

Vurdering av ingeniørgeologiske forhold og stabilitet ved norske hvelvdammer

Marie Lunde

Geologi

Innlevert: Mai 2013

Hovedveileder: Krishna Kanta Panthi, IGB

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for geologi og bergteknikk



Your ref.: MS/N10T17/IGB/MLKP

Date: 30.08.2012

**GEOL3090 Master Thesis
for
Realfag student Marie Lunde**

ENGINEERING GEOLOGICAL AND STABILITY ASSESSMENT OF ARCH DAMS IN NORWAY

Background

Some of the arch dam projects built in Norway in the sixties to eighties have raised concerns on the long-term stability of their foundations. Three dams are to be considered in this thesis: firstly an arch dam constructed 30 years ago with suspected deficiencies in abutment stability; secondly a double arch dam constructed 50 years ago with somewhat marginal abutment geometry but no known deficiencies; and thirdly a double arch dam under construction designed in accordance with current standards. The master's thesis will compare and contrast conditions at each of the three dams and the approach adopted for their design.

MSc Project Task

The overall aim of this study is to evaluate Norwegian practise in securing stability of the abutments, and find key factors for successful design and stability assessment connected to engineering geology. This Master thesis shall therefore focus on three dams mentioned above and shall address the following;

- Review and assess international and national practices used in the design of abutments and foundations of the arch dams with a main focus on leakage, deformation and dam slope stability issues.
- Carry out field mapping of the dam sites, review and collect available instrumented data and calculations carried out in the past.
- Evaluate engineering geological conditions of dam foundations and abutments of the cases.
- Conduct kinematic assessment and evaluate possible failure conditions connected to discontinuity orientation.
- Assess leakage possibilities through Sarvsfossen dam and also evaluate other potential stability problems, if any.
- Carry out stability assessment connected to abutment deformation in Vinkelfallet dam.
- Carry out toppling analysis for the spillway of Slettedalen dam.
- Discuss on the findings of the evaluation, compare the results for relevant issues and also compare the design methods and highlight on the relevance for future dam foundation design.

For the stability assessment mentioned above analytical and numerical approaches shall be used.

Cooperating partner

Multiconsult AS is the co-operating partner. **Mr. Asbjørn Halvorsen** will be the co-supervisor and contact person at Multiconsult for this MSc work.

The MSc Thesis to start on August 30, 2012 and should be completed by May 31, 2013.

The Norwegian University of Science and Technology (NTNU)
Department of Geology and Mineral Resources Engineering

August 30, 2012



Krishna K. Panthi

Associate Professor of geological engineering, main supervisor

Forord

Denne masteroppgaven er utført ved Institutt for geologi og bergteknikk ved NTNU i Trondheim, høsten 2012 og våren 2013. Oppgaven er gjennomført i samarbeid med Multiconsult, energiavdelingen, med ingeniørgeolog Asbjørn Halvorsen som kontaktperson.

Takk til veilederen min Dr. Krishna K. Panthi, for positivitet og innspill. Jeg vil også takke for all hjelpen jeg har fått fra energiavdelingen til Multiconsult. En spesiell takk til Asbjørn Halvorsen for oppfølging, råd og steinbæring og Oddbjørn Aasen og Stig Arne Strokkenes for tid og diskusjoner. Takk til Ståle Lunde for en flott befaring til Slettedalen dam og Tommy Bjønnes og Otra Kraft for god tilrettelegging ved Sarvsfossen dam. Takk til Gunnar Vistnes på laboratoriet for pedagogiske forklaringer, Pawan Kumar Shrestha for hjelp med modellering, Kim Runar for å svare på en haug med spørsmål og ikke minst Roger for korrekturlesning og verdifull hjelp når tiden går for fort!

Sammendrag

Hvelvdammer overfører store deler av kreftene de blir pålagt til fjellsidene, og det forutsetter derfor at bergmassen er i stand til å motstå disse kreftene. Denne masteroppgaven fokuserer på tre norske hvelvdammer som er bygd i forskjellige tidsperioder. Slettedalen dam ble bygd på 60-tallet og designpraksis var da i stor grad basert på erfaring. Vinkelfallet dam ble bygd på 80-tallet og det er utført stabilitetsberegninger med en anerkjent metode, men det har likevel vært rapportert om noen problemer knyttet til vederlagene. Sarvsfossen dam er under bygging og forventes å være et eksempel på god praksis. Det er i denne sammenheng interessant å sammenligne de ingeniørgeologiske forholdene ved dammene og evaluere designpraksis.

Ingeniørgeologiske problemstillinger som er relevante for hvelvdammer er gjennomgått i en teoridel. I analysedelen er de viktigste problemstillingene for hver av dammene analysert. Det er utført kinematisk analyse av hvelvdammenes vederlag. Det er ikke identifisert potensiale for plan eller kileutglidning i noen av vederlagene, men det er identifisert potensiale for utvelting ved Slettedalen og Vinkelfallet dam. Imidlertid er det konkludert med at utvelting vil styres av ytre faktorer og vil ikke ha noe å si for stabiliteten, så lenge den utsatte bergmassen er beskyttet mot flomvann. I analysen av Sarvsfossen dam er fundamentets tetthet vurdert. Det er konkludert med at fundamentet er så godt som helt tett etter injisering.

Deformasjonsmålinger viser at det kan være bevegelser i det høyre vederlaget til Vinkelfallet dam. Det er derfor utført en numerisk analyse for dette vederlaget. I første omgang ble det forsøkt å estimere bergmassens deformasjonsmodulus ut fra deformasjonsmålingene. Resultatene fra denne analysen ble brukt i en Shear Strength Reduction (SSR) analyse. Denne analysen viser at et brudd vil være komplisert og vil involvere utvelting, gliding langs lagdelingsplan og skjærbrudd. På grunn av usikkerheter forbundet med modellen har det ikke blitt konkludert med noen sikkerhetsfaktor for fundamentet.

Ut fra vurderingen av dammene er det konkludert med at injeksjon, drenering og instrumentering er mer vektlagt i designet av de to nyeste dammene. Det er brukt nye metoder for å vurdere vederlagenes stabilitet ved Vinkelfallet og Sarvsfossen dam. Problemene som er relatert til Vinkelfallet dams vederlag skyldes at de geologiske forholdene er vanskelige og at noen utfordringer kunne vært håndtert bedre. Det er også påpekt at metoden som ble brukt for å regne ut stabiliteten ikke tar høyde for bergmassens oppførsel. Designpraksis for Sarvsfossen dam vurderes å bedre enn for de to andre dammene.

Det er avslutningsvis konkludert med flere faktorer som er viktige for et suksessfullt design og en pålitelig stabilitetsvurdering. Av disse er de viktigste: 1) oppfølging av instrumentering, 2) vurdering av bergmassens erosjonspotensiale før første oppfylling og beskyttelse av utsatt bergmasse og 3) være klar over begrensningen til stabilitetsberegningmetoden som blir brukt.

Abstract

Arch dams transmit large parts of the loads they are subjected to by arch action into the mountainsides. Therefore, the rock mass has to be able to withstand these forces. This thesis focuses on three Norwegian arch dams built in different time periods. The Slettedalen dam was built in the sixties and the approach adopted for the design was based on experience. The Vinkelfallet dam was built in the eighties and the stability has been evaluated with acknowledged methods, but there has still been some deficiencies related to the abutments. The Sarvsfossen dam is under construction and is expected to be an example of good engineering. It is in this context interesting to compare and contrast the conditions at each site and evaluate the practice for design.

Theoretical aspects related to geological engineering at arch dam sites are reviewed. Kinematic analysis are conducted for the abutments and possible failure modes are identified. The results show that there is a potential for toppling at Slettedalen and Vinkelfallet dam. It is concluded that toppling will be controlled by external factors and will not influence the stability as long as the most vulnerable parts are protected from floods. Leakage possibilities at Sarvsfossen dam is evaluated and it is concluded that the foundation after grouting is watertight. It has not been possible to estimate the amount of leakage, but it is assumed to be low.

Deformation studies points out that there is a possibility of movement in the right hand side abutment of Vinkelfallet Dam. For this reason, there has been carried out a numerical analysis of this abutment's stability. The primary issue was to use the deformation measurements in an attempt to estimate the deformation modulus of the rock. The results were then used as input in a Shear Strength Reduction (SSR) analysis which showed that a failure will be complex. Processes like toppling, plane failure and shearing of coherent rock will be involved. Due to the uncertainties associated with the model, no safety factor for the foundation has been concluded.

From the comparisons of the dams it is concluded that grouting, drainage measures and instrumentation are more emphasized at the newest dams. When it comes to stability, new methods are adopted for the design at the Vinkelfallet and Sarvsfossen dam. The deficiencies at the Vinkelfallet dam are mainly due to the fact that the geological conditions is difficult and that the stability method used does not describe the behaviour of the rock mass. The approach adopted for the design of the Sarvsfossen dam is considered better than for the other dams.

Based on the evaluations, several factors that are important for a successful design are highlighted. The most important of these are: 1) follow-up of the instrumentation, 2) evaluation of the erosion potential of the rock mass and protection of vulnerable rock mass and 3) acknowledge the limits of the methods used for evaluating stability.

Innhold

Forord	iii
Sammendrag	v
Abstract	vii
Forklaring av ord	xix
1 Innledning	1
1.1 Bakgrunn	1
1.2 Formål og omfang	2
1.3 Metode	2
1.4 Struktur og begrensninger	3
2 Hvelvdammer	5
2.1 Hvelvdammer i Norge	6
2.2 Hvelvdammer i utlandet	6
2.2.1 Hvelvdamsbrudd	7
2.2.2 Retningslinjer og manualer	8
3 Ingeniørgeologiske undersøkelser	9
3.1 Undersøkelsesfaser	9
3.2 Innsamling av data	10
3.3 Praksis i Norge	11
3.4 Internasjonal praksis	12

4	Hvelvdammer og ingeniørgeologiske problemstillinger	13
4.1	Parametre til stabilitetsutregningen	13
4.1.1	Laster og krefter	13
4.1.2	Diskontinuiteters styrke	15
4.1.3	Bergmassens egenskaper	17
4.2	Stabilitetsanalyse	18
4.2.1	Prinsipper for stabilitetsanalyse	19
4.2.2	Sikkerhetskriterium	19
4.2.3	Kinematisk analyse	20
4.2.4	Analytiske metoder for stabilitetsutregning	21
4.2.5	Numeriske analysemetoder	22
4.2.6	Metoder brukt i Norge	23
4.2.7	Internasjonal praksis	24
4.3	Hydrogeologiske problemstillinger	24
4.3.1	Bergmassers permeabilitet	25
4.3.2	Strømning i bergmassen	26
4.3.3	Vanntap	28
4.3.4	Erosjon	28
4.3.5	Injeksjon	28
4.4	Deformasjon	31
4.4.1	Elastiske parametre	31
5	Sarvsfossen dam	33
5.1	Prosjektbeskrivelse	33
5.2	Undersøkelser og designpraksis	33
5.2.1	Injeksjon og drenering	35
5.3	Ingeniørgeologiske forhold	37
5.3.1	Oppsprekknig, slepper og svakhetssoner	37
5.4	Vurdering av stabilitet	41
5.5	Injeksjonsprogram og lekkasjepotensiale	42
5.5.1	Injeksjonsprogram	43
5.5.2	Lekkasjepotensiale	46
6	Ingeniørgeologisk vurdering av Slettedalen	47
6.1	Prosjektbeskrivelse	47
6.2	Undersøkelser og designpraksis	48
6.2.1	Injeksjon og drenering	49
6.3	Ingeniørgeologiske forhold	50
6.3.1	Oppsprekknig	50
6.4	Vurdering av stabilitet	51

7	Vinkelfallet dam	55
7.1	Prosjektbeskrivelse	55
7.2	Undersøkelser og designpraksis	56
7.3	Ingeniørgeologiske forhold	57
7.3.1	Generell geologi	58
7.3.2	Sprekker og slepper	58
7.3.3	Deformasjonsmålinger	59
7.4	Tidligere vurderinger og sikringstiltak	61
7.5	Vurdering av stabilitet	62
7.5.1	Kinematisk analyse	62
8	Numerisk modellering	65
8.1	Innledning	65
8.2	Oppsett av modellen	65
8.3	Egenskaper og styrkeparametre	67
8.4	Styrkeparametre	68
8.5	Bergmassens deformasjonsmoduluser	70
8.5.1	Laster	70
8.5.2	Metode og inndata	72
8.5.3	Resultat og tolkning	73
8.6	SSR-analyse, profil 2	75
8.6.1	SSR metode	77
8.6.2	Analyse 1	77
8.6.3	Analyse 2	82
8.6.4	Analyse 3, påvirkning av sprekkesett	84
8.7	Diskusjon	85
8.7.1	Estimering av E_{bm1} og E_{bm2}	86
8.7.2	SSR analyse	87
8.7.3	Vederlagets langtidsstabilitet	91
9	Diskusjon	93
9.1	Sammenligning av hvelvdammenene	93
9.1.1	Ingeniørgeologiske undersøkelser og designpraksis	93
9.1.2	Vederlagsstabilitet	95
9.2	Evaluering av praksis	95
10	Konklusjon	97

Figurer

2.1	Slettedalen dam (Multiconsult, 2011).	5
2.2	Grenseverdier for avvik fra radiell kontaktflate. Figuren viser ved- lag hvor vinkelen mellom normalen til den radielle linjen og den gjennomsnittelige fjellkonturen er a) mindre enn 90° og b) større enn 90° (NVE, 2005)	6
2.3	Foreslått bruddmekanisme ved Malpasset dam (Londe, 1987)	8
4.1	Vann- og damkonstruksjonlast (Vallejo og Ferrer, 2011). a) viser en enkeltkrummet hvelvdam, og b) en dobbelkrummet hvelvdam. R står for resultantkraft.	14
4.2	Profil for estimering av JRC (Barton og Choubey, 1977).	16
4.3	Plan- og kilebrudd (modifisert fra Hoek og Bray (1981)).	21
4.4	a) Bøyningsutvelting, b) Blokkutvelting, c) Kombinasjon av bøynings- og blokkutvelting (Amini et al., 2012).	22
4.5	Stereografisk analyse av et plan (Hendron et al., 1980).	22
4.6	Permeabilitet for ulike bergarter (modifisert fra Freeze og Cherry (1979)).	25
4.7	Forholdet mellom k og sprekkenes åpning og frekvens. Modifisert av Hollmén og Oy (2008) fra Hoek og Bray (1981).	27
4.8	Strømningsnett under gravitasjonsdam (Bedient og Huber, 1992).	27
4.9	GIN kurve (modifisert av Hollmén og Oy (2008) fra Lombardi og Deere (1993))	30
5.1	Kart over damområdet og omtrentlig plassering av dam (modifisert fra norgeskart.no).	34

5.2	Profil av høyre vederlag med injiseringsdybde (modifisert fra Multi-consult (2012c)).	35
5.3	Sementinngang for høyre vederlag. Blå prikker representerer hull med 18 meters lengde, røde 12 meters lengde og grønne prikker viser for 5 meters lengde. Sementfyllingen av hullet på omtrent 4 kg/m er ikke trukket fra.	36
5.4	Damstedet sett fra nedstrøms.	37
5.5	Eksempel på eksfoliasjonsoppsprekning like nedstrøms dammen.	38
5.6	Oversikt over venstre vederlag.	39
5.7	Svakhetszone i venstre vederlag	39
5.8	Oversikt over høyre vederlag (overheng til venstre i bildet).	40
5.9	Svakhetszone i toppen av høyre vederlag.	40
5.10	Kinematisk analyse, høyre vederlag	41
5.11	Kileutglidning i undergravd skråning.	42
5.12	Kinematisk analyse, venstre vederlag	42
5.13	Profil av høyre vederlag (sett fra oppstrøms) med omtrentlig plassering av en sleppe (lilla), flere svakhetssoner (rød), sprekker tilhørende sprekesett 2 (stiplet svart) og injeksjonshull (blå). Bredden på sleppene/sprekkene indikerer relativ størrelse. Grønn strek indikerer område hvor sementinngang var tilnærmet null. Orienteringen til profilet er omtrentlig da dammen er krummet.	43
5.14	Profil av venstre vederlag med omtrentlig plassering av en lagdeling (lilla), to slepper (rød), sprekker tilhørende sprekesett 2 (stiplet svart) og injeksjonshull (blå).	44
5.15	Typiske GIN verdier plottet i diagram (grønne firkanter). Kun et hull plotter over kurven gitt av $GIN=100$	45
6.1	Slettedalen dam, sett fra høyre side. Overløpet er nærmest i bildet og den grå betongmuren i enden av overløpet er en ledemur (Multi-consult, 2011).	48
6.2	Kart over damområdet og sprekkemålinger (Grøner, 1987). Skraverte områder representerer områder med spesielt mye oppsprekning.	49
6.3	Oversikt over det høyre vederlaget. Bilde er tatt fra midten av dammen.	51
6.4	Kinematisk analyse, høyre vederlag ved Slettedalen dam. Polen til sprekesett 2 og 3 plotter i ytterkanten av området for blokkutfall. Sprekkene former ingen plan eller kiler som kan gli ut.	52
6.5	Bildet viser første gangs overløp i 1960. (Bilde fra Saundefaldene AS, 1960)	53
6.6	Bilde fra 1987 (Grøner, 1987).	54
6.7	Bilde fra befaring høsten 2012.	54
7.1	Kart over damområdet (hentet fra norgeskart.no).	56

7.2	Hvelvdammens fall inn i fjellet. Rød linje viser fjellkonturen.	57
7.3	Slepper/sprekker i høyre vederlag. (Bilde fra Halvorsen, Multiconsult, 2012)	60
7.4	Bevegelsesretning for bolt 1-4, måling 48, september 2011 (Basert på (Multiconsult, 2012g)).	60
7.5	Plassering av ekstensiometre og stag. Ekstensiometer er farget lilla, og stag er farget grønn (modifisert fra Multiconsult (2012k))	61
7.6	Sikring høsten 2012, sprøytebetong og ny betongplattning. Stag skal settes inn over boltene i bildet (Multiconsult, 2012k).	62
7.7	Områder for plan, kile og blokkutvelting. Skråningsvinkel 100°	63
7.8	Områder for plan, kile og blokkutvelting. Skråningsvinkel 220°	64
8.1	Orientering av profil 1 og 2.	66
8.2	Profil 1, oversikt over modell og påførte laster. Sone 1 er markert med grått og sone 2 med grønt.	72
8.3	Variasjon av E_{bm2} med endring i E_{bm1}	74
8.4	Horisontal deformasjon forårsaket av overføringslastene fra dammen, $E_{bm1} = 9$ og $E_{bm2} = 1,1$	74
8.5	Hvordan bergmassen egentlig ser ut! Profil 2 er orientert omtrent vinkelrett på svakhetssonene som er markert i bildet. (Bilde fra Halvorsen, Multiconsult, 2012.)	75
8.6	Modell 1. Sleppe 2 og 3 er lagt inn som tynne bånd i bergmassen.	76
8.7	Modell 2. Sleppe 2 og 3 er lagt inn som sprekker med åpen ende i overflaten.	76
8.8	Konturer av maksimal skjærtøyning for $SRF=2,5$, modell 1. Konturene er justert for å få fram skjærtøyningen i skråningens tå. Hvitt område (i sleppene) representerer områder med høyere skjærtøyning enn i tegnforklaringen. Kritisk SRF lik 2,49.	79
8.9	Total deformasjon for $SRF=2,5$, modell 1. Det største deformasjonen er i skråningens tå og de røde pilene viser deformasjonsretningen.	79
8.10	Total deformasjon med økende SRF , modell 1.	80
8.11	Konturer av maksimal skjærtøyning for $SRF=3,2$, modell 1. Dilatasjonsvinkel er null og resulterende kritisk $SRF=3,13$	80
8.12	Konturer av maksimal skjærtøyning for $SRF=3,17$ og dilatasjonsvinkel lik 0, modell 2. Kritisk $SRF=3,08$	80
8.13	Total deformasjon for $SRF=3,2$ og dilatasjonsvinkel satt lik null, modell 1. Skalafaktor deformerte grenser lik 20.	81
8.14	Deformasjonskonturer for $SRF=3,69$ og for $SRF=3,178$ og dilatasjonsvinkel lik 0, modell 2. Skalafaktor deformerte grenser lik 20.	81
8.15	Modell 1 med 20.000 element resulterte i kritisk $SRF=2,83$. Konturene viser total deformasjon for $SRF=2,85$. Deformasjonen er størst i skråningens tå.	82

8.16	Maksimal skjærtøyning for $SRF=1,4$. $c_{res} = 2/3c$, $\phi_{res} = \phi_b$ og $\sigma_{t_{bm}} = 1/10\sigma_t$. Kritisk $SRF=1,3$	83
8.17	Total deformasjon for $SRF=1,4$. $c_{res} = 2/3c$, $\phi_{res} = \phi_b$ og $\sigma_{t_{bm}} = 1/10\sigma_t$. Skalafaktor deformerte grenser lik 50.	83
8.18	Konturer av maksimal skjærtøyning for $SRF=0,99$, kritisk $SRF=0,83$. Antall elementer=	84
8.19	Konturer av maksimal skjærtøyning for $SRF=0,99$. Kritisk $SRF=0,57$. 84	
8.20	Total deformasjon for $SRF=0,99$, skalafaktor=10.	85
8.21	Total deformasjon for $SRF=0,99$, skalafaktor=20.	85
8.22	Grunnmodell 1, maksimal skjærtøyning i skråningens tå.	89
8.23	Grunnmodell 1, små deformasjoner i skråningens tå	89
8.24	Mohr-Coulomb modeller, det dannes et skjærbånd i skråningens bunn og inn til sleppe 1.	89
8.25	Mohr-Coulomb, bergmassen deformeres inn til sleppe 1 og deforma- sjonen er størst i øvre del.	89
8.26	2 sprekkesett, makimalskjærtøyning i slepper og i skråningens ytter- kant.	89
8.27	2 sprekkesett, deformasjonskonturer.	89

Tabeller

2.1	Hvelvdammer som har gått i brudd (ICOLD, 1995)	7
3.1	Ingeniørgeologiske undersøkelser, data og metode. Informasjon er hentet fra Vallejo og Ferrer (2011), USACE (1994) og ICOLD (1993)	11
4.1	Sammenheng mellom RMR, friksjon og kohesjon (Bieniawski, 1989)	18
4.2	Sikkerhetsfaktorer i ulike retningslinjer.	20
4.3	Anbefalte analysemetoder i internasjonale retningslinjer og manualer, se dokumentene for nærmere beskrivelser.	24
4.4	Sammenheng mellom lugeonverdier og hydraulisk konduktivitet (Camilo Quiñones-Rozo, 2010)	26
4.5	Klassifikasjon av sekundær permeabilitet basert på sprekkefrekvens (Modifisert fra Cripps et al. (1986))	26
4.6	Klassifisering av sementinnganger (Ewert, 1985)	30
4.7	Bergmassens deformasjonsmodul	31
5.1	Sarvsfossen dam, tekniske detaljer (Otra Kraft, 2013).	33
5.2	Beskrivelse av sprekesett.	38
6.1	Slettedalen dam, tekniske data (Multiconsult, 2011)	47
6.2	Beskrivelse av sprekesett	50
7.1	Sarvsfossen dam, tekniske detaljer (Multiconsult, 2010).	55
7.2	Resultater fra XRD analyse.	58
7.3	Beskrivelse av sprekesett (Basert på Birgirsson og Roede (1988), Multiconsult (2012i) og Multiconsult (2012g)).	59

7.4	Deformasjonsmålinger (basert på (Multiconsult, 2012g)	59
8.1	Egenskaper metasandstein, sone 1.	67
8.2	Egenskaper leirskifer/fyllitt, sone 2.	67
8.3	Egenskaper sleppemateriale, sone 3.	68
8.4	RMR og GSI verdier for sone 1 og 2. Verdien i kolonne 4 er gjen- nomsnittsverdier	68
8.5	Parametre for å beskrive bergmassen	69
8.6	Mohr-Coulomb parametre.	69
8.7	Diskontinuitetenes styrkeparametrer.	70
8.8	Diskontinuitetenes styrkeparametrer etter konvertering i RocData.	70
8.9	Damlaster for kote 305-287 (Multiconsult, 2012e)	71
8.10	Forenklete laster lagt inn i profil 1.	71
8.11	Estimering av deformasjonsmodulus ved hjelp av empiriske metoder.	73
8.12	73
8.13	Kritisk SRF for grunnmodeller og variasjoner.	78
8.14	Kritisk SRF for forskjellige <i>strain softening</i> karakteristikker og ver- dier av $\sigma_{t_{bm}}$	82
8.15	Kritisk SRF for ulike modeller og inndata	88
8.16	Bruddmekanisme for ulike modeller.	90

Forklaring av ord

Hvelvdam	En dam som er krummet i retning mot magasinet
Flerkrummet hvelvdam	En dam som er satt sammen av flere hvelvdammer
Enkeltkrummet hvelvdam	En hvelvdam som er krummet i horisontalplanet
Dobbeltkrummet hvelvdam	En hvelvdam som er krummet i både horisontal- og vertikalplanet
Oppstrøms	Retning oppover relativt dammen, mot reservoaret
Nedstrøms	Retning nedover relativt dammen
Vederlag	Fjellsidene som hvelvdammen er konstruert på
Venstre vederlag	Det venstre vederlaget sett fra oppstrøms
Høyre vederlag	Det høyre vederlaget sett fra oppstrøms
Fundament	Hele den utgravde flaten som hvelvdammen er konstruert på.
Damkrone	Toppoverflaten av dammen



KAPITTEL 1

Innledning

1.1 Bakgrunn

Hvelvdammer overfører store deler av kreftene de blir pålagt til fjellssidene, og forutsetter derfor at bergmassen er i stand til å motstå disse kreftene. I 1959 brøt hvelvdammen ved Malpasset i Frankrike sammen, noe som fikk katastrofale konsekvenser. Ulykken antas å skyldes utglidning av en blokk i vederlaget (Anderson et al., 1998). Denne hendelsen akselererte utviklingen i bergmekanikken, og det ble utarbeidet mange nye metoder for stabilitetsberegning av blokker i fundamentet. De fleste hvelvdammer i Norge er bygd før ulykken ved Malpasset og det ble først innført retningslinjer for betongdammer i 1980. Imidlertid ble det på slutten av 80-tallet utført en etterkontroll av de høyeste dammene hvor den nye metodikken ble anvendt (Molkersrød, 1990).

Multiconsult har vært med på revurderinger av stabiliteten til to eldre hvelvdammer og prosjekteringen av en ny hvelvdam. Slettedalen dam ble bygget på slutten av 50-tallet, før den akselererte utviklingen av bergmekanikken, og kunnskapen om fundamentet var da stort sett bygget på skjønn og erfaring. Vinkelfallet dam ble bygget etter at det kom norske forskrifter og nye beregningsmetoder, men har likevel gjennomgått flere runder med stabilitetsvurderinger og sikringstiltak. Sarvsfossen dam skal stå ferdig i 2014. Dammen bygges etter de nyeste standardene og forventes å være et eksempel på god designpraksis. Det er i denne sammenheng interessant å sammenligne de ingeniørgeologiske forholdene ved disse dammene og praksis for design.

1.2 Formål og omfang

Hovedformålet med denne masteroppgaven er å evaluere norsk praksis for design av fundamentet med fokus på lekkasje, deformasjon og vederlagsstabilitet. Hovedelementene i oppgaven er:

- Litteraturstudie av norsk og internasjonal praksis for ingeniørgeologiske undersøkelser og design av hvelvdammer.
- Kinematisk analyse og vurdering av ingeniørgeologiske forhold ved Slettedalen, Vinkelfallet og Sarvsfossen dam.
- Vurdering av lekkasjepotensiale ved Sarvsfossen dam.
- Numerisk analyse av vederlagsstabilitet for Vinkelfallet dam.
- Sammenligning av dammenes design og evaluering av norsk praksis.
- Relevanse for fremtidig fundamentdesign.

