden er det kvartsdioritt med en utpreget foliasjon og tre distinkte sprekkesett. For en bergmasse med tre spekkesett anbefales det i Hoek (2006) at Hoek-Brown bruddkriterium brukes med forsiktighet. Ved bruk av Hoek-Brown bruddkriterium utføres det en kvantifisering av bergmasseegenskaper for bestemmelse av inngangsparametere, noe som øker anvendbarheten av metoden i forhold til andre bruddkriterier. Fra beskrivelse av bergmasseforholdene i Norconsult (2015) er Hoek-Brown bruddkriterium best egnet for å estimere bergmassestyrken.

Hoek-Brown parametere:

Bestemmelse av inngangsparametere for Hoek-Brown bruddkriterium er gitt i Tabell 5-3. Enaksiell trykkstyrke (UCS) for kvartsdioritten for Bjørnafjorden er 175 MPa. Enaksiell trykkstyrke på 175 MPa er 40 MPa over gjennomsnittlig testdata fra NTNU for dioritt (Nilsen og Palmström, 2001). UCS verdien er valgt 40 MPa høyere på grunn av høyt kvartsinnhold og er i henhold til verdier for dioritt presentert i Nilsen og Palmström (2001) som ”resten av verden.”

Kvartsdioritten i Bjørnafjorden er antatt å være blokkete med tre kryssende sprekkesett. Overflaten på sprekken er røe og uforvitret (se kapittel 2.3). Dette tilsvarer en GSI verdi på omtrent 75 (Hoek, 2006). Verdier for Hoek-Brown parameteren m_i og elastisitetsmodulsen (E_i) er valgt litt høyere enn standardverdier for dioritt testet ved NTNU (Nilsen og Palmström, 2000). Dette er gjort på grunn av høyt kvartsinnhold i dioritten.

Forstyrrelsesfaktoren (D) anvendes for å inkludere skaden berget påføres ved sprengning og/eller spenningsavløsning. Forstyrrelsesfaktor skal kun anvendes på bergmasse som er påvirket og er derfor et overflatefenomen (Hoek, 2006). Effekten av erosjon fra vannmasser har gjort overflaten under vann jevn og det er derfor antatt upåvirket bergmasse.

Tabell 5-3: Inngangsdata for Hoek-Brown bruddkriterium for bergmassen i Bjørnafjorden.

Inngangsdata for H-B bruddkriterium				
	Symbol	Benevning	Kvartsdioritt	Referanse
Enaksiell trykkstyrke	UCS	MPa	175	Nilsen og Palmström, 2000
”Geological strength index”	GSI	-	75	Norconsult, 2015
Hoek-Brown parameter m_i	m_i	-	28	Nilsen og Palmström, 2000
Forstyrrelsesfaktor	D	-	0	Diskusjon med prof. Li.
Elastisitetsmodul intakt berg	E_i	GPa	60	Nilsen og Palmström, 2000

Ekvivalente Mohr-Coulomb parametere

Det er det valgt å anvende Mohr-Coulomb bruddkriterium i den numeriske analysen. Dette gjøres ved å tilegne ekvivalente Mohr-Coulomb parametere (kohesjon og friksjonsvinkel) til Hoek-Brown bruddkurve for et spesifikt spenningsdomene (Hoek, 2006). Ekvivalente Mohr-Coulomb parametere er valgt fordi det er et gir en oversiktlig vurdering for hvilke parametere som påvirker stabiliteten ved parameterstudier og fordi skjærstyrken til bergmassen enkelt kan sammenliknes med skjærstyrken langs diskontinuiteter (se kapittel 0) og likevektsanalyse (se kapittel 5.1). For å konvertere Hoek-Brown parameterne til Mohr-Coulomb er programvaren RocData anvendt (RockScience ink., 2016).

Bergmasseparametere for Bjørnafjorden:

Bergmasseparametere for Bjørnafjorden anvendt i RS2 modelleringene er gitt i Tabell 5-4. Det er tatt utgangspunkt i en elastisk - perfekt plastisk analyse (residual styrkeegenskapene er tilsvarende maksimal styrkeegenskaper). En perfekt plastisk materialmodell er valgt fordi det mangler informasjon om residualparametere. For å undersøke effekten av materialmodell er det utført modelleringer der det antas sprøtt brudd der residual styrkeparametere (både kohesjon og friksjonsvinkel) reduseres med 30 %.

Elastisitetsmodulus til bergmassen er beregnet i RocData. Omregningen i RocData er basert på Hoek og Diederichs (2006) der elastisitetsmodulus for bergmasse beregnes ut fra empirisk sammenheng mellom elastisitetsmodulusen for intakt berg, GSI og forstyrrelsesfaktor. Tverrkontraksjonstallet er gjennomsnittsverdien for dioritt testet ved NTNU presentert i Myrvang (2001). Elastisitetsmodulus og tverrkontraksjonstallet blir brukt i numeriske analyser for å beregne deformasjonen. Deformasjonen i bergmasse av god kvalitet er derimot hovedsakelig styrt av egenskapene til diskontinuiteter som gjennomsetter bergmassen (Nilsen og Broch, 2012). Dermed er det antatt at betydningen av E_m og ν er minimal for vurdering av stabiliteten til landfestene. For å undersøke påvirkningen av E-modul er det gjennomført sensitivitetsanalyse der E-modulen reduseres til 60 % av opprinnelig verdi.

Strekkstyrken til bergmassen er beregnet i RocData fra Hoek-Brown parametere til 0,9 MPa. Dette representerer strekkstyrken til bergmassen og er derfor betydelig lavere enn verdier gitt i Myrvang (2001). Dilatasjonsparameteren representerer hvor mye berget utvides som følge av skjærbrudd. Dilatasjonsparameteren ligger vanligvis mellom 0 og friksjonsvinkelen for harde bergarter (Rocscience, 2016). Ifølge Hammah et. Al. (2006) er ikke betydningen av

dilasjonsvinkel signifikant for stabilitetsanalyser i bergskråninger som følge av lav normalspenning. Registrerte sprekker er hovedsakelig plane (se kapittel 2.3) og basert på overnevnte er dilatasjonsvinkelen antatt å være 0.

Tabell 5-4: Inngangsparametere for kvartsdioritt anvendt i den numeriske analysen.

Bergmasse egenskaper				
	Symbol	Enhet	Kvartsdioritt	Referanse
Densitet	ρ	(kg/m ³)	2650	Nilsen og Broch, 2012
Enaksiell trykkstyrke	UCS	Mpa	175	Nisen og Palmström, 2000
Maksimal Kohesjon	C	Mpa	4	RocData
Residual kohesjon	C _r	Mpa	4	-
Maksimal Friksjonsvinkel	φ	°	67	RocData
Residual friksjonsvinkel	φ_r	°	67	-
Maksimal strekkstyrke	σ_t	Mpa	0,9	RocData
Residual strekkstyrke	$\sigma_{t,r}$	Mpa	0,9	-
Elastisitetsmodulus bergmasse	E _m	Mpa	48,981	RocData
Tverrkontraksjonstallet	ν		0,17	Myrvang, 2001
Dilatasjonsvinkelen	δ	°	0	Hammah et. Al., 2006

5.2.5 Strukturparametere

Som beskrevet i kapittel 3.2 har sprekker og slepper vanligvis en kontrollerende betydning for stabiliteten av et utvinningslegeme. I de numeriske analysene er sprekker langt inn med sprekkenettverk funksjonen i RS2. Sprekkesett S1 og S2 er inkludert i modellen, mens sprekkesett S3 er utlatt fordi den har samme fallretning som S2, men har lavere fallvinkel. Det er derfor antatt at S2 vil ha større betydning for stabiliteten. Antagelsen er studert ved å endre fallvinkelen på sprekkesett fra 0 til 170°. Foliaasjon i bergmassen faller normalt på det todimensjonale profilet og er derfor utelatt i modelleringene. Egenskaper for sprekkesett S1 og S2 er gitt i Tabell 5-5.

Bruddkriterium for sprekker

Det er tatt utgangspunkt i Mohr-Coulomb bruddkriterium for beregning av skjærstyrke langs diskontinuitetene. Mohr-Coulomb er valgt fordi det gir en enkel vurdering av hvilke parametere som påvirker skjærstyrken og fordi det mangler inngangsdata for å anvende mer sofistikerte modeller som Barton og Bandis bruddkriterium. Fordi dilatasjon og nedknusning

av strukturer skjer samtidig ved skjærdeformasjon langs sprekken, er det et ikke-lineært forhold mellom skjærstyrke og normalspenning, noe som antas i Mohr-Coloumb bruddkriterium (Nilsen og Palmström, 2000). Landfestet er planlagt 30 meter under havoverflaten og terrenget langs Bjørnafjorden stiger slakt opp fra havet. Det vil si at det analyserte området ligger i et område med liten overdekning og det antas lave normalspenninger. Som beskrevet i kapittel 3.5.3 er det for små normalspenningsdomener mulig å tilpasse Mohr-Coulomb likninger med bruk av tilsynelatende kohesjon og friksjon.

Tilsynelatende friksjonsvinkel anvendt i den numeriske analysen er basert på eksisterende litteratur. Grunnleggende friksjonsvinkelen, testet ved tiltforsøk er for våte gneiser mellom 23-26° (Barton, 1976). Kvartsdioritt med foliasjon antas å ha omtrent tilsvarende egenskaper som gneis derfor er det antatt en grunnleggende friksjonsvinkel på 26 grader. Sprekkeoverflatene er som det fremgår i kapittel 2.3 beskrevet som plane og ru. Forfatteren har sammen med professor Li (personlig kommunikasjon mars, 2016) anslått at en ruhet på 13 grader er sannsynlig. Dette gir en tilsynelatende friksjonsvinkel på 39 grader. Det er antatt en tilsynelatende kohesjon på 0,2 MPa som tilsvarer ”tektonisk skjærsone og oppsprukket granitt” (Barton, 1974).

Som følge av stor usikkerhet ved bestemmelse av friksjonsparametere er det utført sensitivitetsanalyser der både friksjonsvinkel og kohesjon endres. Det er utført analyser med 30 og 50 % reduserte friksjonsparametere på sprekkesett S1 og S2. Det er i tillegg undersøkt hvordan friksjonsparametere påvirker stabiliteten av en definert blokk tilsvarende likevektsanalyser.

Dersom skjærspenningene overgår skjærstyrken (definert av bruddkriteriet) på et sprekkeelement reduseres skjærmotstanden til definerte residual Mohr-Coulomb parametere (RocScience, 2016). Når skjærbrudd inntreffer vil ruheter skjæres. Dermed er residual friksjonsvinkel omtrent tilsvarende som den grunnleggende friksjonsvinkelen (Li, 2015). Det er antatt at sprekker åpnes momentant dersom de utsettes for strekkrefter, derfor er både maksimal og residual strekkstyrke er satt til 0.

Sprekkeorientering

Sprekkesett S1 har strøkretning på 30 grader fra skråningen med en fall på 55 grader i samme retning som skråningen. Fallet til skråningen er på 45 grader og sprekkesett S1 vil derfor ikke ha utgående i skråningen. Sprekkesett 2 har strøk 20 grader fra skråningen og faller innover i

skråningen med 55 grader. Som det fremgår av kapittel 2.3 er beskrivelsen av sprekkesett S1 og S2 omtrent tilsvarende, det er derfor antatt at like sprekkeegenskaper.

Det er ikke hensiktsmessig å modellere med alle diskontinuiteter i numerisk modellering. Derfor må bergmassen representeres av en tilsvarende sprekkefordeling der effekten av sprekker er å redusere de elastiske egenskapene til intakt berg og være bestemmende for bruddtype (Willie og Mah, 2004). Derfor er det valgt en sprekkeavstand på 5 meter, mot 1 meter som er beskrevet i kapittel 2.3. Sprekkende er antatt å være kontinuerlige, dvs. langs fallet til sprekkeene er det ikke intakte ”broer” av berg. Kontinuerlige sprekker er valgt fordi det representerer en verst tenkelig tilfelle og det vil gi et mer tydelig resultat på hvordan sprekker påvirker stabiliteten. Ende/ startpunktet på sprekkesettene er definert som ”åpne” i RS2, det vil si at sprekkeene kan beveges i to retninger på ende og startpunktet (RocScience, 2016).

Sprekkestivhet

Normal- og skjærstivhet trelaterer normal og skjærspenning på sprekker til forskyvning normalt og parallelt med sprekker (Nilsen og Palmström, 2000). Det er ingen enkel måte å måle sprekkestivhet i felt, men en empirisk metode utviklet av Barton (1972) beregner normal og skjærstivheten basert på deformasjonsegenskapene av bergmassen og intakt berg. Utrekningene av stivheten er gitt i vedlegg D og resultatene er vist nederst i Tabell 5-5. Beregningene baseres på at deformasjon i bergmassen skyldes deformasjonen av intakt berg og deformasjon av sprekker. Ved å kjenne deformasjonsmodulus til bergmassen og til intakt berg, samt avstanden mellom sprekker kan stivheten (deformasjonsmodulusen) til sprekker beregnes.

Tabell 5-5: Sprekkeegenskaper for sprekkesett S1 og S2.

Sprekke egenskaper				
	Symbol	Enhet	S1	S2
Fall/ fallvinkel		°	55/190	55/60
Strekstyrke	σ_t	MPa	0	0
Residual strekkstyrke	$\sigma_{t,r}$	Mpa	0	0
Maks Kohesjon	C	MPa	0,2	0,2
Residual kohesjon	C _r	MPa	0	0
Maks friksjonsvinkel	φ	°	39	39
Residual friksjonsvinkel	φ_r	°	26	26
Normal stivhet	K _n	MPa/m	53 342	53 342
Skjærstivhet	K _s	MPa/m	4 716	4 716
Sprekkeavstand	S	m	5	5

5.2.6 Spenningstilstand

In-situ bergspenninger påvirker stabiliteten av landfestet som beskrevet i kapittel 3.5. I de numeriske analysene er det anbefalt i Rocscience (2016) å benytte gravitasjonsspenningsfelt ved analyse av overflatemodeller. I et gravitasjonsspenningsfelt øker vertikalspenningene med dybden. I modellen anvendes faktisk terrengoverflate for beregning av vertikalspenningen, det betyr at vertikalspenningen (σ_v) på et hvert sted i modellen er avheng av avstanden til terrengoverflaten (Δz) og densitet av overliggende bergmasse (ρ_{bm}).

$$\sigma_v = \rho_{bm} * g * \Delta z \quad \text{Formel 5-2}$$

I RS2 må det også defineres to horisontalspenninger, i-planet og ut-av-planet. Horisontalspenningene på et bestemt punkt er gitt av vertikalspenningen (σ_v) multiplisert med en verdi (K). K-verdien er forholdet mellom vertikalspenning og horisontalspenning, se Formel 5-3 og Formel 5-3.

$$\sigma_H = K_H * \sigma_v \quad \text{Formel 5-3}$$

$$\sigma_h = K_h * \sigma_v \quad \text{Formel 5-4}$$

Det er ikke utført spenningsmålinger for Bjørnafjorden, dermed er inngangsparametere basert på verdier presentert i Hanssen (1998) og Worldstressmap (2016). Tabell 5-6 viser resultater

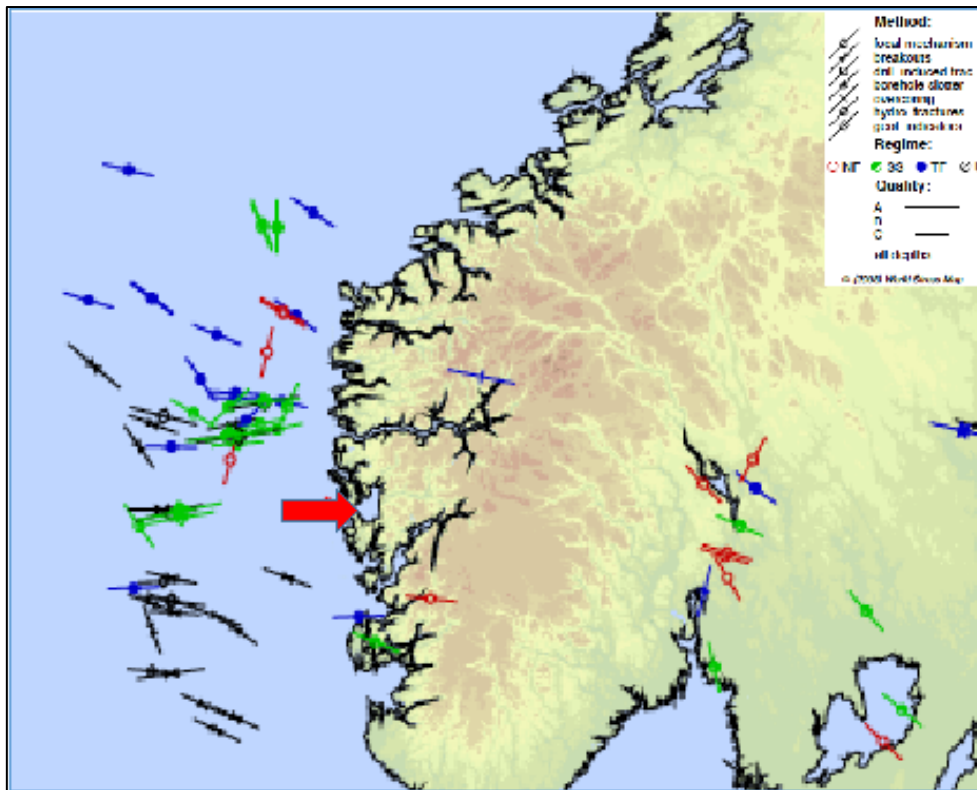
presentert i Hanssen (1998) fra tredimensjonale spenningsmålinger fra to lokaliteter. Den ene lokaliteten ligger på Hjarøy, 30 km nordvest for landfestet på Røtingen. Det andre ligger i Odda ligger 60 km lengre øst.

Som det fremgår i Tabell 5-6 er største horisontalspenning (σ_H) i retning SSØ, noe som er omtrent samme retning som strøkretningen til skråningen ved Bjørnafjorden. Gjennomsnittlig forhold mellom σ_v og σ_H for de to lokalitetene er 1,4. Største horisontalspenning antas derfor å ha retning ”inn i planet” med en K_H verdi på 1,4. Gjennomsnittlig forhold mellom σ_v og σ_h er i underkant av 0,6. Dette er anvendt som som K_h verdi for den minste horisontale spenning i RS2 modelleringene, som har retning ”i planet.” Retninger på in-situ spenninger i er samsvar med worldstressmap (2016), se Figur 5-4. In-situ spenninger anvendt i modelleringene er gitt i

Tabell 5-7. For å studere hvordan stabiliteten påvirkes av endret spenningstilstand er det utført to modelleringer med isotrope spenningsforhold.

Tabell 5-6: Tredimensjonale spenningsmålinger for to lokaliteter i tilknytning til Bjørnafjorden (Hanssen, 1998).

	Overdekning	σ_v (MPa)	σ_H (MPa)	Retning σ_H	σ_h (MPa)	Retning σ_h
Hjarøy (Fjell kommune)	100 m	1,4	2,6	N171°S	0,8	N81°S
Odda (Odda kommune)	185 m	4,5	5	N143°S	2,3	N53°S



Figur 5-4: Spenningsmålinger i Norge. Rød pil indikerer posisjon for Bjørnafjorden (Worldstressmap, 2016).

Tabell 5-7: Inngangsparametere for in-situ spenninger i de numeriske analysene for Bjørnafjorden.

In-situ spenninger i Bjørnafjorden		
Vertikalspenning	σ_v	$\rho * g * h$
Horisontal spenning - i-planet	σ_h	$0,6 * \sigma_v$
Horisontal spenninger - ut-av-planet	σ_H	$1,4 * \sigma_v$

5.2.7 Grunnvann og havnivå

I RS2 defineres det piezometerlinjer for å inkludere effekten av vann. Vanntrykket (P) beregnes ved å multiplisere dybden under piezometerlinjen (ΔZ) med vanntettheten (ρ_w) og gravitasjonen (g), vist i Formel 5-5.

$$P = \rho_w * g * \Delta z \quad \text{Formel 5-5}$$

Grunnvannsforhold er ikke beskrevet i Norconsult (2015). Fra Google maps (2016) er det ikke observert vann eller elver i nærheten som kan gi en indikasjon på hvor grunnvannsnivået

ligger over havnivå. For å ta hensyn til usikkerheten er det antatt at grunnvannsspeilet ligger 1 meter under terrengoverflaten.

Skråningen som analyseres er hovedsakelig under havnivå, derfor må effekten av vann på skråningssiden inkluderes i modellen. Fritt vann vil påvirke spenningsbildet i skråningen ved at vekten av vann øker totalspenningen på skråningssiden (RocScience, 2015). I RS2 inkluderes dette ved å legge på en jevnt fordelt last som øker lineært med avstanden fra definert vannivå (RocScience, 2016). Når skråningen ligger under havnivå vil også alle sprekker være vannfylte. Det vil dermed bygges opp et sprekkevanntrykk som økes hydrostatisk med avstanden under grunnvannsnivå. Sprekkevanntrykket vil som nevnt i kapittel 3.5 redusere stabiliteten. Fordi hele det analyserte området ligger nedsunken i vann vil effekten av sprekkevanntrykket være redusert normalspenning på skjærplanet. For å undersøke effekten av fritt vann har på modellen, er det utført modelleringer der vann ikke inkluderes og der vekten av vann på skråningssiden ikke er inkludert (dvs. som i en ”vanlig” skråningsstabilitetsproblem).

5.2.8 Effekt av jordskjelv

I henhold til Eurokode 7 kreves det at prosjektering tar hensyn til jordskjelv. I RS2 inkluderes jordskjelv som en pseudo-statisk kraft etter følgende formel (RocScience, 2016):

$$F_{\alpha} = a * W$$

Formel 5-6

Der α = jordskjelvsfaktor

W = vekten av bergmassen

Påvirkningen av jordskjelv er modellert som en permanent kraft som tilføres hvert element i modellen. Jordskjelvfaktoren (α) er avhengig av størrelsen på jordskjelv. Det er i dette studie valgt å benytte en jordskjelvkoeffisient på 0,25. Tilsvarende faktor benyttes også for skråningsstabilitets analyser i Nilsen (2015). Påvirkningen av jordskjelv er inkludert det siste trinnet i modellen.

5.2.9 Konstruksjonsparametere

Strekstag

Som beskrevet i kapittel 2.1 blir hovedrørene i kunstig sjøbunnen ført inn i koblingskammeret og forankret i en forankringskloss. Forankringsklossen overfører kreftene fra hovedrørene til spennstag som er forankret i en forankringsplate i forankringskammeret. Spennstagene er installert i borehull med PEH-rør og gyst. Fordi PEH rør er glatte vil ikke skjærkrefter overføres fra bolten til omkringliggende berg og strekkstagene kan betraktes som endeforankrede bolter.

Bruddlasten i kunstigsjøbunn er på 144 MN, og etter ønske fra Reinertsen skal landfestet ha høyere bruddlast enn rørene i kunstig sjøbunn. Det er derfor valgt å bruke dimensjonerende strekklast på 187,3 MN, dette tilsvarer en lastfaktor på 1,3 som er i henhold til Eurokode 7 for lastfaktor nyttelast.

Det er antatt at spennstag er lissestag med kapasiteter som gitt i Kynningsrud (2016). Det er nødvendig med 38 kabler, der hver kabel består av 38 lisser. Spennstagene fordeles jevnt på forankringsplaten som har dimensjoner 20 x 14 meter. Dette gir et belastning på bergmassen tilsvarende 0,67 MPa .

I RS2 er spennstagene modellert ved bruk av ”tieback” boltemodell. ”Tieback” boltemodell er valgt fordi det er mulig å definere en forankringslengde, og det er mulig å inkludere en uttrekklast i starten av bolten (RocScience, 2016). Boltemodellen ble diskutert med professor Li (personlig kommunikasjon februar, 2016) og konkludert med at den representerer situasjonen best av de ulike boltemodellene tilgjengelig i RS2. Tabell 5-8 viser inngangsdata som er anvendt for ”tieback” boltene i de numeriske modelleringene.

”Tieback” boltene er forankret i en brukerbestemt lengde der skjærmotstanden i forankringslengden overfører strekkreftene i bolten til bergmassen. Forankringslengden er satt lik 0,5 meter og representerer antatt tykkelse på forankringsplaten. Forankrings skjærstivhet og styrke antatt å være hhv. 500 MN/m/m og 100 MN/m. Det er valgt svært høyere verdier fordi det ligger utenfor dette studiet å vurdere den indre kapasiteten og kapasiteter mellom ulike komponenter. Det er dermed antatt at strekkraften i spennstagene overføres til bergmassen uten deformasjon eller brudd i forankringslengden.

I Kynningsrud (2016) er det anbefalt at spennstagene forspennes til omtrent 70 % av dimensjonerende kapasitet, noe som tilsvarer 3,47 MN. Ved beregning av uttrekkskraften er det antatt at hver bolt tar like mye last, dvs. $187,3/38$, noe som gir 4,93 MN per bolt. Uttrekkskraften inkluderes i RS2 som en strekklast som påføres begynnelsen av boltene (RocScience, 2016)

Tabell 5-8: Inngangsdata for spennstag egenskaper.