1.3 Metode

Første del av arbeidet bestod i å gå gjennom rapporter fra damprosjektene, samt et litteraturstudium av retningslinjer og manualer for design av hvelvdammer. Det ble høsten 2012 utført kartlegging ved Slettedalen dam og Sarvsfossen dam. Det var også planlagt å utføre omfattende kartlegging ved Vinkelfallet dam, men på grunn av at det var det igangsatt sikringsarbeider, var det derfor kun mulig med en enkel befaring for å observere og fotografere. Beskrivelser av oppsprekkning og slepper baserer seg derfor på tilgjengelige rapporter.

Det ble utført *X-ray diffraction* (XRD) og analyser i laboratorium for bergartsprøver fra det høyre vederlaget til Vinkelfallet dam. Eksperimentene i laboratoriet fulgte International Society of Rock Mechanics (ISRM) og NTNU/SINTEF sine standarder. Det ble funnet

- enaksiell trykkfasthet
- Youngs modulus
- Poissons tall
- egenvekt

For å ha et sammenligningsgrunnlag har de ingeniørgeologiske forholdene ved hvert damsted blitt vurdert. Det ble først utført kinematisk analyse av vederlagene. Orienteringen til diskontinuitetene for de undersøkte vederlagene ble lagt inn i RocScience programmet Dips (6.0). Disse ble gruppert i sett, og en gjennomsnittsorientering ble regnet ut for hver av disse. Hvert av hovedplana til sprekkesettene og aktuelle slepper/forkastninger ble plottet i et stereonett, nedre halvkule, sammen med tilhørende poler. Skråningsvinkelen til vederlagene ble regnet ut ved enkle geometriske metoder, og en gjennomsnittsverdi ble brukt.

I analysen ble det undersøkt potensialet for

- plan utgliding
- kileutgliding
- utvelting (*toppling*)

Plan utgliding forutsetter at det eksisterer sideplan som frigjør blokken fra skråningen (Rocscience, 2013). Det er ikke lagt inn noen sideveis begrensning for plan utgliding.

Analyse av kiler begrenser seg til kiler som består av ett eller to plan og baserer seg på en analyse av skjæringslinjene mellom plan. Skjæringslinja mellom to plan blir plottet som et punkt i stereonettet. Kileutgliding er kinematisk mulig dersom dette punktet ligger i området for kileutgliding. Dette kan ikke alltid leses direkte av i stereonettet, men i «Info Viewer» er det en fullstendig beskrivelse av resultatene (Rocscience, 2013).

Det er analysert muligheter for utvelting (*flexural toppling*) som definert av Goodman (1989). For å få utvelting må strøket til sprekkene være i nærheten av skråningens strøk. Wyllie og Mah (2004) viser til at utvelting er observert for sprekker med fallretning som er mindre er 10° fra skråningens fallretning. For å ta høyde for usikkerhet i skråningens fallretning er det lagt inn en begrensning av området for toppling på 20° .

Vinkelfallet dams høyre vederlag ble undersøkt med en numerisk metode. Metode for numerisk analyse er beskrevet i kapittel 8.

1.4 Struktur og begrensninger

I kapittel 2-4 er det en teoretisk gjennomgang av temaer knyttet til hvelvdammer og ingeniørgeologiske forhold. Hver av dammene er deretter beskrevet i et eget kapittel. Disse kapittele er delt inn i to deler. I den første delen presenteres resultater og beskrivelser, og i andre del er det foretatt en vurdering av stabilitet og/eller tetthet.

Ved Slettedalen og Vinkelfallet dam har kun det høyre vederlaget blitt vurdert, dette er fordi vederlagene tidligere har blitt ansett som de mest kritiske med tanke på stabilitet. Som en naturlig følge av dette har det derfor vært mest informasjon tilgjengelig om disse vederlagene. Den numeriske modelleringen av Vinkelfallet dams høyre vederlag er presentert i et eget kapittel med tilhørende diskusjon. Til slutt er dammene sammenlignet for å kunne kommentere norsk designpraksis.

KAPITTEL 2

Hvelvdammer

En hvelvdam er en dam som er krummet i oppstrøms retning. Denne utformingen gjør at en stor del av lastene som pålegges hvelvet blir overført til vederlagene (U. S. Department of the Interior, 1977). En av fordelene med denne kraftfordelingen er at dammen ikke trenger å motstå lastene med sin egen tyngde. Hvelvet kan da være slankt og lett og det trengs dermed mindre betong. Dette setter imidlertid krav til bergmassen som må være i stand til å ta i mot kreftene.

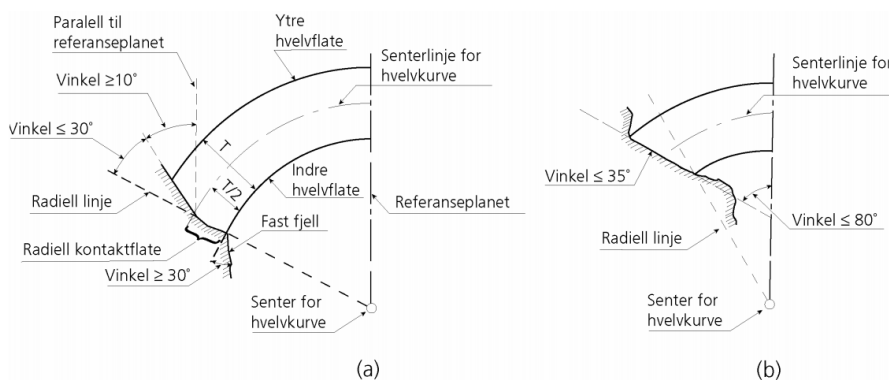


Figur 2.1: Slettedalen dam (Multiconsult, 2011).

2.1 Hvelvdammer i Norge

Den første hvelvdammen i Norge ble bygget i 1907 og siden er det bygget omtrent 80 hvelvdammer høyere enn 10 meter. De fleste av disse ble bygget før det ble utarbeidet retningslinjer for damsikkerhet og metoder for stabilitetsberegninger av fjellfundamentet. På 80-tallet ble det derfor vedtatt å utføre en stabilitetskontroll av alle norske dammer over 30 meter. Det ble konkludert med at stabiliteten var tilfredsstillende for alle de 17 dammene som ble undersøkt (Molkersrød, 1990). De siste 20 årene har utbyggingen av store hvelvdammer avtatt.

For norske dammer gjelder forskrift om sikkerhet ved vassdragsanlegg, også kjent som damsikkerhetsforskriften. Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE) har utarbeidet retningslinjer for betongdammer som bygger på denne, den siste er fra 2005. I retningslinjene er det spesifisert at for hvelvdammer skal kraftresultanten være rettet innover i bergmassen. Ideelt sett skal kontaktflaten mellom fjell og hvelv være tilnærmet radiell. Dersom dette ikke er mulig, kan avvik som tilfredstiller kravene i figur 2.2 tillates.



Figur 2.2: Grenseverdier for avvik fra radiell kontaktflate. Figuren viser vederlag hvor vinkelen mellom normalen til den radielle linjen og den gjennomsnittelige fjellkonturen er a) mindre enn 90° og b) større enn 90° (NVE, 2005)

2.2 Hvelvdammer i utlandet

Den aller første kjente hvelvdammen ble bygd i romerriket for mer enn 2000 år siden. Mongolerne bygde også noen dammer på 1300-tallet, men det var først på 1800-tallet at utviklingen skjøt fart. Moderne hvelvdammer av betong ble vanlig på 1900-tallet (James, 2004). På 60- og 70-tallet ble det en trend med dobbelkrummede dammer. Disse gjorde det mulig å minke krumningen mot vederlagene, noe som

bedret sikkerheten. Det er etter hvert blitt bygd mange hvelvdammer. I 1986 var det registrert over 1600 hvelvdammer i The International Commission on Large Dams (ICOLD) sitt register (Pedro, 2000).

2.2.1 Hvelvdamsbrudd

Det finnes ingen komplett oversikt over hvelvdamsbrudd, men hendelser som er registrert i ICOLD (1995) er listet opp i tabell 2.1. Hendelser som involverer flerkrummede hvelvdammer er ikke inkludert. Historisk sett skyldes de fleste alvorlige hvelvdamsbrudd svikt i fundamentet og bruddet har ofte inntruffet i løpet av de første 5 årene etter oppfylling.

Tabell 2.1: Hvelvdammer som har gått i brudd (ICOLD, 1995)

Dam	Land	Årsak	Tidspunkt
Meihua*	China	Oppdrift	1981, i løpet av første 5 år
Malpasset	Frankrike	Utglidning av blokk	1959, under første fylling
Moyie River	USA	Overtopping av vederlag	1926
Idbar	Jugoslavia	Intern erosjon i fundamentet	1960, under første fylling
Vaughn Creek	USA	Lekkasje i fundamentet	1926, under første fylling

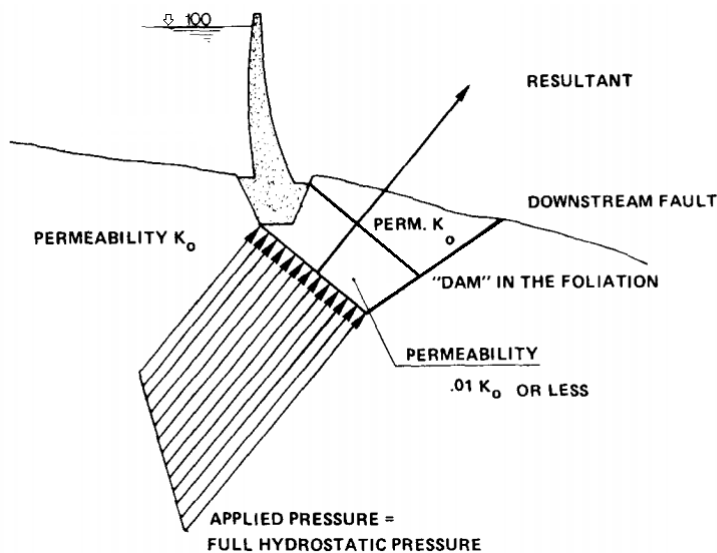
* Murdam

Malpasset dam

Det mest omtalte hvelvdamsbruddet er kollapsen av Malpasset dam. Dammen var 60 meter høy, dobbeltkrummet og ble bygd i Sør-Frankrike på 50-tallet. Det høyre vederlaget besto av massiv gneis, og det venstre vederlaget av skifrig gneis med mange skjærsoner og forkastninger. Foliasjonen dippet nedstrøms mellom 30° og 50°. Dammen brøt sammen uten forvarsel den 2. desember i 1959 og førte til tapet av over 400 menneskeliv (Anderson et al., 1998).

Undersøkelser i etterkant viste at årsaken til bruddet var egenskaper til fundamentet og diskontinuitetene som en ikke var klar over. I bunnen av den venstre siden var det en forkastning som fallt oppstrøms og som krysset den nedstrømsfallende foliasjonen. Dette skapte en v-formet blokk i fundamentet. Kompresjon av fundamentet og/eller impermeable lag førte til lav permeabilitet som tillot oppbygging av et høyt vanntrykk, se figur 2.3 (Anderson et al., 1998).

Det er antatt at bruddet skyldes gliding langs forkastningsplanet på grunn av det høye vanntrykket. Blokken flyttet seg omtrent en meter nedstrøms, noe som førte til at hvelvet ble løftet opp og roterte nedover til dammen gikk i brudd. Etter denne ulykken ble det lagt inn stor innsats i å utvikle teknikker for karakterisering og behandling av bergmassen (Anderson et al., 1998).



Figur 2.3: Foreslått bruddmekanisme ved Malpasset dam (Londe, 1987)

2.2.2 Retningslinjer og manualer

De mest omfattende retningslinjer dedikert til hvelvdammer er gitt ut i USA og inkluderer følgende dokumenter:

- Engineering guidelines for the evaluation of hydropower Projects, Arch Dams (FERC, 1999)
- Design of Arch Dams (U. S. Department of the Interior, 1977)
- Arch Dam Design (USACE, 1994)

For design av nye dammer anbefales USACE (1994) og/eller U. S. Department of the Interior (1977) brukes. FERC (1999) anbefales brukt som et supplement til disse i sammenheng med sikkerhetsevaluering av eksisterende dammer (FERC, 1999).

Retningslinjer for design og damsikkerhet for hvelvdammer i Europa inngår som regel som delkapittel i større utredninger om betongdammer. ICOLD har gitt ut Rock Foundations for Dams (1993) og Dam Foundations (2005) som gir en oversikt over aktuelle ingeniørgeologiske problemstillinger, analysemetoder og løsninger for damfundament.

KAPITTEL 3

Ingeniørgeologiske undersøkelser

Hensikten med ingeniørgeologiske undersøkelser er å kunne forutsi responsen til bergmassen på de nye forholdene (ICOLD, 2005). Hvert damprosjekt er forskjellig, og mengde og type av undersøkelser må være i samsvar med kompleksiteten til fundamentet og dimensjonen til dam og reservoar.

Resultatene fra undersøkelsene er avgjørende for estimeringen av budsjettet, og vanskeligere geologi enn antatt kan føre til store budsjettoverskridelser. Utfordringen er å finne en balanse mellom kostnad og risiko som prosjektet kan leve med.

3.1 Undersøkelsesfaser

Undersøkelsene i vannkraftutbygging er ofte delt inn i forskjellige steg. For større prosjekter kan studiene være delt inn i mange deler og pågå over flere år. Det er for de fleste studier hensiktsmessig å dele inn i minimum forstudier, detaljstudier og undersøkelser under konstruksjon (USACE, 1994).

Under forstudiene er målet å undersøke om prosjektet er gjennomførbart. For damfundamentet betyr dette at (ICOLD, 2005)

1. fundamentet kan ta opp lasten fra dam og reservoar og sikre vanntetthet.
2. potensielle problemer kan bli forbedret til en akseptabel pris.

Hovedformålet med detaljstudier er å ferdigstille hvilke tiltak som skal utføres og gi spesifikasjoner for dette arbeidet, samt forutsi responsen til fundamentet med hensyn på stabilitet, deformasjon og tetthet (ICOLD, 2005).

Geologien vil bli eksponert under utbygging, det er derfor essensielt å utføre undersøkelser underveis og tilpasse designet til de avslørte forholdene. Under konstruksjonsfasen kan de geologiske og geotekniske dataene bli validert, og fra de nye dataene kan effekten av forbedringstiltak bli vurdert. Undersøkelsene fortsetter også etter konstruksjon med overvåking, målinger og inspeksjoner (ICOLD, 2005).

3.2 Innsamling av data

Hvor omfattende ingeniørgeologiske undersøkelser som bør utføres avhenger av hvor komplisert geologien er og hvor stor usikkerhet det er knyttet til egenskaper som har en betydning for dammens funksjon. Det er derfor ikke laget noen standard og hvert prosjekt må vurderes for seg (ICOLD, 1993).

Noen geologiske forhold krever mer omfattende undersøkelser. ICOLD (2005) presenterer kort noen geologiske problemer som krever ekstra oppmerksomhet:

- høye *in situ* spenninger
- oppløselige bergarter
- forkastninger og andre gjennomsettende diskontinuiteter
- svake bergartslag og slepper
- områder med svært varierende mekaniske egenskaper

Generelt kan det sies at for å minimere tid og kostnad av undersøkelsene er det viktig å definere egenskapene til damområdet som er mest relevant for dimensjoneringen. Siden de fleste bergarter har en høyere styrke enn de kreftene de blir utsatt for, vil brudd intrefte langs eksisterende diskontinuiteter og svakhetssoner. Det er derfor av høyeste prioritet å kartlegge orienteringen til forkastninger, svakhetssoner og sprekkesett og beskrive egenskapene til disse. Informasjonen som blir samlet inn må være tilstrekkelig til å identifisere blokker som kan gli ut under kreftene fra dammen og som er av betydning for dammens stabilitet (FERC, 1999). Det er også viktig å kartlegge de hydrogeologiske forholdene siden oppbygging av høye vanntrykk kan være kritisk (jf. Malpasset dam).

I tabell 3.1 er det listet opp forskjellig informasjon som kan bli samlet inn for å beskrive bergmassen og metoder som kan anvendes for å samle inn disse dataene.

Tabell 3.1: Ingeniørgeologiske undersøkelser, data og metode. Informasjon er hentet fra Vallejo og Ferrer (2011), USACE (1994) og ICOLD (1993)

Emne	Data	Metode
Geologi	Løsmasser	Feltkartlegging, <i>remote sensing</i> , flyfoto
	Tektonisk aktivitet	Skrivebordsstudier, feltobservasjoner
	<i>In situ</i> spenninger	Spenningsmålinger
Bergart	Type	Direkte observasjon, petrografisk analyse
	Forvittringsgrad	Direkte observasjon
	Styrke	Feltindisier, <i>in situ</i> tester, laboratoriumstester
Diskontinuiteter	Orientering	Direkte måling, borehullslogging
	Lengde	Målinger i felt
	Avstand/frekvens	Målinger i felt
	Ruhet	Observasjoner/målinger i felt
	Åpning	Observasjoner/målinger i felt, borehullslogging
	Fyllmateriale	Observasjoner/målinger i felt, borehullslogging
	Styrke	<i>In situ</i> tester, feltindisier
Sprekkevannstrykk	Poretrykksmålere	
Bergmassen	Antall sprekesett	Målinger i felt
	Blokkstørrelse	Målinger i felt
	Oppsprekningsintensitet	Målinger i felt, borehullslogging
	Forvittringsgrad og dybde	Feltobservasjoner, borehullslogging, geofysiske metoder
	Deformasjonsmodulus	Geofysiske målinger, laboratoriumstester, <i>in situ</i> tester
Hydrogeologi	Permeabilitet	<i>In situ</i> tester
	Vannspeil	Målinger i borehull
	Vannførende strukturer	Observasjoner i felt

3.3 Praksis i Norge

I Norge er dammene ofte fundamentert på sterke bergarter og det er ofte ikke utført særlig omfattende undersøkelser da bergmassen som regel er av god kvalitet. Spesielt før det kom retningslinjer på 1980-tallet ble det lagt lite vekt på ingeniørgeologiske undersøkelser i prosjekteringen. Molkersrød (1990) kommenterer hvilket grunnlagsmateriale som generelt foreligger før bygging:

Geologiske rapporter angir bergart og karakterisering av oppsprekningen. I en del tilfeller er det tatt med nærmere beskrivelse av sprekker og svakhetssoner. Rapportene konkluderer vanligvis med at damstedet ansees egnet for bygging av en dam. (Molkersrød, 1990, Vedlegg 7)

Som tidligere nevnt ble det igangsatt en etterkontroll av fundamentstabilitet ved hvelvdammer på slutten av 1980-tallet hvor 17 av de største hvelvdammene i landet ble undersøkt. Grøner AS hadde prosjektert 14 av disse, og foretok også stabilitetsvurderingen. For undersøkelsene laget Grøner AS et opplegg som ble delt inn i

tre faser der den første delen besto av geologiske kartlegging med vurdering. Under denne delen ble topografi, bergart, oppsprekking, svakhetssoner og eventuelle glideplan kartlagt. Fokuset var på kartlegging av sprekker og kvantifisering av parametre som har innvirkning på skjærstyrken (Molkersrød, 1990).

3.4 Internasjonal praksis

I internasjonal sammenheng virker det i større grad å være lagt vekt på ingeniørgeologiske undersøkelser. Både hvilke data som skal samles inn og hvordan dette skal gjøres er utfyllende beskrevet i de fleste retningslinjer.

U. S. Department of the Interior (1977) definerer de grunnleggende data som bør samles inn under detaljstudiene:

- orientering, tykkelse, utholdenhet og sammensetning av alle forkastninger og svakhetssoner.
- løsmassedybde.
- forvittringsdybde gjennom hele fundamentet.
- sprekkeorienteringer og utholdenhet.
- litologisk variasjon.
- fysiske egenskaper til fundamentet, inkludert materiale i forkastninger og skjærsoner.

I ICOLD (2005) står det at det i forbindelse med karakteriseringen av fundamentet er nødvendig med en beskrivelse av løsmasser og bergarter, overflate- og undergrunns vann, geologiske strukturer og forvittringssonen. I tillegg er det nødvendig å definere de geomekaniske egenskapene og lokale forhold (*in situ* spenninger, temperatur etc.).

I USACE (1994) gis det en utfyllende beskrivelse av metoder for å samle inn data. Manualen legger spesielt vekt på viktigheten av *adits* (utgravinger eller små tunneler for å undersøke bergmassen under overflaten). Undersøkelsesmetodene som blir omtalt er

- kartlegging på overflaten
- undergrunnsundersøkelser (kjerneboring, geofysiske tester, grunnvannsundersøkelser, injeksjonstesting, *rim tests*)
- testutgravinger (*adits* og *test adits*)
- klassifikasjonsundersøkelse (bruk av Rock Mass Rating System)
- stereonettanalyser av sprekkesystemet
- *in situ* testing
- laboratoriumstester

KAPITTEL 4

Hvelvdammer og ingeniørgeologiske problemstillinger

Følgende viktige problemstillinger er knyttet til damfundamentet (ICOLD, 2005):

1. Vil stabiliteten være tilfredstillende?
2. Hvordan vil bergmassen deformeres?
3. Kan vanntap, oppdriftstrykk og erosjon kontrolleres?

Disse temaene vil bli utdypet i det følgende kapitlet, med hovedvekt på stabilitet. Det er ofte vanskelig å finne parametre til å beskrive bergmassen, og en beskrivelse av ulike parametre blir gitt i det første avsnittet. Deretter er kapitlet delt inn i stabilitetsanalyse, lekkasje og deformasjon av bergmassen.

4.1 Parametre til stabilitetsutregningen

Hvilke parametre som er aktuelle i utregningen vil variere avhengig av utregningsmetode og bruddmekanisme. Noen av de viktigste parametrene for analyse av fundamentsstabilitet er de påførte lastene, poretrykk, skjærstyrken til diskontinuitetene, bergmassens styrke og bergmassens deformasjonmodulus.

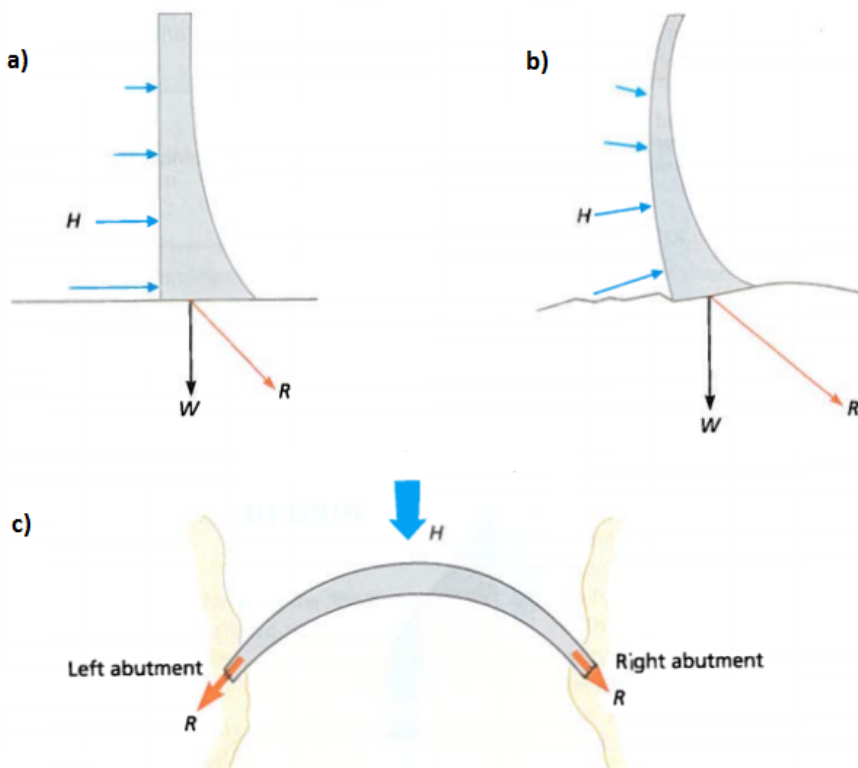
4.1.1 Laster og krefter

Laster og krefter som kan inkluderes i analysen er (USACE (1994) og NVE (2005))

1. vekt av konstruksjonen og vannlast
2. vekt av blokker

3. poretrykk og oppdrift
4. islaster
5. sedimentlaster
6. dynamiske krefter generert av jordskjelv

Kreftene fra dammen blir funnet ved statiske analyser. Disse kreftene og resultantkraften er vist i figur 4.1. Vekten av blokken blir regnet ut ved definering av geometrien til utglidningsblokker og egenvekten til bergmassen. Den mest kritiske situasjonen oppstår når en blokk på størrelse med vederlaget kan gli ut (FERC, 1999).



Figur 4.1: Vann- og damkonstruksjonlast (Vallejo og Ferrer, 2011). a) viser en enkeltkrummet hvelvdam, og b) en dobbelkrummet hvelvdam. R står for resultantkraft.

Vannkrefter under damfoten skyldes vann som perkolerer under dammen på grunn av det hydrostatiske trykket fra reservoaret. Vannkrefter i diskontinuitetsplanene er av stor betydning for analysen. Kraftene kan være like store som det hydrostatiske trykket og kan virke i ugunstige retninger. Disse er også den vanskeligste lasten å estimere, dermed er det forbundet en del usikkerhet med verdiene

(ICOLD, 1993). En konservativ antagelse er at poretrykket er lik det hydrostatiske trykket. Vannkrefter reduseres mest effektivt med drenasje. I den norske etterundersøkelsen av hvelvdammer ble det for drenert tilstand antatt at poretrykket var 1/3 av det hydrostatiske trykket, og lik det hydrostatiske trykket ved udrenert tilstand (Gaut, 1988).

I noen tilfeller regnes det også med sedimentlaster, islaster og/eller seismisk induerte laster. NVE spesifiserer for eksempel i sine retningslinjer at for hvelvdammer skal det i tillegg til damkrefter og poretrykk også regnes med istrykk.

4.1.2 Diskontinuiteters styrke

Styrken til diskontinuitetene i bergmassen er ofte mange ganger lavere enn bergartenes styrke. Dette fører til at skjærstyrken til diskontinuitetene styrer den mekaniske oppførselen til bergmassen og er dermed avgjørende for designet. For å utføre stabilitetsanalysen er det derfor nødvendig å estimere skjærstyrken til sprekkeplana som er involvert (USACE, 1994).

Det er en stor forskjell mellom de mekaniske egenskapene til diskontinuiteter med innfylling og uten. Dersom tykkelsen av innfyllingen overgår mer enn 25-50% av amplituden til ujevnhetene til flaten (*asperites*), vil skjærstyrken til fyllmaterialet være avgjørende for skjærstyrken til diskontinuiteten (Goodman, 1970). Verdier for kohesjon og friksjon avhenger av typen fyllmateriale som grovt kan deles inn i leirmaterialer og materiale som består av større fragmenter og eventuelt også litt leire (Wyllie og Mah, 2004).

For diskontinuiteter uten innfylling vil ruhet og trykkstyrken til diskontinuitetsplana være avgjørende (Vallejo og Ferrer, 2011). For jevne overflater blir skjærstyrken generert av friksjon og blir derfor ikke påvirket av skalaeffekt (ICOLD, 2005). Slike diskontinuiteter kan beskrives ved Mohr-Coulombs formel (4.1), hvor ϕ_p er maksimum friksjonsvinkel, σ_n er normalspenning og c er kohesjon (Vallejo og Ferrer, 2011).

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi_p \quad (4.1)$$

Patton (1966) videreutviklet en formel som tar med betydningen av diskontinuitetenes ruhet. Irregulariteten til diskontinuiteten blir beskrevet med ruhetsvinkelen i som blir addert til basis friksjonsvinkel ϕ_b Vallejo og Ferrer (2011). Ved å anta at kohesjon ikke har noen innvirkning fås følgende uttrykk:

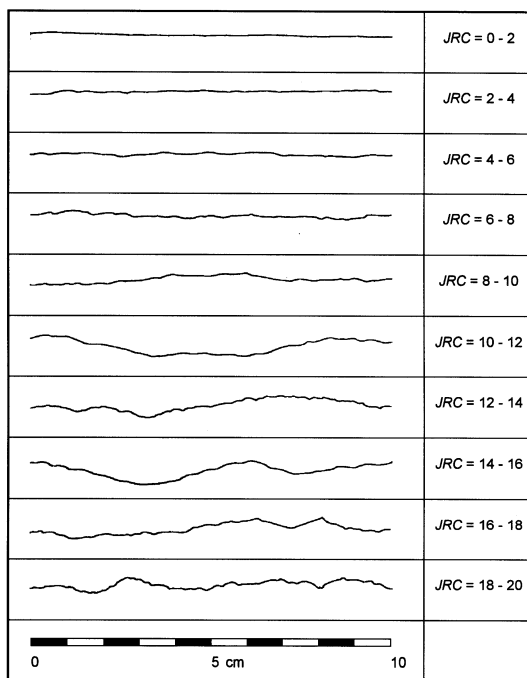
$$\tau = \sigma_n \tan[\phi_b + i] \quad (4.2)$$

Dette uttrykket gjelder under relativt lav normalspenning og resultatet vil være påvirket av skala. For et akseptabelt resultat er det viktig å måle asperittvinkelen i samme retning som skjærbevegelsen (USACE, 1994). Ved høyere normalspenning vil glideblokken skjære gjennom ujevnhetene på diskontinuitetesflaten, ruhetspåvirkning avhenger altså av normalspenningen. Barton og Choubey (1977) utviklet

et uttrykk for skjærstyrke for ru diskontinuiteter uten innfylling som tar høyde for dette:

$$\tau = \sigma_n \tan \left[JRC \log_{10} \frac{JCS}{\sigma_n} + \phi_r \right] \quad (4.3)$$

hvor JRC (*joint roughness coefficient*) er en kvantifisering av ruheten til diskontinuiteten, JCS (*joint compression strength*) er trykkstyrken på sprekkeplanet og ϕ_r er den residuale friksjonsvinkelen. JRC kan bli kvantifisert ved blant annet sammeligninger med profiler, se figur 4.2.



Figur 4.2: Profil for estimering av JRC (Barton og Choubey, 1977).

JCS er en parameter som beskriver styrken til sprekkeplan. Slike flater er utsatt for forvitring og dette fører til at sprekkeplanets trykkstyrke er mindre enn bergartens trykkstyrke (Barton, 1973). Parameteren ble introdusert av Barton i 1973 og kan bli målt med en prellehammer (*Schmidt Hammer*). Dersom dette ikke er mulig kan det ifølge Barton (1973) antas at diskontinuitetenes trykkstyrke er over $\frac{1}{4}\sigma_{ci}$. Det er viktig å merke seg at både JRC og JCS blir påvirket av skalaen som er brukt (Vallejo og Ferrer, 2011).

Den residuale friksjonsvinkelen ϕ_r kan estimeres fra:

$$\phi_r = [\phi_b - 20] + 20 \frac{r}{R} \quad (4.4)$$

hvor R er *Schmidt hammer rebound number*, og r er *rebound number* på overflaten (Vallejo og Ferrer, 2011).

4.1.3 Bergmassens egenskaper

Beskrivelsen av bergmassens egenskaper er en av de største utfordringene i bergmekanikken. Styrken til bergmassen avhenger av både styrken til intakt berg og diskontinuitetene, samt lokale forhold som for eksempel *in situ* spenninger. Noen av problemene med karakteriseringen av bergmassen er knyttet til følgende (Jing, 2003):

- *In situ* spenninger er vanskelige å estimere.
- Egenskaper målt i laboratoriet representerer ikke nødvendigvis *in situ* verdier.
- *In situ* egenskaper kan ikke måles direkte i stor skala.
- Karakteristikkene må i noen tilfeller estimeres fra empiriske ligninger.
- Det er vanskelig å kvantifisere usikkerheten i estimatene.

In situ tester er dyre og vanskelige å utføre. Bergmassens styrke må derfor estimeres ved hjelp av indirekte metoder. De mest vanlige metodene er kvantifisering ved hjelp av klassifikasjonssystemer, bruk av empiriske bruddkriterier eller tilbake-regning (Vallejo og Ferrer, 2011). Klassifikasjonssystemer vil ikke bli beskrevet videre her.

Det er i hovedsak to styrkekriterium som er mest omtalt i bergmekanikken, nemlig Hoek-Browns generaliserte bruddkriterium og Mohr-Coulombs bruddkriterium.

Mange numeriske modeller bruker Mohr-Coulombs inngangsparametre til å modellere bergmassen. Kriteriet er gitt ved ligning 4.5 hvor ϕ er friksjonsvinkel, σ_1 og σ_3 er respektivt maksimum og minimum effektivspenning ved brudd. σ_{cm} er trykkstyrken til bergmassen og kan finnes ved ligning 4.6, hvor c er kohesjon.

$$\sigma_1 = \sigma_{cm} + \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} * \sigma_3 \quad (4.5)$$

$$\sigma_{cm} = \frac{2c \cos \phi}{1 - \sin \phi} \quad (4.6)$$

Bergmasser oppfører seg ulineært og kriteriet er derfor ikke ideelt. I praksis kan det imidlertid være et akseptabelt kriterium da det ofte er store usikkerheter knyttet til bergmasseparametre (Palmstrom og Stille, 2010).

Å bestemme bergmassens Mohr-Coulomb parametre er ingen enkel oppgave. Dersom brudd vil forekomme langs et definert sprekkeplan kan friksjon og kohesjon til dette sprekkeplanet brukes. Wyllie og Mah (2004) har samlet resultater

fra tilbakeregninger hvor det er funnet friksjons- og kohesjonsverdier for bergmasser. Slike resultater kan brukes ved lignende geologiske forhold. Bieniawski (1989) har foreslått en korrelasjon mellom RMR-verdier (*rock mass rating*) og kohesjon og friksjonvinkel, disse er gitt i tabell 4.1. Tabellen gjelder for våte og forvitrede bergmasser (Singh og Goel, 1999).

Verdiene av friksjon og kohesjon kan også fås ved å tilpasse en Mohr-Coulomb kurve til Hoek-Brown kurven. Dette kan for eksempel gjøres i programmet RocLab, produsert av Rocscience Inc.

Tabell 4.1: Sammenheng mellom RMR, friksjon og kohesjon (Bieniawski, 1989)

RMR	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	< 20
Kohesjon (Mpa)	> 0,4	0,4 - 0,3	0,3 - 0,2	0,2 - 0,1	< 0,1
Friksjonsvinkel	> 45	45 - 35	35 - 25	25 - 15	15

For isotrope bergmasser er Hoek-Browns generaliserte bruddkriterium å foretrekke. Kriteriet ble først introdusert for intakt berg. Det ble etterhvert omformulert for å kunne ta høyde for diskontinuitetenes egenskaper (Wyllie og Mah, 2004). Kriteriet har blitt modifisert flere ganger, ligningene under er basert på Hoek et al. (2002):

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} * [m_b * \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s]^a \quad (4.7)$$

$$m_b = m_i * \exp[\frac{GSI - 100}{28 - 14D}] \quad (4.8)$$

$$s = \exp[\frac{GSI - 100}{9 - 3D}] \quad (4.9)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} [\exp[-GSI/15] - \exp[-20/3]] \quad (4.10)$$

m_b er en konstant som avhenger av bergart, s og a er konstanter som avhenger av bergmassens egenskaper. D er *disturbance factor* og avhenger av hvor forstyrret bergmassen er av sprengning. Det må presiseres at kriteriet ikke er gyldig dersom bergmassen er styrt av ett eller to sprekkesett og må derfor brukes med forsiktighet (Brady og Brown, 2006).

4.2 Stabilitetsanalyse

Å forutsi stabiliteten til et vederlag er et komplisert og vanskelig problem som har utfordret bergingeniører i lang tid. Metodene som oftest benyttes kan deles inn i

1. analytiske metoder
2. numeriske metoder

4.2.1 Prinsipper for stabilitetsanalyse

Utgangspunktet for stabilitetsanalyser er prinsippet om at de stabiliserende kreftene skal være større enn de drivende. Forholdet mellom disse må være slik at det oppfyller de gjeldende kravene til stabilitet. Sikkerheten kan for eksempel bli uttrykt med (Nilsen, 2000)

1. sikkerhetsfaktor
2. sannsynlighet for brudd
3. partialfaktorer

Den vanligste måten å uttrykke damstabilitet er ved å ta forholdet mellom stabiliserende og drivende krefter og dermed komme frem til en sikkerhetsfaktor. Den største svakheten til den tradisjonelle sikkerhetsfaktoren er at den ikke gir en entydig sikkerhetsverdi. For ulike prosjekt vil for eksempel en FS på 1,7 representere et helt spekter av sikkerheter, avhengig av usikkerheten i parametrene. Sagt med andre ord betyr en lav sikkerhetsfaktor ikke nødvendigvis at sannsynligheten for dambrudd er lav (ICOLD, 1993).

For å møte dette problemet har det blitt utviklet en probabilistisk metode der en kommer frem til en sannsynlighet for sammenbrudd. Sikkerhetsmarginen (M) kan for eksempel bli uttrykt ved differansen mellom mostand (R) og laster (L) og brudd forekommer når uttrykket $M = R - S$ er negativt. Usikre parametre blir tilegnet en distribusjonsfunksjon og dataene kan deretter bli satt inn i en modell i et dataprogram som regner ut en sikkerhetsfaktor (POF). De største ulempene med denne er (ICOLD, 1993) at

- det er vanskelig å definere hvilke sannsynligheter som er akseptable.
- små sannsynligheter har liten praktisk betydning.
- det krever mye data å estimere usikkerhet i tall

Partialfaktormetoden er en viderutvikling av sikkerhetsfaktoren og er anbefalt av ICOLD (1993). Metoden baserer seg på at parametrene blir multiplisert med en faktor hvis størrelse avhenger av graden av usikkerheten i parameteren. Dette gjør at usikkerhetene blir bedre representert.

For en best mulig vurdering er det i alle tilfeller viktig å identifisere parametre som har størst innvirkning på stabiliteten og legge mest arbeid i å definere disse. De kritiske parameterene kan bli identifisert på mange måter. For praktiske problemer kan variasjonen av sikkerhetsfaktoren versus variasjonen av hver enkelt parameter undersøkes (ICOLD, 1993).

4.2.2 Sikkerhetskriterium

I lover og retningslinjer i Europa og Nord-Amerika er kravet til sikkerhet uttrykt med en verdi av den tradisjonelle sikkerhetsfaktoren. Bare i China anvendes det semi-probabilistiske metoder i utregningen (Ruggeri, 2004).

I Norge er det i damsikkerhetsforskriften anbefalt at velte- og glide stabiliteten til betongdammer skal bli kontrollert for forskjellige lastkombinasjoner i brudd- og ulykkesgrensetilstand. For glide stabilitet er kravet 1,5 i bruddgrensetilstand og 1,1 i ulykkesgrensetilstand.

For en oversikt over andre lands sikkerhetskriterium for betongdammers glide stabilitet refereres det til Ruggeri (2004). Tabell 4.2 viser sikkerhetsfaktorene gitt av retningslinjene nevnt i avsnitt 2.2.2. Sammenligning av sikkerhetsfaktorer er vanskelig på grunn av at det ofte er ulike forutsetninger som ligger bak verdiene, dette gjelder også tabell 4.2 hvor for eksempel FERC (1999) forutsetter at forholdene i fundamentet er vel definerte.

Tabell 4.2: Sikkerhetsfaktorer i ulike retningslinjer.

Dokument	<i>Usual</i>	<i>Unusual</i>	<i>Extreme</i>
USACE (1994)	2,0	1,3	1,1
U. S. Department of the Interior (1977)	4,0	2,7	1,3
FERC (1999)	-	1,5	1,1

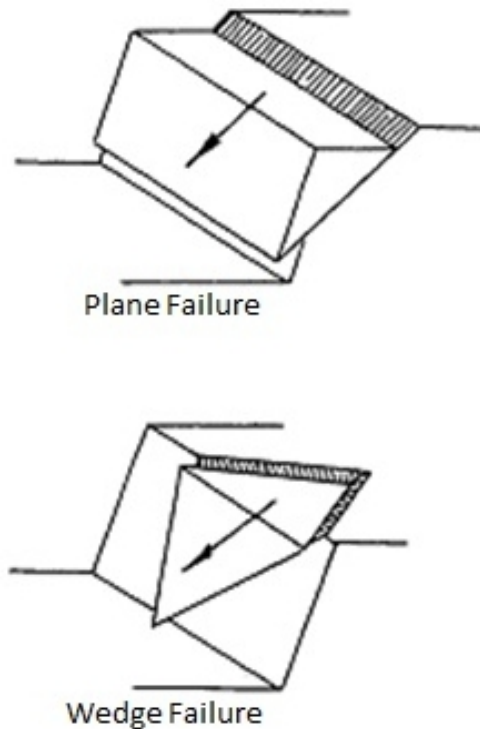
4.2.3 Kinematisk analyse

I forkant av analytiske beregninger må det undersøkes hvilke bruddmekanismer som er mulige. Blokker som kan gli eller falle ut under påvirkning av kreftene fra dammen kan bli identifisert ved kinematisk analyse (USACE, 1994).

For at en blokk skal kunne gli ut må fallet til planet eller skjæringen mellom to plan komme ut i dagen. Figur 4.3 viser plan- og kilebrudd. For at utgliding skal være mulig må også planet/skjæringen være orientert slik at kreftene fra dammen ikke virker stabiliserende (USACE, 1994).

I tillegg til plan og kileutgliding kan potensialet for utvelting (*toppling*) i vederlaget vurderes. Utvelting involverer utvelting og rotering av masser ut av skråningen. For at dette skal inntreffe må det finnes et sett med steiltstående diskontinuiteter som heller innover i skråningen. Utvelting blir klassifisert som blokkutvelting (*block toppling*), tøyningstoppling (*flexural toppling*) eller en blanding (Wyllie og Mah, 2004). Figur 4.4 viser forskjellen mellom disse. Blokkutvelting inntreffer når det i tillegg til steiltstående diskontinuiteter, eksisterer et ortogonalt sprekkesett (flattliggende) med lang avstand mellom sprekkeene. I tøyningstoppling er det ikke noe ortogonalt sprekkesett, og blokkene bryter når de bøyes fremover og tensjons-spenningene overstiger strekkfastheten til bergarten (Wyllie og Mah, 2004).

Selve analysen går ut på å plote orienteringen til diskontinuiteter og skråning i stereonett og anvende kriterier for ulike typer bruddmekanismer. Fra disse kriteriene finner en frem til blokker som kan gli/falle ut og som må undersøkes nærmere.



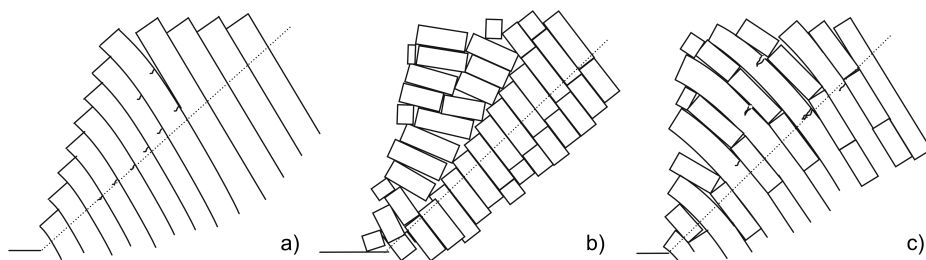
Figur 4.3: Plan- og kilebrudd (modifisert fra Hoek og Bray (1981)).

Denne prosedyren er utfyllende beskrevet av Hoek og Bray (1981) og vil ikke bli gått nærmere inn på her.

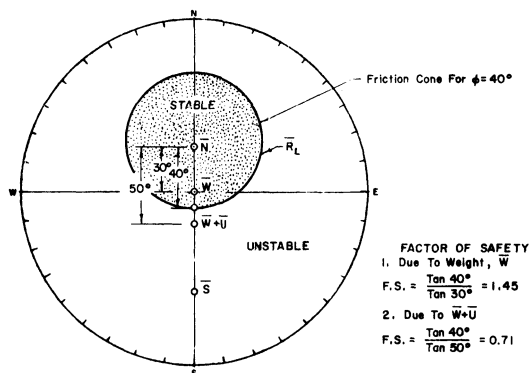
4.2.4 Analytiske metoder for stabilitetsutregning

Analytiske metoder omfatter i hovedsak *limit equilibrium metoder* (LEM). Felles for slike metoder er at deformasjon ikke blir tatt hensyn til (ICOLD, 2005). Utregningene er ofte enkle å utføre og mange av metodene har blitt brukt i lang tid. Videre i dette avsnittet vil stereografisk analyse og vektoranalyse bli beskrevet.

Den stereografiske analysen er en videreføring av den kinematiske analysen. Parametre av betydning for stabiliteten blir plottet i stereonettet. For en analyse av en kile blir først en friksjonskjegle til hvert plan plottet. I det neste steget blir resultantkreftene summert og plottet. Dersom resultanten plottes i friksjonskjeglen er kilen stabil. Sikkerhetsfaktoren kan fås ved å ta forholdet mellom tangenten til friksjonsvinkelen og tangenten til vinkelen mellom resultantkreftene og normalen til planet (USACE, 1994). Figur 4.5 viser et plott for gliding langs et enkelt plan.



Figur 4.4: a) Bøyningsutvelting, b) Blokkutvelting, c) Kombinasjon av bøynings- og blokkutvelting (Amini et al., 2012).



Figur 4.5: Stereografisk analyse av et plan (Hendron et al., 1980).

Med vektoranalyse kommer en frem til et matematisk uttrykk som avhenger av bruddtype og geometri. Denne metoden er også kjent som Rigid Body Method (RBM), og er utfyllende beskrevet av Hendron et al. (1980) for blokker formet av 1-3 diskontinuiteter. Flersidede blokker er mer komplisert og er behandlet hos blant andre Luo og Zhou (2005) og Mauldon og Ureta (1996). Det finnes flere dataprogram som kan utføre blokkanalyser, for eksempel Rocscience programmene Swedge (kiler) og Slide (plan). Eksempler på uttrykk for beregning av utvelting finnes i Wyllie og Mah (2004).

4.2.5 Numeriske analysemetoder

Det finnes mange komplekse problemer som ikke lar seg løse med konvensjonelle metoder. Ifølge Wyllie og Mah (2004) er noen av de største fordelene med numeriske modeller er ifølge Trinh og Holmøy (2012) at de kan

- takle komplekse situasjoner

- brukes til å modellere situasjoner hvor det er lite erfaring fra lignende prosjekt
- brukes til innhente detaljert informasjon om vurdering av bergmassen og sikringen

Det eksisterer i hovedsak to tilnærminger, kontinuerlige og diskontinuerlige. Med en kontinuerlig modell blir bergmassen sett på som et kontinuerlig medium og diskontinuiteter blir representert implisitt. Diskontinuerlige modeller beskriver bergmassen som en koblet modell, en for intakt berg og en for diskontinuiteter. Diskontinuitetene er her eksplisitt representert ved at de har en spesifisert orientering og lokalitet (Wyllie og Mah, 2004).

Av kontinuerlige modeller er endelig element metoder (FEM) de mest brukte. Med FEM blir området som modelleres delt inn i et endelig antall elementer som er forbundet med hverandre i noder (Myrvang, 2001). Noen kjente kommersielt tilgjengelige programmer er Phase2 og ABAQUS. Diskontinuerlige modeller er mindre utviklet, men er å foretrekke dersom det finnes mange diskontinuiteter i bergmassen med forskjellig orientering og størrelse (Chen et al., 2002). Den mest kjente metoden er Discrete Element Method (DEM). UDEC er et eksempel på kjent, kommersiell tilgjengelig DEM program.

Utfordringen med numerisk modellering er at inndata ofte er vanskelige å kvantifisere og det kreves erfaring for å få et tilfredstillende resultat. Det må bli understreket at kvaliteten av modelleringen avhenger i stor grad av kvaliteten til inngangsparameterene (Trinh og Holmøy, 2012). Ved enkel geologi og grundige undersøkelser vil det være mulig å kvantifisere stabiliteten. I et motsatt tilfelle, komplisert geologi og begrensede mengder undersøkelser, vil metoden være begrenset til en vurdering av bruddmekanisme (Eberhardt, 2006).

4.2.6 Metoder brukt i Norge

Ifølge damforeskriften skal stabiliteten kontrolleres på alle sannsynlige bruddplan i selve damkroppen, i overgangen mellom dam og fundament og i selve fundamentet. Det kreves også at *anerkjente* analysemetoder og prinsipper for geometri blir brukt i stabilitetsanalysen av hvelvdammer. Som eksempel på anerkjent metode er det i NVE sine retningslinjer vist til tredimensjonale metoder som forutsetter stive blokker.

I etterkontrollen for norske hvelvdammer ble det brukt en slik metode. Skjærstyrken ble estimert ut fra ligning 4.3, og alle sprekker ble regnet som gjennomsettende (Molkersrød, 1990). Det er ikke referert til numeriske metoder i retningslinjene og det er heller ikke kjent hvorvidt numeriske modeller har blitt brukt i design eller kontroll av vederlagene til norske hvelvdammer.

4.2.7 Internasjonal praksis

Tabell 4.3 angir de anbefalte analysemetodene som er gitt i de ledende retningslinjene og manualene for design av hvelvdammer internasjonalt. Alle viser til en eller annen form av vektoranalyse og U. S. Department of the Interior (1977) og ICOLD (2005) også til numeriske metoder.

Tabell 4.3: Anbefalte analysemetoder i internasjonale retningslinjer og manualer, se dokumentene for nærmere beskrivelser.

Dokument	Omtalte metoder
USACE (1994)	Stereografisk analyse Vektoranalyse
U. S. Department of the Interior (1977)	Rigid Block Method FEM Partition method
FERC (1999)	Rigid Block Method Stereografisk analyse
ICOLD (2005)	Limit Equilibrium Method FEM Finite Deformation Method DEM

4.3 Hydrogeologiske problemstillinger

Oppdemmingen av vann hever grunnvannsspeilet og det dannes en høy hydraulisk gradient som kan ifølge (Vallejo og Ferrer, 2011) kan føre til

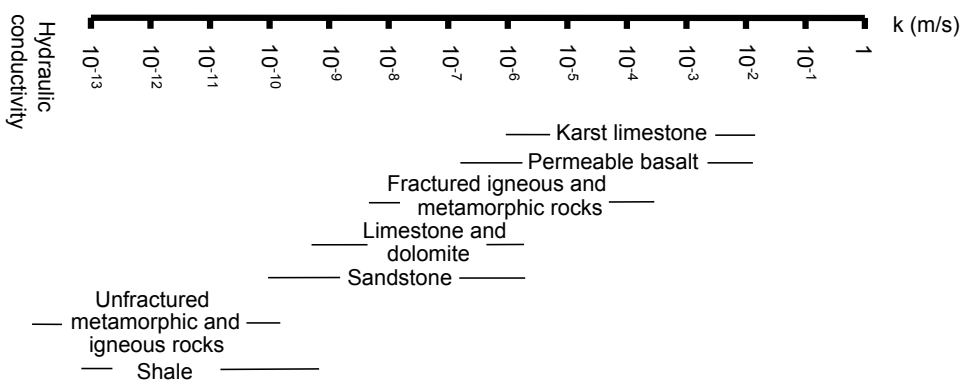
- store vanntap
- høyt poretrykk og oppdrift under damfoten
- erosjon i fundamentet

For å kontrollere disse hydrogeologiske effektene er det nødvendig å estimere permeabiliteten og strømningsforholdene i bergmassen. Dette er også viktig for å kunne si noe om injiserbarheten til fundamentet. Hver av disse problemstillingene krever imidlertid forskjellig tilnærming (Ewert, 1985). I dette delkapittelet vil først permeabilitet og strømming i bergmassen bli beskrevet. Deretter vil de overnevnte problemstillingene, vanntap, oppdrift, og erosjon, bli omtalt, samt injisering. Problemet med poretrykk og oppdrift under damfoten ble presentert i avsnitt 4.1.1.

4.3.1 Bergmassers permeabilitet

Permeabilitet er en av de viktigste hydrogeologiske parametrene. Den *hydrauliske konduktivitet* (k) er et mål på hvor lett væske strømmer gjennom et geologisk materiale. Enheten er m/s og parameteren er i tillegg til mediets egenskaper avhengig av væskens strømningssegenskaper. En annen parameter som ofte blir brukt er *permeabiliteten* (K). Verdien av K er uavhengig av væskens egenskaper og måles i m^2 (ICOLD, 2005).

Bergarter har forskjellige hydrologiske egenskaper. Figur 4.6 viser typiske verdier av k for ulike bergarter. Normalt avtar verdien av k med dyppet på grunn av at åpningen og avstanden mellom sprekker reduseres (Nilsen og Thidemann, 1993).



Figur 4.6: Permeabilitet for ulike bergarter (modifisert fra Freeze og Cherry (1979)).

For de fleste bergmasser er permeabiliteten styrt av diskontinuitetene siden disse ofte fører langt mer vann enn porene i bergmassen. Dette resulterer i anisotropisk konduktivitet som gjør det vanskelig å definere permeabiliteten. Bergmassens permeabilitet avhenger av grad av oppsprekking, diskontinuitetenes orientering, åpning og kontinuitet, samt tilstedeværelse av fyllmateriale. Vanligvis finnes et estimat basert på vanntrykkstester, men metoder som baserer seg på sprekkeegenskaper blir også brukt (ICOLD, 1993).

Vanntrykkstester går ut på å pumpe vann inn i et borehull under varierende trykk samtidig som vanntapet måles. Den mest kjente av disse testene er Lugeontesten. Bergmassen anses som impermeabel når vanntapet er mindre eller lik 1 Lugeon unit, det vil si et tap på 1 liter vann per meter, per minutt ved 10 bars trykk (Vallejo og Ferrer, 2011). Flere har prøvd å fremsette en sammenheng mellom Lugeontesten og den hydrauliske konduktiviteten til bergmassen. For eksempel har Shimizu og Niida (1985) kommet frem til følgende ligning:

$$k = \frac{LU}{12 * 10^4} \log \frac{L}{r} \quad (4.11)$$

hvor k er permeabilitetskoeffisienten (cm/s), LU er Lugeon unit, L er lengden av seksjonen og r er radiusen til borehullet. Korrelasjonen forutsetter at injiserings-trykket ikke forårsaker hydraulisk splitting (Vallejo og Ferrer, 2011). Tabell 4.4 viser verdier av k assosiert med ulike lugeonverdier.

Tabell 4.4: Sammenheng mellom lugeonverdier og hydraulisk konduktivitet (Camilo Quiñones-Rozo, 2010)

Lugeonverdier	Hydraulisk konduktivitet (m/s)
< 1	< 10^{-7}
1-5	10^{-7} - $6 * 10^{-6}$
5-15	$6 * 10^{-6}$ - 10^{-6}
15-50	10^{-6} - $6 * 10^{-6}$
50-100	$6 * 10^{-6}$ - 10^{-5}
> 100	> 10^{-5}

I tilfeller der diskontinuitetene styrer permeabiliteten til bergmassen kan verdier av k (eller K) estimeres på bakgrunn av oppsprekningen i bergmassen. Et grovt overslag av permeabilitet basert på diskontinuitetenes frekvens er framsatt av Cripps et al. (1986) (tabell 4.5). Det er også mulig å estimere k basert på sprekkenes åpning og frekvens, se figur 4.7.