Spennstag egenskaper		
	Enhet	Tieback bolt
Bolte diameter	mm	83
Bolt E-modulus	Mpa	200000
Strekkkapasitet	MN	4,95
Residual strekkkapasitet	MN	0
Foranknings skjærstivhet	MN/m/m	500
Forankrings styrke	MN/m	100
Borehull diameter	mm	150
Forspenning	MN	3,47
Uttrekkskraft	MN	4,93
Forankringslengde	m	0,5

Bergsikring

For å få en realistisk modell er det benyttet bergsikring i forankringskammeret og i koblingskammeret. Hensikten med bergsikringen er å forhindre ras i bergrommene. Det er antatt 3 meter lange bolter med senter/ senter avstand på 2 meter og 10 cm med fiberarmertsprøytebetong. Boltene i modellen er standard CT-bolt med 22 mm i diameter. Boltene har maksimal strekkstyrke på 0,29 MN og er forspent til 0,1 MN. Bolte E-modulen er 210 GPa (Vik Ørsta AS, 2015). Egenskapene til sprøytebetongen tilsvarer standard C35 betong med maksimal kompresjonsstyrke på 35 MPa og maksimal strekkstyrke på 5 MPa. E-modulen for sprøytebetongen er 30 GPa (Trinh og Jonsson, 2013).

5.2.10 Utførte analyser for RS2 modellering

Det er modellert med tre forskjellige modeller for å danne et grunnlag for hvordan ulike geologiske forhold påvirker stabiliteten av landfestet. De ulike modellene er beskrevet nedenfor:

- Modell 1: Homogenbergmasse
- Modell 2: Sprekkesett S1 og S2
- Modell 3: To distinkte sprekker som danner en kile rundt landfestet.

Bergmasse- og sprekkeegenskapene som er brukt på modellene for Bjørnafjorden er basert på tilgjengelig dokumentasjon. Det er ikke utført tester og målinger på bergmassen i området. Det er derfor mange usikkerheter knyttet til den geologiske modellen. Usikkerhetene kan reduseres ved å utføre parameterstudier og sensitivitetsanalyser på noen av de kritiske parameterne. I Tabell 5-9, Tabell 5-10 og Tabell 5-11 er alle analyser som er utført for hhv. modell 1, 2 og 3 presentert. I analysene er det kun oppgitt verdi som endres (kolonne 2), resten av inngangsparameterne holdes konstant i henhold til standardverdier.

Tabell 5-9: Analyser utført for modell 1.

MODELL 1		
Analyse	Parameter som varieres	Hensikt
Analyse 1.1	Referansetrinn vs. Ikke referansetrinn	Undersøke hvordan referansetrinn påvirker resultatet
Analyse 1.2	Sigma1, sigma3, maks skjærspenning, maks skjærtøyning og total forskyvning	Vurdere hvilken egenskap som er hensiktsmessig for å vurdere stabilitet av berg mot utrivning
Analyse 1.3	Tørr analyse. Piezometerlinje og vekten av havnivå ekskluderes	Undersøke effekten vann har på stabiliteten i skråningen.
Analyse 1.4	Vekten av vannmassene (havet) på skråningssiden ekskluderes	Vurdere påvirkningen av fritt vann på skråningssiden.
Analyse 1.5	Residual styrkeparameterne reduseres med 30 %	Vurdere påvirkningen av valgt materialmodell
Analyse 1.6	Maksimal styrkeparameterne reduseres med 30 %	Vurdere hvordan stabiliteten påvirkes dersom det er mindre kompetent bergmasse enn antatt.
Analyse 1.7	Effekten av jordskjelv inkluderes	Vurdere stabiliteten ved jordskjelv.
Analyse 1.8	Økt uttrekkskraft	Utføre grenseverdi test for å estimere maksimal nødvendig boltekraft for at berget blir ustabil og dermed finne kritisk deformasjon.
analyse1.10	Sensitivitetsanalyse for E	Undersøke effekten elastiske egenskaper for å vurdere hvordan deformasjonen påvirkes

Tabell 5-10: Analyser utført for modell 2.

MODELL 2		
Analyse	Parameter som varieres	Hensikt
Analyse 2.1	Inkludering av sprekkeseett S1	Undersøke hvordan sprekkeseett S1 påvirker stabiliteten
Analyse 2.2	Inkludering av sprekkeseett S2	Undersøke hvordan sprekkeseett S2 påvirker stabiliteten
Analyse 2.3	Inkludere sprekkeseett S1 og S2	Undersøke stabiliteten under antatte geologiske forhold for Bjørnafjorden
Analyse 2.4	Vekten av vannmassene (havet) på skråningssiden ekskluderes	Vurdere påvirkningen av fritt vann på skråningssiden.
Analyse 2.5	Effekten av jordskjelv inkluderes	Vurdere stabiliteten ved jordskjelv.
Analyse 2.6	Tørr analyse, effekten av vann ekskluderes	Undersøke effekten vann har på stabiliteten i skråningen.
Analyse 2.7	Maksimal styrkeparametere til bergmassen reduseres med 30 og 50 %	Undersøke effekten av reduserte bergmasse styrkeegenskaper
Analyse 2.8	Styrkeparametere for sprekker reduseres med 30 % & 50%	Undersøke effekten av reduserte styrkeegenskaper for sprekker
Analyse 2.9	Endre on-situ spenninger til isotrope forhold med $k = 0,6$ og $1,4$.	Undersøke hvordan in-situ spenninger påvirker total forskyvning.
Analyse 2.11	Økt uttrekkskraft	Utføre grenseverdi test for å estimere maksimal nødvendig boltekraft for at berget blir ustabil og dermed vurdere kritisk deformasjon.
Analyse 2.12	Fallvinkel for sprekkeseett S1 varieres mellom 0 og 180 grader	Undersøke hvordan stabiliteten endres med varierende fallvinkel på sprekkeseett
Analyse 2.13	Fallvinkel for skråningsvinkel varieres fra 22 grader til 77 grader.	Undersøke hvordan terrengoverflaten påvirker stabiliteten av landfestet

Tabell 5-11: Analyser utført for modell 3.

MODELL 3		
Analyse	Parameter som varieres	Hensikt
Analyse 3.1	Tensjonssprekk konstant på 90° skjærsprekk varierer fra 0 til 55° (>=41° har ikke utgående)	Finne kritisk fall på skjærsprekk
Analyse 3.2	Skjærsprekk konstant på 0°, tensjonssprekk varierer fra 0 til 90°	Finne kritisk fall på tensjonssprekk
Analyse 3.3	Reduserte sprekkeegenskaper phi og C	Undersøke hvordan egenskapene langs sprekker påvirker stabiliteten av den definerte kilen.

5.2.11 Oppsummering av inngangsparametere for RS2 analyse

Tabell 5-12: Generelle innstillinger for RS2 modelleringene av landfestet ved Bjørnafjorden.

Generelle innstillinger for stabilitetsanalyse av landfeste ved Bjørnafjorden		
Generelle innstillinger	Analyse	Plane tøyninger
	Konvergenskriterium	absolutt energi
	Algoritme	Gaus-eliminasjon
	Maksimalt antall itetasjoner	500
	toleranse	0,001
	Last steg	automatisk
	Effektiv spenningsanalyse	valgt
Elementoppsett	type	uniformt
	Element type	Trekanter med 6 noder per element
Randbetingelser	Øvere ytterkant	Fri
	Venstre ytterkant	Låst i X-retning
	Høyre ytterkant	Låst i X-retning
	Nedre ytterkant	Låst i Y-retning
	Nedre hjørner	Låst i X og Y retning
Bergspenninger		Gravitasjonsspenninger
	Densitet bergmasse	0,265 KN/m ³
	K (i planet)	1,4
	K (inn i planet)	0,6
	"Locked in" spenninger	0

Tabell 5-13: Inngangsparametere for bergmassen i numeriske modellering av landfestet ved Bjørnafjorden.

Bergmasse egenskaper			
		Enhet	Kvartsdioritt
Densitet	ρ	(kg/m ³)	2650
UCS	UCS	Mpa	175
GSI	GSI		75
mi	mi		28
D	D		0
Deformasjonsmodulus intakt berg	Ei	Gpa	60
Mohr-Coulom parametere			
Maksimal Kohesjon	c	Mpa	4
Residual kohesjon	cr	Mpa	4
Maksimal Friksjonsvinkel	φ	°	67
Residual friksjonsvinkel	φ_r	°	67
Maksimal Strekk styrke	σ_t	Mpa	0,9
Residual strekkstyrke	$\sigma_{t,r}$	Mpa	0,9
Deformasjonsmodulus bergmasse	Em	Gpa	48981
Tverrkontraksjonstallet	v		0,21
dilatation angle	d	°	67

Tabell 5-14: Inngangsparametere for sprekkesett S1 og S2 i numeriske modellering av landfestet ved Bjørnafjorden.

Sprekke egenskaper				
	Symbol	Enhet	S1	S2
Fall/ fallvinkel		°	55/190	55/60
Strekkstyrke	σ_t	MPa	0	0
Residual strekkstyrke	$\sigma_{t,r}$	Mpa	0	0
Maks Kohesjon	C	MPa	0,2	0,2
Residual kohesjon	Cr	MPa	0	0
Maks friksjonsvinkel	φ	°	39	39
Residual friksjonsvinkel	φ_r	°	26	26
Normal stivhet	Kn	MPa/m	53 342	53 342
Skjærstivhet	Ks	MPa/m	4 716	4 716
Sprekkeavstand	S	m	5	5

Tabell 5-15: Inngangsparametere for spennstag i numeriske modellering av landfestet ved Bjørnafjorden.

Spennstag egenskaper		
	Enhet	Tieback bolt
Bolte diameter	mm	83
Bolt E-modulus	Mpa	200000
Strekkapasitet	MN	4,95
Residual strekkapasitet	MN	0
Forankrings skjærstivhet	MN/m/m	500
Forankrings styrke	MN/m	100
Borehull diameter	mm	150
Forspenning	MN	3,56
Uttrekkskraft	MN	4,93
Boltelengde	m	0,5

5.3 NUMERISKE ANALYSE I RS3

RS3 er som nevnt en tredimensjonal utvidelse av RS2. Det defineres de samme parametere og det er derfor mulig å importere geometri og parametere fra RS2 (RocScience, 2016b). RS3 modelleringene er derfor utført med tilsvarende modell og inngangsparametere som i RS2 modelleringene med noen avvik. Avvikene er kommentert i punktetene nedenfor, ellers henvises det til kapittel 5.2 for beskrivelse av inngangsparametere.

5.3.1 Modelloppsett

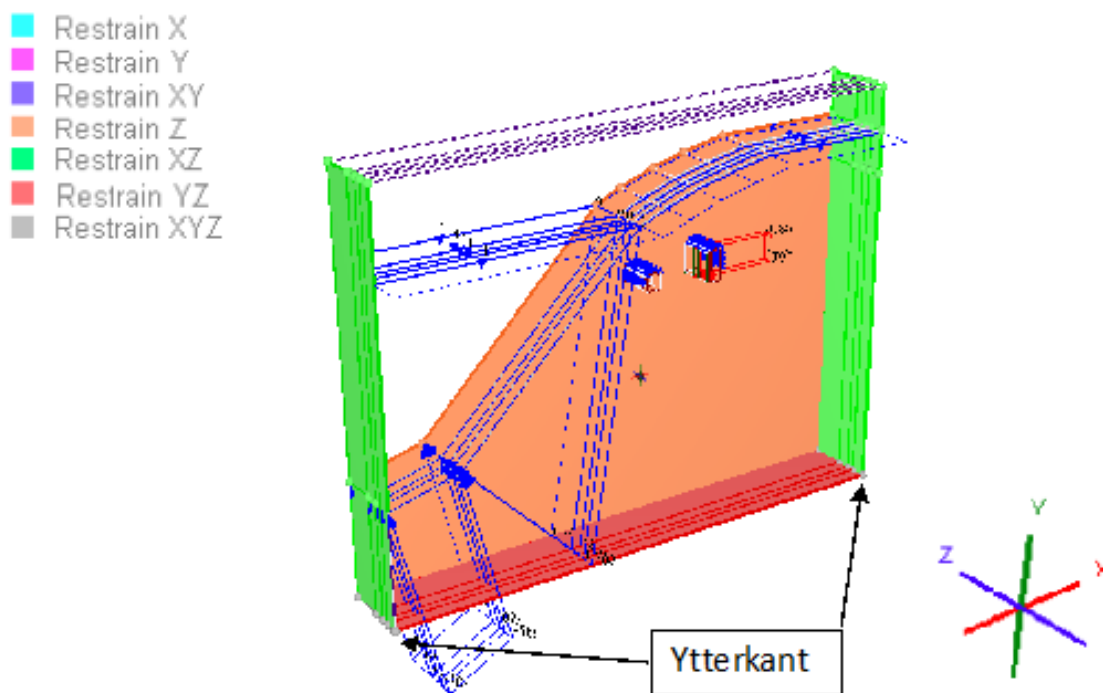
Modellen er utvidet i Z-retning, det vil si innover i planet med 60 meter. Det er antatt at koblingskammeret og forankringskammeret er 20 meter bredt (NGI, 2015). På grunn av modelleringstid er det kun valgt å benytte 20 meter med bergmasse på begge sider bergrommene. Det antas at 20 meter bergmasse er tilfredsstillende for å analysere påvirkningen sideberget har på modellen.

5.3.2 Elementoppsett

Det er benyttet elementer med 4 nodalpunkter per element, til forskjell fra 6 i RS2. Det er også benyttet gradert fordelte elementer, dette er gjort for å minske beregningstiden. Det er ikke forventet at endringene vil påvirke resultatene betydelig. Elementoppsettet er automatisk generert i RS3 og er i henhold hva som anbefales i RocScience (2016b).

5.3.3 Randbetingelser

Randbetingelser i valgt etter anbefaling for overflatemodeller i RocScience (2016b). Randbetingelsene er definert deformasjon, som i RS2 modelleringene. Ytterflate i underkant av modellen (Y-aksen) er låst i Y og Z retning. Ytterflate foran og bak modellen (langs X-aksen) er låst i X og Z retning. Ytterflatene i sidene (langs Z-aksen) er kun låst i Z retning. Alle ytterkanter (overgangen mellom ytterflatene) er låst i de alle retninger som randbetingelsene på flatene som møtes i er låst. Randbetingelsene vist i Figur 5-5.



Figur 5-5: Modelloppsett i RS3 modelleringer med randbetingelser. Merk at pilene for vekten av havet peker feil vei, dette er en visnings feil i RS3.

5.3.4 Strukturparametere

Implementering av sprekker i RS3 er kun mulig ved bruk av "ubiquitous joints," det vil si at sprekken ikke har en bestemt posisjon i modellen (Rocscience, 2016). Med tilgjengelig datakapasitet på NTNU var det ikke mulig å utføre RS3 modelleringer med sprekker, selv når kun ett sprekkesett ble inkludert. Dette medførte ekstremt lang beregningstid. Det er derfor ikke gjennomført analyser med sprekker i RS3.

5.3.5 Konstruksjonsparametere

For å simulere uttrekkskraften fra kunstige sjøbunn er det lagt på en linjefordelt last på forankringsplaten på 0,67 MPa, se røde piler i Figur 5-5. Dette tilsvarer gjennomsnittlig

dimensjonerende kraft fra boltene på hele forankringsplaten. Ved bruk av ”Tieback” boltmodell i RS3 er det ikke mulig å spre boltene, noe som medfører at kraften blir overført på et lite område av forankringsplaten. Det antas derfor at en linjelast vil representere situasjonen bedre (professor Li personlig kommunikasjon februar, 2016).

5.3.6 Utførte analyser med RS3 modellering

Det er utført totalt tre analyser for modell 5 (3D analyse), se Tabell 2-1. Formålet med analysene er å undersøke påvirkningen av effekter inn i planet og hvordan dette påvirker stabiliteten av landfestet. Det er ikke utført flere modelleringer fordi det ikke var mulig å legge inn sprekker i modellen (se kapittel 5.3.4), noe som vurderes å være styrende for stabiliteten.

Tabell 5-16: Analyser utført for modell 5 (3D analyse).

MODEL 5 (3D analyse)		
Analyse	Parameter som endres	Hensikt
Analyse 5.1	Homogenmodell	Stabilitetsvurdering av landfestet.
Analyse 5.2	Tørr analyse. Piezometerlinje og vekten av havnivå ekskluderes	Undersøke effekten vann har på stabiliteten i skråningen.
Analyse 5.3	Vekten av vannmassene (havet) på skråningssiden ekskluderes	Vurdere påvirkningen av fritt vann på skråningssiden.

5.3.7 Oppsummering av inngangsverdier for RS3 analyse

I Tabell 5-17 er det gitt inngangsparametere som er spesifikke for RS3 modelleringene. Alle andre parametere er tilsvarende RS2 modelleringene (se kapittel 5.2.11).

Tabell 5-17: Spesifikke inngangsparametere for R3 modelleringer.

Spesifikke inngangsdata for RS3 modelleringer		
Elementoppsett	type	Gradert
	element type	4 noder per element
Randbetingelser		
	Nedre ytterflate	låst i Z og Y retning
	Øvre ytterflate	fritt
	Ytterflate bak	Låst i X og Z retning
	Ytterflate foran	Låst i X og Z retning
	Ytterflate venstre side	Låst i Z-retning
	Ytterflate høyre side	Låst i Z-retning
	Alle ytterkanter i modellen er låst i alle retninger som randbetingelsene på flatene som møtes er låst	
Konstruksjonsparametere		
	Spennstag er modellert som jevnt fordelt last	= 0,67 MPa

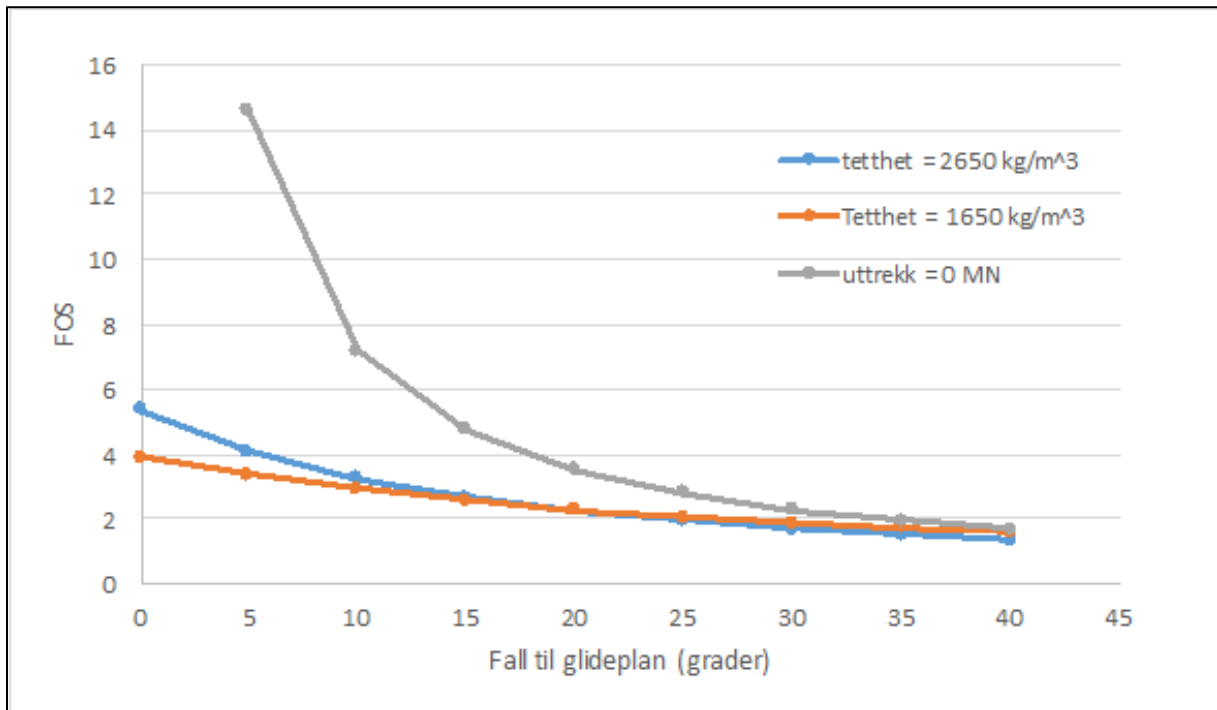
6. RESULTATER

6.1 RESULTATER FRA LIKEVEKTS BEREGNINGER

6.1.1 LEM Analyse 1: Påvirkning av fallvinkel på skjærplanet

I LEM analyse 1 er det undersøkt hvordan fallvinkelen på skjærsprekken påvirker stabiliteten av utrivningslegeme med både neddykket og tørr densitet, resultatene er plottet i Figur 6-1. Det fremgår at sikkerhetsfaktoren (FOS) reduseres eksponentielt ved økende fallvinkel på skjærsprekken. Sikkerhetsfaktoren er over 1 uavhengig densitet, noe som betyr at utrivningslegeme er stabilt. Som det fremgår av Figur 6-1 skjærer linjene for densitet 1650 kg/m³ og 2650 kg/m³ hverandre ved 20° fallvinkel på skjærsprekken. Ved slakere fallvinkel vil en høyere tetthet gi størst sikkerhetsfaktor, mens ved brattere fallvinkel vil lavere densitet gi størst sikkerhetsfaktor.

I Figur 6-1 er det også plottet stabilitet av utrivningslegeme dersom uttrekkskraften fra kunstig sjøbunn er 0 (antatt tetthet på 1650 kg/m³). Dette symboliserer stabilitet av utrivningslegeme i naturlig tilstand. Som det fremgår av Figur 6-1 påvirkes stabiliteten betydelig av uttrekkskraften når fallvinkelen på skjærsprekken er liten, mens differansen med naturlig stabilitet minsker med økende fallvinkel. Dette diskuteres mer i kapittel 7.1.

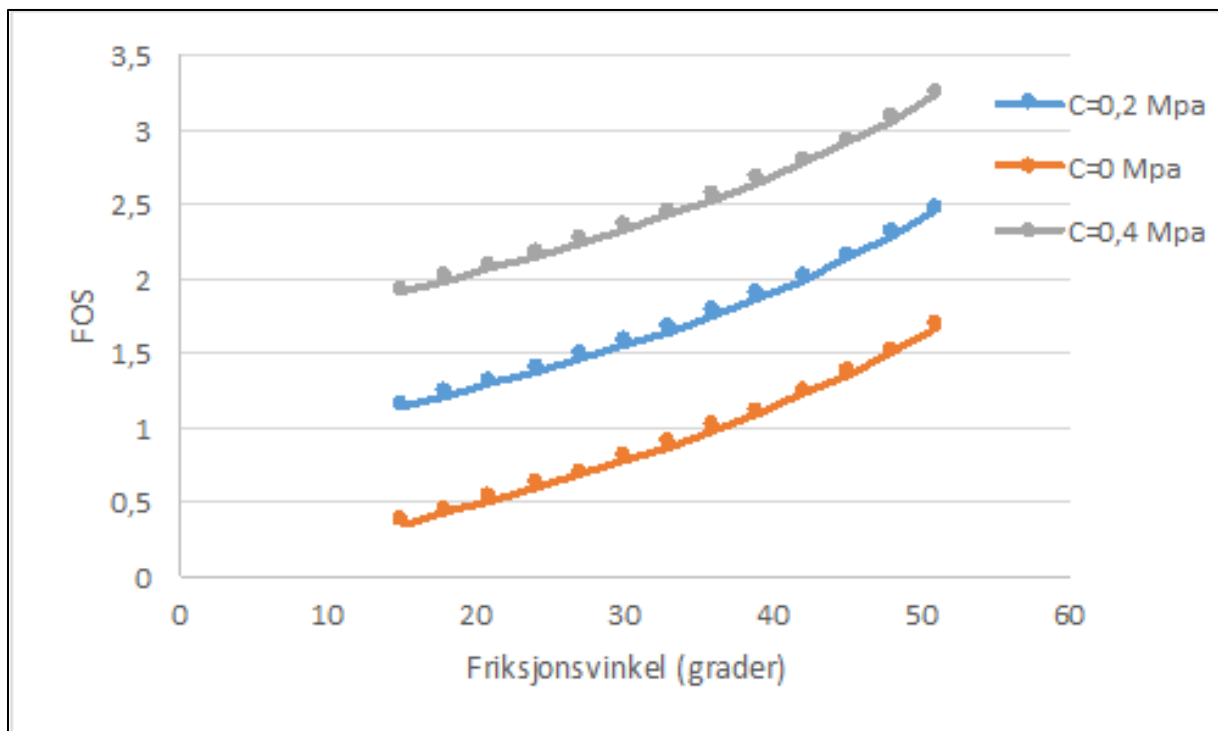


Figur 6-1: LEM analyse 1: Sikkerhetsfaktor (FOS) plottet mot fallvinkel på skjærplan med tetthet på 1650 kg/m³ og 2650 kg/m³ samt uttrekkskraft på 0 MN.

6.1.2 LEM Analyse 2: Påvirkning av friksjonsforhold

For å vurdere hvordan friksjonsforholdene langs skjærsprekken påvirker stabiliteten av utrivningslegeme er det utført analyser med endret friksjon (φ) og kohesjon (c). Resultatet er plottet i Figur 6-2. Økende friksjon og kohesjon gir opplagt økt sikkerhetsfaktor. Når kohesjonen endres med 0,2 MPa endres FOS med 0,76 uavhengig friksjonsvinkel.

Analysen viser at friksjonsforholdene langs sprekken påvirker stabiliteten betydelig. Differansen mellom friksjonsvinkel på 50 og 15° er 1,33. Dersom det antas null kohesjon vil utrivningslegeme være ustabil ved lavere friksjonsvinkel enn 36°. For alle andre forhold er utrivningslegeme stabilt.