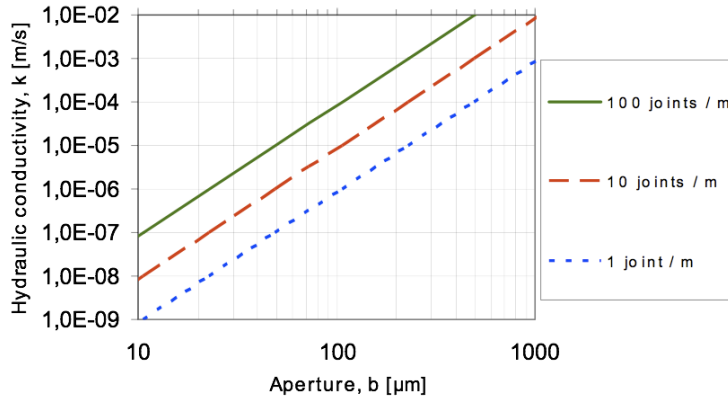
Tabell 4.5: Klassifikasjon av sekundær permeabilitet basert på sprekkefrekvens (Modifisert fra Cripps et al. (1986))

Beskrivelse av bergmassen	Intervall(m)	Permeabilitet	k (m/s)
Meget tett oppsprekning	< 0.2	Meget permeabel	$10^{-2} - 1$
Tett - moderat tett oppsprekning	0.2 - 0.6	Moderat permeabel	$10^{-5} - 10^{-2}$
Stor avstand mellom sprekker	0.6 - 2.0	Delvis permeabel	$10^{-9} - 10^{-5}$
Meget stor avstand mellom sprekker	> 2.0	Impermeabel	< 10^{-9}

4.3.2 Strømning i bergmassen

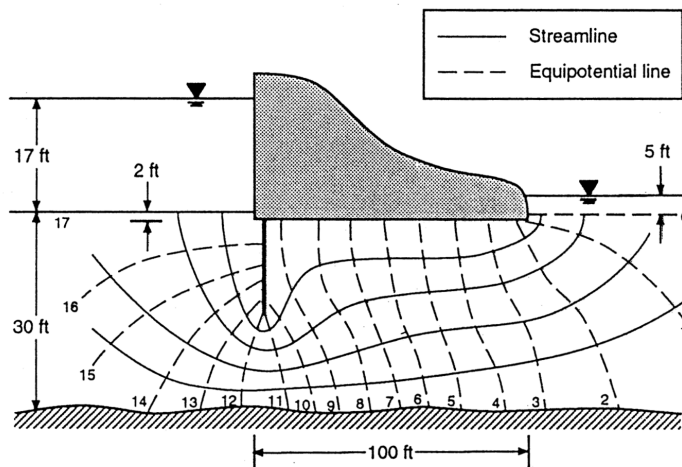
Ifølge ICOLD (1993) er strømmingen i en bergmasse ofte vanskelig å definere på grunn av følgende:

- Undergrunnsstrømning er dominert av geometrien til diskontinuitetene som er vanskelige å definere.
- Strømningen er påvirket av randbetingelser.
- Strømningsbetingelser varierer med deformasjonen av bergmassen.
- Målinger av hydraulisk konduktivitet er sensitiv til skala.



Figur 4.7: Forholdet mellom k og sprekkens åpning og frekvens. Modifisert av Hollmén og Oy (2008) fra Hoek og Bray (1981).

Strømningen kan i praksis estimeres ved bruk av skjematiske strømningsnett og korrigeres for resultater fra vanntrykkstester og piezometer (ICOLD, 1993). Figur 4.8 viser et eksempel på et strømningsnett for en gravitasjonsdam med en impermeabel skjerm. Det er også blitt vanlig å anvende numeriske metoder, som for eksempel av Gurocak og Alemdag (2012).



Figur 4.8: Strømningsnett under gravitasjonsdam (Bedient og Huber, 1992).

4.3.3 Vanntap

Vanntap kan forekomme både gjennom reservoaret og damfundamentet. Problemer med lekkasje fra reservoar er stort sett forbundet med oppløselige bergarter eller veldig porøse bergarter. Massive eller lett oppsprukne bergmasser er generelt tette og vanntapene små (Vallejo og Ferrer, 2011).

For å estimere vanntapet vil det i de fleste tilfeller være tilstrekkelig å finne en gjennomsnittelig verdi av permeabiliteten for bergmassen (Ewert, 1985). Dette er imidlertid ikke en lett oppgave og flere tilnærminger har blitt diskutert i de foregående avsnittene. Vanntapet kontrolleres i hovedsak ved hjelp av en injeksjonsskjerm (se seksjon 4.3.5).

4.3.4 Erosjon

Vannstrømningen i bergmassen kan føre til erosjon av myke bergarter eller sprekkinnfylling. I vurderingen av erosjonsfaren i fundamentet, vil det ikke være interessant å finne en gjennomsnittsverdi av permeabiliteten. Hovedpoenget vil være å avgjøre eroderbarheten til bergarten/innfyllingen og strømmingen i det vannførende elementet (Ewert, 1985).

I sprekker kan innfyllingen vaskes bort dersom erosjonskapasiteten er høy nok. Myke bergarter har liten motstand mot erosjon. I slike bergarter kan det eroderes en kanal nederst i vederlaget hvor vanntrykket er høyest. Deretter fortsetter erosjonen oppover mot reservoaret. Dersom kanalen når opp til reservoaret vil den kunne føre mye vann (ICOLD, 1993). Det må derfor undersøkes om det finnes lett eroderbare bergarter i fundamentet.

4.3.5 Injeksjon

Bruk av injisering i damfundament er svært vanlig. Hensikten med injiseringen er hovedsakelig å forhindre uakseptable vanntap og redusere mulighetene for intern erosjon (ICOLD, 2005).

Avgjørelsen om bruk av injeksjon gjøres når vanntapet overstiger tolerable grenser. Ofte er det brukt et kriterium på 1 Lugeon som grense. Ewert (1985) hevder dette ikke er en god løsning da studier viser at for lave permeabiliteter vil det i praksis ikke være mulig å injisere. Kriteriumet bør tilpasses hvert individuelt prosjekt slik at akseptabelt vanntap og stabilitet i forhold til erosjon kan tas i betraktning.

Houlsby (1976) forelår tetthetskrav til fundamentet etter injisering. Dersom målet er å forhindre normalt store vanntap kan en tetthet på < 7 Lugeon etter injeksjon være akseptabelt (forutsatt at det er brukt flere rader). For prosjekter hvor det er nødvendig med svært begrensede vanntap kan dette kravet senkes ned til < 1 Lugeon. Dersom det er fare for intern erosjon anbefaler Houlsby (1976) et tetthetskrav på under 3 Lugeon.

Design av injeksjonsskjerm

Ifølge Stille et al. (2012) er kvaliteten av injeksjonsprogrammet avhengig av penetrerbarheten til sementblandingen og sementspredningen i sprekke-ene. Sementspredningen er proporsjonal til sprekkeåpning og større åpninger fører til mulighet for økt penetrering og spredning. Ved å definere det maksimale vanntapet, eller vannhastighet, vil en kunne definere den minimale sprekkeåpningen som må bli tettet. Dette vil kunne være et grunnlag for valget av sementblanding, utførelse og geometri av injeksjonsskjermen.

For hvelvdammer installeres sperringen nedstrøms. Typisk injiseringsdybde ligger mellom 0,35 og 0,75 av dammens høyde (ICOLD, 2005). Weaver og Bruce (2007) anbefaler sterkt bruk av flere rader fremfor enkle rader. Avstand mellom injiseringshull vil variere. Dersom injiserbarheten er god kan avstanden være ca. 3 meter. I vanskelige tilfeller kan avstanden være ned i 0,3 meter (ICOLD, 2005). Mer spesifikt bør halve distansen mellom borehullene være mindre enn penetrasjonslengden i de minste sprekke-ene som må tettes (Stille et al., 2012).

Injiseringen utføres etter *split spacing* prinsippet. Det vil si at det i første runde injiseres i primærhull, som er separert med en viss avstand, slik at injiseringene er upåvirkede av hverandre. Deretter injiseres det i mellom primærhullene, i sekundærhull, og deretter (om nødvendig) i mellom disse (Weaver og Bruce, 2007).

Injeksjonstrykk

Generelt finnes det ingen objektive kriterium for valg av injeksjonstrykk. Det maksimale injeksjonstrykket bør velges på grunnlag av geologiske forhold, dypet til pakker og informasjon fra undersøkelser (Weaver og Bruce, 2007). To tilnærminger er vanlig, lave trykk for å unngå hydraulisk splitting og høye trykk for å få inn mest mulig sement. I Nord-Amerika er det vanlig å bruke lave injeksjonstrykk, i Europa og Norge er det derimot ofte blitt brukt høye trykk (Hollmén og Oy, 2008). Ewert (1985) mener responsen til bergmassen på høye injeksjonstrykk ikke nødvendigvis er avhengig av dybde og at de geologiske forholdene og målet med injiseringen er like viktige faktorer som dybden for å bestemme injeksjonstrykket.

Stoppkriterium

Det finnes forskjellige stoppkriterium som definerer når injeksjonen skal stoppes. Vanlig praksis er å sette en grense for maksimum trykk, og holde dette trykket i 5-10 minutter. Det også mulig å definere hvor lav sementinnngang som er ønskelig ved dette trykket (Hollmén og Oy, 2008).

Tabell 4.6 viser en skala for klassifisering av sementinn ganger foreslått av Ewert (1985).

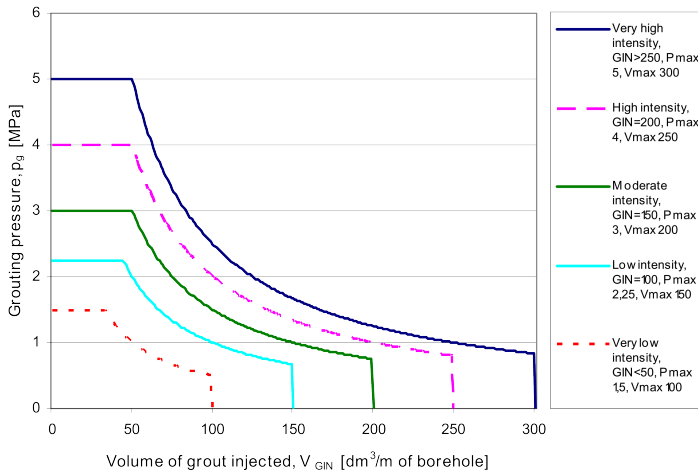
Et eksempel på stoppkriterium er når et trykk på 10 bar kan holdes i 10 minutt med mindre enn 1 liter sementinn gang per minutt. Det kan også settes en grense for

hvor mye sement som kan injiseres. Å pumpe inn for mye sement er uøkonomisk da en risikerer å tette områder som ikke er nødvendige å tette. Ideelt sett vil tettheten til fundamentet være akseptabel når stoppkriteriumet er nådd (Hollmén og Oy, 2008).

Tabell 4.6: Klassifisering av sementinnganger (Ewert, 1985)

Klassifisering av sementinnganger	Sementinnganger (kg/m)
Veldig liten	< 50
Liten	< 100
Intermediær	< 500
Stor	< 1000
Veldig stor	< 2000
Ubegrensa	> 2000

Det er også mulig å anvende et GIN-konsept. GIN står for Grout Intensity Number og er produktet av trykk og sementinngang. En GIN kurve gis ved å definere maksimal verdi av GIN, trykk og sementinngang (figur 4.9). Når volumet som blir injisert er lavt kan høyere trykk brukes, og når volumet er høyt må trykket være lavere. Enhver kombinasjon av trykk og sementinngang kan brukes så lenge produktet er mindre enn den maksimale GIN-verdien (Hollmén og Oy, 2008).



Figur 4.9: GIN kurve (modifisert av Hollmén og Oy (2008) fra Lombardi og Deere (1993))

En teoribasert metode som har blitt utviklet de siste årene er *Real Time Grou-*

ting Control Method. Denne metoden beskriver forholdet mellom sementspredning og injiseringstid for å definere stoppetidspunkt for injiseringen. Metoden er presentert av Gustafson og Stille (2005). Den største fordelene er at injeksjonstiden kan bli optimalisert. Ulempen er at det kreves definering av sprekkeåpning og *yield strength* av sementblandingen (Hollmén og Oy, 2008).

4.4 Defomasjon

Fundamentet skal være stivt nok til at defomasjonen blir begrenset. Imidlertid kan en relativt lav bergmassedefomasjonsmodulus være fordelaktig på grunn av at det kan redusere strekkspenninger i ytterkantene til betonghvelvet. Det er derfor ønskelig med et 2-3 til 1 forhold mellom bergmassens og betongens defomasjonsmodul (ICOLD, 2005). Så lenge ratioen mellom bergdefomasjonsmodulen og betongmodulen er konstant vil de ikke ha stor effekt på spenningstilstanden i dammen. Spenningsproblemer oppstår dersom det eksisterer et område som er bredere enn tykkelsen på dammen, eller dersom et stort område har forskjellig modulus fra resten av vederlaget (ICOLD, 1993).

4.4.1 Elastiske parametre

Defomasjonsegenskapene til en bergmasse er definert ved sammenhengen mellom påført last og resulterende tøyning. Siden bergmassen er anisotropisk og diskontinuerlig er det en vanskelig oppgave å estimere defomasjonsmodulsen, E_m . Denne avhenger av defomasjonsegenskapene til både intakt berg og diskontinuiteter, og er alltid mindre enn defomasjonsmodulsen til intakt berg. Defomasjonsmodulsen til intakt berg er gitt ved Youngs modulus, $E_i = \sigma/\epsilon$ og defomabiliteten til diskontinuiteter er gitt ved stivheten til diskontinuitetene $k = \sigma/\mu$ (Vallejo og Ferrer, 2011).

Defomasjonsmodulsen til bergmassen kan estimeres direkte eller indirekte. *In situ* tester er kostbare og et brukbart resultat krever utføring av mange tester. Derfor har det blitt utviklet flere empiriske metoder for å estimere E_{bm} , noen av disse er gitt i tabell 4.7 (Vallejo og Ferrer, 2011).

Tabell 4.7: Bergmassens defomasjonsmodul

Ligning	Kilde	Begrensning
$E_{bm} = 2RMR - 100$	Bieniawski (1978)	$RMR > 50$
$E_{bm} = 0.5E_i$	Palmstrom og Singh (2001)	For massive bergmasser
$E_{bm} = 10^{\lfloor [RMR - 10]/40 \rfloor}$	(Serafim og Pereira, 1983)	$RMR \leq 50$ (eller lik)
$E_{bm} = E_i * [10^{0.0186RQD} - 1.91]$	(Zhang og Einstein, 2004)	
$E_{bm} = [1 - \frac{D}{2}] * \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} * 10^{\lfloor \frac{GSI-10}{40} \rfloor}$	(Hoek et al., 2002)	$\sigma_{ci} \leq 100$
$E_{bm} = \frac{1}{60} * E_i * \sqrt{\sigma_{ci}}$	(Panthi, 2006)	

Sarvsfossen dam

5.1 Prosjektbeskrivelse

Sarvsfossen dam er en dobbelkrummet hvelvdam som skal stå ferdig våren 2014. Dammen plasseres i Otra, oppstrøms Sarvsfossen, og er en del av en større utbygging i Otravassdraget. Lengden på damkronen vil bli ca. 150 meter og høyden ca. 50 meter (Otra Kraft, 2013). Flere tekniske data er gitt i tabell 5.1.

Tabell 5.1: Sarvsfossen dam, tekniske detaljer (Otra Kraft, 2013).

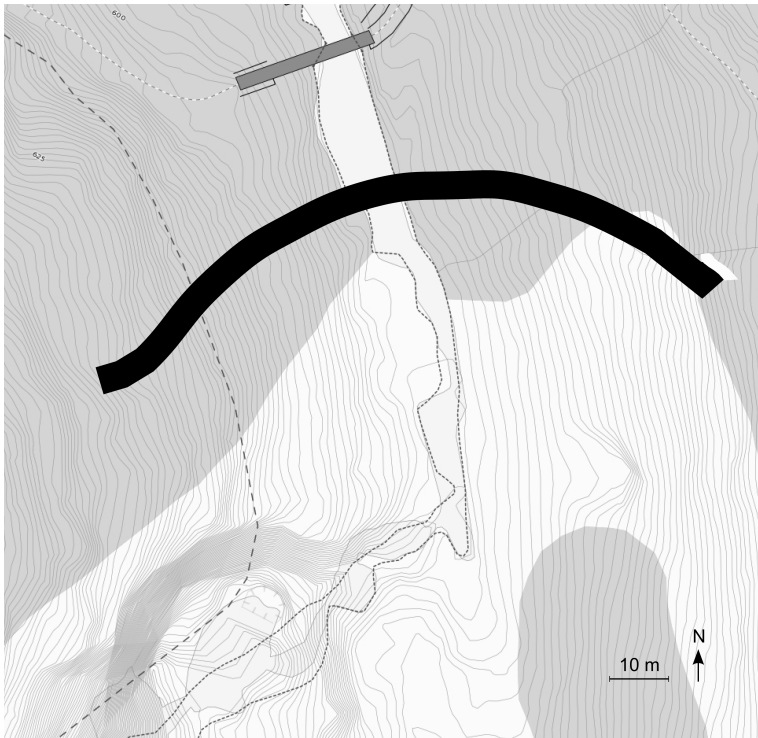
Karakteristikker	Sarvsfossen
Lagringskapasitet	600 000 m ³
Kronelengde	148 m
Maksimal høyde	45 m

5.2 Undersøkelser og designpraksis

De utførte ingeniørgeologiske undersøkelsene er relativt enkle. Før bygging er det i flere omganger gjennomført generell karlegging av geologi og sprekkemålinger. Etter injisering er det også utført vanntapsmålinger. Det er ikke sett behov for geofysiske, laboratorie- eller *in situ* tester, og det er heller ikke utført kjerneboringer (A. Halvorsen, personlig kommunikasjon, høsten 2012).

Det er ikke benyttet noen fast standard for designet, men dette er tilpasset retningslinjer fra NVE (O. Aasen, telefonsamtale, januar 2013).

Figur 5.1 viser et kart over området. Som en kan se på kartet gjør terrenget en krapp sving mot høyre nedstrøms den planlagte dammen. Dammen ble derfor plassert i god avstand til denne svingen (Multiconsult, 2012d). Det er sprengt ut grøft med en dybde på opp til 10 meter for å komme ned i dagfjellsonen. Det er også lagt vekt på et jevnt profil med utjevning av «knoller» (Multiconsult, 2012b).



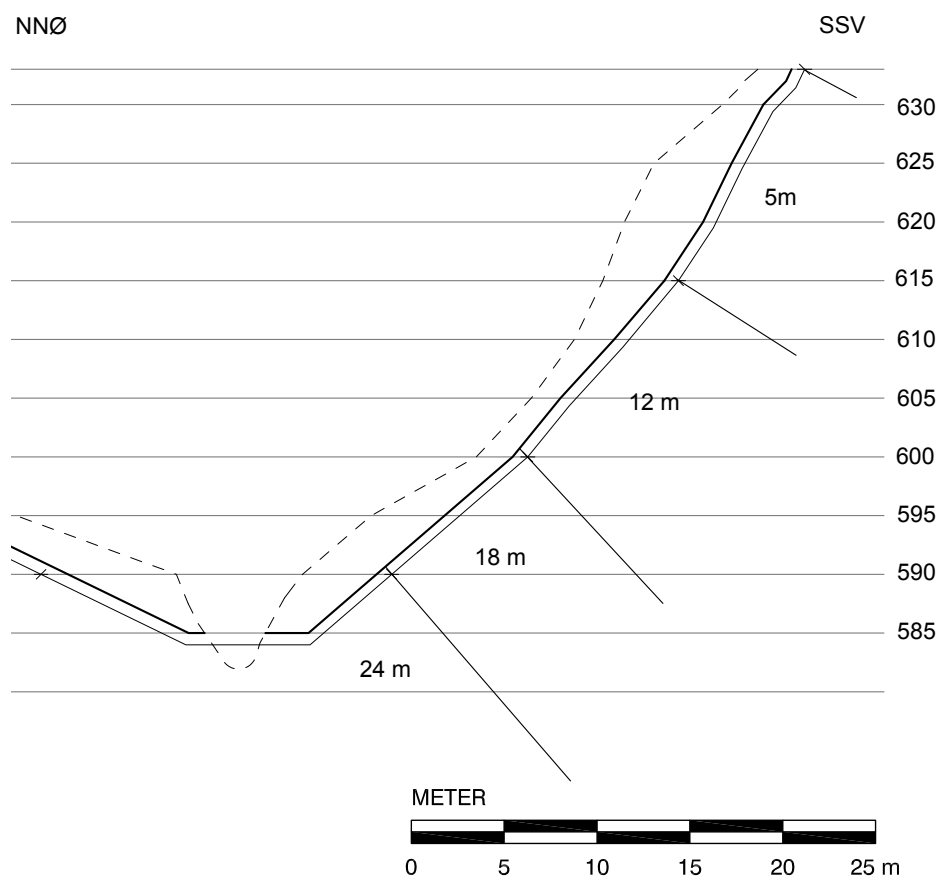
Figur 5.1: Kart over damområdet og omtrentlig plassering av dam (modifisert fra norgeskart.no).

Følgende instrumentering og målinger er planlagt installert i fundamentet (Multiconsult, 2012a):

- Bolter for måling av deformasjoner.
- 3-5 poretrykksmålere.
- Lekkasjemåling (måledam 20-30 m nedstrøms dammen).

5.2.1 Injeksjon og drenering

Fundamentet injiseres for å sikre tetthet. Injeksjonsdesignet er basert på en vurdering av lokale forhold og tilpasset NVE sine retningslinjer (O. Aasen, telefonsamtale, januar 2013). Tettningskjermen består av 2 rader hvor det injiseres i et sikksakk mønster med 3 meter mellom hvert hull i hver rad. Figur 5.2 viser de planlagte injeksjonsdybdene i det høyre vederlaget. Pakker settes i 2 meters dyp og det blir injisert med mikrosement. Injeksjonen skal avsluttes når et trykk på 20 bar kan opprettholdes i 5 minutter uten sementinnngang. Det er også fastsatt at injeksjonen avsluttes ved sementinn ganger på over 150 kg/meter. Tetthetskravet til fundamentet er mellom 2-4 Lugeon, avhengig av borehullslengde og damhøyde (Multiconsult, 2012b).



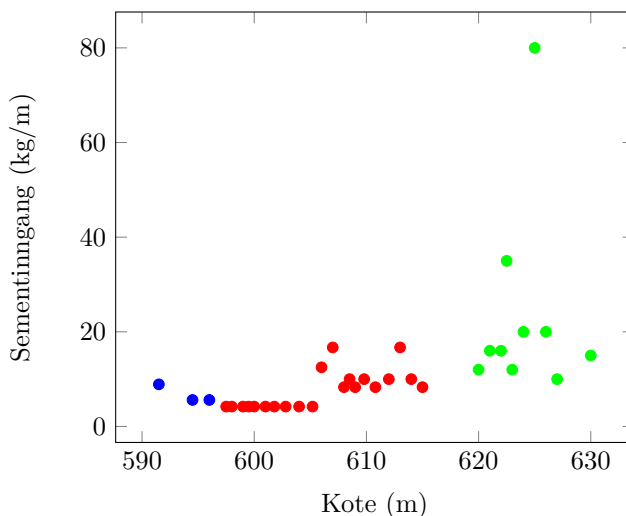
Figur 5.2: Profil av høyre vederlag med injiseringsdybde (modifisert fra Multiconsult (2012c)).

Fundamentet skal også dreneres. Etter planen skal det bores drenering hull nedstrøms for injiseringsområdet under kote 592. Det skal bores 5-8 hull ned til 10 meters dyp (Multiconsult, 2012a).

Det ble utført injeksjon i primærhull høsten 2012. Resultatet fra injiseringen av det østre vederlaget er vist i figur 5.3.

Borprotokoller viser kun plasseringer av hull opp til kote 610 (Otra Kraft, 2012a). Lokaliteten til borehullene opp til kote 615 er estimert ut fra bilder. Plasseringen av de 5 meter lange hullene er usikker og må derfor anses som et røft estimat. Disse er plassert ut i fra figur 5.2.

I to av hullene var det gjennomgang til nærliggende hull. I det ene hullet ble det pumpet inn 1800 kg før injiseringen ble avsluttet (Otra Kraft, 2012b). Disse hullene og de som er rapportert påvirket av denne spredningen er derfor ikke tatt med i diagrammet.



Figur 5.3: Sementinnngang for høyre vederlag. Blå prikker representerer hull med 18 meters lengde, røde 12 meters lengde og grønne prikker viser for 5 meters lengde. Sementfyllingen av hullet på omtrent 4 kg/m er ikke trukket fra.

Injiseringstid varierer mellom 5 minutt og 2,5 time, med en gjennomsnittlig injiseringstid på 45 minutter. GIN verdier, produktet av injiseringstrykk og sementinnngang, ligger mellom 0 og 120 MPa l/m.

Vanntapsmålinger ble utført i kontrollhull etter injisering med 0,5 MPa overtrykk i 5 minutter. Resultatet var et vanntap på 0 liter i alle hull (Otra Kraft, 2012c). Det ble også injisert i disse hullene. Dette resulterte i kun fylling (Multiconsult, 2012h).

5.3 Ingeniørgeologiske forhold

Figur 5.4 viser damstedet sett fra nedstrøms. Det er begrensede mengder løsmasser på overflaten og fjellet ligger stort sett eksponert i overflaten. Berggrunnen består av en svakt foliert metagranitt med enkelte mørke, skifrige ganger. Disse er betydelig svakere enn resten av bergmassen, og vil i den videre teksten bli omtalt som svakhetssoner.



Figur 5.4: Damstedet sett fra nedstrøms.

5.3.1 Oppsprekking, slepper og svakhetssoner

Bergmassen er generelt av god kvalitet og lite oppsprukket. Det er to markerte sprekkeretninger med strøk N-S og Ø-V, begge med et fall på omtrent 70° mot henholdsvis Ø og N. Den mest markerte av disse er Ø-V oppsprekningen som står nærmest vinkelrett på elven. En oppsummering av egenskapene til sprekkene kan ses i tabell 5.2.

Svakhetssonene følger foliasjonen til bergarten og har et fall på rundt $40-65^\circ$ mot SV-VSV (166/57 VSV). De er opptil 1 meter brede og har en utstrekning på flere titalls meter. Det er også godt utviklede eksfoliasjonsprekker i hele området, se figur 5.5. Disse følger fjelloverflaten, er ru og svakt undulerende. Som en kan se på dette bildet avtar eksfoliasjonsoppsprekningen ved 5-10 meters dybde.

Figur 5.6 viser det venstre vederlaget. På denne siden er det en N-S gående sleppe ved 620 m (åpning ca. 1 cm) og også en sleppe nederst med strøkretning NNØ-SSV (åpning $< 0,5$ cm). Oppsprekking er generelt lav med en gjennomsnittelig avstand mellom sprekkene på ca 40 cm. Kvaliteten er best i midten av

Tabell 5.2: Beskrivelse av sprekkesett.

	Sprekkesett 1	Sprekkesett 2
Strøk/fall østre side	094/77 N	004/86 Ø
Strøk/fall vestre side	104/73 N	012/71 Ø
Ruhet	Litt ru	Litt ru
Åpning	Tett	Tett
Utholdenhet	5-10 m	1-5 m
Frekvens	1-7/m	1-5/m
Utforming	Plan	Plan

**Figur 5.5:** Eksempel på eksfoliasjonsoppsprekning like nedstrøms dammen.

vederlaget mellom kote 610 og 620. Det er bare observert en svakhetsone på denne siden, denne krysser vederlaget mellom kote 600 og 610 og er mellom 5-40 cm bred, se figur 5.7.

I det høyre vederlaget er det flere svakhetssoner som kan følges helt ut til et overheng som ligger ca 20-30 meter nedstrøms dammen, se figur 5.8. Ellers er det en sleppe med strøkretning N-S omtrent midt i vederlaget (åpning < 0,5 cm). Ved toppen er det et bredt svakhetssonerområde med 4-5 svakhetssoner. Disse sonene er undulerende og har en bredde som varierer mellom 10-120 cm. Den bredeste ligger i øverste del av dalsiden og kan ses i figur 5.9.

I tidligere rapporter er det nevnt flere Ø-V orienterte svakhetssoner (Multiconsult, 2012d), men dette er ikke blitt bekreftet under feltarbeid.



Figur 5.6: Oversikt over venstre vederlag.



Figur 5.7: Svakhetszone i venstre vederlag



Figur 5.8: Oversikt over høyre vederlag (overheng til venstre i bildet).

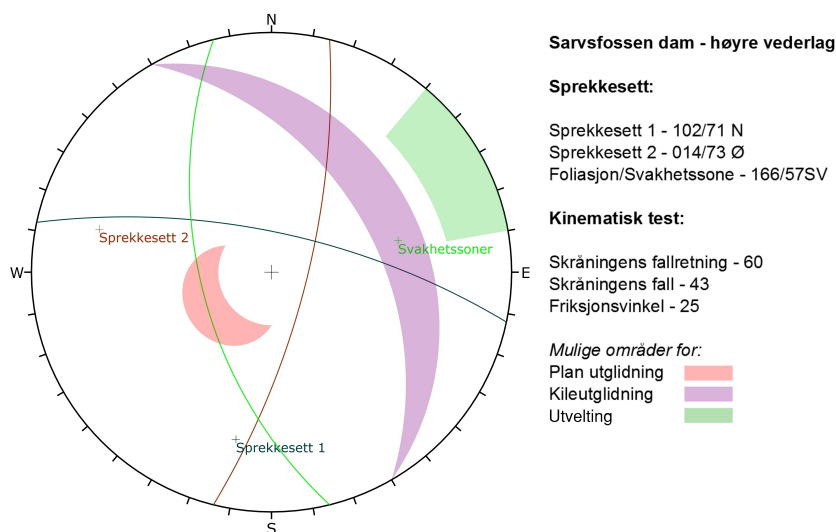


Figur 5.9: Svakhetszone i toppen av høyre vederlag.

5.4 Vurdering av stabilitet

For denne oppgaven er det utført en enkel kinematisk analyse av begge vederlagene. Resultatet av den kinematiske analysen for det høyre vederlaget kan ses i figur 5.10.

Plan utglidning er mulig dersom et plans pol ligger i det lyseblå området. Dette er ikke tilfellet og plan utglidning er derfor ikke sannsynlig. Kileformede blokker kan gli ut dersom kryssningen mellom to diskontinuiteter ligger innenfor det røde området. Sprekkesett 1 og 2 former kiler, men skjæringslinjen mellom planene heller mindre enn skråningen, og sannsynligheten for kilutglidning er liten. For at dette skal skje må det entes dannes en bro gjennom intakt berg, eller så må skråningen undergraves.



Figur 5.10: Kinematisk analyse, høyre vederlag

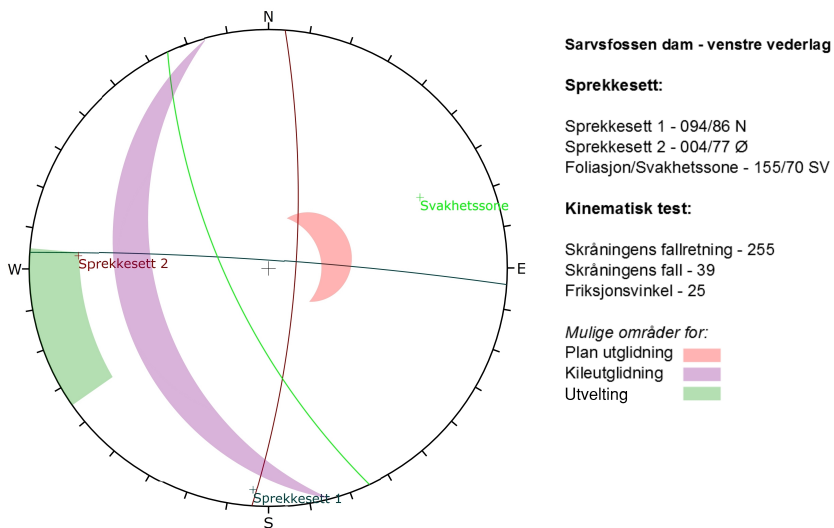
Figur 5.11 viser en kile dannet av sprekkeseett 1 og 2 og eksfoliasjonsplanet nederst i skråningen. Her er skråningen undergravet og kilen er fri til å gli ut. Under bygging vil det derfor være fare for mindre utrasninger i områder med graveaktivitet. Dette vil imidlertid ikke ha betydning for langtidsstabiliteten.

Resultatet av den kinematiske analysen for det venstre vederlaget kan ses i figur 5.12. Sprekkesett og svakhetssoner former heller ikke her plan eller blokker som kan gli ut. Polen til sprekkeseett 2 plotter helt i ytterkant av området for utvelting. Sprekkene har en begrenset kontinuitet og lav frekvens, og utvelting anses derfor ikke som en sannsynlig bruddmekanisme.

Det kan dermed konkluderes med at stabiliteten av damvederlagene er tilfredsstillende, og det er ikke nødvendig med videre beregninger.



Figur 5.11: Kileutglidning i undergravd skrånning.



Figur 5.12: Kinematisk analyse, venstre vederlag

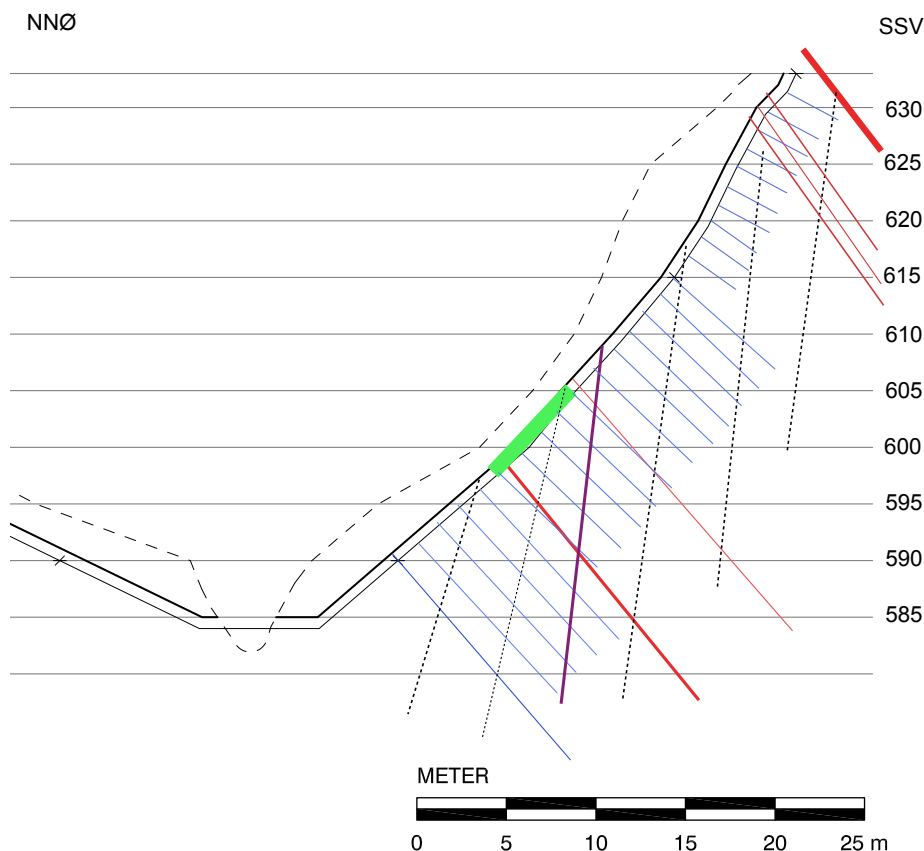
5.5 Injeksjonsprogram og lekkasjepotensiale

Injeksjonsprogrammet og lekkasjepotensiale er vurdert på bakgrunn av injiseringsresultater og vanntapmålinger for det høye vederlaget. I dette avsnittet vurderes først injeksjonsprogrammet og til slutt lekkasjepotensialet.

5.5.1 Injeksjonsprogram

Resultatene fra injiseringen viser lave sementinnnganger. Legges Ewert sin klassifisering til grunn, vil sementinngangen kunne beskrives som *veldig liten* for alle hull, unntatt for et 5 meter langt borehull med en sementinngang på 80 kg/m hvor mengden vil klassifiseres som *liten*.

Sementinngangen for hullene fra kote 597,5 - 605 representerer kun hullfylling. Figur 5.13 viser et profil av damstedet, langs damaksen. Denne viser hvordan injeksjonsskjermen treffer slepper og svakhetssoner.

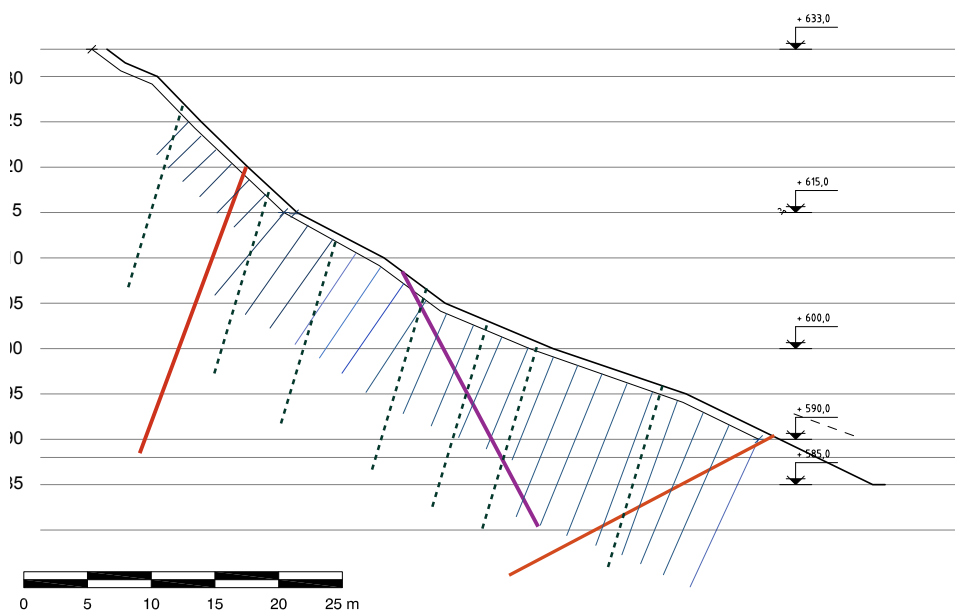


Figur 5.13: Profil av høyre vederlag (sett fra oppstrøms) med omtrentlig plassering av en sleppe (lilla), flere svakhetssoner (rød), sprekker tilhørende sprekkesett 2 (stiplet svart) og injeksjonshull (blå). Bredden på sleppene/sprekkene indikerer relativ størrelse. Grønn strek indikerer område hvor sementinngang var tilnærmet null. Orienteringen til profilet er omtrentlig da dammen er krummet.

Figuren viser at injeksjonshullene med ingen sementinngang treffer en sleppe.

Dette impliserer enten at denne sleppen er tett i dette området, eller at sleppen ble tettet av masse fra de underliggende hullene.

Figuren viser også at sprekker tilhørende sprekkeseett 2 vil bli tettet av injeksjonsskjermen. Sprekkeseett 1 er ikke tegnet inn i profilet siden disse er orientert omtrent parallelt med profilet. Det vil være begrenset hvor mange sprekker tilhørende dette sprekkesettet som tettes av injeksjonsskjermen, spesielt på den vestre siden. Figur 5.14 viser den vestre siden. Denne figuren viser at borehullsvinkelen med fordel kunne ha blitt justert for å treffe flere av sprekkeene.



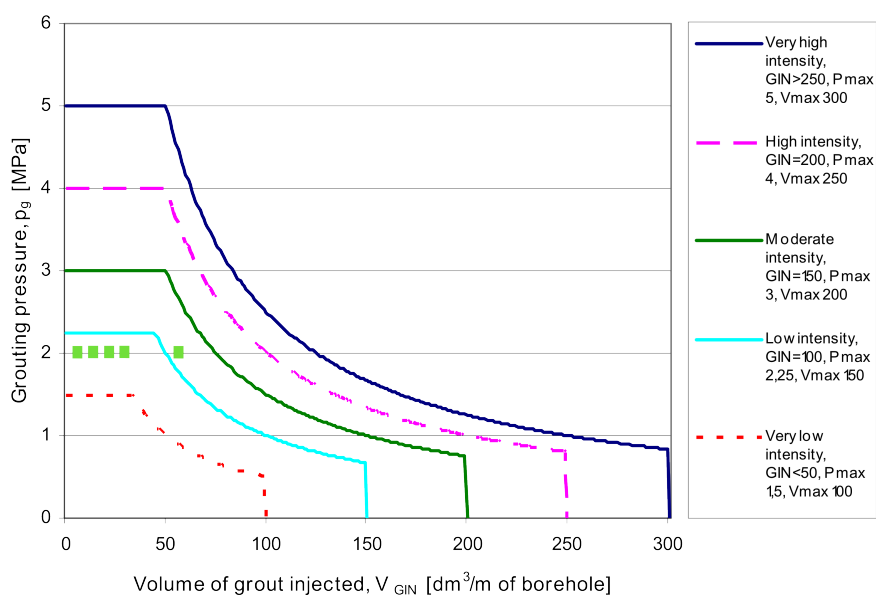
Figur 5.14: Profil av venstre vederlag med omtrentlig plassering av en lagdeling (lilla), to slepper (rød), sprekker tilhørende sprekkeseett 2 (stiplet svart) og injeksjonshull (blå).

Figur 5.3 viste en liten økning i sementinngang per meter i de korteste hullene. Figur 5.13 viser at det er en del svakhetssoner i øvre del av vederlaget og det er sannsynlig at de økte sementinngangene skyldes disse. Som nevnt tidligere i kapittelet er plasseringen av 5-meters hullene usikker, og dette kan derfor ikke sies med sikkerhet. Det kan også være at den økte sementinngangen skyldes at slepper og sprekker er mest åpne i de øverste metrene av fundamentet og/eller det foregår hydraulisk splitting i denne delen. Dette fører i så fall til at den gjennomsnittelige sementinngangen blir høyere for de korteste hullene.

Under injisering av sekundærhull ble det registrert sementinnganger som kun

representerer hullfyllinger. Dette tyder på at det var tilstrekkelig å injisere i primærhullene. Slepper og sprekker med en åpning av betydning må ha blitt tettet av injeksjonsmassene og spredningsdistansen må være $> 1,5$ meter. Det vil si at med et maksimalt injiseringsstrykk på 20 bar, var 3 meter mellom hvert hull en stor nok avstand.

I og med at sementinngangene var så lave, ville kun ett eller to hull vært avsluttet før dersom det hadde blitt brukt GIN metoden med $GIN=100$ (figur 5.15). Det er en mulighet for at det hadde vært mer økonomisk å bruke *Real Time Grouting Control Method*, men dette er vanskelig å verifisere.



Figur 5.15: Typiske GIN verdier plottet i diagram (grønne firkanter). Kun et hull plottes over kurven gitt av $GIN=100$.

Injeksjonsprogrammet kan oppsummeres på følgende måte:

- Sementinngangen i alle hull kan karakteriseres som liten eller veldig liten.
- For det venstre vederlaget hadde det vært en fordel å orientere borehullene med en vinkel for å treffe sprekker bedre.
- Økte sementinnganger i de korteste hullene kan skyldes svakhetssonene i toppen av vederlaget.
- Injeksjonsskjermen har redusert permeabiliteten til fundamentet.

5.5.2 Lekkasjepotensiale

Basert på de utførte vanntapsmålingene etter injisering, er det ikke mulig å regne ut noen verdi av k . Det kan derimot utvilsomt slås fast at fundamentet etter injiseringen oppfyller tetthetskravene og er så godt som helt tett. 1 Lugeon kan i følge tabell 4.4 anslås å representere en hydraulisk konduktivitet på 10^{-7} m/s. Permeabiliteten i det injiserte området må altså være mindre enn dette og kan regnes som ubetydelig.

Ved høyt trykk vil vann kunne bevege seg under tettningskjermen. For å estimere vanntapet må en evaluere den hydrauliske konduktiviteten under injeksjonsskjermen. En konservativ antagelse er å sette akseptabel hydraulisk konduktivitet under injeksjonsskjerm lik akseptabel hydraulisk konduktivitet gitt av tetthetskravet til fundamentet. Tetthetskravet ligger mellom 2-4 Lugeon og tilsvarer i følge tabell 4.4 en konduktivitet mellom $6 * 10^{-6}$ og 10^{-7} .

I moderat oppsprukket metagranitt er permeabiliteten vanligvis lav (jf. figur 4.6) og lekkasje vil i hovedsak skje gjennom svakhetssoner og slepper. Det finnes uttrykk som gir den hydrauliske konduktiviteten med dybden dersom den den hydrauliske konduktiviteten ved overflaten er kjent. Ved dam Sarvsfossen er det vanskelig å estimere k ved overflaten da det ble ikke utført vanntapsmålinger før injisering. Det er også problematisk å bruke sementinngangen til å si noe kvantitativt om k (Ewert, 1985), det eneste som kan slås fast er at permeabiliteten har blitt redusert da sementinngangen i sekundærhull var betydelig mindre enn i primærhull.

Basert på avstanden mellom sprekker (i gjennomsnitt omtrent 0,4 meter) kan bergmassen i følge tabell 4.5 beskrives som moderat permeabel med en hydraulisk permeabilitet på mellom $10^{-5} - 10^{-2}$. Denne klassifikasjonen er veldig enkel da den ikke tar hensyn til sprekkeåpning. Siden den gjennomsnittelige sprekkeåpningen er liten vil permeabiliteten ligge nærmere 10^{-5} og kanskje til og med under. I og med at sprekkenes åpning ikke er kvantitativt kjent kan k heller ikke estimeres fra figur 4.7 som er basert på sprekkeåpning og sprekkefrekvens. Det har på grunn av dette ikke vært mulig å estimere vanntapet.

Det er en mulighet for at den hydrauliske konduktiviteten til fundamentet i utgangspunktet tilfredstilte tetthetskravet. Da ville det ikke vært nødvendig å injisere i det hele tatt. Det er imidlertid vanskelig å forutsi slike resultater på forhånd.

Vurderingen av lekkasjemuligheter kan oppsummeres med følgende:

- Fundamentet er etter injisering helt tett (k er ubetydelig).
- Beregning av k under injeksjonsskjermen krever mer data.
- Fundamentet kan ha tilfredstillt tetthetskrav før injisering.

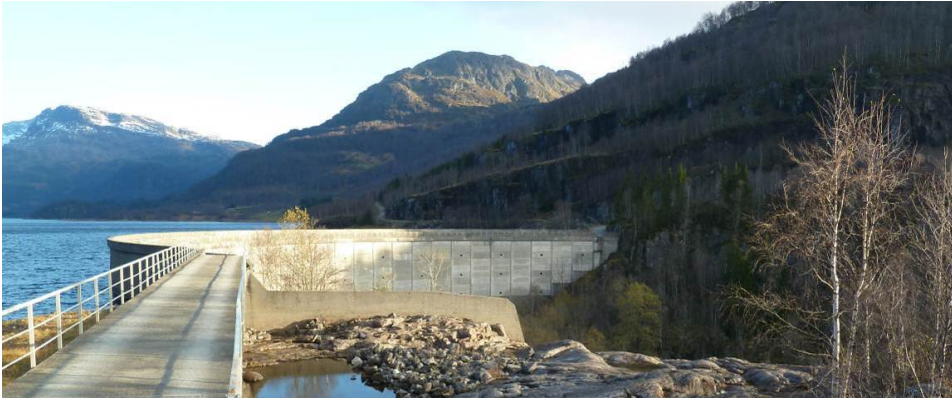
Ingeniørgeologisk vurdering av Slettedalen

6.1 Prosjektbeskrivelse

Slettedalen dam ligger i Sauda kommune i Rogaland. Dammen er dobbelkrummet og er omtrent 73 meter høy med en kronelengde på 180 m. På den høyre siden er det tilsluttet en 50 m lang platedam hvor det er anlagt et overløp (Multiconsult, 2011). Flere tekniske data er gitt i tabell 6.1, og figur 6.1 viser dammen med overløp. Dammen ble bygget i årene 1956-1960 og var da den høyeste betongdammen som noen gang var bygget i Nord-Europa (Johnsen og Grøner, 1964).

Tabell 6.1: Slettedalen dam, tekniske data (Multiconsult, 2011)

Karakteristikk	Slettedalen
Lagringskapasitet	87,3 Mm ³
Kronelengde	180 m
Maksimal høyde	75 m
Høyeste regulerte vannstand (HRV)	475
Maks radius (ved HRV)	68 meter
Tykkelse	Topp 1,4 meter Bunn 4,3



Figur 6.1: Slettedalen dam, sett fra høyre side. Overløpet er nærmest i bildet og den grå betongmuren i enden av overløpet er en ledemur (Multiconsult, 2011).

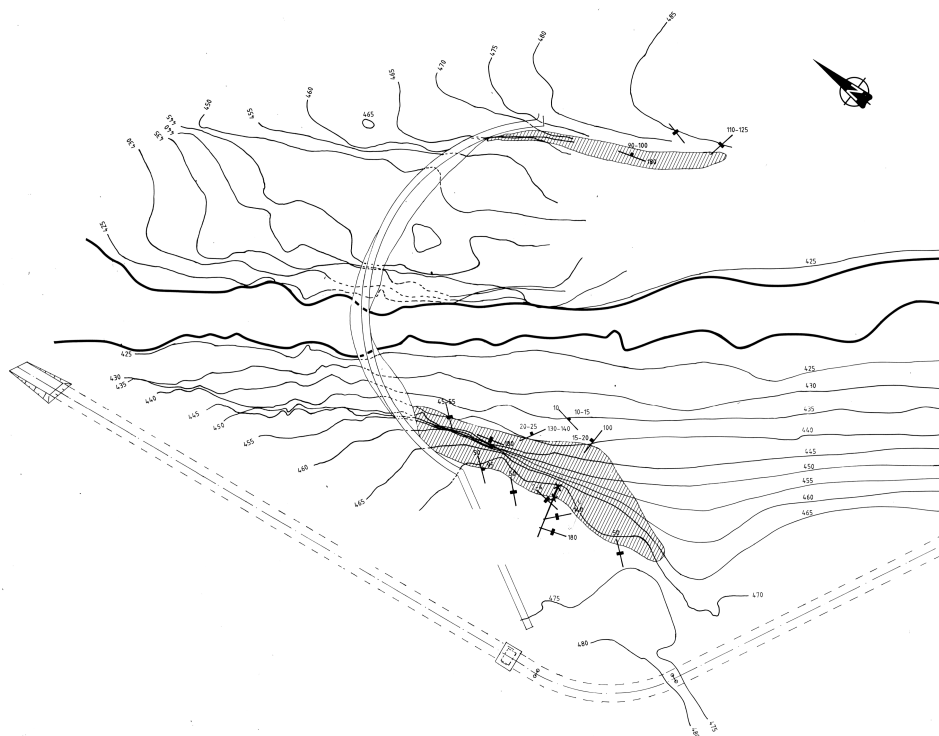
6.2 Undersøkelser og designpraksis

Dam Slettedalen ble bygget i perioden 1956-1960 og design- og byggepraksis må sies å være upåvirket av hendelsen ved Malpasset som førte til økt fokus på betydningen av fundamentet. Et særtrykk om dammen (Johnsen og Grøner, 1964) viser likevel at det eksisterte visse prinsipper. Det er poengtert at for en så høy hvelvdam stilles det store krav til fundamentet. Derfor ble det lagt vekt på at all dårlig berg skulle fjernes og at profilet måtte være jevnt. Arbeidet med fundamentet tok et år og det ble sprengt ut og fjernet 18000 m³ med masser, hvilket var mer enn forventet (Johnsen og Grøner, 1964).

Det er usikkert hvilke ingeniørgeologiske undersøkelser som ble utført før bygging. En stabilitetsundersøkelse som ble utført av Grøner AS i 1987 viser til damstedkart med geologiske profiler og eksisterende geologiske rapporter (ikke spesifiserte) som en del av grunnlaget for undersøkelsen (Grøner, 1987). Antageligvis var beskrivelsene av oppsprekning og diskontinuitetsegenskaper begrenset da det ikke refereres til dokumentene senere i rapporten. Under bygging er det kjent at det ble utført kjerneboring i bunnen av fundamentet for å lokalisere forkastninger og avgjøre dyp til fjell (Johnsen og Grøner, 1964).

Det er ikke utført stabilitetsregninger av vederlagene før bygging. Plasseringen av dammen kan ses i figur 6.2. Hvorvidt dammen oppfyller NVE sine krav til fall og kontaktflate mellom hvelv og fjell avhenger av skala.

Det ble utført deformasjonmålinger av hvelvet de første årene. Målingene viste små deformasjoner og ble avsluttet etter noen år. Det ble også installert målebolter i det høyre vederlaget i 1987, men disse ble ødelagt kort tid etter innstilling. Det er ikke installert poretrykksmålere i fundamentet (Multiconsult, 2011).



Figur 6.2: Kart over damområdet og sprekkemålinger (Grøner, 1987). Skraverte områder representerer områder med spesielt mye oppsprekking.

6.2.1 Injeksjon og drenering

Det er ikke utført systematisk injeksjon. Av byggerapporter kommer det frem at det ble injisert «hvor det har vært tvil om fjellets tetthet» (Saudefaldene, 1957). Dette gjelder to slepper samt østre side av bunnseksjonen. Hulldybden var 4 m og injeksjonstrykket var mellom 8-10 kg/cm³ (Saudefaldene, 1959).

Under feltarbeidet ble det observert mange områder med stående vann over sprekker. Det at vannet ikke trekker ned indikerer at sprekkeene er relativt tette. I figur 6.7 kan det sees et mørkt bergparti hvor det kommer vann gjennom sprekkeene. Utenfor dette området er sprekkeene fuktige eller tørre.

Det er ikke utført lekkasjemålinger ved dammen, lekkasje blir kommentert ved tilsyn. Under tilsyn har det blitt observert lekkasje i bergparti og i et område i det venstre vederlaget (Multiconsult, 2011). Det er ikke installert drenering men i høyre vederlaget har omløpstunnelen en drenerende funksjon. Sprekkevannstrykket antas å kunne komme opp i høye verdier i deler av vederlaget (Grøner, 1987).

6.3 Ingeniørgeologiske forhold

Dammen er fundamentert på fjell og bergartene i området er beskrevet av Johnsen og Grøner (1964) som skifrig, kvartsrik gneis. Fargen er grønn til grå med enkelte lyse bånd. Bergarten er foliert og foldet og det kreves flere slag med geologisk hammer for å dele ett håndstykke. Bergmassen er ellers lett til moderat oppsprukket med 3 dominerende, steile sprekkesett.