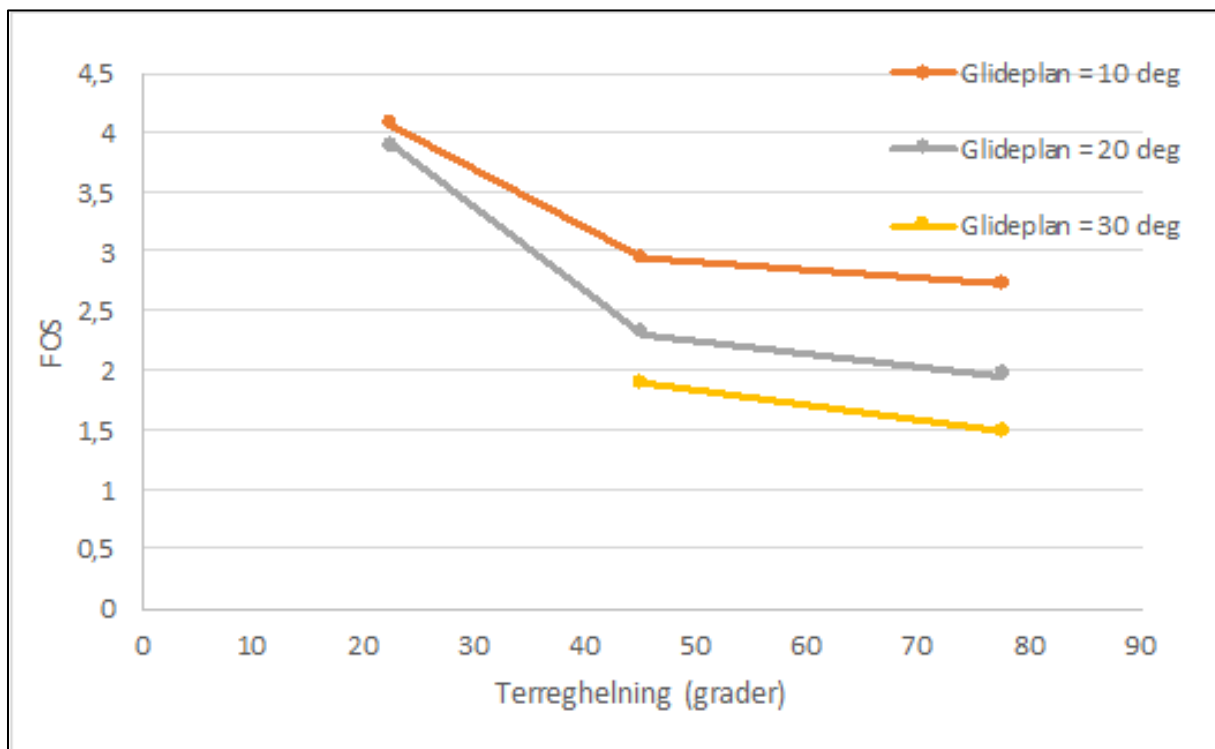


Figur 6-2: LEM analyse 2: Sikkerhetsfaktor er plottet mot friksjonsvinkel med ulik kohesjon.

6.1.3 LEM Analyse 3: Påvirkning av fallvinkel på terrengoverflate

I LEM analyse 3 er det undersøkt hvordan fallvinkelen på terrengoverflaten påvirker sikkerhetsfaktoren ved tre ulike fallvinkler på skjærplanet. Resultatet er vist i Figur 6-3 og som det fremgår av figuren gir øket fallvinkel på terrenget redusert stabilitet av utrivningslegeme. Det er ikke utført analyse med terrengfall på 22,5° når skjærplanet faller 30° fordi skjærsprekken ikke lenger har utgående i skråningen.

Reduksjon i sikkerhetsfaktor er større når skjærplanet har stor fallvinkel. For alle studerte situasjoner er sikkerhetsfaktoren over én, noe som indikerer at utrivningslegeme er stabilt.



Figur 6-3: LEM analyse 3. Sikkerhetsfaktor er plottet mot fallvinkel på terrengoverflate for tre ulike fallvinkler på skjærplanet.

6.2 RS2 RESULTATER

Resultater fra numerisk modellering med RS2 er presentert i dette kapitlet. Hensikten med modelleringene er å vurdere stabiliteten til landfestet og hvordan ulike inngangsparametere påvirker stabiliteten. Det er hovedsakelig analysert tre modeller med ulike strukturparametere. En oversikt over utførte analyser er gitt i Tabell 5-9, Tabell 5-10 og Tabell 5-11.

I RS2 modelleringene er det anvendt referansetrinn for å presentere resultatene. Det vil si at resultatet som vises er differensen mellom det trinnet (situasjonen) som observeres og angitt referansetrinn, beregningen er vist i Formel 6-1 (RocScience, 2016):

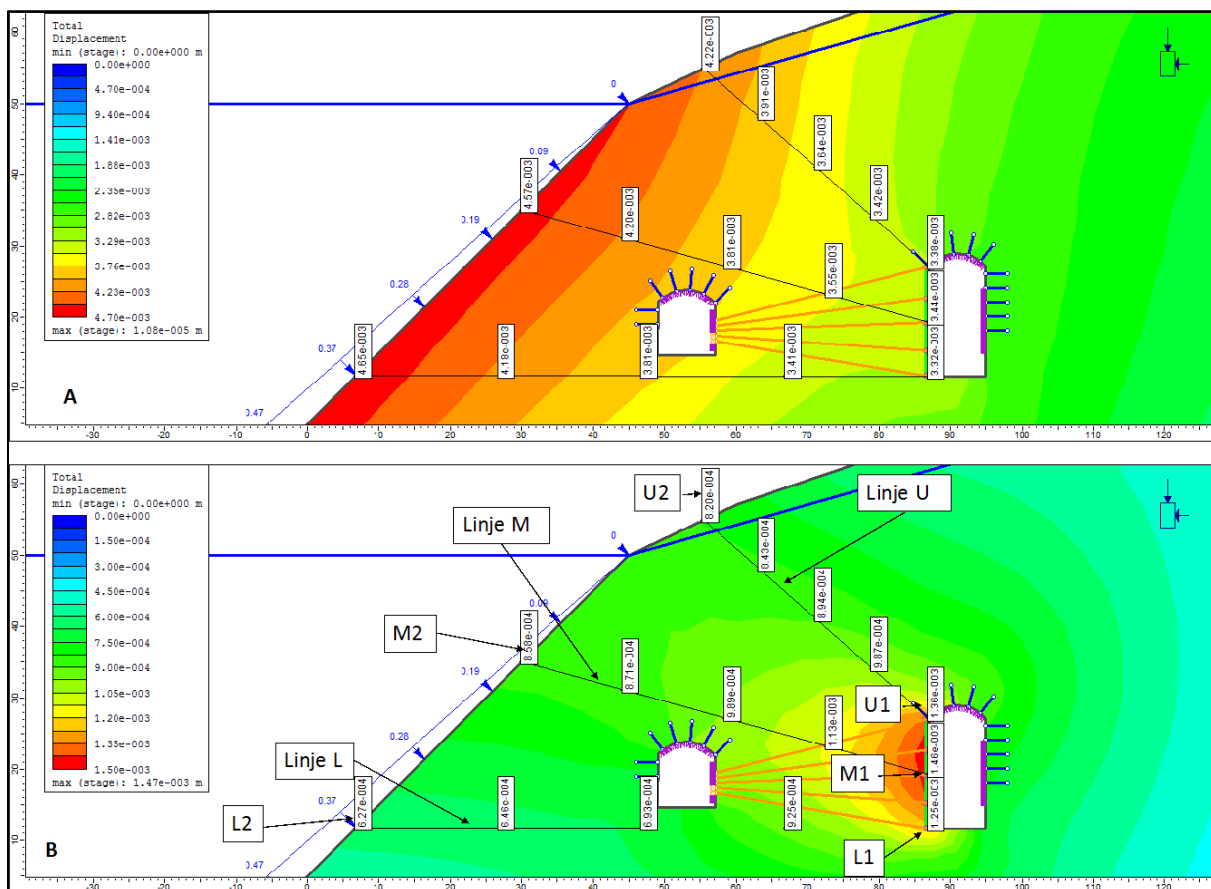
$$\text{Differanse resultat} = \text{observert trinn} - \text{referansetrinn}$$

Formel 6-1

Det er ønskelig å anvende differanse resultat fordi målet med oppgaven er å vurdere hvilken effekt etablering av landfestet har på stabiliteten i skråningen. Ved å anta at skråningen er

stabil, det vil si sette trinn 2 (dagens terrengnivå) i modellen som referansetrinn, vil det undersøkes hvilken endring som fremkommer ved etablering av bergrommene og oppspenning av spennstagene (se kapittel 5.2.1 for definisjon av trinn). I Figur 6-4 vises konturplott for total forskyvning uten (A) og med trinn 2 som referansetrinn (B). Deformasjonen er størst nærmest skråningen uten referansetrinn, dette er antatt å være langtidsdeformasjon (kryp) på grunn av isavsmelting og erosjon. Som beskrevet i kapittel 1.3 vurderes ikke stabilitet i naturlig tilstand. Derfor er alle resultatene presentert som differanse verdier, dersom ikke annet er spesifisert.

For å analysere stabiliteten er det etablert faste punkter der ulike verdier undersøkes i modelleringene. Punktene ligger på tre forskjellige linjer ut fra forankringskammeret og har benevning U, M og L. Linjene er vist i Figur 6-5 B. Plasseringen av linjene er valgt for å representere det aktive området foran forankringskammeret best mulig. For å analysere resultatene effektivt er det valgt 2 punkter på hver linje som brukes i data og plot dersom ikke annet er spesifisert. Punktene er vist i Figur 6-5 B og er markert med 1 eller 2. Punktene er valgt med bakgrunn i å gi best mulig oversikt over hvordan ulike egenskaper varierer ut fra forankringskammeret.



Figur 6-4: A) Konturplott av total forskyvning etter at spennstagnene er installert uten bruk av referansetrinn. B) Konturplott av total forskyvning etter at spennstagnene er installert med referansetrinn på trinn2. Linje U, M og L er vist med piler. For resultater er punktene markert med 1 og 2 anvendt.

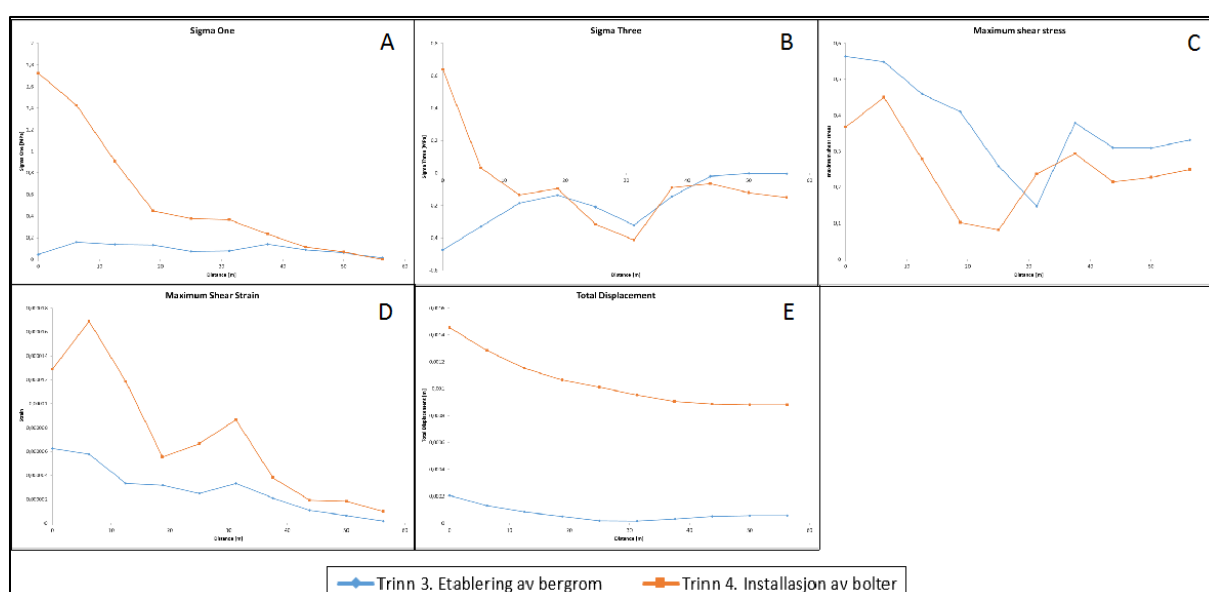
6.2.1 Modell 1: Homogen bergmasse

I modell 1 er der ikke inkludert diskontinuiteter i bergmassen. Oppsettet av modellen er som beskrevet i kapittel 5.2. Hensikten med modelleringene er å vurdere hvordan kreftene fra spennstagnene overføres til bergmassen og vurdere hvordan ulike parametere påvirker global stabilitet av landfestet .

6.2.1.1 Analyse 1.2: Hvordan overføres kreftene ut i bergmassen

Figur 6-5 viser hvordan spenninger (A-C), tøyning (D) og forskyvning (E) endres langs linjen M for modell 1. Alle plottene viser at installasjon av spennstagnene påvirker bergmassen. Endringen er størst nærmest forankringskammeret og minsker utover mot terrengoverflaten. Dette indikerer at belastningen fra spennstagnene overføres via forankringsplaten, noe som bekrefter boltmodellen tilvarende endeforankrede spennstag.

Fra plottene i Figur 6-5 er det total forskyvning (E) som er antas best for å vurdere stabiliteten av landfestet. Total forskyvning er summen av horisontal og vertikal forskyvning og viser hvor mye berget beveges permanent (RocScience, 2016). Som det fremgår i Figur 6-5 øker total forskyvning betydelig når spennstagene installeres og forskyvningen avtar mot terrengoverflaten (M2). Dette indikerer at bergmassen komprimeres og tar opp kreftene fra kunstig sjøbunn. Dersom total forskyvning på terrengoverflaten er tilsvarende total forskyvning ved forankringskammeret forskyves hele bergmassen. Sett at den numeriske løsningen divergerer vil total forskyvning øke radially, noe som betyr at modellen ikke er i likevekt og landfestet er ustabil (RocScience, 2016).



Figur 6-5: Viser hvordan sigma 1 (A), sigma 3 (B), maksimal skjærspenning (C), maksimal skjærtøyning (D) og total forskyvning (E) endres langs linje M i trinn 3 og trinn 4. 0 verdi på x-aksen er på tunnelveggen i forankringskammeret.

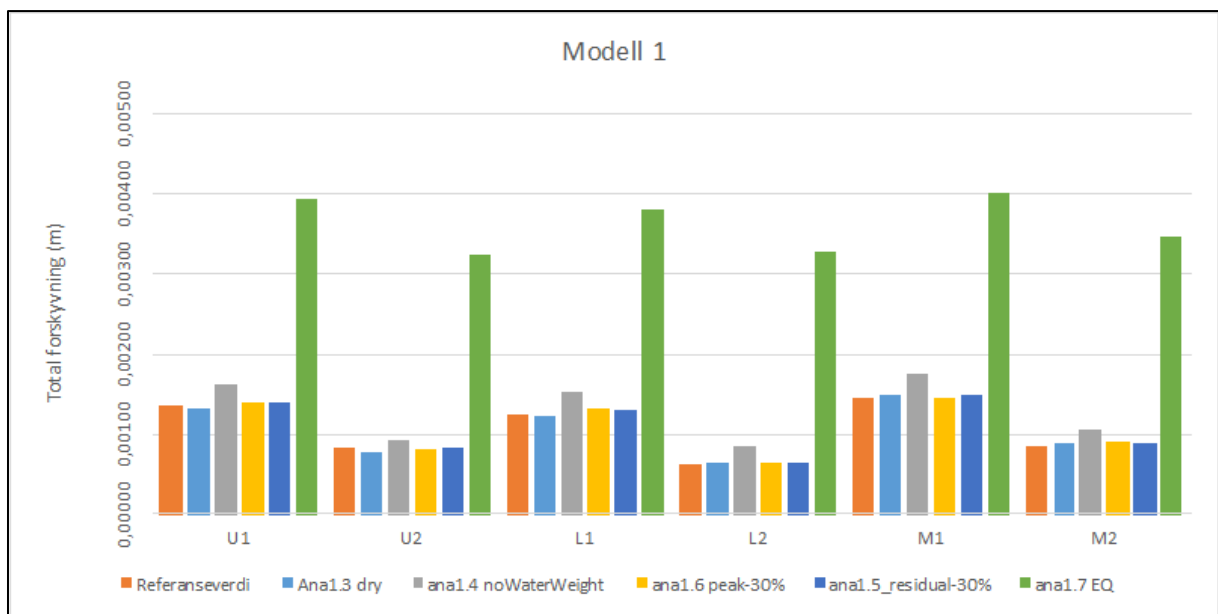
6.2.1.2 Analyse 1.3-1.10 Parametere testet for modell 1

I analyse 1.3-1.10 undersøkes hvordan fritt vann (havet), reduserte maksimal og residual styrkeparametere og jordskjelv påvirker total forskyvning i modell 1. Resultatet er plottet i Figur 6-6. Referanseverdien viser total forskyvning med standard parametere gitt i kapittel 7.3. Trenden i Figur 6-6 er at total forskyvning er lavere ved terrengoverflaten (U2, L2, M2) enn ved forankringskammeret (U1, L1, M1) og at det ikke er betydelige forskjeller mellom de ulike analysene, bortsett fra når jordskjelv inkluderes. Den totale forskyvningen når jordskjelv inkluderes er 3 ganger større enn referanseverdien og maksimalt 4 mm i punkt M1. I de andre analysene er total forskyvning mindre enn 2 mm. Konturplot av referanseverdien er vist i Figur 6-7. Det er størst forskyvning foran forankringskammeret og forskyvningen avtar

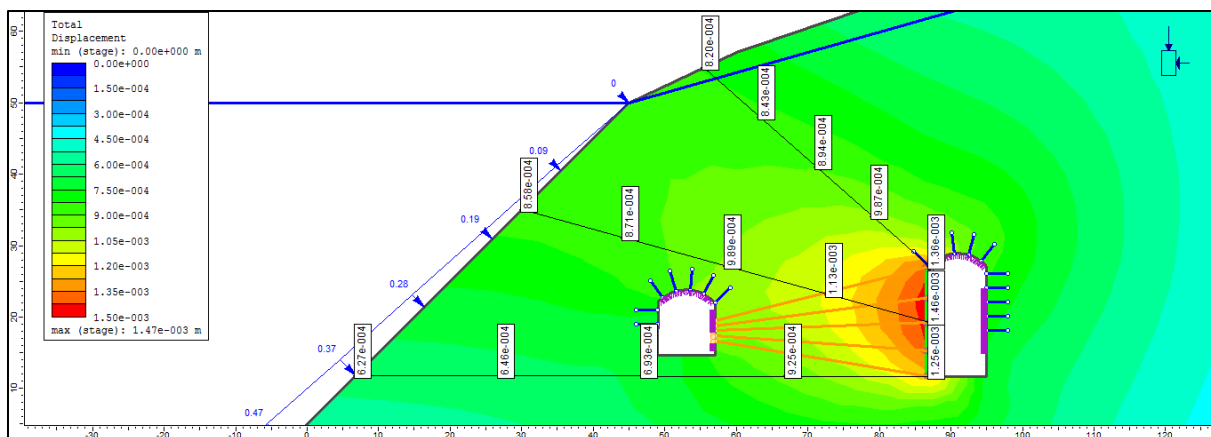
radielt. Det er viktig å bemerke at forskyvning bak landfestet i referansetilfellet er 0,7 mm, noe som er 0,6 mm mindre enn ved punkt M1.

I analyse 1.3 og 1.4 undersøkes effekten av fritt vann. Det er ingen signifikant forskjell i total forskyvning ved tørre forhold (analyse 1.3) og referanseverdien. Dersom tyngden av vannmassene (havet) ikke inkluderes, øker total forskyvning på alle punkter med omtrent 0,2 mm. Dette indikerer fritt vann øker stabiliteten i skråningen. Betydningen av fritt vann diskuteres mer i kapittel 7.2.3.

En reduksjon av maksimal bergmassestyrke med 30 % (analyse 1.6) og reduksjon av residualparametere med 30 % (analyse 1.5) påvirker ikke total forskyvning signifikant, se Figur 6-6. Reduksjon i maksimalparametere øker forskyvningen med maksimalt 0,7 mm, mens reduksjon i residualparametere øker total forskyvning maksimalt 0,4 mm. Påvirkning av endrede styrkeegenskaper på bergmassen diskuteres mer i kapittel 7.2.5. Fra analysene med homogen bergmasse er det funnet at jordskjelv har størst betydning på total forskyvningen i bergmassen foran landfestet.

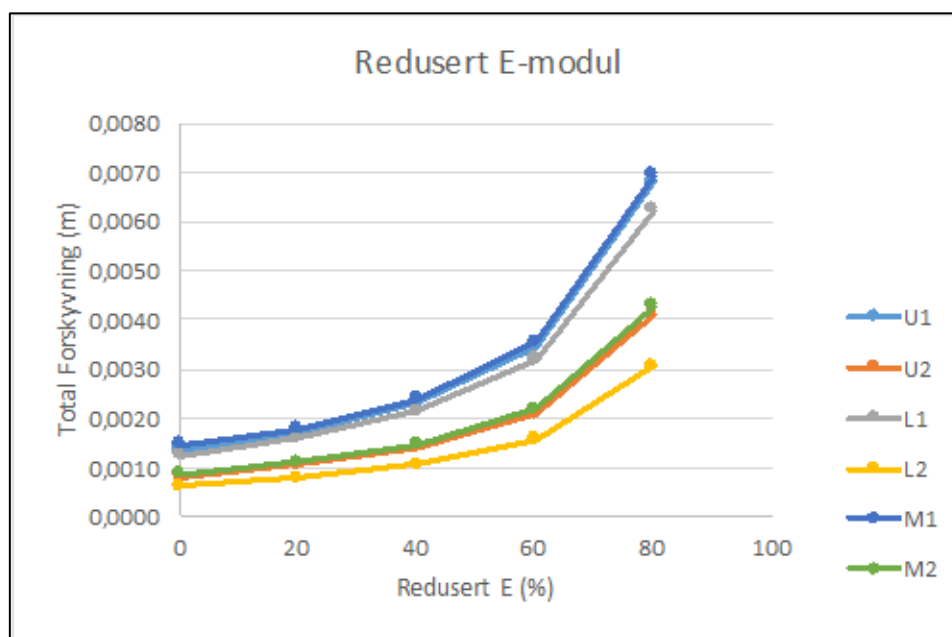


Figur 6-6: Oppsummering av hvilke parametere som er testet for modell 1.



Figur 6-7: Konturplot for total forskyvning i modell 1. Resultatet er fra analyse 1.1 – referanseverdi.

Hvordan bergets elastisitetmodulus påvirker total forskyvning er undersøkt i analyse 1.10 og resultatet er vist i Figur 6-8. Som forventet øker forskyvningen med redusert E-modul. Når E-modulen er redusert med 80 % (9.796 MPa), øker total forskyvning med 485 % fra opprinnelig forskyvning. Det er en markant endring fra 60 % til 80 % redusert elastisitetmodul. Betydningen av E-modul diskuteres mer i kapittel 7.2.5.



Figur 6-8: påvirkning av redusert elastisitetmodulus på total forskyvning.

6.2.2 Modell 2: Sprekkesett S1 og S2

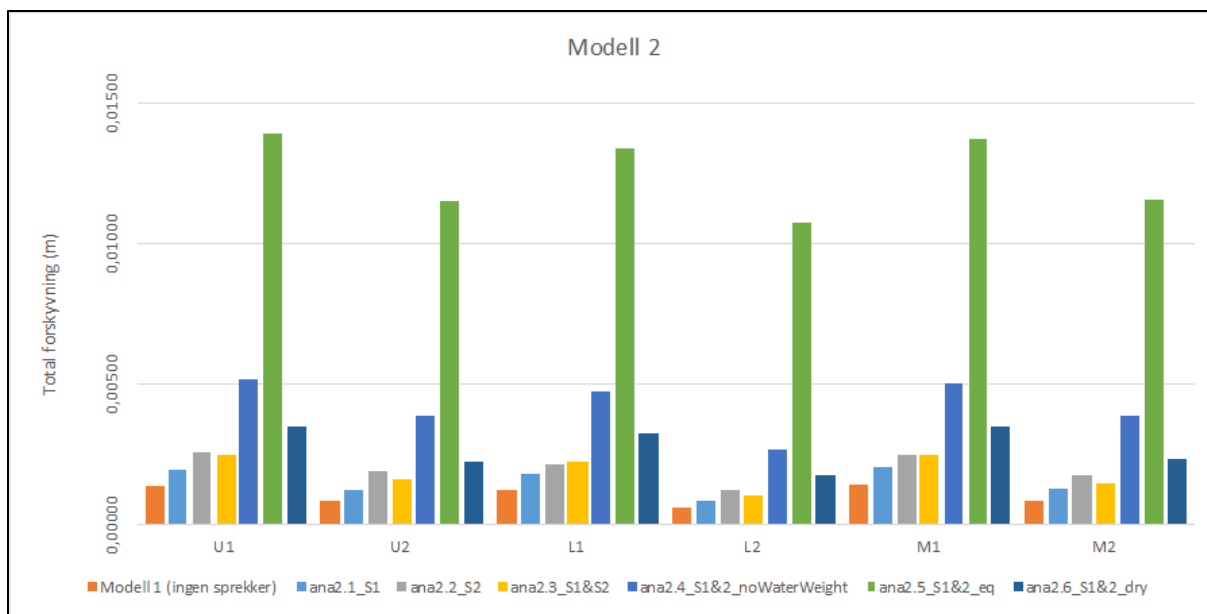
I modell 2 er det inkludert sprekker som gjennomsetter bergmassen, ellers er modellen tilsvarende som for modell 1. Sprekkene representerer sprekkesett S1 og S2 for Bjørnafjorden. Påvirkning av sprekker studeres ved å inkludere et sprekkesett av gangen. Det

utføres så parameterstudie på hvordan fritt vann, jordskjelv, in-situ spenninger, styrkeegenskaper på bergmassen og hvordan sprekkefall påvirker stabiliteten.