I denne oppgaven er det fokusert på det høyre vederlaget da det tidligere er vurdert som det mest kritiske med tanke på stabilitet (Grøner, 1987).

6.3.1 Oppsprekking

Som en kan se av figur 6.2 har begge vederlagene svært steile sider, og det er ytterst i disse sidene at berget er tette oppsprukket. Det ble i høyre vederlag identifisert 3 markerte sprekkesett i tillegg til foliasjonsplan under feltarbeidet. Disse var alle steile og har strøk N-S, NV-SØ og NØ-SV. Alle er godt utviklet i nedre del av vederlaget, spesielt NV-SØ og NØ-SV som har lang utstrekning. Ved overløpet er sprekkene mindre utviklede og fremstår mer som riss. Felles for disse sprekkesettene er at de er svært plane, litt ru og tette. Foliasjonsplanene er subhorisontale og svakt undulerende. Dette gjør at det er vanskelig å måle strøket, men oftest faller foliasjonsplanene svakt utover mot dalen (mot NØ). Foliasjonsplanene er sterkest utviklet i nedre del og i skifrige områder er overflatene tydelig forvitret. Egenskapene til hver av sprekkesettene er gitt i tabell 6.2.

Det er ikke observert noen utpregede svakhetssoner. Det går en kløft like til høyre for ledevannspilaren, men det er usikkert om denne er naturlig eller har blitt sprengt ut i forbindelse med arbeider under bygging.

Tabell 6.2: Beskrivelse av sprekkesett

	Sprekkesett 1	Sprekkesett 2	Sprekkesett 3	Foliasjon
Strøk/fall	044/90	151/90	001/90	118/12*
Ruhet	litt ru	litt ru	litt ru	undulerende, glatt
Åpning	< 0,2 mm	< 0,2 mm	< 0,2 mm	< 0,2 mm
Trykkstyrke**	65-70	65-70	-	10-70
Utholdenhet	2-20 m	1-15 m	1-7 m	-
Frekvens	1-3/m	1-5/m	1-2/m	1-40/m

* Strøk og fall varierer, de fleste målinger viser fallretning mellom nord og øst

** Grøner (1987).



Figur 6.3: Oversikt over det høyre vederlaget. Bilde er tatt fra midten av dammen.

6.4 Vurdering av stabilitet

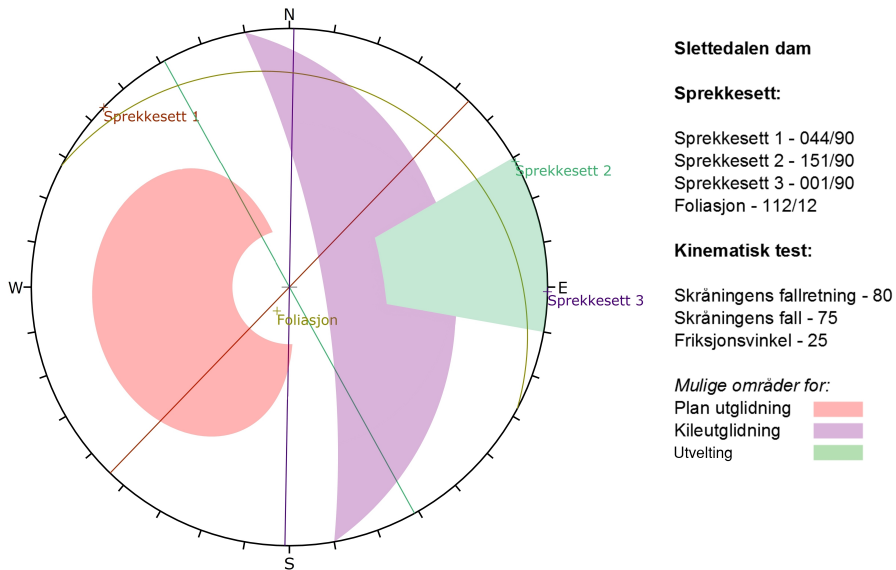
Stabiliteten av vederlagene ble undersøkt av Grøner (1987) i forbindelse med etterkontrollen av fundamentstabilitet av norske hvelvdammer. Etter geologisk kartlegging og vurdering ble det konkludert med at bare blokker ytterst i det høyre vederlaget kunne falle ut, og dette ville ikke få noen betydning for stabiliteten.

For denne oppgaven ble det utført en kinematisk analyse av det høyre vederlaget. De tre vertikale hovedplanene vurderes som representative for sprekkesettene siden strøkretningen til disse varierer lite. Orienteringen til hovedplanet for foliasjonen er derimot usikker på grunn av unduleringen og det lave fallet.

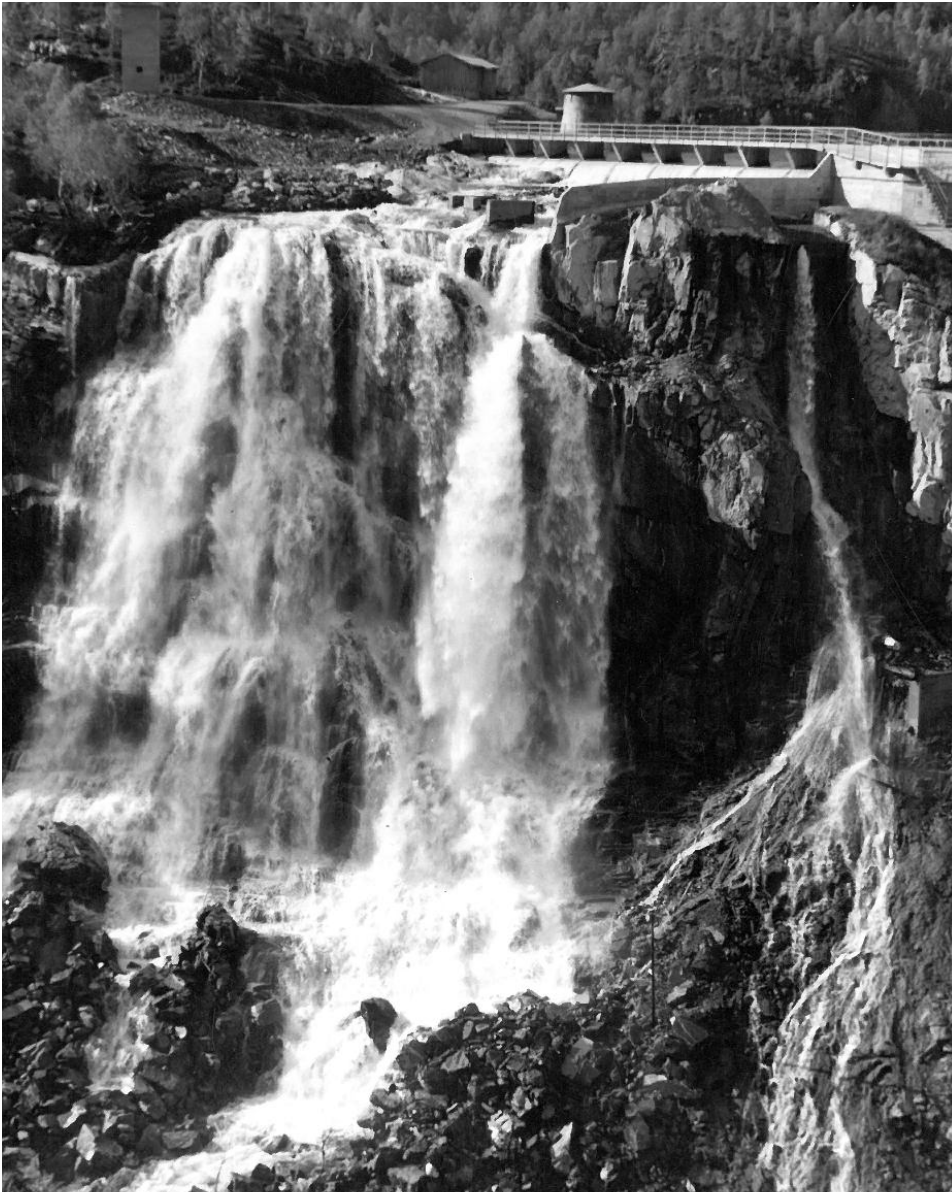
Resultatet av analysen kan ses i figur 6.4. Det er ingen poler som plotter i området for plan utgliding, fallet til foliasjonen er for lite. Med tre steile sprekkesett og et svakt hellende plan er det heller ingen kiler som kan gli ut.

Polen til både sprekkesett 2 og 3 plotter i ytterkant av området for utvelting, dermed er i følge analysen dette en mulig bruddmekanisme. Siden sprekke tilhørende sprekkesetta er tilnærmet vertikale vil ikke blokkene kunne velte utover på grunn av sin egen tyngde, og det har derfor ikke blitt gjort noe forsøk på å anvende analytiske utregningsmetoder. Sprekkene er også kun utviklet i de ytterste delene av vederlaget. Det kan derfor konkluderes med at utvelting ikke vil forekomme i stor skala, men enkle blokker kan skyves utover som følge av andre faktorer, for eksempel utspyling av flomvann eller frostsprengning.

De siste 10 årene har det vært 1-2 overløp i året, men det er ikke funnet tegn til kraftig erosjon av overløpet (Ståle Lunde, e-mail, 3. desember 2012). Ved foten av klippen er noen deler av bergmassen slått ut av vannet, men sammenligning med bilder tatt på 60-tallet, 1987 og 2012 (henholdsvis figur 6.5, 6.6, og 6.7 viser at det ikke er mye berg som har forsvunnet. Dette støtter opp under konkluderes om med at bortfall av berg ikke representerer en trussel for vederlagets stabilitet.



Figur 6.4: Kinematisk analyse, høyre vederlag ved Slettedalen dam. Polen til sprekkesett 2 og 3 plottes i ytterkanten av området for blokkutfall. Sprekkene former ingen plan eller kiler som kan gli ut.



Figur 6.5: Bildet viser første gang overløp i 1960. (Bilde fra Saudefaldene AS, 1960)



Figur 6.6: Bilde fra 1987 (Grøner, 1987).



Figur 6.7: Bilde fra befaring høsten 2012.

KAPITTEL 7

Vinkelfallet dam

7.1 Prosjektbeskrivelse

Vinkelfallet dam demmer opp Våla, like nord for Ringebu sentrum i Oppland fylke. Dammen er enkelkrummet og ble bygget i 1982 med oppfylling i 1983. Høyden på dammen er ca. 40 m og kronen er omtrent 60 meter lang (Multiconsult, 2010). Det er i forlengelsen av dammen anlagt en fyllingsdam på den østre siden, denne er delvis fundamentert på løsmasser (Birgirsson og Roede, 1988). Flere tekniske detaljer er gitt i tabell 7.1.

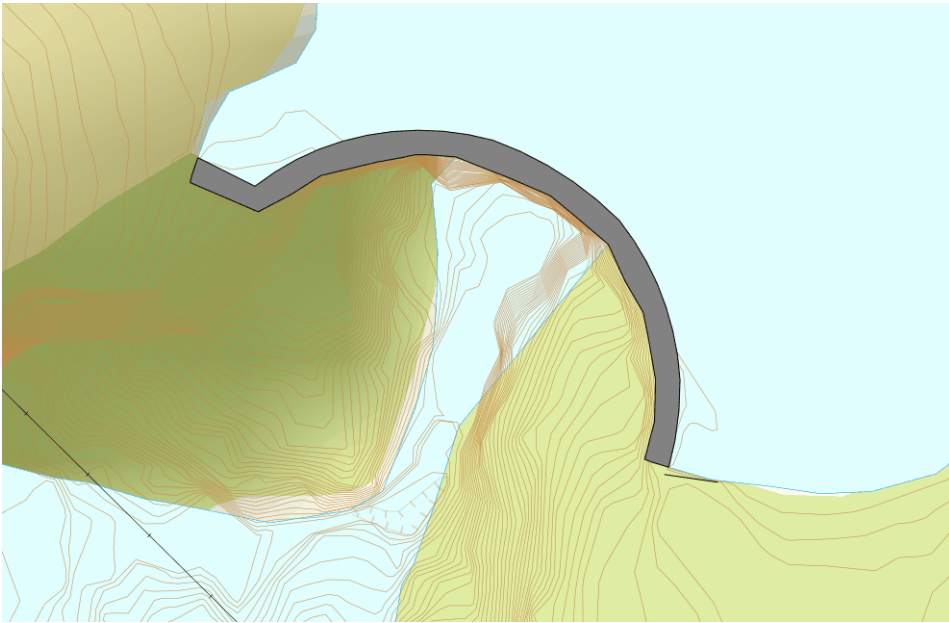
Tabell 7.1: Sarvsfossen dam, tekniske detaljer (Multiconsult, 2010).

Karakteristikk	Størrelse
Kronelengde	57 m
Maksimal høyde	41 m
Radius	19 m
Tykkelse	Topp 1,0 m Bunn 1,6 m

7.2 Undersøkelser og designpraksis

Bortsett fra generell kartlegging på overflaten og kjerneboringer under fyllingsdammen på den østre siden (i løsmasser, Multiconsult (2012g)), er det vanskelig å dokumentere hvilke, og hvor omfattende geologiske undersøkelser som ble utført før bygging.

Figur 7.1 viser damstedet. Dammen er lagt i en smal kløft med bratte fjellsider og snur omtrent 90 grader mot øst noen meter nedstrøms for dammen. Det er denne knekken som har gitt navnet til Vinkelfallet (Birgirsson og Roede, 1988). Kontaktflaten mellom fjell og hvelv er tilnærmet radiell slik som anbefalt i NVE sine retningslinjer, men skråningen gjør en krapp sving nedstrøms kontaktflaten. Dette kan ses i figur 7.2.



Figur 7.1: Kart over damområdet (hentet fra norgeskart.no).

Praksis for sprengning og rensk er spesifisert i anbudsdokumenter:

Hvor det skal støpes mot fjell, må sprengningen utføres meget forsiktig og slik at man får de nødvendige opplegg for betongkonstruksjonene til overføring av opptredende krefter. Det renskes overalt til fast, godt fjell. (Grøner AS, 1982a, s. 8-3)

Det er imidlertid observert at den utførte rensken ikke ble utført like omfattende som spesifisert (Multiconsult, 2012g).

Følgende instrumentering ble installert i fundamentet:



Figur 7.2: Hvelvdammens fall inn i fjellet. Rød linje viser fjellkonturen.

- Poretrykksmålere
- Bolter for måling av deformasjon

Poretrykksmålere ble avlest under oppfylling og det første driftsåret. Disse målingene viser at sprekkevannstrykket er lavere enn det hydrostatiske trykket (Birgirsson og Roede, 1988). Boltene for måling av deformasjon er plassert på hvelvdammens krone og måles fortsatt. Deformasjonsmålingene er videre omtalt i avsnitt 7.3.3.

Det er installert en injeksjonsskjerm i fundamentet. Lengden på injeksjonshulene er 10 m over kote 285, og 15 m helt ned til bunnen hvor lengdene øker til 20 m (Multiconsult, 2012g).

Begge vederlagene er drenert. En tverrstoll drenerer det høyre vederlaget, mens omløpstunnelen fungerer som drenasjetunnel i det høyre vederlaget (Birgirsson og Roede, 1988).

7.3 Ingeniørgeologiske forhold

Før og under arbeidet med masteroppgaven har nye data blitt tilgjengelige. Noe av den viktigste informasjonen er

- sleppekartlegging og sprekkemålinger

- terrengskanning av høyre vederlag
- kjernemateriale fra borehull hvor det har blitt inninstallert ekstensiometer
- resultater fra laboratorietester
- mineralogisk analyse av prøve
- bore- og sikringsrapporter

Det meste av informasjonen omhandler det høyre vederlaget. Med mindre noe annet er nevnt vil derfor de følgende avsnittene handle om det høyre vederlaget.

7.3.1 Generell geologi

Ifølge NGUs berggrunnskart (N50) tilhører berggrunnen Undre Kvitvola skyvedekke, Fronformasjonen. Bergartene i området er beskrevet som «lysegrå, finkornet feldspatisk metasandstein, kvartsitt, sandig fyllitt og karbonatlag».

Det ble utført en mineralogisk analyse av en finkornet prøve fra ytterkanten av skråningen, like ved damfundamentet på oppstrøms side. Analysen ble utført av personell ved kjemisk- /mineralogisk laboratorium, NTNU. Resultatene er gitt i tabell 7.2 og viser at bergarten inneholder i hovedsak kvarts, albitt, og glimmer. Dette tyder på at det finkornige materiale er metamorfisert og at bergarten er en kvartsrik og feldspatisk leirskifer eller fyllitt. Ellers er det også områder med metamorfisert sandstein.

Tabell 7.2: Resultater fra XRD analyse.

Mineral	Mengde (%)
Quartz	48.11
Albite	27.02
Muscovite	12.73
Microcline	4.76
Calcite	3.48
Biotite	3.91

7.3.2 Sprekker og slepper

Sprekkemålinger har blitt utført av Multiconsult ved det høyre vederlaget. Det ble identifisert tre hovedsprekkesett, medregnet lagdelingsplan med fall mot NNØ. Disse er markerte og godt utviklet i begge vederlagene, det samme er sprekker med steilt fall mot VNV, videre omtalt som sprekkesett 1. Dette sprekkesettet løper parallelt med dalen og er utsatt for erosjon. De første årene etter bygging ble betydelige deler av det høyre vederlaget erodert bort av flomvann og frostsprengning. Det ble satt inn sikringstiltak for å begrense erosjonen. Sprekker tilhørende

de siste sprekkesettet (sprekkesett 2) er mindre markert og har steilt fall mot SV (Multiconsult, 2012g). Sprekkesettens egenskaper er gitt i tabell 7.3.

Tabell 7.3: Beskrivelse av sprekkesett (Basert på Birgirsson og Roede (1988), Multiconsult (2012i) og Multiconsult (2012g)).

	Sprekkesett 1	Sprekkesett 2	Lagdeling
Strøk/fall	028/88 VNV	127/84 SSV	120/20 NNØ
Ruhet (JRC)	5	15	10
Åpning	Delvis åpen	Tett	Tett
Utholdenhet	Lang utstrekning	Kort utstrekning	Til dels lang utstrekning
Avstand	Liten	Moderat	Liten - veldig liten
Utforming	Plan	Plan	Plan

Det er store forskjeller i grad av oppsprekking i vederlaget. RQD verdier i områder med metasandstein er generelt høye, mens leirskifer/fyllitt har lave RQD verdier (Multiconsult, 2012f). Ifølge Multiconsult (2012g) er den øvre delen av vederlaget, fra kote 285 og oppover, mest forvitret og oppsprukket.

I det høyre vederlag er det flere markante slepper tilhørende sprekkesett 1. Sleppene er tegnet inn og nummerert i fotografiet i figur 7.3. Utgående har også blitt målt av Bang oppmåling og vises i figur 7.4. Bredden på sleppene er estimert fra observasjon på overflaten på nedstrøms side. Bredden på sleppe 1 er anslått til 5-6 cm, sleppe 2 \leq 10 cm og sleppe 3 opptil 20 cm (Multiconsult, 2012g).

7.3.3 Deformasjonsmålinger

Det er installert 5 målebolter på damkronen. Plassering av bolt 1-4 er vist i figur 7.4. Samlet forflytning er gitt i tabell 7.4. Bolt 1, 2 og 4 har hatt den største forflytningen. Bevegelsesretningene for disse boltene har vært stabil og retningen er tegnet inn omtrentlig i figur 7.4 (Multiconsult, 2012g).

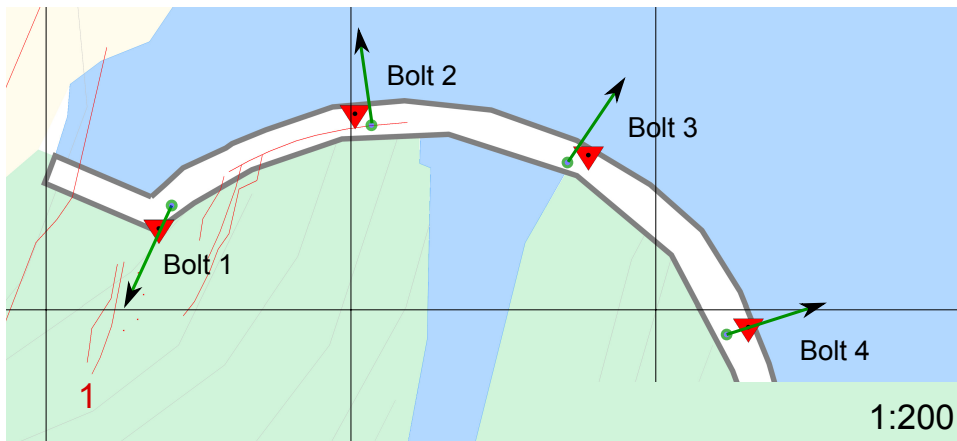
Tabell 7.4: Deformasjonsmålinger (basert på (Multiconsult, 2012g))

Bolt nr.	Samlet forflytning (mm)	Azimuth*	Kommentar
1	22	202	Stabil bevegelsesretning
2	21	353	Stabil bevegelsesretning
3	6	213	Liten bevegelse, variabel retning
4	32	74	Stabil bevegelsesretning
5	5	207	Liten bevegelse

* Oktober 2009



Figur 7.3: Slepper/sprekker i høyre vederlag. (Bilde fra Halvorsen, Multiconsult, 2012)



Figur 7.4: Bevegelsesretning for bolt 1-4, måling 48, september 2011 (Basert på (Multiconsult, 2012g)).

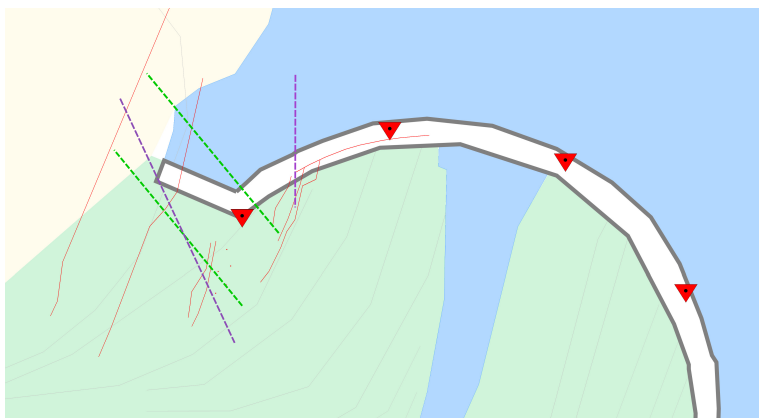
7.4 Tidligere vurderinger og sikringstiltak

Stabiliteten til det høyre vederlaget har blitt vurdert flere ganger (Multiconsult, 2012g):

- 1982** Stabilitetsberegninger for bergblokker i det høyre vederlaget resulterer i høye sikkerhetsfaktorer. Beregningsmetoden er basert på tredimensjonalanalyse av stive blokker som beskrevet i U. S. Department of the Interior (1977).
- 1992** Urovekkende deformasjonsmålinger fører til nye stabilitetsberegninger for bergblokker høyere oppe i fundamentet med samme metode. Undersøkelsene leder til sikringstiltak.
- 2010-2012** Damsikkerheten revurderes og det installeres ny sikring og ekstensiometere.

Sikringen i 1992 inkluderte installasjon av et betongdekke og ledemur for å redusere erosjonen i det høyre vederlaget. Det ble også spent opp 5 Dywidag stag. Plassering av stagene er vist med røde prikker i figur 7.4. Den totale lengden på stagene var 18,5 m og ble innsatt med en orientering på $45,5 \rightarrow 306$. Stagene er forspent og låst med en oppspenning på 276 kN. Toppen av stagene ble innstøpt, og det er ikke mulig å kontrollere oppspenningskraften. Det er rapportert at tiltaket resulterte i markert endring i lekkasjer, men bevegelsen av bolt 1 fortsatte (Multiconsult, 2012k).

Etter den siste revurderingen ble det innsatt to ekstensiometere for å kunne følge med på eventuell deformasjon i vederlagene. Plassering av stag og ekstensiometere vises i figur 7.5 (Multiconsult, 2012k).



Figur 7.5: Plassering av ekstensiometre og stag. Ekstensiometer er farget lilla, og stag er farget grønn (modifisert fra Multiconsult (2012k))

Det ble også utført nye sikringsarbeider (figur 7.6). Betongplattingen fra 1992 var skadet og denne ble erstattet med en ny, tjukkere plattning. Det ble også påført sprøytebetong og satt inn bolter og 8 nye Dywidag stag med 18 meters lengde. Orienteringen til stagene er $30 \rightarrow 315$. (Multiconsult, 2012k).



Figur 7.6: Sikring høsten 2012, sprøytebetong og ny betongplattning. Stag skal settes inn over boltene i bildet (Multiconsult, 2012k).

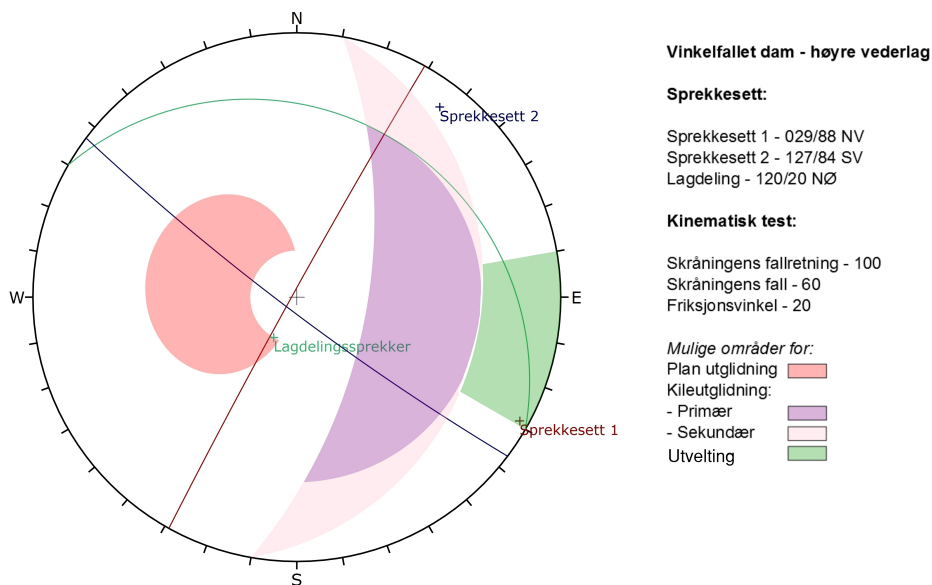
7.5 Vurdering av stabilitet

Fokuset på vederlagsstabiliteten til Vinkelfallet dam skyldes de målte forflytningene. Det er flere mulige årsaker til bevegelsene, i denne oppgaven antas det imidlertid at hele bevegelsen skyldes deformasjon i vederlaget.

7.5.1 Kinematisk analyse

Det har tidligere blitt identifisert blokker som kan gli ut av skråningen. Glideretningen som sikkerhetsfaktoren ble regnet ut for er ukjent. Birgirsson og Roede (1988) beskriver at bevegelsen er «ut mot dalføret», men retningen er ikke nærmere spesifisert. Skråningens fallretning varierer mellom $N100^\circ\text{Ø}$ og $N220^\circ\text{Ø}$ og skråningsorienteringen ble i den kinematiske analysen variert mellom disse ytterpunktene.

Figur 7.8 viser resultatet for fallretning N220°Ø og figur 7.7 viser resultatet for fallretning N100°Ø. Friksjonsvinkelen ble satt lik 20°.