6.2.2.1 Analyse 2.1 – 2.5: Påvirkning av sprekker

I analyse 2.1-2.3 undersøkes hvordan stabiliteten av landfestet påvirkes når sprekkesett S1 og S2 inkluderes. I Figur 6-9 er modell 1 plotet som et sammenlikningsgrunnlag. Det fremgår av Figur 6-9 at total forskyvning øker når sprekker inkluderes i modellen. Sprekkesett S2 øker forskyvningen mer enn sprekkesett S1. Når både S1 og S2 inkluderes er total forskyvning doblet så høy i forhold til homogen bergmasse (modell 1). Total forskyvning er størst i punkt M1 med 2,8 mm og synker med 50% til terrengoverflaten. Modellen viser at sprekker og sprekkeorientering påvirker stabiliteten av utrivningslegeme. Total forskyvning er derimot fortsatt liten og avtar mot terrengoverflaten, derfor vurderes modell 2 som stabil. Påvirkning av sprekker vil diskuteres mer i kapittel 7.2.4 og undersøkes i mer detalj i videre analyser (se kapittel 6.2.2.4 og 6.2.3.1).

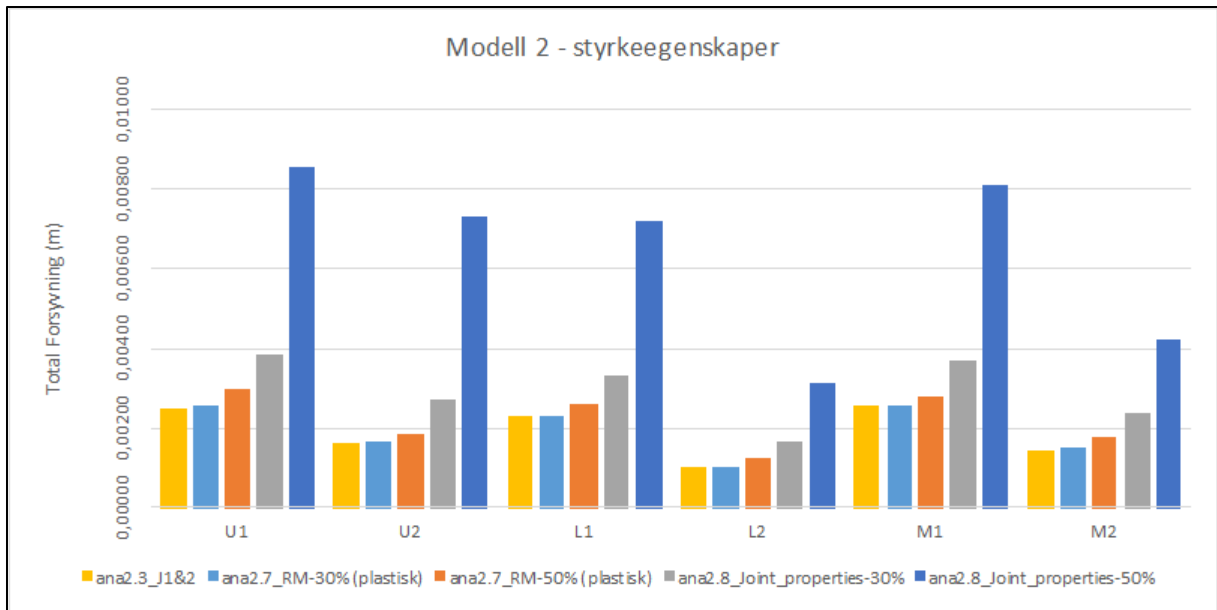
I analyse 2.4 -2.6 er effekten av fritt vann, jordskjelv og antatt tørre forhold studert. Trenden er den samme som for modell 1. Jordskjelv påvirker total forskyvning mest. Total forskyvning når jordskjelv er inkludert er 1,4 cm, noe som er 4 ganger større enn analyse 2.3 (referanseverdi for modell 2). Betydningen av fritt vann er større i modell 2 enn i modell 1. Dersom det antas tørre forhold for modell 2 øker total forskyvning med 1 mm og når tyngden av vann på skråningssiden ekskluderes, doubles total forskyvning og maksimal forskyvning blir da 5,2 mm. Dette tyder på at vannlasten fra havet påvirker total forskyvning i modellen, og dette diskuteres mer i kapittel 7.2.3.



Figur 6-9: Oppsummering av parametre testet på modell 2.

6.2.2.2 Analyse 2.7 & 2.8: Reduserte bergmasse og sprekkeegenskaper

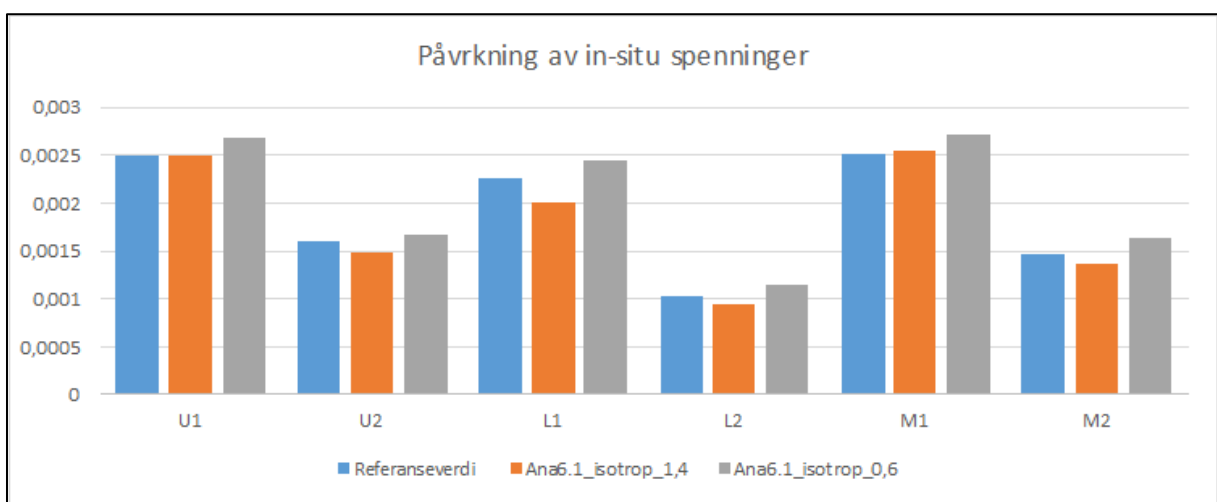
Resultatet av hvordan reduserte styrkeegenskapene på hhv. bergmasse og sprekker påvirker total forskyvning i modell 2 er vist i Figur 6-10. Som det fremgår av figuren er påvirkningen av reduserte sprekkeegenskaper større enn reduksjon av bergmasseegenskaper. Den beskjedne økningen i total forskyvning ved reduksjon av maksimale styrkeegenskaper for bergmassen tyder på at bergmassen ikke går i brudd og er i den elastiske sonen. Dersom sprekkeegenskapene reduseres med 50 % er total forskyvning maksimalt 86 mm. Det er fortsatt en markant endring fra forankringskammeret til terrengoverflaten og modellen vurderes å være stabil. Analyser tyder på at total forskyvning i skråningen påvirkes mer av sprekkeegenskaper enn bergmasseegenskaper, dette diskuteres mer i kapittel 7.2.5.



Figur 6-10: Endrede styrkeegenskaper på bergmasse og sprekker.

6.2.2.3 Analyse 2.9: Isotrope spenninger

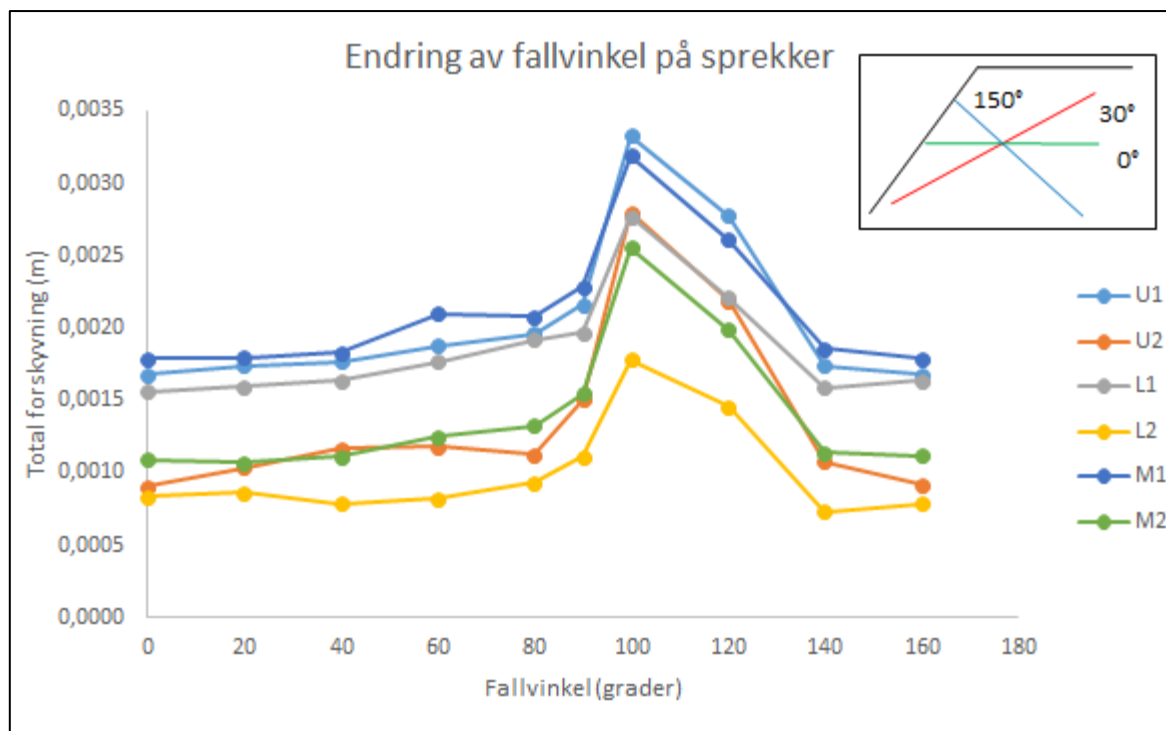
Spenningsbildet i Bjørnafjorden er ukjent og for å undersøke hvordan in-situ spenninger påvirker total forskyvning er det utført to analyser med isotrope spenninger med k verdi på 0,6 og 1,4 i modell 2. Referanseverdien tilsvarer modell 2 med standard parametere og egenskaper som gitt i kapittel 5.2. Som det fremgår av Figur 6-11 er det ingen markant endring av total forskyvning ved isotrope spenninger. Den største observerte forskjellen er i punkt L1 der total forskyvning øker med 0,2 mm for $k = 0,6$.



Figur 6-11: Påvrkning av isotrope in-situ spenninger med k verdi på 0,6 og 1,4. Referanseverdi viser total forskyvning med spenningsbilde som beskrevet i kapittel 7 for modell 2.

6.2.2.4 Analyse 2.12: Påvirkning fallvinkel på sprekker

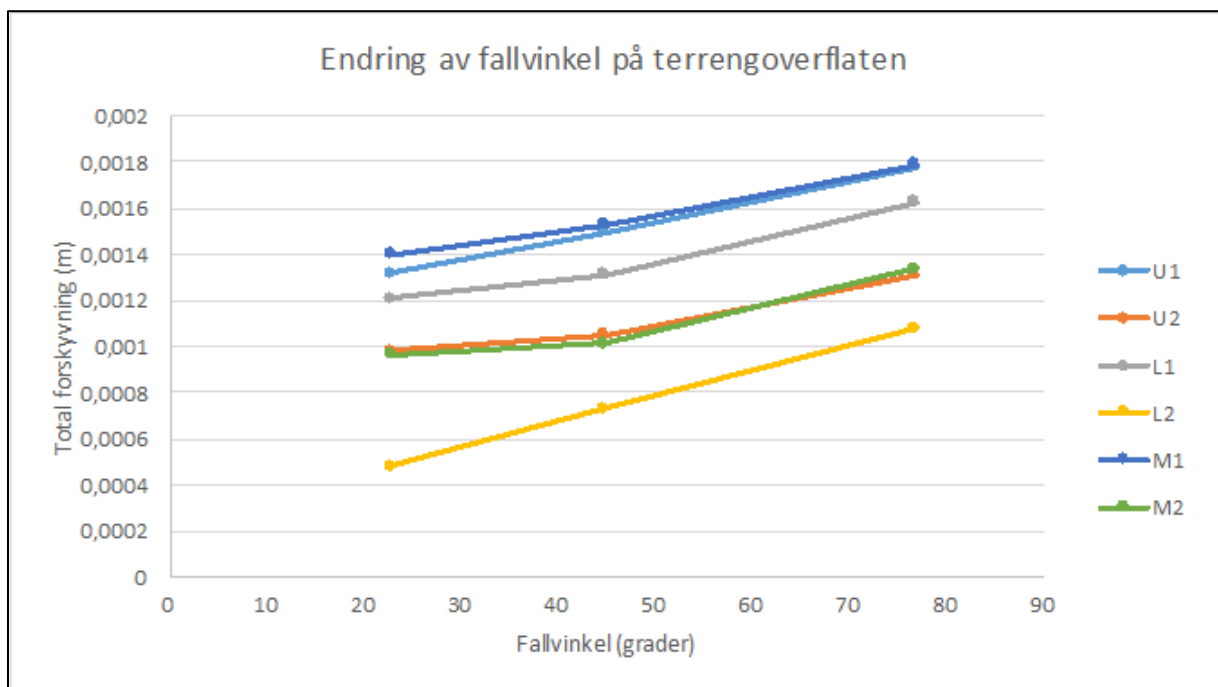
I analyse 2.12 undersøkes hvordan fallvinkelen på et sprekkesett påvirker total forskyvning, resultatet er vist i Figur 6-12. Det er tatt utgangspunkt i en modell tilsvarende modell 2, der kun ett sprekkesett tilvarende sprekkesett S1 er inkludert. Fallvinkelen varieres stegvis med 20° fra 0° (horisontalt) til 160° (faller slakt inn i skråningen). Når fallvinkelen er mellom 0° og 90° er fallretningen mot skråningen og når fallvinkelen er mellom 90° og 180° er fallretningen inn i skråningen (se innfelt figur i Figur 6-12). Alle andre parametere holdes konstant gjennom modelleringen. Som det fremgår av Figur 6-12 øker total forskyvning når fallvinkelen økes fra 0° til 100° . Når fallvinkelen på sprekkesettet er 100° er total forskyvning størst, med maksimal forskyvning i punkt U1 på $0,33 \text{ mm}$ (se konturplott av total forskyvning i vedlegg E). Dette er 83% større forskyvning enn når sprekken er horisontale. Når fallvinkelen økes videre minsker total forskyvning raskt. Analysen indikerer at total forskyvning er størst ved stor fallvinkel på sprekken. Det er en markant økning i total forskyvning mellom 80° og 140° .



Figur 6-12: Total forskyvning plottet mot endring av fallvinkel på sprekkesett tilsvarende sprekkesett S1. Fallvinkel mellom 0° og 90° indikerer fallretning ut i skråningen, mens fallvinkel mellom 90° og 180° indikerer fallretning inn i skråningen.

6.2.2.5 Analyse 2.13: Påvirkning av ytre geometri

I analyse 2.13 undersøkes hvordan total forskyvning påvirkes av endret skråningsvinkel. Det er vurdert tre skråningsvinkler på 22, 45 og 77 grader. Horisontal avstand inn i skråningen til forankringskammeret samt overdekningen over forankringskammeret er konstant og i henhold til modelloppsett som presentert i kapittel 5.2. Resultatet er vist i Figur 6-13 og konturplott er vist i vedlegg E. Trenden i Figur 6-13 er at total forskyvning økes når skråningsvinkelen øker. Ved fallvinkel på 22° er maksimal forskyvning på 1,4 mm og ved fallvinkel på 77° er maksimal forskyvning på 1,8 mm, noe som tilsvarer en økning på 29 %. Total forskyvning er fortsatt i millimeter skala og det er markant forskjell mellom punktene på terrengoverflaten og ved forankringskammeret.



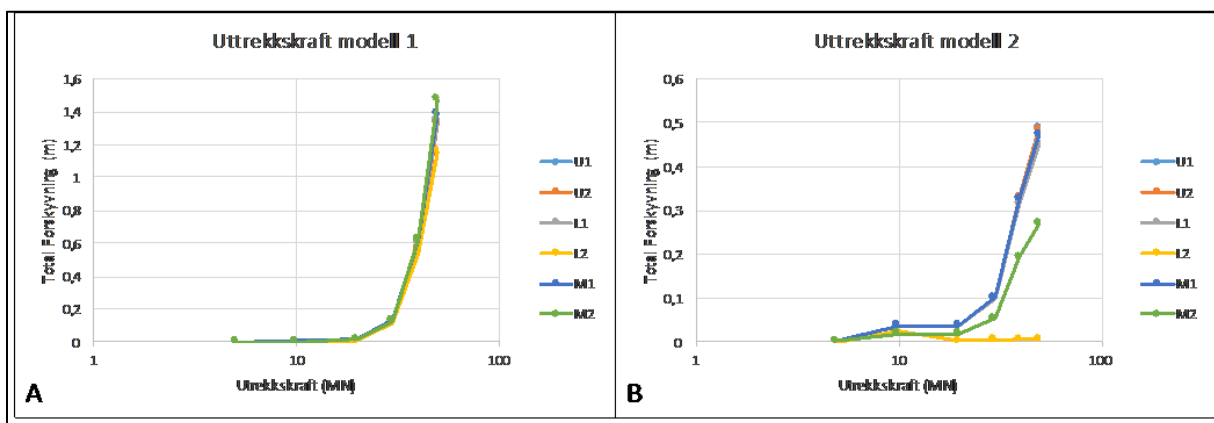
Figur 6-13: Total forskyvning plottet mot fallvinkel på terrengoverflaten.

6.2.2.6 Analyse 1.8 & 2.11: Økt uttrekkskraft

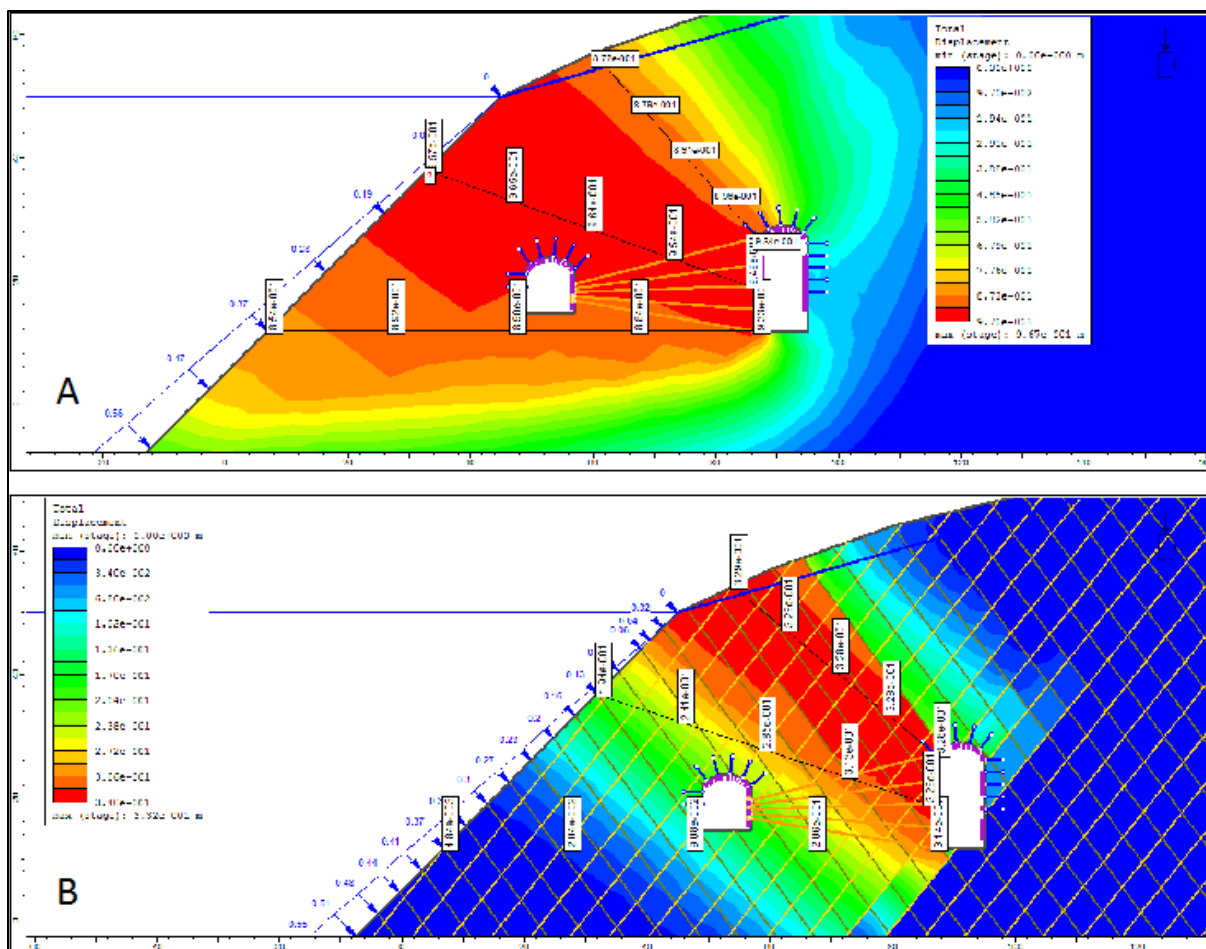
I analyse 1.8 og 2.11 er det undersøkt hvor stor uttrekkskraft i spennstagene som er nødvendig før berget blir ustabil. Uttrykkskraften i boltene ble modellert med verdier mellom 4,93 MN per bolt (dimensjonerende bruddlast) og 49,3 MN per bolt (tilsvarende 10 ganger dimensjonerende bruddlast). Resultatene viser at total forskyvning er sterkt avhengig av uttrekkskraften i boltene, se Figur 6-14 A og B.

Dersom kraften økes 6 ganger blir modell 1 ustabil, noe som indikerer at landfestet ikke vil bære lasten fra kunstig sjøbunn. I Figur 6-14 A er det en markant økning i total forskyvning fra stabil til ustabil modell, det vil si at løsningen divergerer. Ved uttrekkskraft på 29,58 MN er total forskyvning mellom 0,12 og 0,13 meter, og ved uttrekkskraft på 49,3 MN er forskyvningen på hele 1,2-1,5 meter. Når modellen blir ustabil minsker også differansen mellom total forskyvning ved forankringskammeret og terrengoverflaten. Dette indikerer at hele bergmassen forskyves som et stivt legeme. Konturplot av total forskyvning i modell 1 er vist i Figur 6-15 A. Det observeres en markant økning av deformasjonen i en sone foran landfestet. Bak forankringskammeret er forskyvningen 200 ganger mindre enn foran.

I analyse 2.11 er samme uttrekksforsøk utført i modell 2, det vil si at sprekkesett S1 og S2 er inkludert. Som det fremgår av Figur 6-14 B øker total forskyvning markant mellom 6 og 8 ganger dimensjonerende uttrekkskraft, og modellen blir ustabil. Kurven for total forskyvning i Figur 6-14 B er ikke like jevn som for modell 1. Total forskyvning i punkt L2 er konstant lav og total forskyvning i punkt M2 stiger ikke like markant som de andre. Dette sett i sammenheng med konturplott i Figur 6-15 B tyder på at total forskyvning er sterkt avhengig av sprekken. Det er en markant oppover rettet forskyvning. Total forskyvning ved punkt U2 er 0,3 meter, noe som er 100 ganger større enn ved L2 når uttrekkskraften er 49,3 MN.



Figur 6-14: Total forskyvning ved økning av uttrekkskraften i spennstagene for hhv. Modell 1(A) og modell 2 (B). Dimensjonerende strekklast er 4,93 MN per bolt, maksimalt er 49,3 (x10) MN per bolt.



Figur 6-15: Konturplott av total forskyvning når uttrekkskraften er økt 8 ganger for hhv. Modell 1 (A) og modell 2 (B). Begge modellene er ustabile.

6.2.3 Modell 3: Definert kile

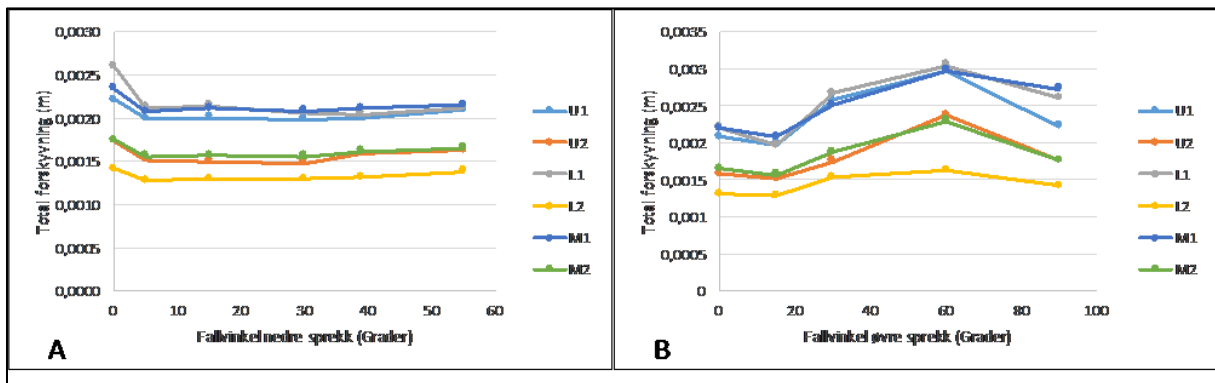
I Modell 3 er det inkludert to distinkte diskontinuiteter som danner en kile ut fra forankringskammeret. Modellyttergrensene og skråningssiden er forstørret i forhold til modelloppsett presentert i kapittel 5.2. Dette er gjort så en skjærsprekk med fallvinkel opp til 39 grader skal ha utgående i skråningen. Bortsett fra overnevnte har landfestet tilsvarende plassering og er utført med de samme parameterne som angitt i kapittel 5.2.11.

6.2.3.1 Analyse 3.1 og 3.2: Uttrekking av definert kile

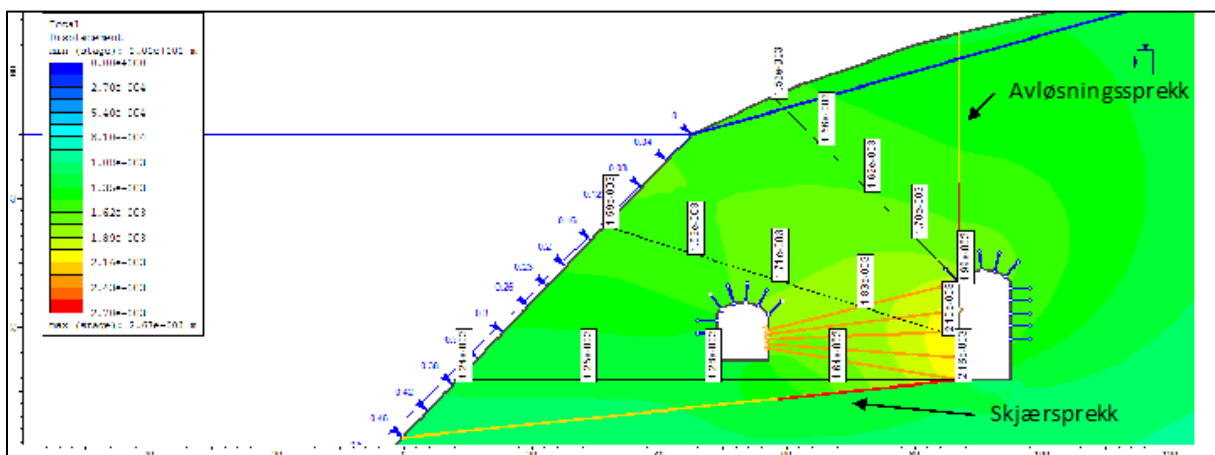
I analyse 3.1 og 3.2 er det undersøkt hvordan fallvinkelen på en avløsningsprekk og en skjærsprekk som danner en kile påvirker total forskyvning (se Figur 6-17). Resultatet av modelleringene er vist i Figur 6-16. I Figur 6-16 A holdes avløsningsprekken konstant på 90°, mens fallvinkelen på skjærsprekken varieres fra 0 (horisontalt) til 55°. Det observeres størst forskyvning når skjærsprekken er horisontal. Ved et fall på 55 °har ikke sprekk utgående i skråningen. Det gir derimot er ingen markant endring i total forskyvning. Det skjer

kun en plastisk forskyvning langs avløsningssprekken og skjærsprekken innerst ved forankringskammeret (vist med rød strek i Figur 6-17), noe som betyr at deformasjonen langs sprekkeene hovedsakelig er elastisk. Som det fremgår i Figur 6-17 er det liten forskjell mellom total forskyvning innenfor den definerte kilen og på utsiden av sprekkeene. Størst deformasjon er det rett foran forankringskammeret (punkt M1), og total forskyvning avtar mot terrengoverflaten, se Figur 6-16 A.

I Figur 6-16 B vises total deformasjon når skjærsprekken holdes konstant på 0°, mens fallvinkelen på avløsningssprekken varieres mellom 0 og 90° (vertikalt). Det er størst forskyvning når fallvinkelen er på 60°. Som det fremgår i Figur 6-16 er det en klar differanse mellom punktene ved forankringskammeret (U1, M1 og L1) og terrengoverflaten (U2, M2, L2), noe som indikerer at bergmassen tar opp spenningsene fra spennstagnene.



Figur 6-16: Uttrekking av definert kile rundt landfestet. A) Avløsningssprekk (øvre) holdes konstant vertikalt og skjærsprekk varieres mellom 0 og 55 grader. B) Skjærsprekk holdes konstant på 0 grader avløsningssprekk varieres mellom 0 og 90 grader.



Figur 6-17: Total forskyvning med en definert avløsningssprekk og skjærsprekk. I analyse 3.1 endres skjærspekk fra 0 til 55 grader, i analyse 3.2 endres avløsningssprekk fra 0 til 90 grader. Figuren viser analyse 3.1 der skjærsprekken har fall på 5 grader.

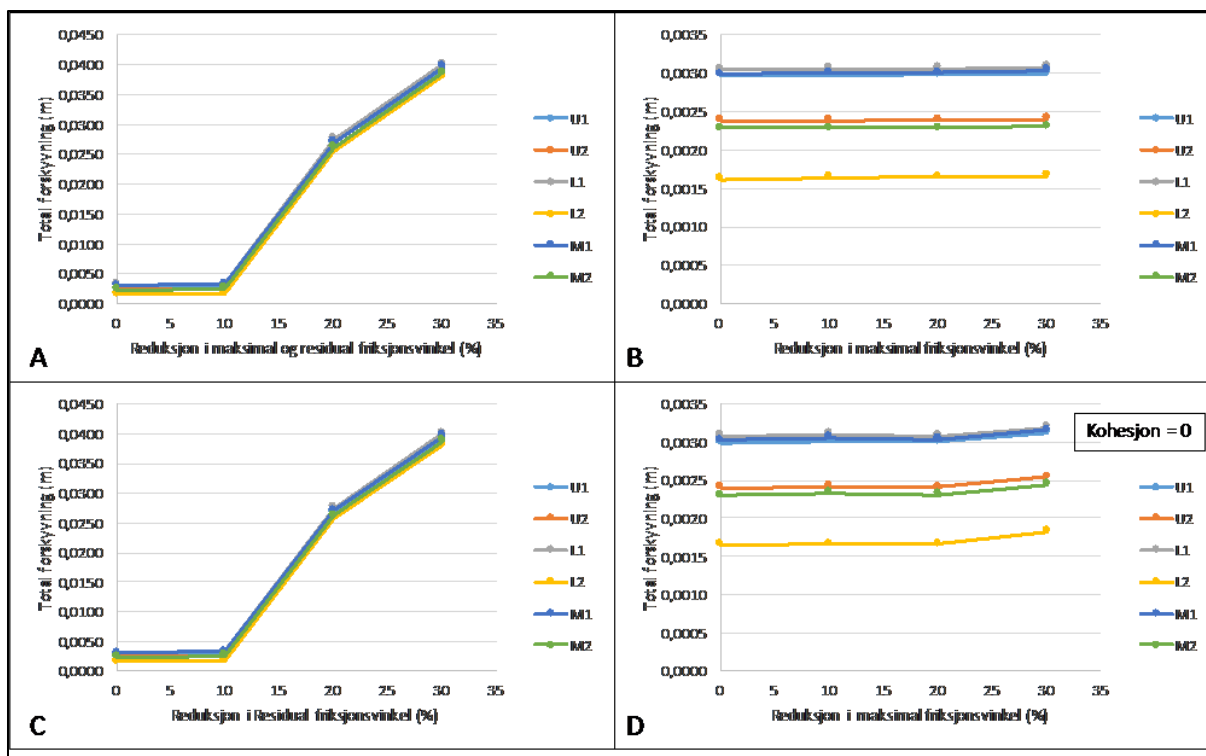
6.2.3.2 Reduserte sprekkeegenskaper

For å analysere påvirkningen av reduserte sprekkeegenskaper er det tatt utgangspunkt i den situasjonen som gir størst total forskyvning i analyse 3.1 og 3.2. Modellen er tilsvarende som i analyse 3.2 med en horisontal skjærspekk og en avlønningssprekk som har fallvinkel på 60 grader. Dette danner utgangspunkt for parameterstudiet. Det er utført fire ulike analyser der maksimal og residual friksjonsvinkel samt kohesjonen endres, andre egenskaper er holdt konstant i henhold til standardverdier gitt i kapittel 5.2. Resultatene er vist i Figur 6-18.

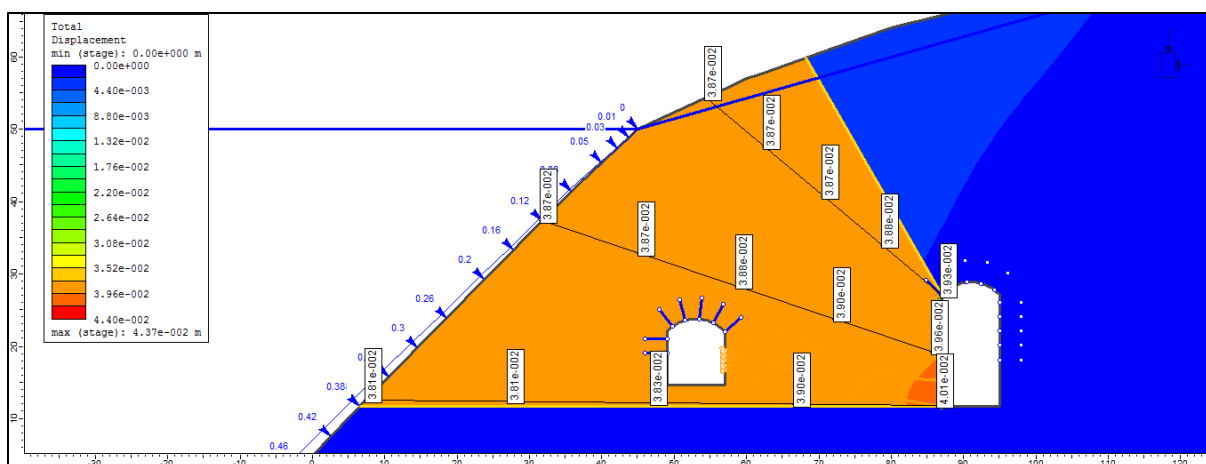
I Figur 6-18 A er både residual og maksimal friksjonsvinkel redusert med 30 %. Det skjer en markant endring i total forskyvning mellom 10 og 20 % reduksjon, der total forskyvning øker fra 0,5 cm til 2,8 cm. Løsningen divergerer ved en reduksjon på over 20 %, noe som tyder på at landfestet ikke har tilfredsstillende stabilitet. Som det fremgår av Figur 6-18 A er differansen mellom total forskyvning ved terrengoverflaten og forankringskammeret liten når styrken er redusert med over 20 %, noe som indikerer at hele kilen beveges. Det er et klart skille mellom total forskyvning inni den definerte kilen og utenfor, se Figur 6-19. Dette indikerer at deformasjonen styres av diskontinuitetene.

For å vurdere om maksimal eller residual friksjonsvinkel påvirker stabiliteten mest er det utført modelleringer der kun maksimal og residual friksjonsvinkel reduseres, resultatet er vist i Figur 6-18 B og C. Det er tydelig at reduksjon av residual friksjonsvinkel påvirker total forskyvning mest, vist i plott C. Når maksimal friksjonsvinkel reduseres er det ingen betydelig ending av total forskyvning.

Det er også undersøkt hvordan kohesjon påvirker stabiliteten. Det valgt å redusere kohesjonen til 0 for deretter å redusere maksimal friksjonsvinkel. Resultatet er vist i Figur 6-18 D og det observeres at total forskyvning er tilnærmet konstant ved redusert friksjon og at kurven er omtrent tilsvarende som i plot B. Den største forskjellen mellom kohesjon på 0,2 MPa (plott B) og null kohesjon (plott D) er 0,2 mm. Resultatet viser at kohesjonen på sprekken ikke påvirker total forskyvning signifikant.



Figur 6-18: Plot viser total forskyvning ved reduksjon av sprekkeegenskaper. A) Reduksjon i maksimal og residual friksjonsvinkel. B) Kun reduksjon av maksimal friksjonsvinkel. C) Reduksjon av kun residual friksjonsvinkel. D) Reduksjon av maksimal friksjonsvinkel når kohesjonen er 0 MPa.



Figur 6-19: Konturplot av total forskyvning når sprekkeegenskapene maksimal og residual friksjonsvinkel er redusert med 30 %.

6.3 RS 3 RESULTATER

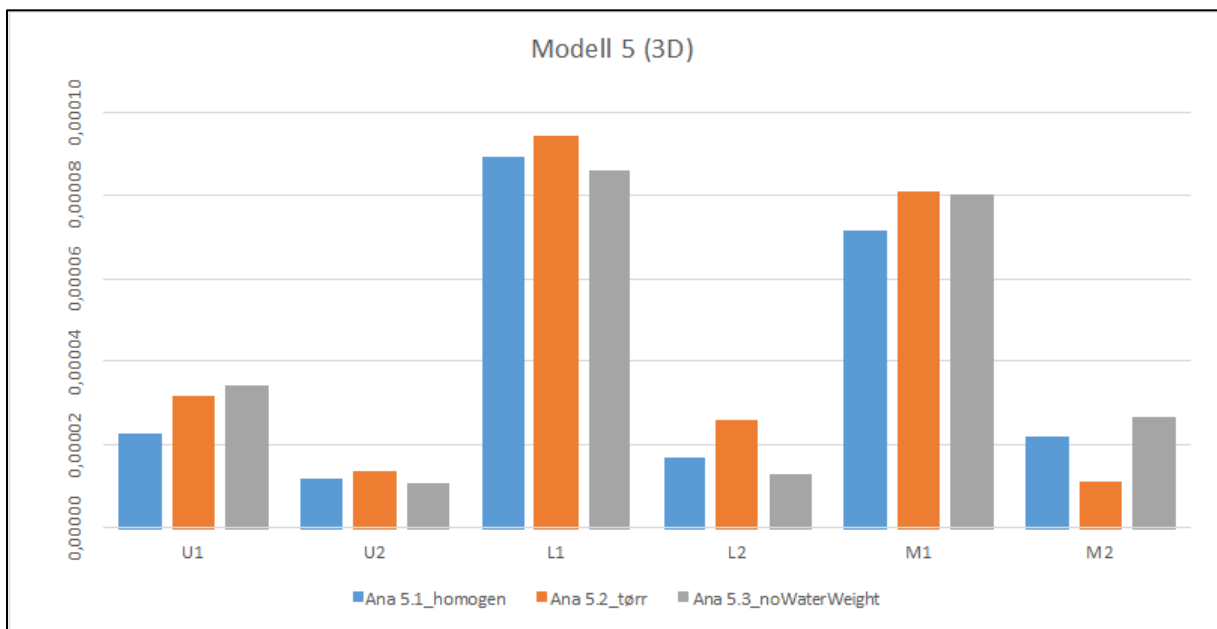
Det er utført totalt 3 modelleringer med RS3. Formålet med modelleringene er hovedsakelig å vurdere hvordan 3D effekter påvirker stabiliteten av et utrivningslegeme. For å analysere resultatene er det tatt utgangspunkt i 3 linjer ut fra forankringskammeret til terrengoverflaten

med 2 punkter på hver linje. Linjene har samme plassering som i RS2 modelleringene (se kapittel 6.2.1). Trinn 2 er anvendt som referanse trinn i RS3 modelleringene (samme som i RS2, se kapittel 6.2.1).

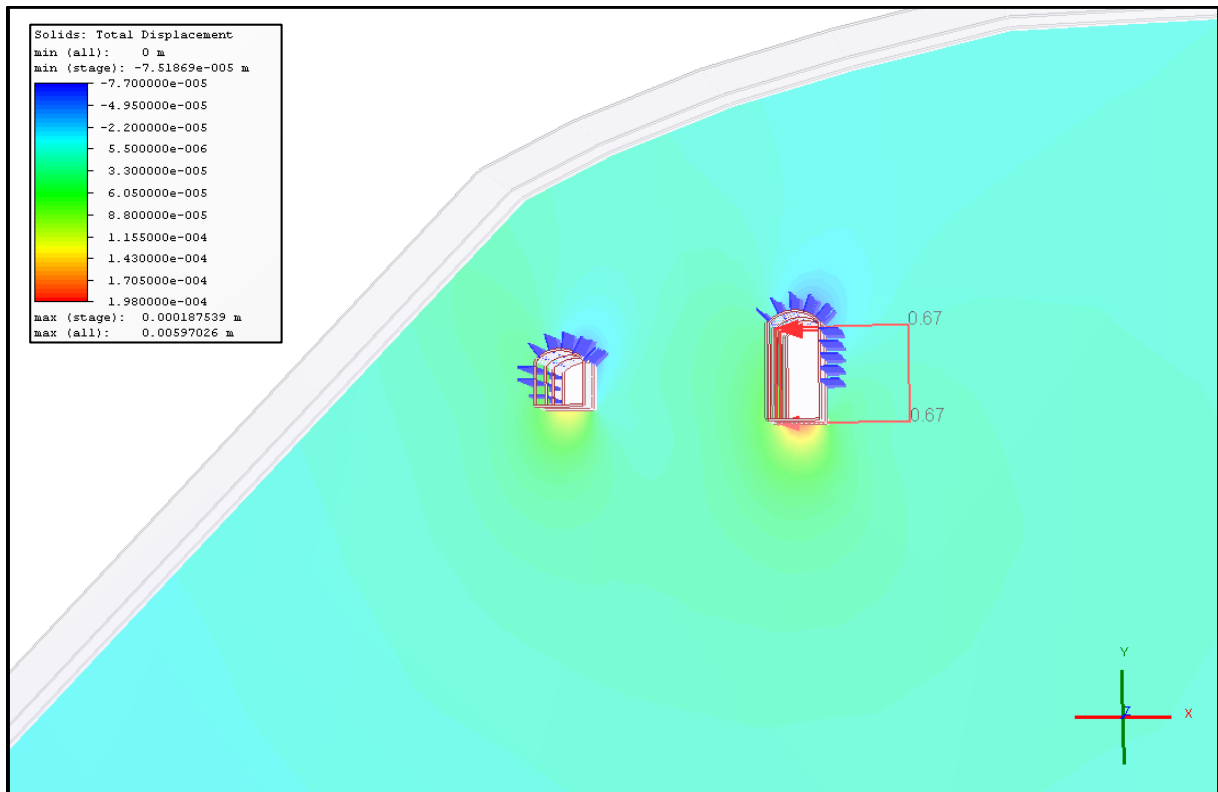
Resultatet av RS3 modelleringene er vist i Figur 6-20. Som det fremgår av figuren er maksimal total forskyvning for alle analysene mindre enn 0,01 mm. Total forskyvning er større nær forankringskammeret enn ved terrengoverflaten.

I analyse 5.2 er det utført tørr analyse og i analyse 5.3 er vekten av havet på skråningssiden ekskludert. Som det fremgår av Figur 6-20 er det ingen klar sammenheng med hvordan de endrede parameterne påvirker total forskyvning i modellen.

Det er liten endring i total forskyvning mellom analysene. Størst endring er det mellom referansemodell (Ana 5.1) og når vekten av vann på skråningssiden neglisjeres (Ana 5.3) i punkt M2 på 0,005 mm. I Figur 6-21 er det vist konturplot av total forskyvning av analyse 5.1. Snittet som vises er det samme snitt som vises i RS2 modelleringene, dvs. Snitt 90° på strøket til skråningen. Det er ingen betydelig endring av total forskyvning inn-i planet. Det registreres at størst økt forskyvning er under bergrommene.



Figur 6-20: Resultater fra RS3 modellering.



Figur 6-21: Konturplott av total forskyvning for analyse 5.1.

7. DISKUSJON: STABILITETSANALYSER

Formålet med dette studiet er å vurdere stabilitet av landfestet for kunstig sjøbunn med utgangspunkt i kryssing av Bjørnafjorden. Ettersom kunstig sjøbunn bare er en av flere løsninger som utredes for kryssing av Bjørnafjorden, har det vært naturlig å gjennomføre flere sensitivitetsanalyser for å vurdere hvordan ulike geometriske og geologiske forhold påvirker stabiliteten, dette for øke anvendbarheten av resultatene.

7.1 DISKUSJON AV STABILITETSANALYSER MED LEM

Utrivningslegeme i likevektsberegninger defineres ut fra sprekkesystemet i analysert område, men som det fremgår i kapittel 4.1 er ikke antagelsene for et klart definert utrivningslegeme reelt for Bjørnafjorden. I Bjørnafjorden vil eventuelt utrivningslegeme være definert av uregelmessige bruddflater. I likevektsberegningene tas det heller ikke hensyn til friksjon langs sideflater. Bergmassen er oppsprukket parallelt med foliasjon, med strøkretning normalt på skråningen. Sprekkene kan kan avløse utrivningslegeme i sidene, men som følge av spenninger parallelt med skråningen antas det å være friksjon på sideflatene. Fra overnevnte diskusjon vurderes likevektsanalyser som lite egnet for å beregne global stabilitet av landfestet ved Bjørnafjorden. Likevektsberegningene kan derimot benyttes for å vurdere hvordan stabiliteten av et antatt utrivningslegeme påvirkes av ulike geometriske forhold og skjærstyrkeparametere.

7.1.1 LEM 1:

Det er i LEM analyse 1 undersøkt hvordan fallvinkelen på en skjærsprekke påvirker stabiliteten av landfestet. Resultatet viser at sikkerhetsfaktoren reduseres ved økende fallvinkel. Redusert stabilitet skyldes hovedsakelig at gravitasjonskraften (W) parallelt med skjærplanet øker ved økende fallvinkel (dvs. drivende kreftene økes) og gravitasjonskraften normalt på skjærsprekken reduseres (dvs. normalkraften reduseres). Dette forklarer også hvorfor differansen mellom neglisjert uttrekkskraft og med dimensjonerende uttrekkskraft, minsker ved økende fallvinkel. Ved lav fallvinkel på skjærsprekken er det hovedsakelig uttrekkskraften fra kunstig sjøbunn som utgjør de drivende krefter og gravitasjonskraften virker normalt på skjærsprekken. Ved økende fallvinkel på skjærsprekken virker som nevnt gravitasjonskraften mer som en drivende faktor og fordi gravitasjonskraften er betydelig

større enn uttrekkskraften, blir gravitasjonskraften bestemmende for stabiliteten. Det innebærer at utrivningslegeme er avhengig av stabiliteten i ubelastet tilstand.

Det er utført to analyser med tørr tetthet (2650 kg/m^3) og neddykket tetthet (1650 kg/m^3) for endret fallvinkel på skjærsprekken. Ved neddykket tetthet virker det en oppdriftskraft tilsvarende volumet av neddykket legeme multiplisert med densiteten til vann (Archimedes prinsipp). Antagelsen er noe konservativ fordi det antas at hele utrivningslegeme løftes. Med neddykket tetthet reduseres normalspenningen på skjærplanet, noe som fører til redusert friksjon og dermed dårligere stabilitet. Dette observeres også i modellen for skjærsprekke mindre enn 20° (se resultat i Figur 6-1, kapittel 6.1.1). Når fallvinkelen er brattere enn 20° gir derimot neddykket tetthet høyere sikkerhetsfaktorer enn tørr tetthet. Dette antas å være fordi gravitasjonskraften øker de drivende kreftene mer enn hva normalspenningen reduseres. Uttrekkskraften er lik for begge beregningene, derfor er det endring av gravitasjonskraften som fører til at sikkerhetsfaktoren reduseres raskere ved tørr tetthet.

7.1.2 LEM 2:

I LEM analyse 2 er det undersøkt hvordan friksjonsforholdene langs skjærsprekken påvirker stabiliteten av utrivningslegeme. Resultatet viser at modellen er stabil når friksjonsvinkelen reduseres ned til 15° med kohesjon på 0,2 MPa. Dersom det antas kohesjon på 0, er modellen ustabil ved friksjonsvinkel lavere enn 36° . Som det fremgår i kapittel 3.5 antas det vanligvis null kohesjon på bruddflater uten sprekkeinnfylling. Kohesjonsløse sprekker er derfor ikke utelukket. Resultatene viser at friksjonsforhold langs sprekkeplan påvirker stabiliteten betydelig, noe som viser viktigheten av å utføre undersøkelser på området for å estimere friksjonen.

7.1.3 LEM 3:

I LEM analyse 3 er det undersøkt hvordan ytre geometri påvirker stabiliteten. Som beskrevet i kapittel 3.5 reduseres vanligvis naturlig stabilitet ved økende skråningsvinkel. Resultatene fra LEM analyse 3 viser det samme (Figur 6-3, kapittel 6.1.3); økende skråningsvinkel reduserer sikkerhetsfaktoren uavhengig fall på skjærsprekken. I likevektsberegningene skyldes redusert stabilitet at arealet av skjærplanet reduseres ved økende skråningsvinkel, noe som påvirker skjærstyrken ved at kohesjonsbidraget reduseres. Dersom det antas null kohesjon vil ikke endret skråningsvinkel påvirke stabiliteten betydelig fordi volum av bergmassen ikke endres

markant. Betydningen av økt areal på skjærsprekken vises også ved at økt fallvinkel på skjærplanet reduserer stabiliteten mer ved økt skråningsvinkel (Figur 6-3, kapittel 6.1.3).