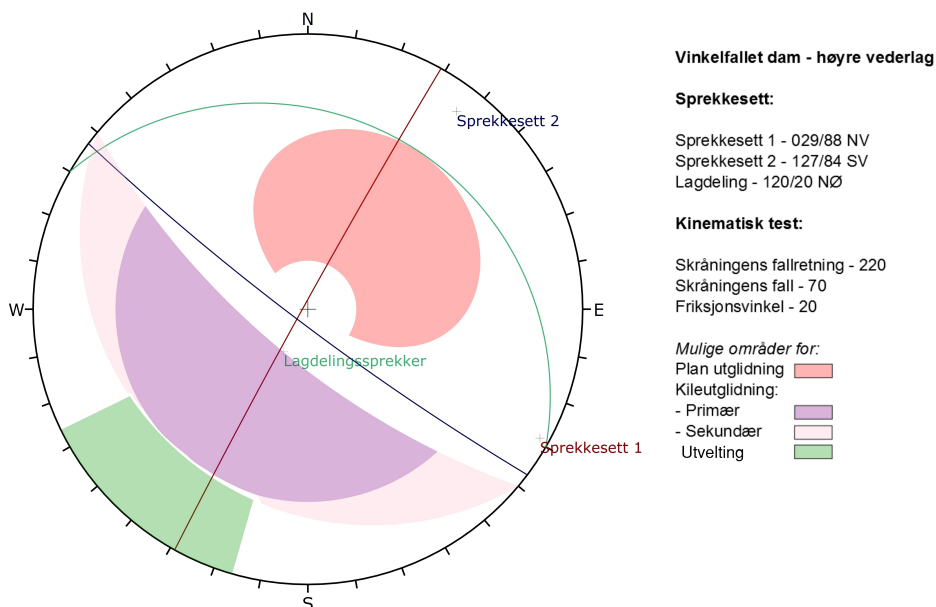


Figur 7.7: Områder for plan, kile og blokkutvelting. Skråningsvinkel 100°.

Ingen poler i figur 7.8 er i nærheten av å plote i området for plan utglidning. I figur 7.7 plotter polen til lagdelingsplan like på grensen til området for plan utglidning. Området har ingen sideveis begrensning, noe som ikke stemmer med virkeligheten. I praksis må fallretningen til planet være i omtrent samme retning som fallretningen til skråningen (Rocscience, 2013). Overføringskrefter fra dammen virker også stabiliserende. Med en begrensning på 50 grader plotter polen klart utenfor, og plan utglidning anses derfor som lite sannsynlig.

I figur 7.8 plotter skjæringspunktet mellom sprekkesett 2 og lagdelingsplan i ytterkanten av det sekundære området for kileutglidning. Skjæringspunkt som plotter i dette området representerer kiler som glir på et plan. Skjæringspunktene har et fall som er lavere enn friksjonsvinkelen, og utglidning forutsetter at det finnes et plan som har et større fall enn friksjonsvinkelen (Rocscience, 2013). Lagdelingsplanet faller mot nordøst og det er ikke potensiale for utglidning langs dette planet. Sprekkesett 2 står nærmest vertikalt og det er heller ikke mulig med utglidning langs dette planet.

I figur 7.7 krysser hovedplana til sprekkesett 1 og lagdelingen like ved grensen mellom området for primær og sekundær kileutglidning. Skjæringslinja faller mot nordøst og har et lavt fall. Siden sprekker tilhørende sprekkesett 1 er tilnærmet vertikale vil en utglidning måtte skje langs lagdelingsplan, og for denne utglidningen



Figur 7.8: Områder for plan, kile og blokkutvelting. Skråningsvinkel 220°.

gjelder samme konklusjon som for plan utglidning ovenfor.

Mellom N105°Ø og N140°Ø plotter polen til hovedplanet for sprekkeseett 1 i området for blokkutfall. Disse sprekkene utgjør altså en potensiell trussel for utvelting. Som for Slettedalen dam er sprekkene steile, og det må være noen eksterne faktorer for at blokkene skal velte utover.

Den kinematiske analysen kan oppsummeres med følgende:

- Lagdelingsplan faller mot nord-nordøst og motvirker utglidning mot dalføret i sør.
- Krefte fra dammen motvirker utglidning i nordlig retning.
- Sprekker tilhørende sprekkeseett 1 representerer en trussel for toppling.

Det er med andre ord ikke funnet noen potensielle kiler eller plan som kan gli ut av vederlaget. En usikkerhet i analysen er at det er registrert få lagdelingsprekker og det har kun blitt lagt inn ett plan i analysen. For å undersøke vederlagets stabilitet og potensielle bruddmekanismer nærmere, har det blitt valgt å lage en numerisk modell av vederlaget. Den numeriske modelleringen og stabiliteten til Vinkelfallet dam vil bli videre diskutert i kapittel 8.

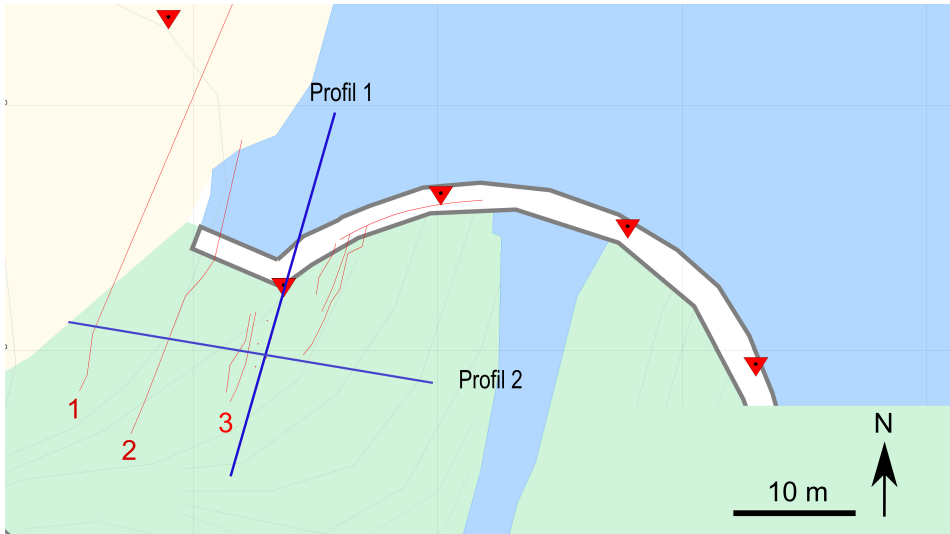
8.1 Innledning

I denne masteroppgaven har FEM programmet Phase² blitt brukt til å modellere det høyre vederlaget til Vinkelfallet dam. Programmet er utviklet av Rocscience Inc. og er et todimensjonalt program som brukes til å finne spenninger og deformasjoner for undergrunnsanlegg og skråninger. Det er flere styrkekriterium som kan tilegnes materialene i modellen, deriblant Mohr-Coulomb og Hoek-Browns generaliserte styrkekriterium. Det er også mulig å modellere sprekker, sprekkenettverk, sikring etc.

Målet med den numeriske analysen var å undersøke vederlagets stabilitet og potensielle bruddmekanismer. Dette har blitt gjort ved først å estimere bergmassens deformasjonsmodulus ved hjelp av et profil i samme retning som bevegelsen til bolt 1. Styrkeparametre og deformasjonsmodul ble justert til å samsvare med den målte forflytningen av bolt 1. Det ble deretter utført Shear Strength Reduction (SSR) analyse for et profil som er orientert omtrent vinkelrett på det første.

8.2 Oppsett av modellen

Det ble laget et profil i retning N200°Ø, heretter omtalt som profil 1. Dette er samme retning som både strøket til sprekkesett 1, bevegelse til bolt 1 og overføringskreftene fra dammen. Det ble også laget et profil i retning N100°Ø, profil 2 i figur 8.1. Profilenes geometri ble i hovedsak uformet på grunnlag av kart med 5 meters høydeintervaller.



Figur 8.1: Orientering av profil 1 og 2.

Modellen ble laget som en boks, og topografien ble gravd ut fra denne. Overflaten av modellen er fri til å bevege seg i alle retninger. Følgende restriksjoner for grensene ble satt:

- Bunnen ble låst i vertikal retning.
- Sidene ble låst i horisontal retning.
- De nedre hjørnene og skråningens tå og topp ble låst i begge retninger.

For vurdering av deformasjoner ble det utført en *plane strain* analyse med *three node triangular finite element mesh*. SSR analysen ble utført med *six node triangular finite element mesh*, som anbefalt av Rocscience (2011).

In situ spenningstilstand for skråninger er vanskelig å estimere. I en studie av skandinaviske spenninger konkluderes det med at det er store horisontale spenninger i øvre deler av bergmassen, og de horisontale spenningene er normalt større enn de vertikale dersom disse er regnet ut fra vekten av overdekningen (Stephansson et al., 1991). Det har ikke blitt utført spenningsmålinger i vederlaget. Ifølge Trinh og Holmøy (2012) kan spenningsratioen mellom horisontal og vertikal spenning settes mellom 1 og 3. Trinh og Holmøy (2012) presiserer imidlertid at dette er en forenkling og at det normalt utføres en studie av hvordan spenningene påvirker resultatene. I denne oppgaven har spenningsratioen blitt satt lik 1 i grunnmodellene, og spenningene har blitt variert for å sjekke om de har noen innvirkning på resultatet.

Det ble lagt inn et grunnvannsspeil på HRV (kote 305). Siden fundamentet er drenert ble det antatt at grunnvannspeilet følger topografien på nedstrøms side.

8.3 Egenskaper og styrkeparametre

Bergmassen er delt inn i tre soner. Dette er en forenkling som er basert på kvaliteten av bergmassen i borehull (Multiconsult, 2012f). Bergmassekvaliteten i sone 1, 2 og 3 kan beskrives som henholdsvis god, middels og dårlig. Fysiske egenskaper for bergartene og sleppene er gitt i tabell 8.1, 8.2 og 8.3 for henholdsvis sone 1, 2 og 3.

Den gode kvaliteten i sone 1 skyldes at bergarten i hovedsak er metasandstein. Sone 2 er dominert av leirskifer/fyllitt og bergmassen i denne sonen er derfor svakere og mer oppsprukket. Grenser mellom sone 1 og sone 2 er definert ut ifra kjerneboringsmateriale og overført til profilene via kart.

Det var planlagt å teste materiale fra både sone 1 og sone 2 i laboratorium. Først ble det forsøkt å ta ut kjerner fra en finkornet prøve hentet fra damstedet (fra sone 2). Dette var ikke vellykket da kjernene gikk i stykker langs lagdelingen under boringen. Fra kjernemateriale var det bare deler med metasandstein som var store nok til å testes. Det ble utført enaksial trykkforsøk og funnet E-modul og Poissons forhold for metasandsteinen. Analysen ble gjort på de lengste kjernene og representerer derfor den sterkeste delen av bergmassen. De resterende parametrene ble valgt på grunnlag av beskrivelser av bergmassen i geologiske rapporter, kjerneboringsmateriale og litteraturstudier.

Sone 3 består av sleppemateriale som kan beskrives som kompakt og leirig (Halvorsen, e-post, 20. mars 2013). Det er ikke utført noen tester på materiale og egenskaper har derfor blitt hentet fra litteratur.

Tabell 8.1: Egenskaper metasandstein, sone 1.

Parametre	Sone 1	Enhet	Kilde
Egenvekt	28,0	kN/m ³	Fine Ltd (2013)
UCS	180	MPa	Laboratoriumstest
Poissons forhold	0,07		Laboratoriumstest
Youngs modulus	53,4	GPa	Laboratoriumstest
RQD	40-85		Multiconsult (2012f)

Tabell 8.2: Egenskaper leirskifer/fyllitt, sone 2.

Parametre	Sone 2	Enhet	Kilde
Egenvekt	26,8	kN/m ³	Laboratoriumstest
UCS	44*	MPa	Myrvang (2001)
Poissons forhold	0,12*		Myrvang (2001)
Youngs modulus	15*	GPa	Myrvang (2001)
RQD	20-40		Multiconsult (2012f)

* gjennomsnittsverdier for fyllitt, vedlegg 1 i Myrvang (2001)

Tabell 8.3: Egenskaper sleppemateriale, sone 3.

Parametre	Sone 3	Enhet	Kilde
Egenvekt	21,57	kN/m ³	Carter og Bentley (1991)
Poissons forhold	0,30		McCarthy (1998)**
Youngs modulus	0,033	GPa	McCarthy (1998)**

* Typisk, normalkonsolidert leire.

** Leire, siltig/sandig.

8.4 Styrkeparametre

Det ble valgt å bruke to materialmodeller for å beskrive bergmassen i sone 1 og sone 2. Modelleringen ble utført med både Hoek-Browns generaliserte kriterium og Mohr-Coulombs kriterium.

For å finne Hoek-Brown parametre ble forholdet mellom GSI og RMR som foreslått av Singh og Goel (1999) benyttet:

$$GSI = RMR - 5 \quad (8.1)$$

Ut fra beskrivelser av bergmassen (Multiconsult, 2012g) og kjernelogg (Multi-consult, 2012f) ble det funnet verdier for RMR og GSI. Resultatene er gitt i tabell 8.4. Slike estimat er usikre og det er derfor nyttig å oppgi et spekter av verdier (Hoek, 2007). D ble satt lik 0 siden bergmassen ikke er forstyrret av sprengning. m_i ble valgt ut fra anbefalinger i Rocscience programmet RocLab og satt lik gjennomsnittsverdiene for fyllitt og sandstein. Dilatasjonsvinkel ble etter anbefaling fra Rocscience (2011) satt lik $0.666m_b$ for sone 1 (hard bergart) og $0.333m_b$ for sone 2 (myk bergart).

Residualparametre avhenger av bermassens kvalitet. Kvaliteten ved Vinkelfallet dam er ifølge RMR-verdier «ok» i sone 2 og «god» i sone 1. Middels god bergmasse viser en *strain softening* oppførsel og kan ifølge Hoek og Brown (1997) finnes ved å redusere GSI til en verdi som representerer den oppknuste bergmassen. Denne antagelsen er ikke bekreftet av noen studier og nye metoder for å finne residualparametere må utvikles (Cai et al., 2007). I denne oppgaven har imidlertid metoden foreslått av Hoek og Brown (1997) blitt benyttet og $GSI_{res}=30$ for begge sonene er valgt. Dette er en reduksjon på 46% for sone 1 og 33% for sone 2.

Tabell 8.4: RMR og GSI verdier for sone 1 og 2. Verdien i kolonne 4 er gjennomsnittsverdier

	RMR_{maks}/GSI	RMR_{min}/GSI	RMR/GSI
Sone 1	74/69	48/43	61/56
Sone 2	60/55	40/35	50/45

Tabell 8.5: Parametre for å beskrive bergmassen

	m_i	D	σ_{ci}	Dilatasjonsvinkel
Sone 1	17	0	180	2,33
Sone 2	7	0	44	0,32

Mohr-Coulombs styrkeparametre for sone 1 og 2 ble valgt basert på bergmassens RMR-verdier og tabell 4.1. Verdiene er gitt i tabell 8.6. De residuale friksjonsvinklene ble satt lik basis friksjonsvinkel for bergartene. Dilatasjonsvinkel ble etter anbefaling fra Rocscience (2011) satt lik 0.666ϕ for sone 1 og 0.333ϕ for sone 2.

Tabell 8.6: Mohr-Coulomb parametre.

	c (MPa)	ϕ (°)	ϕ_{res} (MPa)	dilatasjonsvinkel
Sone 1	0,35	40	29*	27
Sone 2	0,25	30	21**	10
Sone 3	0,03	32	29	0

* Hentet fra Barton og Choubey (1977), våt sandstein

** Hentet fra Barton og Choubey (1977), våt leirskifer

Sone 3 består av sleppemateriale, og det er brukt Mohr-Coulombs kriterium for å beskrive styrken. Siden det ikke er utført noen analyser av materialet, er verdier for c og ϕ hentet fra Barton (1974) sin studie av diskontinuiteter med innfylling. Det ble valgt å bruke samme verdi som for en 100 mm tykk leirinnfylling i skifer/kvartsitt. Det er ikke målt residualverdier for denne prøven. For de fleste prøvene i analysen var residual kohesjon omtrent null, og de residuale friksjonsvinklene var 2-4° lavere enn friksjonsvinkelen (Wyllie og Mah, 2004). Det ble derfor antatt at c_{res} er null og ϕ_{res} 3° lavere enn friksjonsvinkelen.

Det ble i noen modeller lagt inn sprekkenettverk, og det var derfor nødvendig med en vurdering av diskontinuitetenes styrkeparametre. Parametrene er gitt i tabell 8.7 og er basert på Multiconsult (2012g) og Birgirsson og Roede (1988). De er i hovedsak de samme som ved stabilitetsberegningene i 1982, unntatt JCS som ble satt til $\frac{1}{4}\sigma_{ci}$ etter anbefalinger av Barton (1973). Det er ikke utført noen tester med prellehammer. Ifølge Hoek (2007) er ϕ_r tilnærmet lik ϕ_b . Dette ble brukt og ϕ_r for sone 1 og 2 ble satt lik basis friksjonsvinkel for bergartene.

For å kunne utføre SSR analysene, måtte parametrene konverteres til Mohr-Coulomb. Dette ble gjort i programmet RocData, utviklet av Rocscience Inc. Konverteringen krever en vurdering av *failure envelope range*. Programmet genererer σ_{maks} ut fra informasjon om bergartenes tyngde og skråningens høyde, og denne funksjonen ble benyttet til å finne spenningsområdet. Korresponderende Mohr-Coulomb parametre er gitt i tabell 8.8.

Sprekkes normalstivhet (k_n) og skjærstivhet (k_s) ble antatt å være henholdsvis 8,4 GPa/m og 0,39 GPa/m. Tallene er basert på Rechitskii (1998) som i en studie fant ut at sprekkens stivhet i stor grad avhenger av innfyllingens tykkelse og normalspenningen. Verdiene er valgt ut fra et gjennomsnitt av verdier for sprekker uten innfylling (tabell 2 og 4 i Rechitskii (1998)). For sleppe nummer 1 ble det antatt at $k_n = 0,043$ GPa/m og $k_s = 0,012$ GPa/m (Rechitskii (1998), fyllitt med 3-4 cm tykk innfylling).

Tabell 8.7: Diskontinuitetenes styrkeparametere.

Sone	Parameter	Lagdelling	Sprekkesett 1
1	JRC	10	5
	JCS (MPa)	45	45
	ϕ_r	29	29
2	JRC	10	5
	JCS (MPa)	11	11
	ϕ_r	21	21

Tabell 8.8: Diskontinuitetenes styrkeparametere etter konvertering i RocData.

Sone	Parameter	Lagdelling	Sprekkesett 1
1	c (MPa)	0,106	0,036
	ϕ	42	36
2	c (MPa)	0,061	0,025
	ϕ	28	25

8.5 Bergmassens deformasjonsmoduluser

Bergmassens deformasjonsmoduluser, E_{bm1} og E_{bm2} for henholdsvis sone 1 og sone 2, er vanskelig å estimere. Det ble derfor utført en analyse hvor disse og styrkeparametre ble variert til den resulterende deformasjonen ble den samme som målt for bolt 1 (22 mm). Dette ble gjort i et profil i boltens bevegelsesretning (profil 1 i figur 8.1).

8.5.1 Laster

For å kunne utføre analysen måtte overføringskreftene fra dammen estimeres. Tabell 8.9 viser størrelsene av damlastene mot vederlaget og omtrentlig retning av re-

sultantkraft ned til kote 287. Disse er basert på FEM analyse av hvelvdammen og er utført av Multiconsult. Lastene som er inkludert i analysen er egenvekt, vanntrykk, istrykk og jordskjelvlaster (Multiconsult, 2012j). Krefter er gitt i sylindrisk koordinatsystem og retning på resultantkraft er regnet ut fra normal- og skjærkraftdata gitt i Multiconsult (2012e) og orienteringen til kontaktflaten mellom berg og betong (Grøner AS, 1982b).

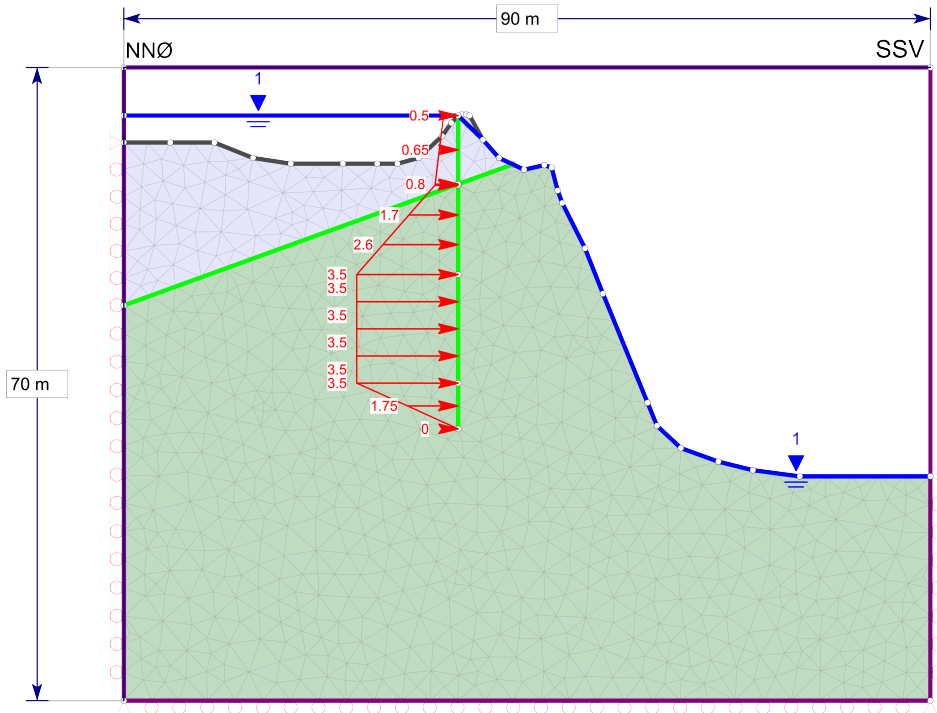
Det ble laget en kunstig materialgrense fra toppen av dammen og vertikalt nedover i fundamentet. Det ble antatt at kreftene kan legges inn i profilet, selv om kontaktflaten mellom betong og fjell flyttes østover med dypet relativt profilet. Damlastene ble noe forenklet og lasten ble delt inn i fire deler (tabell 8.10). Lastfordelingen under kote 287 er usikker. Tidligere utregninger viser at lastene ligger rundt 2-4 MPa ned til kote 276 og avtar etter dette til ca. 0,2 MPa i kote 270 (Multiconsult, 2012g). Lasten antas derfor å være konstant ned til kote 275, og avta til 0 MPa i kote 270. Figur 8.2 viser den ferdige modellen.

Tabell 8.9: Damlaster for kote 305-287 (Multiconsult, 2012e)

Kote	Last (kPa)	Retning resultantkraft
305	579	-
303	777	-
301	432	223
299	867	-
297	922	-
295	2658	198
293	2699	204
291	4060	-
289	3962	-
287	3563	203

Tabell 8.10: Forenklete laster lagt inn i profil 1.

Intervall	Last (MPa)
305 - 297	0,5 - 0,8
297 - 287	0,8 - 3,5
287 - 275	3,5 - 3,5
275 - 270	3,5 - 0



Figur 8.2: Profil 1, oversikt over modell og påførte laster. Sone 1 er markert med grått og sone 2 med grønt.

8.5.2 Metode og inndata

Det ble laget en to-trinns modell og deformasjonen ble nullstilt etter det første trinnet. Lastene ble lagt inn i trinn 2. E_{bm1} og E_{bm2} ble først estimert ved empiriske korrelasjoner, se tabell 8.11. Et gjennomsnitt av disse verdiene ble lagt inn i modellen.

Det ble først prøvd å bruke Hoek-Browns generaliserte styrkekriterium, men modellen ville ikke konvergere selv med høye GSI verdier for begge sonene. Dette kan skyldes at det oppstår store strekkspenninger i bergmassen siden lastene er lagt inn langs en materialgrense i bergmassen. Det ble derfor valgt å bruke Mohr-Coulomb parametre, og strekkfastheten ble satt lik $\frac{1}{10}\sigma_c$.

Det ble tatt utgangspunkt i parametrene i tabell 8.6. Kohesjonsverdier måtte økes for å få modellen til å konvergere, og friksjonsvinkelen til sone 1 ble justert. Tabell 8.12 viser styrkeparametrene som antas å representere bergmassen under de gitte lastforholdene.

Tabell 8.11: Estimering av deformasjonsmodulus ved hjelp av empiriske metoder.

E_{bm1} (GPa)	E_{bm2} (GPa)	Ligning framsatt av (se avsnitt 4.4.1)
-	7,1	Serafim og Pereira (1983)
8,6*	2,0**	Zhang og Einstein (2004)
11,9	1,6	Panthi (2006)
10,2	3,5	Gjennomsnitt

* I utregningen er det brukt RQD=60

** I utregningen er det brukt RQD=30

Tabell 8.12

Sone	c (MPa)	ϕ ($^{\circ}$)	σ_t (MPa)	c_{res} (MPa)	ϕ_{res}
1	3	35	18	1	29
2	1	30	4,4	0,33	21

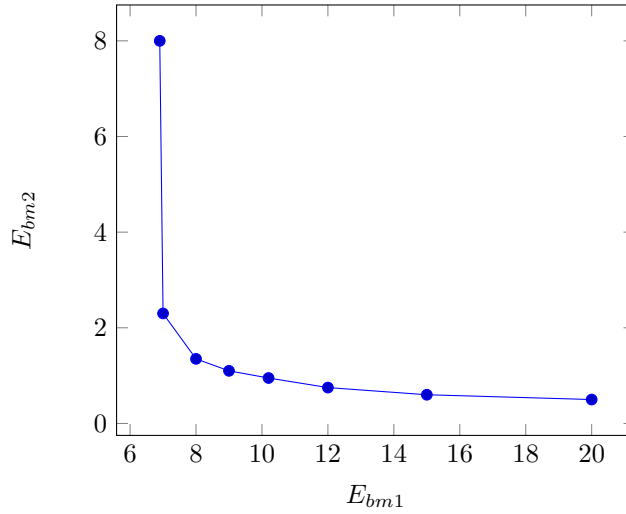
8.5.3 Resultat og tolkning

Figur 8.3 viser kombinasjoner av E_{bm1} og E_{bm2} som gav en forflytning på 22 mm. For $E_{bm1} < 6,9$ vil deformasjonene bli større enn 22 mm samme hvor høy E_{bm2} er. For lave verdier av E_{bm2} øker E_{bm1} kraftig. Det antas derfor at $7 < E_{bm1} < 20$ og $0,6 < E_{bm2} < 2,3$. Verdiene med bruk av Panthi (2006) og Zhang og Einstein (2004) ligger alle innenfor disse intervallene. For den videre modelleringen ble det valgt å bruke $E_{bm1} = 9$ og $E_{bm2} = 1,1$. Dette er diskutert videre i avsnitt 7.3.3. Den horisontale deformasjonen med disse verdiene vises i figur 8.4. Den største deformasjonen er i toppen av skråningen og avtar nedover.