7.2 DISKUSJON AV STABILITETSANALYSER I RS2

7.2.1 Vurdering av kritisk deformasjon

I RS2 beregnes total forskyvning på hver node og er summen av forflytning horisontalt og vertikalt i modellen. For å bestemme hvilken forskyvning som er kritisk for landfestet må modellen kalibreres for reelle forhold. Ideelt krever dette utrivningsforsøk der det registreres forskyvinger inntil brudd inntreffer. Utrivningsforsøk er ikke mulig å gjennomføre på grunn av dimensjonene på planlagt landfeste. Det er derfor ikke mulig å bestemme eksakt total forskyvning som er kritisk for global stabilitet av landfestet. Selv om det ikke kan utføres utrivningsforsøk kan den numeriske modellen kalibreres. Dette kan gjøres ved å utføre deformasjonsmålinger når landfestet er etablert, for deretter å forandre inngangsparametere til deformasjonen i modellen er tilsvarende med målt reel deformasjon for gitt uttrekningskraft. Deformasjonsmålingene må utføres på kritiske områder for landfestet. Den numeriske modelleringen kan derfor benyttes til en kvalitativ analyse for å bestemme plassering av deformasjonsmålinger, samt bestemme kritiske momenter for global stabiliteten av landfestet.

7.2.2 Simulerte uttrekksforsøk

For å gi en indikasjon på hvilken deformasjon som er kritisk i den numeriske modellen og form av utrivningslegeme, er det utført uttrekksforsøk i RS2. Analysen vil også indikere hvor stor margin det er på stabiliteten med antatte inngangsparametere. Resultatet viser at både modell 1 og 2 blir ustabil ved 6 ganger dimensjonerende uttrekkskraft. Dette gir en total forskyvning på 0,12 m for modell 1 og 0,1 m for modell 2. Modellene er tolket som ustabile fordi algoritmen i RS2 ikke når tilfredsstillende toleranse med maksimalt antall definerte iterasjoner, dermed er det fare for at løsningen divergerer. Dersom løsningen divergerer er ikke modellen i likevekt, noe som kan medføre kollaps og fortsatt deformasjon (RocScience, 2016).

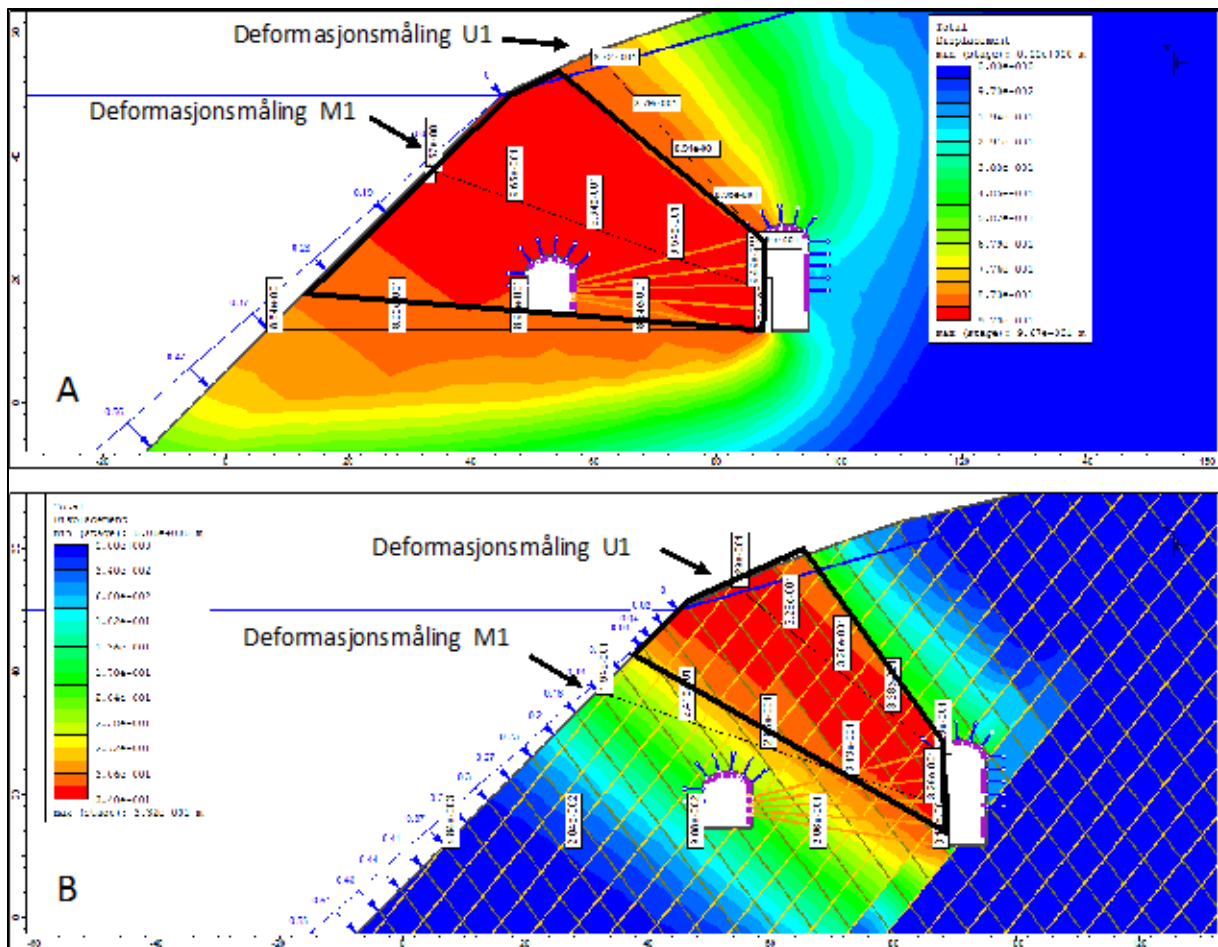
Som beskrevet i kapittel 3.2 er det fra uttrekksforsøk på spennstag konkludert med at bruddlegeme i bergmassen ofte har form som en omvendt kjegle rundt staget. Kjeglen er derimot sterkt påvirket av diskontinuiteter i bergmassen. Fra numeriske analysene med økt uttrekkslast kan bruddlegemet for landfestet for kunstig sjøbunn anslås. Hensikten med å

bestemme bruddlegeme er for å vurdere hvilke områder som er kritiske for stabiliteten av landfestet. Som det fremgår av Figur 6-15 (kapittel 6.2.2) er total forskyvning forskjellig fra når det modelleres med sprekker og homogen bergmasse.

I homogen bergmasse er det et klart definert område foran landfeste som har større total forskyvning. Området danner en kile som er sub-horisontal i underkant og utvides med 40° oppover. Dette tolkes som utrivningslegeme for homogen bergmasse, se Figur 7-1. Formen er omtrent tilsvarende som rapportert i litteratur for uttrekksforsøk på spennstag (Ongstad og Bergh-Christensen, 2010). Kilen har en skrå oppover rettet bevegelse. Avstanden fra forankringskammeret til terrengoverflaten er mindre i bevegelsesretningen av bergkilen, noe som vurderes som en viktig årsak til bevegelsesretningen. Når avstanden fra forankringsløsningen til terrengoverflaten minsker er det et potensielt mindre bruddplan, samt lavere normalspenning på sprekker.

I modell 2 er området med størst total forskyvning betydelig påvirket av sprekker som gjennomsetter bergmassen. Det er en tydelig oppover rettet bevegelse parallelt med sprekkesett S2. Som beskrevet i kapittel 3.2 er sprekker parallelt med uttrekksretningen minst gunstig for stabiliteten fordi det avgrensner utrivningslegeme. Det er tydelig at sprekkesett S2 avgrensner uttrekkslegeme. Hvordan sprekker påvirker stabiliteten diskuteres også mer i kapittel 7.2.4.

Diskusjonen over gir grunnlag for plassering av deformasjonsmålinger for Bjørnafjorden. Deformasjonsmålingene må utføres på kritiske områder for landfestet, det vil si på steder der deformasjonen antas å være viktig for stabiliteten. Fra overnevnte resultater og diskusjon, er det en tydelig oppover rettet bevegelse uavhengig sprekkemodell. Det vurderes derfor som hensiktsmessig å etablere målepunkter for kontroll av deformasjonen på terrengoverflaten tilsvarende som punkt M2 og U2, se Figur 7-1. Angitte plasseringer antas å registrere kritisk deformasjon med hensyn på stabilitet av landfestet for Bjørnafjorden.



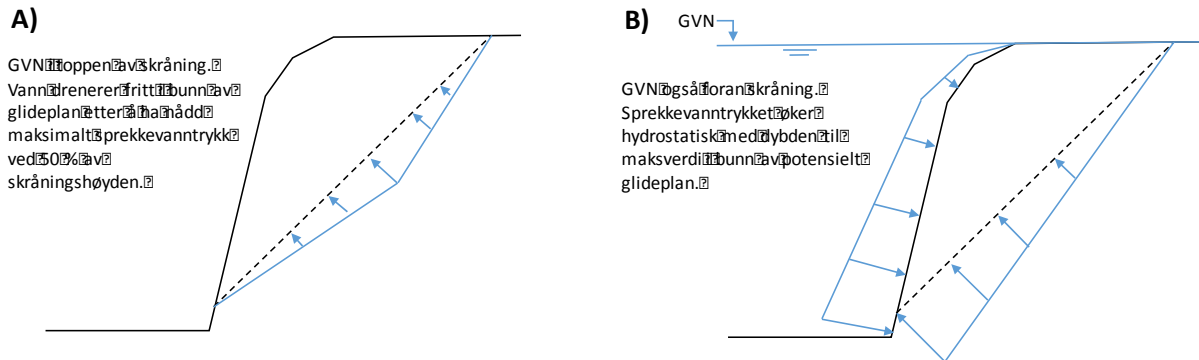
Figur 7-1: Tolket utrivningslegeme (svart omriss) fra uttrekksforsøk i hhv. homogen (A) og sprekkesett S1 og S2 (B) bergmasse. Figuren viser også anbefalt plassering av deformasjonsmålinger når landfestet er etablert. (Figur A og B er modifisert fra analyse 1.8 og 2.11, se kapittel 6.2.2)

7.2.3 Påvirkning av havoverflaten og grunnvann for stabiliteten

Landfestet for kunstig sjøbunn er plassert 30 meter under havnivå, noe som medfører at tilnærmet hele skråningen ligger under grunnvannsnivå. Dermed vil analyser av global stabilitet av landfestet ikke være direkte sammenliknbart med analyser av ”normale” bergskråninger, hyppig beskrevet i litteratur (Nilsen og Palmström, 2000; Willie og Mah, 2004). Påvirkning av vann på skråningssiden kan deles opp i 3:

- Vanntrykket på potensielt glideplan øker hydrostatisk med dybden.
- Fritt vann på skråningssiden gir økt normalspenning på skråningssiden.
- Vanntrykket på skråningssiden ”nuller ut” horisontalkomponenten av vanntrykket på potensielle glideplan og i tensjonssprekker.

I ”normale” skråninger kan vann vanligvis dreneres fritt ut på skråningssiden, noe som gir et idealisert sprekkevanntrykk som vist i Figur 7-2 A. I Figur 7-2 B vises en situasjon tilsvarende som for landfestet med vann på skråningssiden. Grunnvannet vil ikke dreneres fritt ut i atmosfærisk trykk på skråningssiden, noe som medfører at vanntrykket øker hydrostatisk med dybden som illustrert i Figur 7-2 B. Dette vil teoretisk gi en redusert stabilitet fordi effektiv normalspenning på et potensielt glideplan minsker (Nilsen og Palmström, 2000).



Figur 7-2: Ulike kombinasjoner av vanntrykk langs en potensielt sprekkeplan (illustrasjon etter Nilsen og Palmström, 2000).

For å studere hvordan sprekkevanntrykket påvirker stabiliteten er det modellert med tørre forhold (dvs. vann neglisjeres i modellen). En sammenstilling av analyser med varierende vannforhold i skråningen er vist i Tabell 7-1. Som det fremgår av tabellen er det ingen signifikant forskjell mellom tørre analyser og analyser med faktiske forhold for modell 1. Resultater for modell 2 viser at total forskyvning øker noe dersom det antas tørre forhold. Dette er ikke i samsvar med teorien om at økt sprekkevanntrykk fører til dårligere stabilitet på grunn av redusert skjærmotstand. Redusert skjærmotstand er antatt å gi større forskyvning. Resultatet tyder derfor på at fritt vann på skråningssiden også har en stabiliserende effekt på skråningen.

Tabell 7-1: Sammenstilling av modell 1 og 2 for hvordan vann påvirker modellen.

Påvirkning av vann		
	M1 (m)	M2 (m)
Modell 1 - ana1.1 homogen modell	0,00147	0,0009
Modell 1 - ana1.3 tørr	0,0015	0,0009
Modell 1 - ana1.4 vekt av vann ekskludert	0,0017	0,0011
Modell 2 - ana2.3 - sprekkesett inkludert standard verdier	0,0025	0,0015
Modell 2 - ana2.6 Tørr	0,0035	0,0024
Modell 2 - ana2.4 vekt av vann ekskludert	0,0051	0,0039

Etablering av bergrommene vil påvirke sprekkevantrykket fordi bergrommene holdes tørre. Etablering av bergrom i bakkant av skråninger er en kjent metode for å redusere sprekkevantrykket og utredes blant annet for å stabilisere det ustabile fjellområdet Åkneset (Blikra, 2012). Påvirkningen av bergrommene på sprekkevantrykk er ikke nærmere undersøkt i dette studiet, men det antas å øke stabiliteten av uttrekkslegeme noe, som følge av redusert sprekkevantrykk på potensielt glideplan.

Videre ble effekten av fritt vann undersøkt ved å neglisjere vekten av fritt vann (modellert som en linjelast som øker hydrostatisk, se kapittel 5.2.7). Vantrykket har fortsatt en teoretisk fordeling som i Figur 7-2 B. Vekten av vannet på skråningssiden påvirker spenningene i bergmassen og medfører økt totalspenningen på skråningssiden, teoretisk vil derimot ikke effektivspenningen endres (Emdal, 2014). Resultatene fra modelleringene for modell 1 og 2 er sammenstilt i Tabell 7-1 og viser at total forskyvning øker når fritt vann neglisjeres. I modell 1 er det en beskjeden økning (23 %), mens i modell 2 er det en økning i total forskyvning på 108 %. Dette indikerer at vekten av fritt vann på skråningssiden øker stabiliteten av skråningen. Effekten av økt total normalspenning kan forklare hvorfor det ble registret mindre forskyvning ved tørre forhold. Dette virker derimot usikkert og det anbefales at det brukes andre metoder for å undersøke effekten av vann på skråningssiden mer omfattende, f.eks. ved bruk av andre numeriske programmer samt å utføre målinger på reelle forhold.

I tilfeller der bergmassen er gjennomvannet av nær vertikale sprekker (tensjonssprekker) og det er vann i sprekke, vil vantrykket kunne representere en direkte drivende kraft (Nilsen og Palmström, 2000). Dette vil derimot ikke være tilfelle når det også er vantrykk på skråningssiden. Vantrykket på skråningssiden vil "nulle ut" vantrykket i horisontalretning, forutsatt at vannivået i tensjonssprekken og på skråningssiden er på samme nivå. Dermed vil fritt vann på skråningssiden virke stabiliserende i forhold til "normale" skråninger.

Effekten av vann på skråningssiden er kjent fra stabilitetsanalyser av skråninger ved etablering av dammer. Det er registrert flere fjellskred under fylling av reservoaret, for eksempel det katastrofale Vaiont fjellskredet i Italia. Det er flere hypoteser hva som var utløsende faktor for Vaiont skredet, men det er en klar sammenheng at økt reservoarnivå ga økt deformasjon (Semenza og Ghirotti, 1999). Erfaringene fra Vaiont raset kan derimot ikke direkte sammenliknes med stabilitet av landfestet for kunstig sjøbunn fordi ved fylling av reservoar endres dreneringsforholdene i skråningen samt at områder som tidligere ikke var under vann blir vannmettet. Som nevnt i kapittel 3.5 vil vann påvirke egenskaper til

materialet, dette blir også i Semenza og Ghirotti (1999) beskrevet som en avgjørende årsak til skredet. Ved landfestet er det ingen signifikant endring av grunnvannsnivå, dermed kan det antas at det ikke er noen betydelig endring av materialeegenskaper som følge av etablering av landfestet. I tillegg påvirker reservoarnivået kun nedre del av skråningen, men for en situasjon ved Bjørnafjorden stiger ikke terrenget betydelig over havet og dermed er den analyserte skråningen fullstendig under grunnvannsnivå.

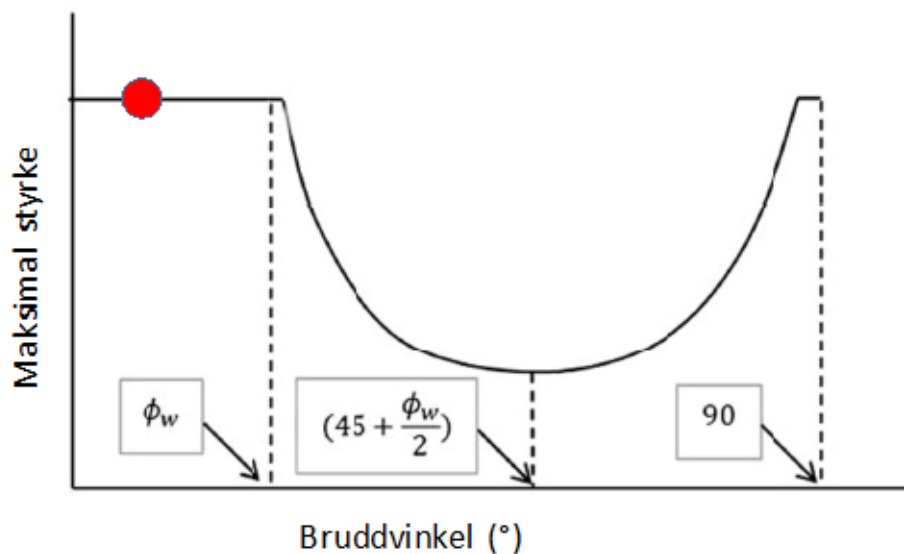
7.2.4 Betydning av sprekker for stabiliteten

Sammenlikning mellom modell 1 og modell 2 viser at når sprekkesett S1 og S2 inkluderes i modellen øker total forskyvning med opp mot 100 %. Dette indikerer at sprekker er av stor betydning for stabiliteten til landfestet. For å studere påvirkningen av sprekker er det gjennomført sensitivitetsanalyser på flere sprekkeegenskaper. Som det fremgår av kapittel 3.5 har sprekkeorientering, utholdenhet, sprekkeinnfylling og ruhet langs sprekken påvirkning på stabiliteten av et utrivningslegeme. Sprekkeinnfylling og ruhet langs sprekker påvirker friksjonsegenskapene og er diskutert i kapittel 7.2.5.

Orientering av sprekker påvirker form av uttrekkslegeme. Som beskrevet i kapittel 3.2 er sprekker parallelt med uttrekksretning minst gunstig fordi det avgrenser utrivningslegeme. Samme tendens observeres ikke i analyse 2.12, der total forskyvning med endret fallvinkel på sprekker studeres. Et sprekkesett med fallvinkel på 100° gir størst total forskyvning, noe som er 80° fra uttrekksretningen. I teorien er det forutsatt at bevegelsesretningen er i samme retning som uttrekksretningen, men for landfestet er bevegelsen oppover rettet. Dette forklarer hvorfor størst total forskyvning er registrert på sprekker med en fallvinkel på 100° , noe som er omtrent i samme retning som bevegelsesretningen til utrivningslegeme. Dermed stemmer resultatene med teori presentert i Willie (1999) om at minst gunstig sprekkeorientering er når sprekker er parallelle med bevegelsesretningen.

Orienteringen av sprekker påvirker også bergmassestyrken som vist i Figur 7-3. Styrken til bergmassen er minst når vinkelen mellom normalvektoren på glideplanet og største hovedspenning er $45^\circ + \phi/2$ (Jaeger et. Al., 2007). Resultatene fra analyse 2.12 viser at total forskyvning er størst når fallvinkelen på sprekkeene er 100° . Dette tilsvarer en bruddvinkel på 10° (vist med rødt punkt i Figur 7-3) når det er antatt at største hovedspenning i skråningen er horisontal som følge av belastningen fra kunstig sjøbunn. Teoretisk skulle et sprekkeplan med fallvinkel på $25,5^\circ$ (tilsvarer bruddvinkel på $64,5^\circ$) gi lavest bergmassestyrke for forholdene

ved Bjørnafjorden (friksjonsvinkel på 39°). Ved lavere bergmassestyrke er det antatt at total forskyvning øker.



Figur 7-3: Teoretisk maksimal styrke plottet mot sprekkeorientering. Rødt punkt indikerer sprekkeorientering med størst total forskyvning fra de numeriske analysene (Jaeger et al., 2007).

Treksialforsøk fra Ramamurthy og Arora (1994) viser at økt omsluttningstrykk reduserer påvirkningen av sprekkeorientering for maksimal bergmassestyrke fordi økt omsluttningstrykk fører til høyere normalspenning på sprekkeoverflaten, noe som øker skjærmotstanden. Vertikalspenning er "omsluttningstrykket" i stabilitetsanalysene. Differansen mellom horisontalspenningen pluss belastning fra spennstagene og vertikalspenningen er liten. Påvirkningen av sprekkeorienteringen er derfor ikke like tydelig som i Figur 7-3. Det betyr at andre faktorer kan være styrende for stabiliteten og forklare hvorfor ikke størst total forskyvning er observert for sprekkeplan med retning $64,5^\circ$.

Både fordi belastningen fra spennstagene ikke er perfekt horisontal (spennstagene spres ut til forankringskammeret) og fordi bergrommene påvirker spenningsbilde er det svært usikkert om største hovedspenning faktisk er horisontal. Dette kan være en forklaring til at ikke resultatene stemmer med Figur 7-3. For å verifisere kritisk sprekkeretning anbefales det derfor å utføre analyser med andre programmer.

7.2.5 Bergmasse og sprekkeegenskaper som kontrollerende faktor for stabiliteten

I de fleste store fjellskred er utvikling av bruddplanet ikke en uniform prosess, men en kompleks deformasjon og bruddannelse mellom sprekker/ slepper og broer av intakt berg

(Nilsen og Broch, 2012). Dette antas også å være tilfellet for landfestet ved Bjørnafjorden, der bergmassen består av hardt berg som er gjennomført av sprekker. Det er derfor utført analyser i både modell 1 og modell 2 for å undersøke hvordan reduserte bergmasse og sprekkeegenskaper påvirker stabiliteten av landfestet.

Homogen bergmasse

I Tabell 7-2 er resultater fra reduserte sprekke- og bergmasseegenskaper presentert. Som det fremgår i tabellen gir ikke reduksjon i residualparametere en betydelig endring i total forskyvning. Reduksjon i residualparametere vil kun påvirke resultatet dersom berget går i skjær eller strekkbrudd, noe som indikerer at berget ikke er gått i brudd i analysene. Med 30 % reduserte maksimal styrkeegenskaper er det fortsatt ingen betydelig endring i total forskyvning. Resultatene indikerer derfor at bergmassen ikke er i bruddtilstand og at det skal en ytterligere reduksjon i bergmasseegenskapene til, før berget går i brudd.

Som det fremgår av kapittel 3.5.2 gir redusert E-modulus økt deformasjon, samme tendens registeres i analyse 1.10 (Figur 6-8, kapittel 6.2.1). En knusningsone/ svakhetsone er områder med typisk lav E-modulus for vanlig norske geologiske forhold. I analyse 1.10 øker total forskyvning markant ved reduksjon av E-modulus fra 60 % til 80 %. Dette viser viktigheten av å etablere landfestet i bergmasse med god kvalitet og unngå svakhetssoner. Som nevnt, er det ikke mulig å sette en eksakt verdi for kritisk E-modulus uten å kalibrere modellen. Andre parametere som bergmassestyrke, in-situ spenninger, terrengoverdekning og sprekker vil også påvirke deformasjon.

Modell 2 – med sprekkeseett S1 og S2

I modell 2 er det utført analyser med 30 og 50 % reduserte bergmasseegenskaper (duktil materialmodell) samt 30 og 50 % reduserte sprekkeegenskaper, se sammenstilte resultater i Tabell 7-2. Resultatet viser at reduserte sprekkeegenskaper påvirker total forskyvning betydelig mer enn reduserte bergmasseegenskaper. Dette er i samsvar med teori presentert i kapittel 3.5 om at deformasjonen i bergmasse av god kvalitet hovedsakelig er styrt av sprekker som gjennomsetter bergmassen. Sprekker er i modell 2 modellert som kontinuerlige, det vil si at skjærbrudd kan oppstå langs en sprekk, uten at brudd må gå gjennom intakt berg. Dette medfører at bergmassestyrke er mindre viktig og forklarer derfor hvorfor sprekkeegenskaper påvirker global stabilitet mer enn bergmasseegenskaper.

Tabell 7-2: Sammenstilling av resultater for reduserte styrkeegenskaper. Viser total forskyvning for punktene M1 og M2 i de ulike analysene.

Sammenstilling av reduserte styrkeegenskaper		
	M1 (m)	M2 (m)
Modell 1 - ana1.1 Homogen modell	0,0015	0,0009
Modell 1 - ana1.5 Residual bergmasse egenskaper - 30 %	0,0015	0,0009
Modell 1 - ana1.6 Maksimal bergmasse egenskaper -30%	0,0015	0,0009
Modell 2 - ana2.3 Sprekkesett S1&S2 inkludert	0,0025	0,0015
Modell 2 - ana2.7 Maksimal bergmasse egenskaper - 50 %	0,0028	0,0018
Modell 2 - ana2.8 Sprekke egenskaper -50%	0,0081	0,0042

Økningen i total forskyvning er langt større når sprekkeegenskapene reduseres fra 30 til 50 % enn fra 0 til 30 %. Dette indikerer at stabiliteten ikke avtar lineært med reduserte friksjonsegenskaper. Dette viser at sprekker med lav friksjon vil ha særdeles stor betydning for stabiliteten. Det er ikke rapportert om større sprekkesett eller slepper med leirinnfylling i Norconsult (2015) som angivelig har større betydning for stabiliteten.

Med inngangsdata som antatt best tilsvarer Bjørnafjorden vil modellen være ustabil dersom friksjonsvinkelen mindre enn 27.3° og kohesjon mindre enn 0,14 Mpa. Som det fremgår av Tabell 7-3 er friksjonsvinkel mindre enn 27° lite sannsynlig for magmatiske bergarter. Det er ikke rapportert leirfylte i Norconsult (2015), og dermed kan det antas at reelle friksjonsvinkel og kohesjon ikke er lavere enn 27° og 0,14 MPa og dermed at situasjonen er stabil i Bjørnafjorden.

Tabell 7-3: Skjærstyrke av diskontinuiteter i ulike bergarter (etter Barton, 1974).

Skjærstyrke av diskontinuiteter		
Beskrivelse	Maks ϕ ($^\circ$)	Maks C (Mpa)
Dioritt (leirfylte slepper)	26,5	0
Granitt (tektonisk bruddsone/ lagdelt granitt)	42	0,24
Kvartsitt	36-38	0,042 - 0,09
Basalt (leiring basaltisk breksje)	42	0,24

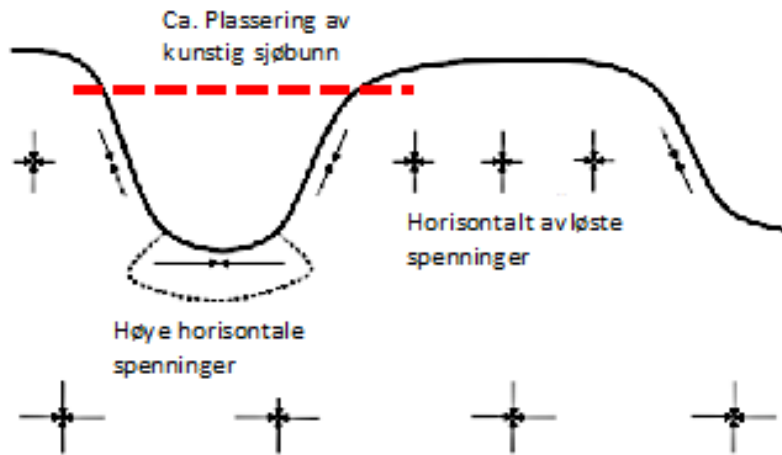
7.2.6 Påvirkning av terrengoverflate

Ved brattere topografi øker sannsynligheten for lav naturlig stabilitet. Omfattende studier på fjellskred i bratte bergskråninger langs norske fjorder viser at det flere steder er marginal sikkerhet mot skred, uten at marginen kan tallfestes (NGU, 2015). Effekten av redusert naturlig stabilitet neglisjeres ved å bruke referansetrinn i modelleringene (se kapittel 8.2.1), dermed skal lav naturlig stabilitet ikke påvirke resultatene med endret skråningsvinkel.

I analysene med endret skråningsvinkel ligger forankringsplaten 70 meter horisontalt inn i skråningen og med 30 meter overdekning uavhengig skråningsvinkel. Dermed gir økt skråningsvinkel økt volum av bergmasse foran forankringsplaten. Større volum forårsaker høyere normalspenning på potensielle bruddplan, noe som teoretisk vil øke stabiliteten. Overnevnte er motsatt av hva som fremkommer av analysene med endret skråningsvinkel, der økende bratthet på skråningen medfører større total forskyvning. En årsak kan være at et potensielt bruddplan i underkant av modellen er lengre ved slakere skråningsvinkel, noe som vil virke stabiliserende. Når skråningsvinkelen blir brattere enn 55° vil også sprekkeseffekt S1 ha utgående i skråningen, dermed vil brudd kunne inntreffe langs et sprekkeplan. Dette antas å påvirke stabiliteten, men som det fremgår av resultater med endret fallvinkel (kapittel 6.2.2.4, Figur 6-12) endres ikke total forskyvning betydelig når sprekker har utgående i skråningen.

7.2.7 Påvirkning av in-situ spenninger og jordskjelv

Landfestet ved Bjørnafjorden planlegges etablert med 30 meter overdekning og 70 meter inn i fjord siden. Som følge av lav overdekning vil vertikalspenningen være liten og dermed blir også horisontalspenningene i de numeriske modelleringene små (horisontalspenningene er definert med et forhold (K-verdi)) ifht. vertikalspenningen, se kapittel 5.2.6). Effekten av endret K-verdi antas derfor å være liten, dette viser også resultatene (se Figur 6-11, analyse 2.9). Horisontalspenningen i-planet (normal på skråningen) er liten fordi spenningen "bøyes av" som vist i Figur 7-4. Dette medfører at landfestet ligger i et spenningsavløst område og landfestet blir derfor lite påvirket av horisontalspenningen. Spenningen parallelt med skråningen kan derimot være høyere, noe som ofte også er tilfellet (Myrvang, 2001). Økt spenning parallelt med skråningen vil virke stabiliserende for landfestet fordi det øker normalspenningen på eventuelle sprekker normalt på skråningen (sidefriksjon). Resultatene viser at endret spenning parallelt med skråningen ikke påvirker stabiliteten av landfestet betydelig. Dette er fordi økt spenning ikke vil påvirke stabiliteten i 2D, men påvirkningen av sidefriksjon er studert i RS3 modelleringene (3D).



Figur 7-4: Viser hvordan in-situ spenninger påvirkes av topografien (modifisert fra Li, 2015).

Etablering av bergrommene vil også påvirke spenningsbilde i skråningen. Det indueres spenninger som vil påvirke stabiliteten i modellen. Størrelsen og retning på de induerte spenningene kan endres ved å forandre form og størrelse på bergrommene (Li, 2015). Dette er derimot ikke undersøkt og antas å ha liten betydning for stabiliteten av landfestet fordi det er lave in-situ spenninger.

Dersom planlagt landfeste etableres i et område med høyere fjell som stiger bratt opp fra fjorden vil det, som vist i Figur 7-4, være store anisotrope spenninger. Dette vil teoretisk være positivt for stabiliteten fordi det øker normalspenningen sprekkeplan, noe som øker skjærmotstanden (Nilsen og Palmstrøm, 2000). Høye anisotrope spenninger kan derimot gi andre problemer ved driving av bergrom og avskallinger parallelt med skråningen (Myrvang, 2001).

Fra analyse med jordskjelv observeres det en markant økning i total forskyvning både for modell 1 og 2 (Figur 6-6, kapittel 6.2.1 og Figur 6-9, kapittel 6.2.2). Det er derfor tydelig at jordskjelv påvirker global stabilitet av landfestet. Det er anvendt en jordskjelvsfaktor på 0,25 etter likevektsberegninger fra Nilsen (2015). I Jibson (2011) er det benyttet en jordskjelvscoeffisient på 0,15 for jordskjelv med magnitudo 8,25. Dermed vurderes en jordskjelvscoeffisient på 0,25 å være urealistisk høy for Bjørnafjorden. I vedlegg E er det vist konturplott av total forskyvning for jordskjelv. Det observeres at hele skråningen har betydelig større total forskyvning som følge av jordskjelv er inkludert. På bakgrunn av valgt jordskjelvsfaktor er det ikke mulig å vurdere hvor mye et jordskjelv med lavere magnitudo

påvirker stabiliteten, men det kan konkluderes med at jordskjelv vil redusere global stabilitet av landfestet.

7.2.8 Sammenlikning av LEM og numeriske analyse med definert kile

I analyse 3.2 og 3.1 er utført analyser der det er definert to distinkte sprekker som danner en kile ut fra forankringskammeret. Hensikten med analysene er å finne kritisk sprekkeretning og studere hvordan reduserte sprekkeegenskaper påvirker stabiliteten av en definert utrivningslegeme. Analysene danner dermed et sammenlikningsgrunnlag for likevektanalysene. Resultatene fra modellering med definert kile viser at størst total forskyvning er, når skjærsprekken er horisontal og når fallvinkelen på avløsningssprekken er 60° innover i skråningen.

Med 60° fallvinkel på avløsningssprekken er det en differanse på 20° i forhold til fallretning som gir størst total forskyvning i analyse 2.12 (endring av fallvinkel på sprekkesett). Begge analyser indikerer dermed at sprekkefall bratt inn i skråningen gir størst total forskyvning.

Noe overraskende er det at størst forskyvning inntreffer når skjærsprekken er horisontal. Ved økende bratthet på skjærsprekken (forutsatt skjærsprekken har utgående i skråning) vil gravitasjonskraften parallelt med en skjærsprekke øke, og dermed øker også de drivende kreftene (Nilsen og Broch, 2010), noe som observeres i LEM analyse 1. Dette antyder at gravitasjonskraften er av mindre betydning enn uttrekkskraften fra kunstig sjøbunn i de numeriske analysene. Dette kan være fordi i likevektsberegninger behandles utrivningslegeme som en rigid blokk, mens i de numeriske analysene beregnes spenninger i hvert element i utrivningslegeme. I likevektsberegningene er også bevegelsesretningen antatt å være parallell med skjærsprekken, det er derimot vist av bevegelsen i de numeriske analysene er skrått oppover rettet. Dette vil påvirke hvordan skjærmotstand mobilises på skjærsprekken. Ved horisontal skjærsprekke vil arealet av skjærplanet være mindre, noe som påvirker kohesjonsbidraget i skjærmotstanden.

Det er derimot liten forskjell mellom total forskyvning i den definerte kilen og på yttersiden. Dette indikerer at deformasjonen er lite påvirket av de definerte sprekkeene og at total forskyvning for egenskaper som i analyse 3.1 og 3.2 ikke er strukturbestemt. Dersom styrkeegenskapene på sprekkeene reduseres (ϕ og C) øker total forskyvning av utrivningslegeme betydelig (se Figur 6-18, kapittel 6.2.3). Det blir et markant skille mellom forskyvning i blokken og på utsiden, når friksjonsegenskapene er redusert med mer enn 10 %.

Dette indikerer at forskyvningen styres av sprekke, noe som er samme konklusjon som da det ble modellert med sprekkesett (kapittel 7.2.4).

Reduksjon i maksimal friksjonsvinkel eller kohesjon påvirker ikke total forskyvning betydelig. En reduksjon i residual friksjonsvinkel påvirker derimot stabiliteten til utrivningslegeme, se Figur 6-18, kapittel 6.2.3. Det betyr at det skjer en skjærbevegelse som er større enn maksimal skjærstyrke, dermed styres videre deformasjonen av residualparametere. Residual friksjonsvinkel tilsvarer friksjon når ujevnheter er skjært, og er i oppgaven antatt å være 26°. En reduksjon på mer enn 10 % gir en betydelig økning i total forskyvning og modellen blir ustabil (residual kohesjon er 0 MPa). I likevektsanalysene var modellen ustabil når friksjonsvinkelen var mindre enn 36° for kohesjons løs skjærsprekke med fall på 30°. Bedre stabilitet antas å skyldes at flere faktorer påvirker den numeriske modellen og bevegelsesretningen ikke er gitt.

7.3 DISKUSJON AV RS3 RESULTATER OG SAMMENLIKNING MED RS2

Som nevnt i kapittel 3.6.2 er 3D modellering nødvendig når faktorer inn i planet ikke kan neglisjeres. For stabilitetsanalyser av landfestet for kunstig sjøbunn vurderes friksjon på sideflater (ut av planet) som en viktig faktor, noe som ikke blir tatt hensyn til i 2D modelleringer. En sammenstilling av resultater fra 2D og 3D modellering er vist i Tabell 7-4. Som det fremgår av tabellen er total forskyvning betydelig mindre for både standardparametere og for tørr analyse. Dette bekrefter at faktorer ut av planet (f.eks. sidefriksjon) har stor betydning for stabiliteten av landfestet. RS3 vurderes derfor som best egnet for å analysere global stabilitet av landfestet. 2D modellering kan brukes som et verst tenkelig scenario og dimensjonering fra 2D vil gi tilstrekkelig stabilitet. RS2 modelleringen er også nyttig for å vurdere hvordan ulike geologiske forhold påvirker stabiliteten og gir en indikasjon på hvordan belastningen fordeles ut i bergmassen.

Tabell 7-4: Sammenstilling av resultater fra RS2 og RS3.

Sammenstilling av 2D og 3D resultater		
	M1 (m)	M2 (m)
Modell 1 (2D) – Ana 1.1 homogen	0,001470	0,000900
Modell 5 (3D) - Ana 5.1 homogen	0,000072	0,000022
Modell 1 (2D) - Ana 1.3 tørr	0,001470	0,000878
Modell 5 (3D) - Ana 5.2 tørr	0,000081	0,000011

Total forskyvning i RS3 modelleringene er maksimalt 0,07 mm. Sensitivtanalyser fra RS2 modelleringene viser at det skal betydelig reduksjon i styrkeegenskaper før modellen blir ustabil. Uttrekkskraften kan også økes 6 ganger før modellen blir ustabil. RS2 analysene viser et vært tenkelig scenario fordi sidefriksjon neglisjeres. Basert på dette, vurderes landfestet for kunstig sjøbunn i Bjørnafjorden for stabilt og relativt konservativt.

7.4 USIKKERHETER FOR STABILITETSANALYSER AV LANDFESTET VED BJØRNAFJORDEN

Det er utført to uavhengige stabilitetsanalyser for stabilitet av berg mot utrivning med utgangspunkt i Bjørnafjorden. Kvaliteten av stabilitetsanalysene er ikke bedre enn kvaliteten på inngangsparameterne. Å fremskaffe representative inngangsdata for alle parametere er problematisk, noe som betyr at resultatene ikke kan tolkes som entydig og korrekte. I stabilitetsanalysene er det også gjort betydelige forenklinger av virkeligheten ved oppbygning av modellen. Dette tatt i betraktning, er likevektsanalyser og numeriske analyser nyttige når resultatene fremstår troverdige og kan relateres til observasjoner i virkeligheten. Det har ikke vært mulig å verifisere modellen i dette studiet fordi det krever at landfestet er etablert. Det er ingen tilsvarende løsninger som kan benyttes for å verifisere resultatet fordi landfestet for kunstig sjøbunn er et nytt konsept. Stabilitetsanalysene kan derfor hovedsakelig benyttes som en kvalitativ analyse for å vurdere hvordan ulike inngangsdata påvirker stabiliteten. Analysene kan også gi en indikasjon på stabiliteten for antatte geologiske forhold, men det vil ikke være mulig å bestemme eksakt stabilitet som følge av usikre inngangsdata. Det er derfor vesentlig å være klar over viktige begrensinger og usikkerheter relatert til stabilitetsanalysene utført i dette studiet.

Som beskrevet i kapittel 7.1 er antagelser for bruk av plan utglidning i likevektsberegninger ikke oppfylt for geologiske forhold tilsvarende Bjørnafjorden. Likevektsberegningene kan derfor benyttes for å vurdere hvordan stabiliteten av et antatt utrivningslegeme påvirkes av ulike geometriske forhold og skjærstyrkeparametere.

I de numeriske analysene er det ingen forhåndsdefinerte bruddplan, men det må defineres svært mange inngangsparametere. Usikkerheten i de numeriske analysene er derfor hovedsakelig forbundet med definisjon av inngangsparameterne.

I de numeriske analysene er det benyttet total forskyvning for å vurdere global stabiliteten av landfeste. Det er ikke mulig å bestemme hvilken total forskyvning som er kritisk, uten å utføre deformasjonsmålinger på bergmassen når landfestet er etablert. Deformasjonsmålingene kan benyttes for å kalibrere modellen og dermed estimere stabilitet av berg mot utrivning

Både i likevektsanalysene og i de numeriske analysene er det vist at friksjon langs sprekker påvirker stabiliteten betydelig. Friksjonsegenskapene er estimert ut fra litteratur og fremstår derfor som svært usikrere. Det er antatt en normalspenning for utregning av friksjonsegenskapene tilsvarende teoretisk vertikalspenning med 30 meter overdekning. Som følge av topografien og usikkert bruddforløp vil normalspenningen på eventuelle bruddplan variere, noe som påvirker beregnet friksjon. Det er ikke modellert med diskontinuerlige sprekker eller varierende sprekkeavstand, noe som antas å være viktig for stabiliteten av landfestet. Dette er utgjør en viktig begrensning av de utførte sensitivitets analysene.

I virkeligheten er geologien kompleks og anisotrop, dermed er antagelsene i modellen om homogen og isotrop bergmasse urealistisk. Bergegenskaper er estimert ut fra litteratur og Norconsult (2015). Det er ikke utført prøver på bergmassen og egenskapene bygger derfor på en kvalitativ beskrivelse av bergarten. Det er derfor stor usikkerhet i styrkeegenskapene til bergmassen.

Fordi landfestet er i tilknytting til havet er grunnvannsnivået en vesentlig faktor i stabilitetsanalysene. Det er ikke undersøkt hvordan varierende grunnvannsnivå påvirker stabiliteten modellen, det er heller ikke tatt hensyn til grunnvannstrøm i modellen. Vannforhold er komplekse, noe som medfører store usikkerheter i modelleringen.

8. KONKLUSJON OG ANBEFALINGER FOR VIDERE ARBEID

8.1 KONKLUSJONER

Det er i dette studiet undersøkt stabilitet av berg mot utrivning for landfestet av kunstig sjøbunn. Likevektsberegninger gir svar på hvordan stabiliteten av et definert utrivningslegeme påvirkes. Det er tatt utgangspunkt i en plan utglidningsmodell der en skjærsprekke og en avløsningsprekk definerer utrivningslegeme. Antagelsene for bruk av likevektsberegninger er ikke oppfylt for geologiske forhold tilsvarende Bjørnafjorden. Likevektsberegningene kan derfor kun anvendes for å vurdere hvordan ulike faktorer påvirker stabiliteten generelt. Funn fra likevektanalysene er:

- Stabiliteten av utrivningslegeme er følsom for geometrien av den ytre skråningen og stabilitet i ubelastet tilstand. Både økende skråningsvinkel og fallvinkel på skjærsprekke reduserer stabiliteten av utrivningslegeme.
- Reduksjon av friksjonsegenskaper (kohesjon og friksjonsvinkel) langs skjærsprekken reduserer stabiliteten av utrivningslegeme.

I de numeriske stabilitetsanalysene er det vurdert stabilitet og form av utrivningslegeme for Bjørnafjorden. Konklusjoner fra de numeriske analysene er:

- Total forskyvning i RS3 (3D) er betydelig mindre enn i RS2 (2D). Dette betyr at faktorer ut av planet påvirker stabilitet av utrivningslegeme.
- Det er ikke mulig bestemme margin mot utrivning av berg uten at modellen kalibres med målte reelle deformasjoner. Det anbefales derfor at deformasjonsmålinger utføres når landfestet er etablert på punkter tilsvarende U1 og M1 (se kapittel 7.2.2).
- Formen av utrivningslegeme påvirkes av sprekker. Sprekkesett med fallvinkel 100° gir størst total forskyvning.
- Utrivning av berglegeme er i den retning avstanden fra forankringsplaten til terrengoverflaten er minst.
- Reduksjon av sprekkeegenskaper øker deformasjonen mer enn reduksjon av bergmasseeenskaper.
- In-situ bergspenninger påvirker ikke stabiliteten av utrivningslegeme betydelig.
- Økende skråningsvinkel reduserer stabiliteten av utrivningslegeme.

- Det er ikke funnet entydige resultater for hvordan vann på skråningssiden påvirker stabiliteten av landfestet.

Dersom landfestet etableres 70 meter inn i skråningen og med 30 meter overdekning anses landfestet å være stabilt med antatt geometri og geologi tilsvarende for Bjørnafjorden. Det er ikke mulig fastslå hvor stor margin det er på stabiliteten uten å kalibrere modellen.

8.2 ANBEFALINGER FOR VIDERE ARBEID

Nedenfor følger forslag til videre arbeid.

1. Utføre mer nøyaktig geologisk kartlegging med blant annet estimering av skjærstyrke på sprekker for Bjørnafjorden. Dette vil redusere usikkerhetene for inngangsparametere i analysen.
2. Når landfestet er etablert, bør det utføres deformasjonsmålinger på anviste steder for å kalibrere den numeriske modellen. Det vil da være mulig å fastslå med større sannsynlighets margin på stabiliteten mot utrivning.
3. Utføre mer omfattende 3D numeriske analyser for å undersøke hvordan diskontinuiteter påvirker stabiliteten av landfestet når faktorer ut av planet inkluderes.
4. Verifiserer resultater fra RS2 og RS3 med diskontinuerlige numeriske modeller som for eksempel med FLAC3D eller UDEC.
5. Utføre grunnstrømsanalyse for å vurdere hvordan etablering av bergrommene påvirker vanntrykket og utføre mer omfattende studier på hvordan vann på skråningssiden påvirker stabiliteten av landfestet.

9. REFERANSER

Amann, F. (2015) *Discontinuities*. Forelesningsnotater fra ”Rock mechanics and rock engineering,” Zürich, Sveits, Swiss federal institute of technology (ETH).

Barton, N. R. (1972) A model study of rock-joint deformation, *International Journal of Rock Mechanics. Mining and Civile engineering*, 9, s. 579-602.

Barton, N. R. (1974) A review of the shear strength of filled discontinuities in rock. Norges geotekniske institutt (NGI). *Publikasjon nr. 105*. Oslo, Norges geotekniske institutt (NGI).

Barton, N. R. (1976) The shear strength of rock and rock joints. *International. Journal of Rock Mechanics. Mining and Civile engineering*, 13, No. 9, s. 255-279.

Barton, N. R. & Bandis, S. C. (1990) Review of predictive capabilities of JRC-JCS model in engineering practice. *Proceedings fra konferanse på rock joints*, Loen, s. 603-610, Rotterdam, Balkema.

Blikra, L. H. (2012) Evaluering av drenering som risikoreduserende tiltak ved Åknes. Åknes rapport 07. (Internett). Tilgjengelig fra:
<https://www.fylkesmannen.no/Documents/Dokument%20FMMR/Samfunnstryggleik%20og%20beredskap/54.1.%20Fjellskred/Rapportar/Aaknes%202010%20-%20drenering.pdf> (hentet: 01.06.2016).

Emdal, A. (2014) *Introduksjon til Geoteknikk*. Trondheim, Institutt for bygg og miljø, Norges tekniske naturvitenskaplige universitet (NTNU).

Gimsing, N. J. (1997) *Cable supported bridges concept & design*. 2. Utg. Chichester, England. John Wiley & Sons Ltd.

Google Earth (2016) Kartgrunnlag for Bjørnafjorden. (Internett). Tilgjengelig fra:
<https://www.google.com/earth/> (Hentet: 10.02.2016).

Grønhaug, A. (1987) Tunneldrift under vann. *Internrapport 1325*. Oslo, Vegdirektoratet.

Gulesider (2016) Kartgrunnlag for Bjørnafjorden. (Internett). Tilgjengelig fra:
<http://kart.gulesider.no/> (hentet: 10.02.2016).

Hammah R. E., Yacoub T. & Corkum B., Curran, J. H. (2006) The practical modelling of discontinuous rock mass with finite element analysis. Proceedings fra: *42nd US rock mechanics symposium*. American rock mechanics association.

Hanssen, T. H. (1998) Rock stresses and tectonic activity. *Fjellsprengningskonferansen 1998*, Norsk forening for fjellsprengningsteknikk (NFF), s. 29.29 - 29.10.

Hoek, E. (2006) *Practical rock engineering*, Hoeks corner, RocScience. (Internett). Tilgjengelig fra: <https://www.rocsience.com/documents/hoek/corner/Practical-Rock-Engineering-Full-Text.pdf> (hentet: 08.04.2016).

Hoek, E. & Diederichs, M.S. (2006) Empirical estimation of rock mass modulus. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 43, 203–215.

Jaeger J.C., Cook N. G. W., Zimmerman R. W. (2007) *Fundamentals of Rock Mechanics*, 4. utgave. Oxford. Blackwell.

Jibson, R. W. (2011) Method for assessing the stability of slopes during earthquakes – A retrospective. *Engineering geology*, 122, s. 43-50.

Kynningsrud (2016) Kapasiteter lissestag. (Internett). Tilgjengelig fra <http://www.kynningsrud.no/wp-content/uploads/2015/09/Lissestag-pr-2015.pdf> (Hentet: 02.02.2016).

Li, C.C. (2015) *Applied rock mechanics*. Trondheim, Institutt for geologi og bergmekanikk, Norges tekniske naturvitenskaplige universitet (NTNU).

Li, C. C. & Stillborg, B. (1999) Analytical models for rock bolts. *Internasjonal journal of rock mechanics and mining sciences*, 36, s. 1013-1029.

Littlejohn, G. S. & Bruce, D. A. (1977) Rock anchors - state of the art. *Foundation publications LTD, 1977*, England.

Myrvang, A. (2001) *Bergmekanikk*. Trondheim, Institutt for geologi og bergmekanikk, Norges tekniske naturvitenskaplige universitet (NTNU).

Neby, A. (2015) Bolter og ankere (stag), Forankringslengde i berg. Presentasjon fra Bergmekanikkdagen februar 2015, Trondheim Norge.

- NGI (2015) *Landfeste for kunstig sjøbunn*. [Upublisert teknisk notat]. Oslo, Norges geotekniske institutt (NGI).
- NGU (2015) *Fjellskred i Norge*. (internett). Tilgjengelig fra: <https://www.ngu.no/emne/fjellskred-i-norge> (Hentet: 04.06.2016).
- NGU (2016) Nasjonal berggrunnsdatabase. (Internett). Tilgjengelig fra: <http://geo.ngu.no/kart/berggrunn/> (Hentet: 01.03.16).
- Nilsen, B., & Broch, E. (2012) *Ingeniørgeologi – berg, grunnkurskompendium*. Trondheim, Institutt for geologi og bergmekanikk, Norges tekniske naturvitenskaplige universitet (NTNU).
- Nilsen, B. & Palmström, A. (2000) *Engineering geology and rock engineering – Handbook no. 2*. Oslo, Norge. Norsk forening for fjellsprenningsteknikk (NFF).
- Nilsen, B. (2015) Skråningsstabilitet. Forelesningsnotater i faget TGB4190 ”Ingeniørgeologi VK.” Trondheim, Norges tekniske naturvitenskaplige universitet (NTNU).
- Norconsult (2015) Bjørnafjorden – Submerged tube bridge, Ingeniørgeologisk vurdering av landområdene for fundamentering og forankring. [Upublisert rapport]. Sandvika, Norconsult.
- Ongstad, A. & Bergh-Christensen, J. (2010) Strekkforankring i berg. *Fjellsprenningsdagen 2010*. Norsk forening for fjellsprenningsteknikk (NFF), s. 21.1-21.15.
- Pabst, T., Morgan, E.K., Valstad, T. & Rasmussen, E. (2015) 3D modelling of wind turbine foundation and anchorage. *Fjellsprenningsdagen 2015*. Norsk forening for fjellsprenningsteknikk (NFF), s. 29.1-29.15.
- Pedersen, Ø., Egset, G. & Bruland, J. I. (2015) Nye Sotrabraua, tekniske forprosjekt del 2, teknisk del. (Internett). Tilgjengelig fra: http://www.vegvesen.no/_attachment/992376/binary/1052502?fast_title=FR9+Teknisk+forprosjekt+nye+Sotrabraua%2C+del+2%2C+teknisk+del.pdf. (Hentet: 02.02.16).
- Ramamurthy T. & Arora, V. K. (1994) Strength predictions for jointed rocks in confined and unconfined states. *International Journal of Rock Mechanics. Mining and Civil engineering*. 31, s. 9-22.

Reinertsen (2015) Skisser av kunstig sjøbunn. [Upublisert materiale]. Trondheim, Reinertsen.

RocScience (2016) RS2 online brukerhjelp. (Internett). Tilgjengelig fra:
<https://www.rocscience.com/help/phase2/webhelp9/phase2.htm> (lest: 04.03.16).

RocScience (2016b) RS3 online brukerhjelp. (Internett). Tilgjengelig fra:
<https://www.rocscience.com/help/RS3/webhelp/RS3.htm> (lest: 05.05.16).

RocScience ink. (2005) RS2 (tidligere Phase2) Version 9.0 – 2D Finite element analysis for excavations and slopes. (Internett). Tilgjengelig fra: <https://www.rocscience.com/>, Toronto, Canada. (Hentet 05.05.2016).

RocScience ink. (2015) RS3 Version 1.0 – 3D Finite element analysis for excavations and slopes. (Internett). Tilgjengelig fra: <https://www.rocscience.com/>, Toronto, Canada. (Lest: 05.05.2016).

RockScience ink. (2016) RocData version 5.0. (Internett). Tilgjengelig fra:
<https://www.rocscience.com/rocscience/products/rocddata>, Toronto, Canada. (Lest: 05.05.2016).

Scheldt, T. (2002) *Comparison of continuous and discontinuous modelling for computational rock mechanics* (Doktorgradavhandling). Trondheim, Institutt for geologi og bergmekanikk, Norges tekniske naturvitenskaplige universitet (NTNU).

Semenza, E. & Ghirotti, M. (1999) History of the 1963 Vaiont slide: the importance of geological factors. *Ingeniørgeologi-Berg VK kurs, våren 2013*. Trondheim, Institutt for geologi og bergmekanikk, Norges tekniske naturvitenskaplige universitet (NTNU).

Starfield, A. M. & Cundall, P. A. (1988) Towards a methodology for rock mechanics modelling. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics* 25, s. 99-106.

Svenden, R. H. & Anthun, M. (2013) Bekrefter at regjeringen går for kjempebro. *NRK* (Internett), 20.12.13. Tilgjengelig fra: <http://www.nrk.no/hordaland/regjeringen-gar-for-kjempebro-1.11429828> (Hentet: 01.03.16).

SVV (u.å) *Ferjefri E39*. (Internett). Tilgjengelig fra:
<http://www.vegvesen.no/vegprosjekter/ferjefriE39> (Lest: 04.06.2016).

SVV (2010) *Håndbok V220 Geoteknikk i veibygging*. Oslo. Statens vegvesen.

SVV (2016a) Konkurransesgrunnlag Hardangerbrua, BRU-10 Geometrikontroll for hardangerbrua. (Internett). Tilgjengelig fra:

<https://kgv.doffin.no/app/docmgmt/downloadPublicDocument.asp?DVID=260390&FMT=1&AT=15&ID=67669>. (Hentet: 29.04.16).

Trinh, N. Q. & Holmøy, K. H. (2012) Numerisk modellering i bergmekanikk: hva det kan brukes til, fordeler og ulemper, programvare og begrensninger. *Fjellsprenningsdagen 2012*. Norsk forening for fjellsprenningsteknikk (NFF), s. 27.1 – 27.12.

Trinh, N. & Jonsson, J. (2013) Design considerations for an underground room in a hard rock subjected to high horizontal stress field at Rana Gruber. *Tunneling and underground space technology*, 38, s.205-212.

Valstad, T (u.å.) Forankring av antennemast. Norges geotekniske institutt (NGI). (Internett). Tilgjengelig fra:

http://traktoria.org/files/radio/antenna_masts/forankring_av_antennemast__valstad.pdf. (Hentet: 02.02.16).

Vik Ørsta (2015) CT-bolt brochure. (Internett). Tilgjengelig fra:

http://www.vikorsta.no/Documents/Vik_Orsta/Rock_Support/Product_datasheet/Brochures/CT-bolt-brochure_2014-05_EN_small.pdf (Hentet: 03.05.2016).

Willie, D. C. & Mah, C. W. (2004) *Rock slope engineering: Civil and mining*. Spon press, London.

WordStressMap (2016) Målte bergspenninger for vestlandet, Norge. (Internett). Tilgjengelig fra: http://dc-app3-14.gfz-potsdam.de/pub/casmo/casmo_frame.html (hentet: 08.03.2016).

10. VEDLEGG

Vedlegg A: Bilder av bergmasse for landfestet fra Norconsult (2015).

Vedlegg B: Likevektsberegninger.

Vedlegg C: Bevis for utregning av volum av bergkile for likevektsberegninger.

Vedlegg D: Utregning av normalstivhet og skjærstivhet for sprekkesett S1 og S2.

Vedlegg E: Konturplot fra RS2 modelleringer.

Vedlegg F: Opplastede RS2 og RS3 data filer.

VEDLEGG A: Bilder fra Norconsult (2015).



Lokalitet 1. Kvartsdioritt med en tydelig foliasjon. Bilde er tatt mot forsenkningen/ svakhetssonen rett øst før landfestet på Røtingen.

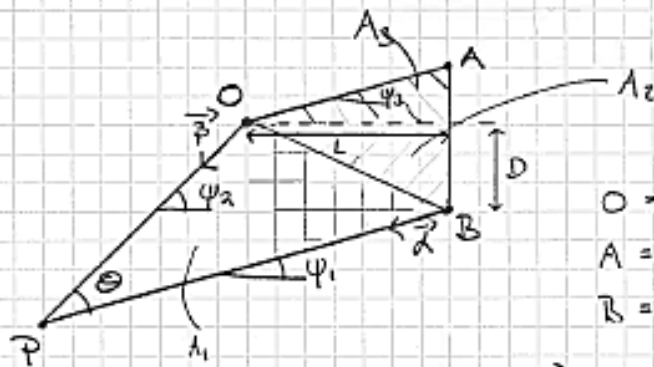


Lokalitet 2. Blokkete monzonolitt.

VEDLEGG B: Excel ark for likevektsberegninger.

	Symbol	Verdi
INNDATA Densitet og gravitasjon		
Tyngdeakselerasjon	g	9,81
Densitet av bergmasse	ρ_k	2650
Densitet av vann	ρ_w, k	1000
Partialfaktor densitet bergmasse	γ_G	1
Partialfaktor densitet vann	γ_G	1
BEREGNINGER Densitet og gravitasjon		
Dimensjonerende densitet av vann	ρ_w, d	1000
Dimensjonerende densitet av bergmasse	ρ, d	2650
INNDATA Geometri		
Fall på skjærsprekke	ψ_1	30
Fall på terreng under havnivå	ψ_2	45
Fall på terreng over havnivå	ψ_3	10
Dybde baksprekke fra havnivå	D	30
Horisontal lengde over vann	L	42
bredde ut av planet	B	20
INNDATA Laster		
Jordskjelvkoeffisient	α, k	0
Partialfaktor jordskjelv	γ_α	1
Karakteristisk horisontal uttrekkskraft per løpemeter	F, k	7,2
Lastfaktor for nyttelast	γ_Q	1
BEREGNINGER Laster		
Dimensjonerende jordskjelvkoeffesient	α, d	0
Dimensjonerende horisontalkraft	F_d	7,2
INNDATA Friksjon (MC-kriteriet)		
friksjonsvinkel	ϕ_k	39
Kohesjon	c_k	0,2
Partialfaktor friksjon	γ_ϕ	1
BEREGNINGER Friksjon		
Dimensjonerende friksjonsvinkel	ϕ_k	39
Dimensjonerende kohesjon	c_d	0,2
BEREGNINGER Geometri:		
Vinkel mellom L_1 og L_2	θ	0,261799
Lengde skjærsprekke	L_1	196,7077
Lengde vløsningssprekk	L_2	181,5197
Tverrsnittareal av kile	A_t	5406,258
Volum av kile	V	108125,2
Areal glidesprekk	A_u	3934,153
Areal tensjonssprekk	A_v	600
BEREGNINGER Likevekt		
Vekt av kile	W	1750,168
Horisontal jordskjelvkraft	F_a	0
Normalkraft	N	1443,69
Skjærkraft	S	1955,908
Drivende krefter	D	999,7916
Sikkerhetsfaktor	FOS	1,88

VEDLEGG C: Bevis utregning av likevektanalysen



$$\begin{aligned} O &= \langle 0, 0 \rangle \\ A &= \langle L, 0 \rangle \\ B &= \langle L, D \rangle \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{enhetsvektor } \vec{BP} \quad \vec{\alpha} &= (-\cos(\psi_1), -\sin(\psi_1)) \\ \text{---} \quad \vec{OP} \quad \vec{\beta} &= (-\cos(\psi_2), -\sin(\psi_2)) \end{aligned}$$

$$\vec{OP} = O + t \vec{\beta} \quad \& \quad \vec{BP} = B + r \vec{\alpha}$$

finner skjæringspunkt mellom \vec{OP} & \vec{BP} , dvs pkt B

$$x: -t \cos(\psi_2) = L - r \cos(\psi_1) \quad (1)$$

$$y: -t \sin(\psi_2) = -D - r \sin(\psi_1) \quad (2)$$

$$\text{fra (1): } t = \frac{r \cos(\psi_1) - L}{\cos(\psi_2)} \quad (3)$$

Setter (3) inn i (2):

$$\frac{L - r \cos(\psi_1)}{\cos(\psi_2)} \cdot \sin(\psi_2) = -D - r \sin(\psi_1)$$

$$\text{Lø } r = \frac{L \tan(\psi_2) + D}{\cos(\psi_1) \tan(\psi_2) - \sin(\psi_1)} \quad (4)$$

finner koordinater til punkt P ved å sette (3) & (4)

$$P = \begin{cases} x = L - \left[\frac{L \tan(\psi_2) + D}{\cos(\psi_1) \tan(\psi_2) - \sin(\psi_1)} \right] \cdot \cos(\psi_1) \\ y = -D - \left[\frac{L \tan(\psi_2) + D}{\cos(\psi_1) \tan(\psi_2) - \sin(\psi_1)} \right] \cdot \sin(\psi_1) \end{cases}$$

$$\Theta = \psi_2 - \psi_1$$

$$L_1 = |\vec{BP}| = \sqrt{\left[\left(L - \left(\frac{L \tan \psi_2 + D}{\cos \psi_2 \cdot \tan \psi_2 - \sin \psi_1} \right) \cos \psi_1 - L \right)^2 + \left(-D - \left(\frac{L \tan \psi_2 + D}{\cos \psi_1 \cdot \tan \psi_2 - \sin \psi_1} \right) \sin \psi_1 - (-D) \right)^2 \right]}$$

$$L_2 = |\vec{OP}| = |P| = \sqrt{\left[\left(L - \left(\frac{L \tan \psi_2 + D}{\cos \psi_1 \cdot \tan \psi_2 - \sin \psi_1} \right) \cdot \cos \psi_1 \right)^2 + \left(-D - \left(\frac{L \tan \psi_2 + D}{\cos \psi_1 \cdot \tan \psi_2 - \sin \psi_1} \right) \cdot \sin \psi_1 \right)^2 \right]}$$

$$A_1 = L_1 \cdot L_2 \cdot \sin(\Theta)$$

$$A_2 = \frac{L \cdot D}{2}$$

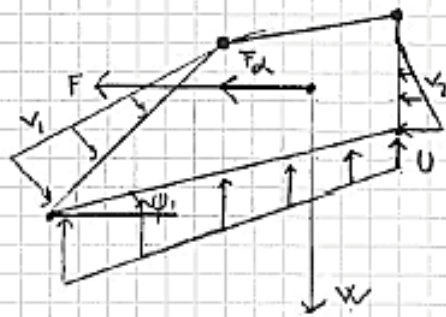
$$A_3 = \frac{L \cdot (L \tan \psi_3)}{2}$$

$$A_{\text{TOT}} = A_1 + A_2 + A_3$$

Volum av definert utvinningsfaget:

$$V = A_{\text{TOT}} \cdot B$$

der B er bredde inn i planet.



$V = \text{Volumen bergmasse (bH)}$
 $W = V \cdot \rho_{\text{bH}} \sim \text{vekt bergmasse}$
 $W' = V (\rho_{\text{bH}} - \rho_w)$
 $F = \text{støtkekraft kundlig sjøbann}$
 $F_a = \alpha \cdot W \sim \text{Jorddejelv-belastning.}$

$$FOS = \frac{\text{Sum av Stabiliserende krefter (S)}}{\text{Sum av Divende krefter (D)}}$$

- antar Mohr-Coulomb bruddkriterium

$$\tilde{\tau} = c + \sigma_n \cdot \tan(\varphi)$$

$$\hookrightarrow S = \tilde{\tau} \cdot A_{\text{brudd}} = c \cdot A_{\text{brudd}} + N \tan(\varphi)$$

$$N = W' \cos(\psi_i) - (F + F_a) \sin(\psi_i)$$

$$\Rightarrow S = cA + [W' \cos(\psi_i) - (F + F_a) \sin(\psi_i)] \cdot \tan(\varphi)$$

- $D = W' \sin(\psi_i) + (F_a + F) \cos(\psi_i)$

$$\Rightarrow FOS = \frac{c \cdot A_{\text{brudd}} + [W' \cos(\psi_i) - (F + F_a) \sin(\psi_i)] \cdot \tan(\varphi)}{W' \sin(\psi_i) + (F_a + F) \cos(\psi_i)}$$

Det antas at vann trykket horisontalt i modellen "nulltes" ut. Det gir kun en oppdrifts effekt som inkluderes med å regne med neddykket vekt (W').

VEDLEGG D: Utrekning av normalstivhet og skjærstivhet for sprekkesett S1 og S2.

Anvendte likninger for beregning av normalstivhet og skjærstivhet på sprekker er gitt under.

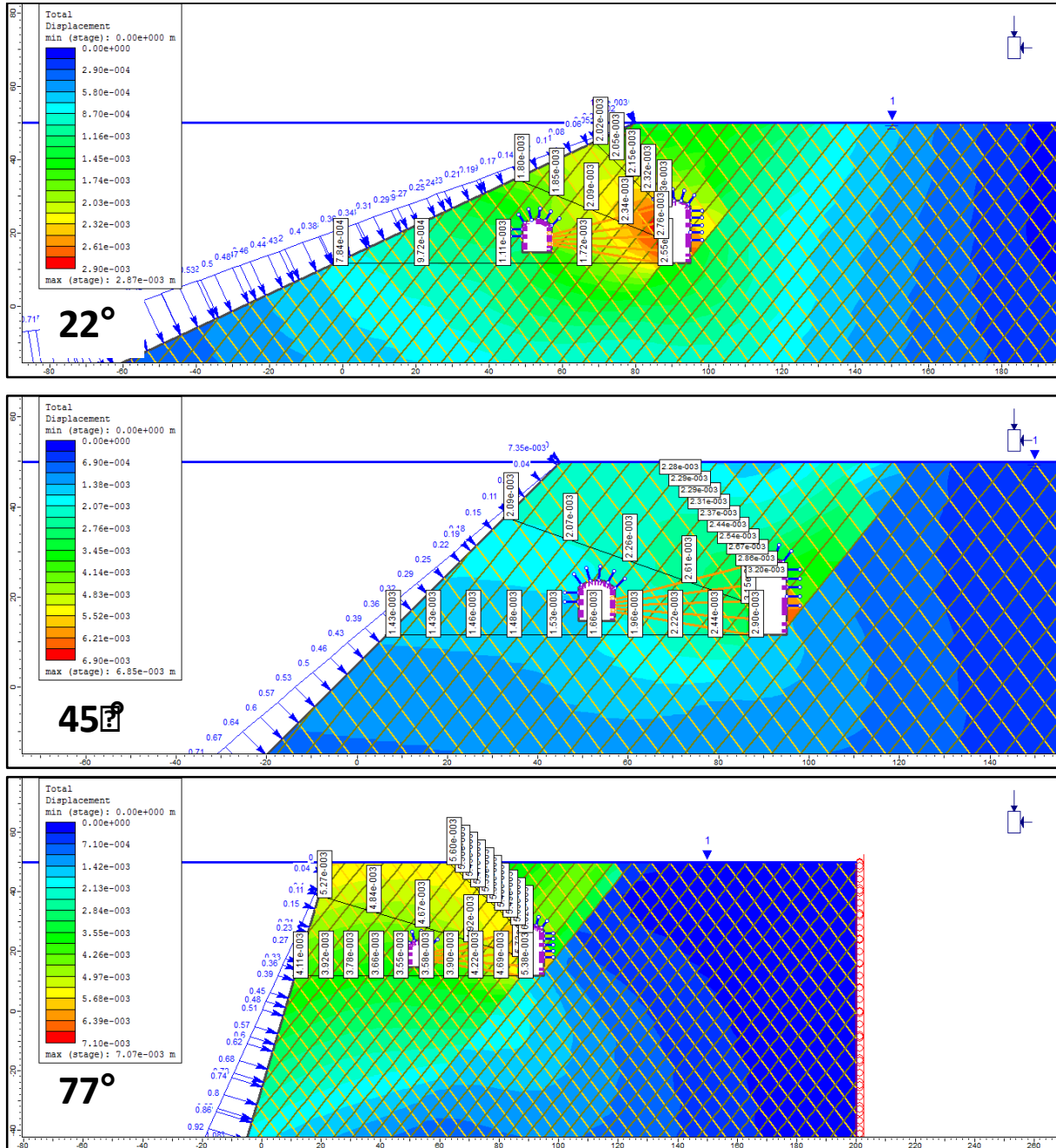
Normalstivhet:	$K_n = \frac{E_i * E_{rm}}{L (E_i - E_{rm})}$	Barton, 1972
Skjærstivhet:	$K_s = \frac{G_i * G_{rm}}{L (G_i - G_{rm})}$	Barton, 1972
Skjærmodulus for bergmasse:	$G_{rm} = \frac{E_{rm}}{2 (1 + \nu)}$	Myrvang, 2001
Skjærmodulus for intakt berg:	$G_i = \frac{E_i}{2 (1 + \nu)}$	Myrvang, 2001

Verdier for beregning av sprekkestivhet er gitt under.

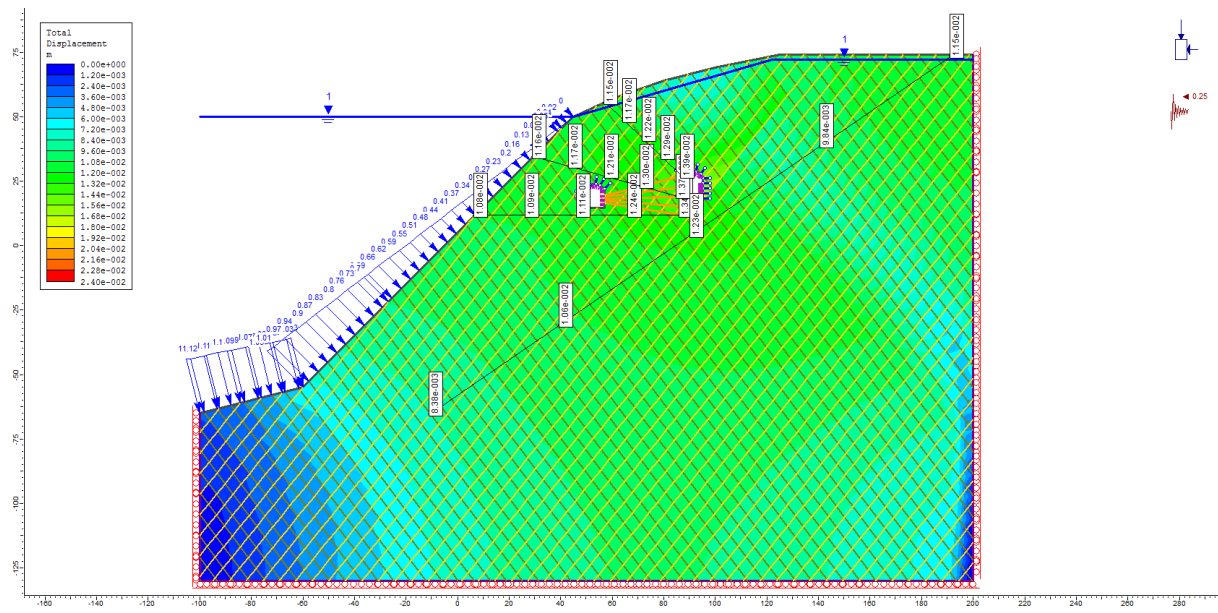
Beregnet stivhet av sprekker				
	Benevning	Sprekkesett S1	Sprekkesett S2	Enhet
Tverrkontraksjonstallet	ν	0,21	0,21	-
Elastisitetsmodulus intakt berg	E_i	60000	60000	MPa
Elastisitetsmodulus bergmasse	E_m	48981	48981	MPa
Skjærmodulus intakt berg	G_i	142857	142857	MPa
Skjærmodulus bergmasse	G_m	20240	20240	MPa
Normalstivhet sprekker	k_n	53342	53341	MPa/m
Skjærstivhet sprekker	K_s	4716	4716	MPa/m

VEDLEGG E: Konturplott fra RS2 modelleringer

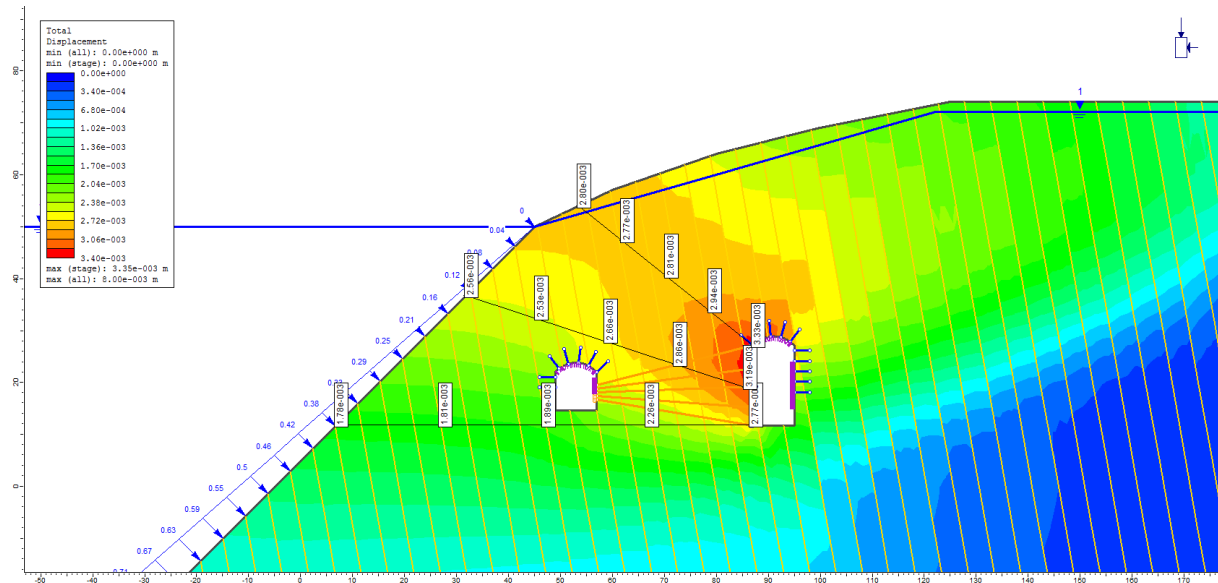
1. Konturplot av total forskyvning fra RS2 modelleringene med skråningsvinkler på 22° , 45° og 77° .



2. Konturplot fra RS2 med jordskjelvsvfaktor på 0,25.



3. Konturplot fra RS2 for analyse 2.12 med fallvinkel på sprekkesett S1 på 100° (fallretning som gir størst total forskyvning).



VEDLEGG F: Opplastede RS2 og RS3 data filer

Filene fra RS2 og RS3 modelleringene anvendt i masteroppgaven er lastet opp i DAIM (RS2_Og_RS3_resultater.zip).