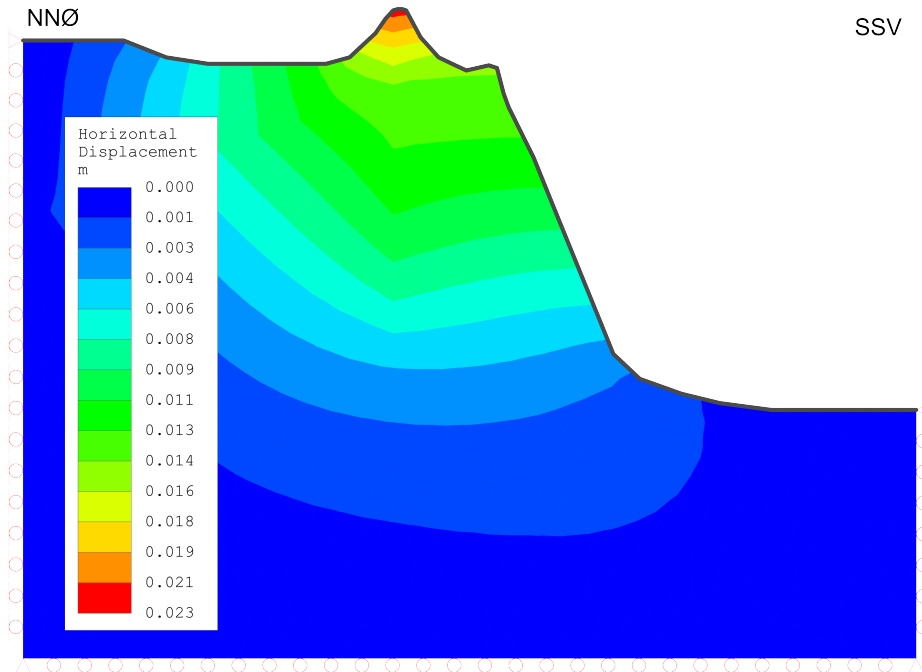
For å teste modellen ble de ulike parametrene variert. Det ble funnet ut at modellen er sensitiv til

- geometri
- kohesjon
- friksjonsvinkel

Fjerning av fjell på oppstrøms side fører til betydelig større deformasjoner. Kartgrunnlaget på denne siden er dårlig og det er derfor knyttet en del usikkerhet til geometrien. For høye friksjonsvinkler øker deformasjonen mens økning av kohesjon fører til reduserte deformasjoner. Lave verdier av tensjonsstyrke eller kohesjon fører til at modellen ikke konvergerer. Modellen er derimot ikke sensitiv til forandring i spenningsratio, dilatasjonsvinkel, vekt, endring av grunnvannspeilet (udrenert situasjon) eller antallet elementer.



Figur 8.3: Variasjon av E_{bm2} med endring i E_{bm1} .



Figur 8.4: Horizontal deformasjon forårsaket av overføringslastene fra dammen, $E_{bm1} = 9$ og $E_{bm2} = 1, 1$.

8.6 SSR-analyse, profil 2

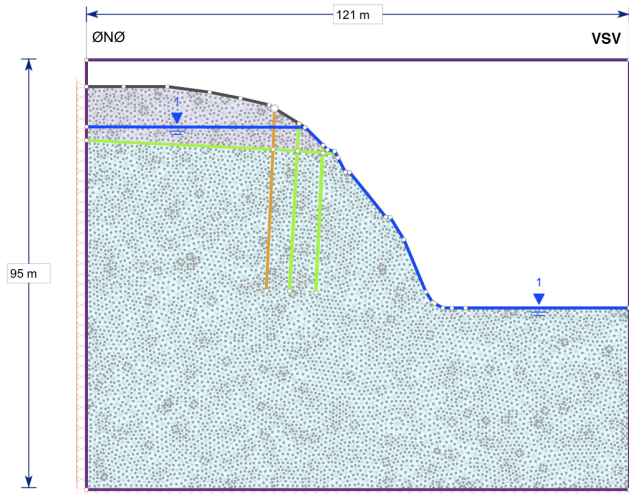
Bergmassen ved Vinkelfallet dam er ikke lett å modellere. Figur 8.5 viser hvordan bergmassen ser ut i virkeligheten. Bergmassen er stedvis sterkt oppsprukket og fjellsidene er bratte. For å bygge en modell av bergmassen måtte det gjøres flere forenklinger. Det ble laget 2 grunnmodeller for å representere bergmassen:

1. Modell 1, sleppe 2 og 3 lagt inn som materiale (8.6)
2. Modell 2, sleppe 2 og 3 lagt inn som sprekker med åpne ender i overflaten (8.7)

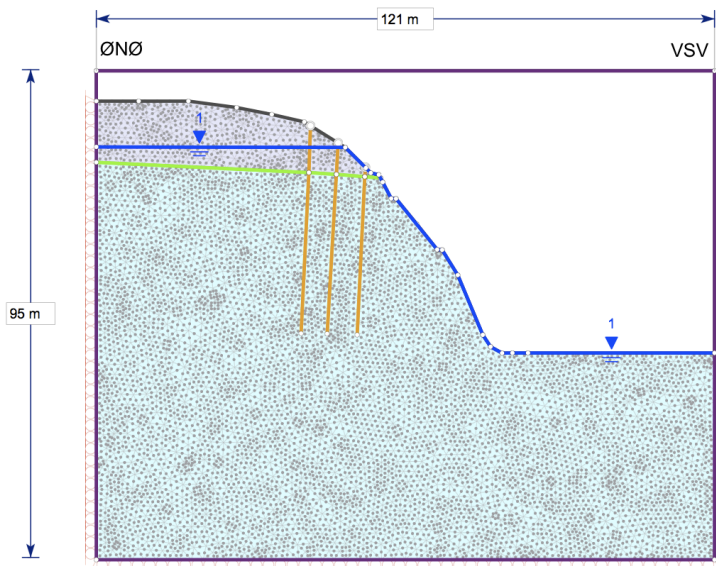
Sleppene er målt inn og plasseringen på overflaten er godt kjent. Bredder og plassering i dypet er derimot usikker, og det er derfor antatt at sleppene er like brede som på overflaten. Sleppe 1 har en liten åpning, og den ble lagt inn i modellen som en sprekke for å unngå å måtte bruke et høyt antall elementer. I modell 1 ble sleppe nummer 2 og 3 antatt å ha en bredde på henholdsvis 10 og 15 cm. Det er ikke rapportert om noen slepper i omløpstunnelen (Multiconsult, 2012g) og det antas derfor at sleppenes bredde avtar med dypet. Sleppene kuttet derfor i grunnmodellene ved kote 270.



Figur 8.5: Hvordan bergmassen egentlig ser ut! Profil 2 er orientert omtrent vinkelrett på svakhetssonene som er markert i bildet. (Bilde fra Halvorsen, Multiconsult, 2012.)



Figur 8.6: Modell 1. Sleppe 2 og 3 er lagt inn som tynne bånd i bergmassen.



Figur 8.7: Modell 2. Sleppe 2 og 3 er lagt inn som sprekker med åpen ende i overflaten.

8.6.1 SSR metode

Shear Strength Reduction (SSR) metode er en endelig element metode som regner ut en sikkerhetsfaktor, Strength Reduction Factor (SRF). Dette gjøres ved å systematisk redusere materialets styrkeparametre helt til modellen blir ustabil (Wyllie og Mah, 2004).

Analysene ble alle utført med 500 iterasjoner og toleranse 0,001. Det ble funnet ut at modellen var svært sensitiv til antallet elementer og iterasjoner. Selv for høy oppløsning var det stor forskjell i SRF. For å spare tid ble det derfor besluttet å utføre analysene med omtrent 8000 elementer.

SSR analysen ble delt inn i 3 delanalyser:

1. Analyse med Hoek-Brown styrkeparametre.
2. Analyse med Mohr-Coulomb styrkeparametre.
3. Analyse med Hoek-Brown styrkeparametre og sprekkenettverk.

For å tolke bergmassens respons på styrkereduksjonen ble følgende parametre/funksjoner valgt:

- maksimal skjærtøyning (*maximum shear strain*)
- deformasjon og skråningens deformerte form
- deformasjonsvektorer

Konturene til maksimal skjærtøyning kan brukes til å se om det dannes skjærbånd i bergmassen. Slike bånd indikerer mulige bruddflater i bergmassen (Hammah et al., 2008). Deformasjonskonturer viser størrelsen på deformasjonen relativt den første iterasjonen. Phase² har i tillegg til primærdataba flere visningsalternativer. En mulighet er å vise skråningens og sprekkes deformerte form. Denne formen kan overdrives med en skaleringsfaktor for å vise hvordan bergmassen deformeres. Det er også et alternativ å vise deformasjonsvektorer som representerer den relative størrelsen og retningen til deformasjonen (Rocscience, 2011).

8.6.2 Analyse 1

Analysen med Hoek-brown styrkeparametre ble utført med både modell 1 og 2. Figur 8.8-8.10 viser resultatene for modell 1. Maksimal skjærtøyning forekommer i sleppene og i skråningens tå. Deformasjonskonturen viser at det i hovedsak er materiale i skråningens tå som deformeres. Figur 8.10 viser den totale deformasjonen med økende SRF. Deformasjonen øker ikke lineært med økende SRF og den maksimale deformasjonen er forholdsvis liten (<6 cm).

Med modell 2 ble skjærtøynings- og deformasjonskonturene omtrent like som for modell 1 og det er derfor ikke tatt med noen figurer. Kritisk SRF ble 2,78, hvilket er litt høyere enn for modell 1 (2,49).

Det ble for modell 1 undersøkt effekten av

- endring av styrkeparametre
- dilatasjonsvinkel=0
- endring i spenningsratio

For modell 2 ble det kun undersøkt effekten av å sette dilatasjonsvinkel lik null. Endringen i kritisk SRF er vist i tabell 8.13. Begge modellene er sensitive til endring i dilatasjonsvinkel. Med dilatasjonsvinkel lik null blir kritisk SRF høyere og konturene for skjærtøyning og deformasjon endres. Ved å justere konturene for maksimal skjærtøyning kommer det frem at det dannes en sone med skjærtøyning fra skråningens tå og innover for både modell 1 og 2 (figur 8.11 og 8.12). For modell 1 forekommer deformasjonen i området avgrenset av sleppe 1 og skråningen, og er størst i toppen av skråningen (figur 8.13). I modell 2 er området avgrenset av sleppe 2 og skråningen (figur 8.14).

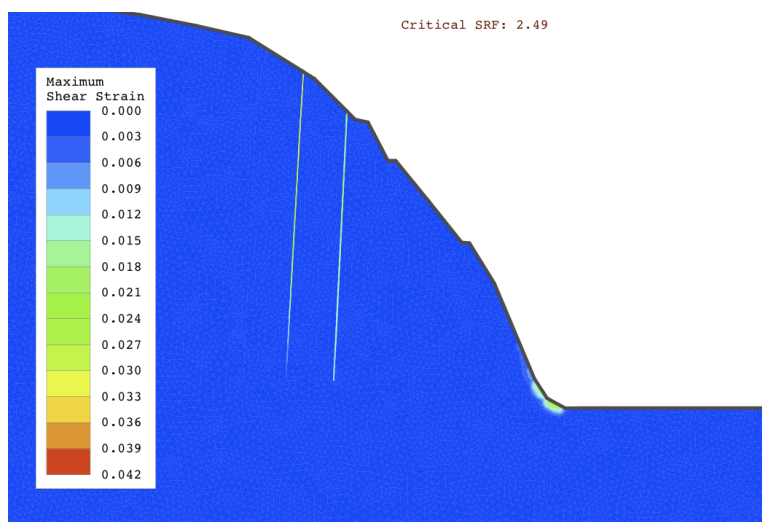
Tabell 8.13: Kritisk SRF for grunnmodeller og variasjoner.

Modell	Variasjoner	Kritisk SRF
1	Grunnmodell	2,49
	Spenningsratio=2	2,52
	Spenningsratio=0,5	2,55
	Dilatasjonsvinkel=0	3,13
	GSI=GSI _{min}	1,8
	GSI _{res} =20	2,47
2	Grunnmodell	2,78
	Dilatasjonvinkel=0	3,08

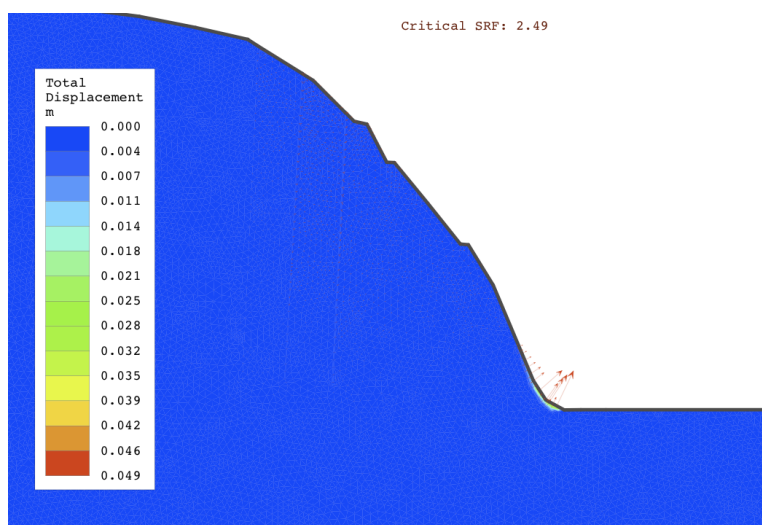
Forandring av spenningsratio fører til små endringer av kritisk SRF, og konturer av maksimal skjærtøyning og deformasjoner er tilnærmet lik som for grunnmodellen.

Endring av GSI til GSI_{min} fører til en reduksjon i kritisk SRF på 28%, mens en endring i GSI_{res} resulterer i en reduksjon på mindre enn 1%. Begge variasjonen fører til samme skjærtøynings- og deformasjonskonturer som for grunnmodellen.

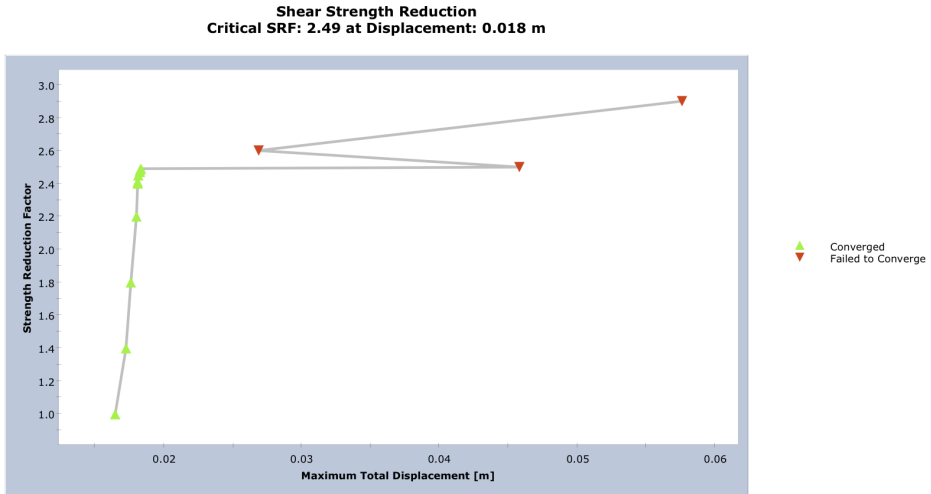
Som tidligere nevnt er modellene sensitive til antallet nettelementer. Figur 8.15 viser kritisk SRF og deformasjonskonturer for modell 1 med 20.000 elementer. Overraskende nok er SRF høyere. Maksimal deformasjon er fremdeles konsentrert i skråningens tå, men det er også en svak deformasjon i øvre del av skråningen.



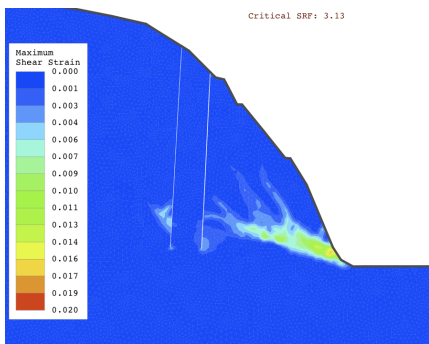
Figur 8.8: Konturer av maksimal skjærtøyning for SRF=2,5, modell 1. Konturene er justert for å få fram skjærtøyningen i skråningens tå. Hvitt område (i sleppene) representerer områder med høyere skjærtøyning enn i tegnforklaringen. Kritisk SRF lik 2,49.



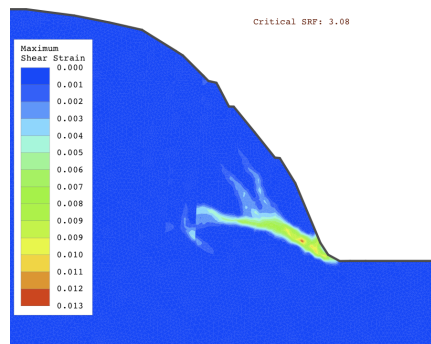
Figur 8.9: Total deformasjon for SRF=2,5, modell 1. Det største deformasjonen er i skråningens tå og de røde pilene viser deformasjonsretningen.



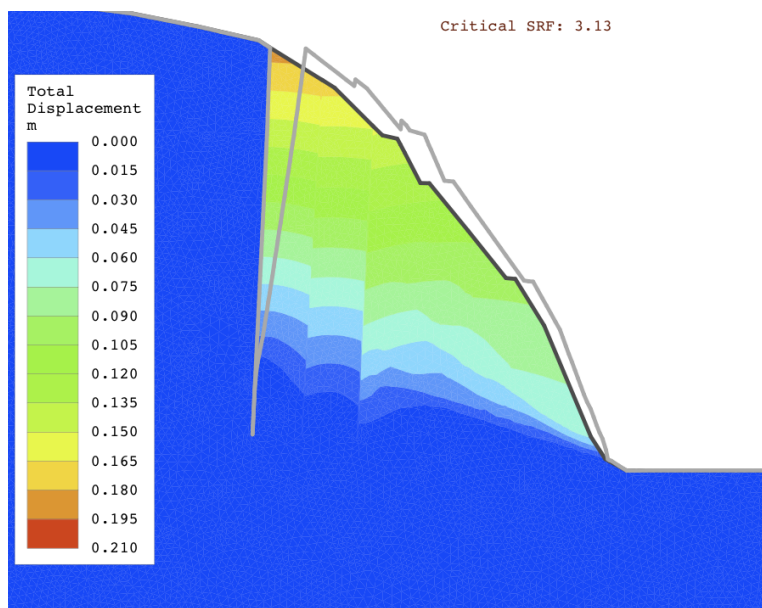
Figur 8.10: Total deformasjon med økende SRF, modell 1.



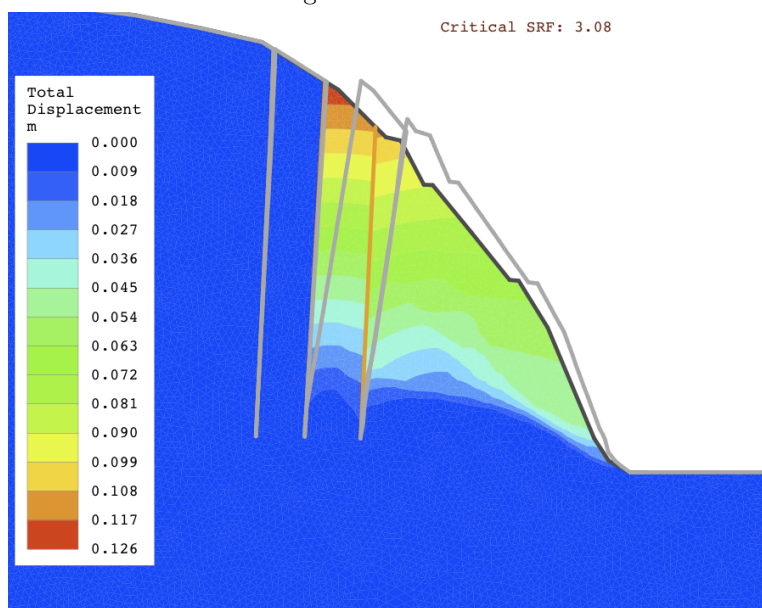
Figur 8.11: Konturer av maksimal skjærtøyning for SRF=3,2, modell 1. Dilatasjonsvinkel er null og resulterende kritisk SRF=3,13.



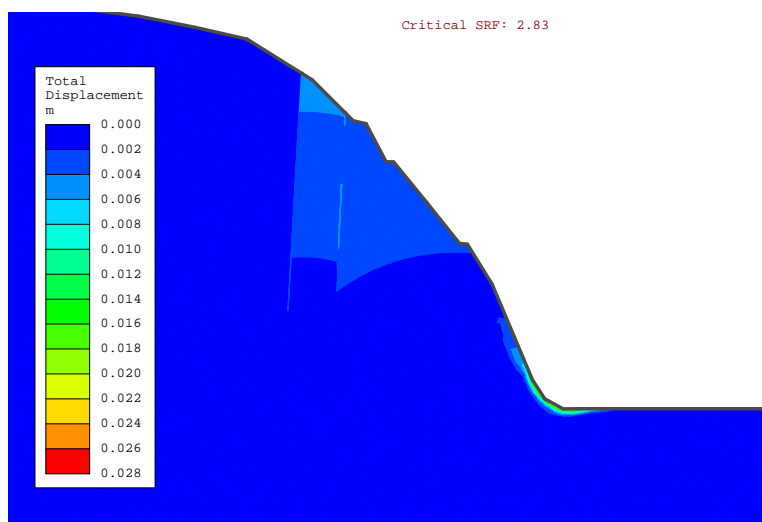
Figur 8.12: Konturer av maksimal skjærtøyning for SRF=3,17 og dilatasjonsvinkel lik 0, modell 2. Kritisk SRF=3,08.



Figur 8.13: Total deformasjon for SRF=3,2 og dilatasjonsvinkel satt lik null, modell 1. Skalafaktor deformerte grenser lik 20.



Figur 8.14: Deformasjonskonturer for SRF=3,69 og for SRF=3,178 og dilatasjonsvinkel lik 0, modell 2. Skalafaktor deformerte grenser lik 20.



Figur 8.15: Modell 1 med 20.000 element resulterte i kritisk SRF=2,83. Konturene viser total deformasjon for SRF=2,85. Deformasjonen er størst i skråningens tå.

8.6.3 Analyse 2

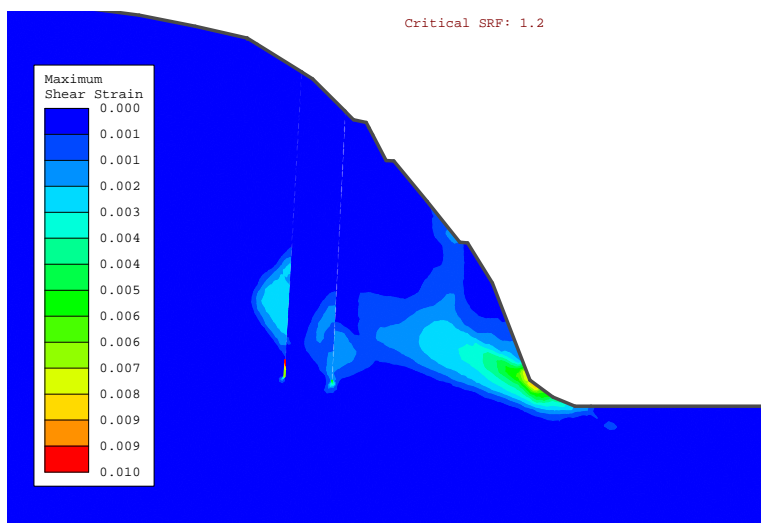
Analysene med Mohr-Couloms styrkeparametre ble utført med modell 1 og det ble utført analyser med residualkohesjon lik $1/3c$ og $2/3c$.

Bergmassens strekkfasthet, σ_{tbm} , er ofte betydelig svakere en bergartens strekkfasthet (Schultz, 1992). Denne er vanskelig å beregne. Anaysen ble derfor utført med både $\sigma_{tbm} = 1/10\sigma_t$ og $\sigma_{tbm} = 1/20\sigma_t$.

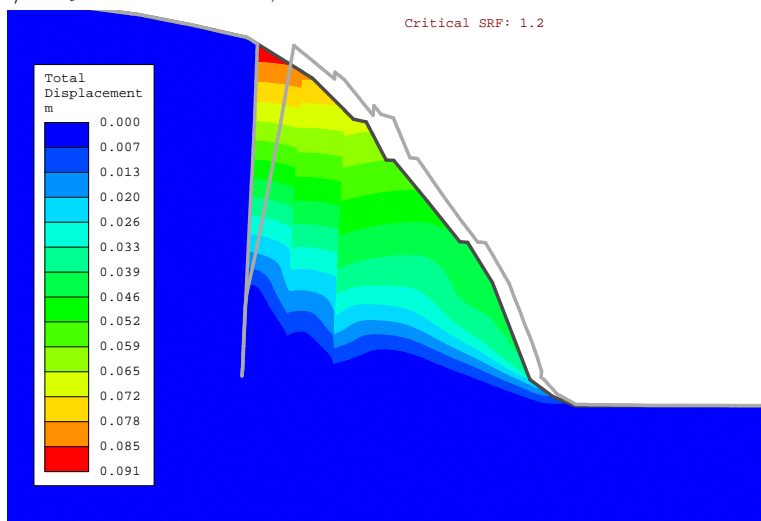
Tabell 8.14 viser at kritisk SRF er lik for alle oppsettene, med unntak av modellen med $c_{res} = 1/3c$ og $\sigma_{tbm} = 1/20\sigma_t$. Som forventet var kritisk SRF lavere for denne modellen. Konturer for maksimal skjærtøyning og total deformasjon vises i figur 8.16 og 8.17. Alle analysene viste samme skjærtøynings- og deformasjonskonturer.

Tabell 8.14: Kritisk SRF for forskjellige *strain softening* karakteristikker og verdier av σ_{tbm}

	SRF, $\sigma_{tbm} = 1/10\sigma_t$	SRF, $\sigma_{tbm} = 1/20\sigma_t$
$c_{res} = 1/3c, \phi_{res} = \phi_b$	1,2	0,995
$c_{res} = 2/3c, \phi_{res} = \phi_b$	1,2	1,2



Figur 8.16: Maksimal skjærtøyning for SRF=1,4. $c_{res} = 2/3c$, $\phi_{res} = \phi_b$ og $\sigma_{tbm} = 1/10\sigma_t$. Krittisk SRF=1,3.



Figur 8.17: Total deformasjon for SRF=1,4. $c_{res} = 2/3c$, $\phi_{res} = \phi_b$ og $\sigma_{tbm} = 1/10\sigma_t$. Skalafaktor deformerte grenser lik 50.

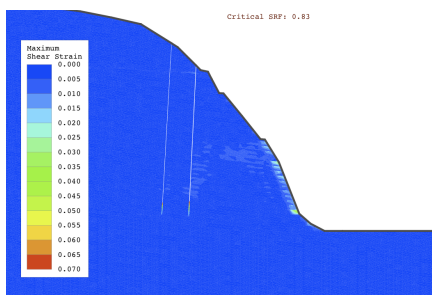
8.6.4 Analyse 3, påvirkning av sprekkesett

Kontinuerlige tilnærminger løser påvirkningen diskontinuitetene har på bergmassen ved å redusere deformasjons- og styrkeegenskapene til bergmassen. Med slike tilnærminger er det ikke mulig å modellere adskillelse, slipp og rotering av blokker (Hammah et al., 2008). I Phase² er det mulig å legge inn sprekkenettverk. Dette har blitt gjort av blant andre Hammah et al. (2008) med vellykket resultat. For å vurdere effekten av sprekken ble det derfor lagt inn sprekkenettverk i modellen. To tilfeller ble analysert:

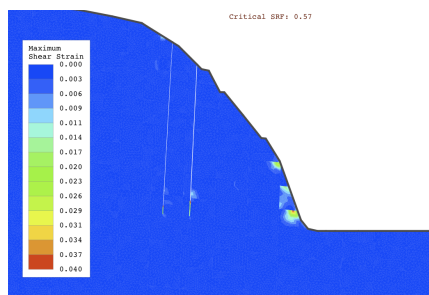
1. Lagdelingssprekker med 1 meters mellomrom.
2. Lagdelingssprekker med 5 meters mellomrom og sprekker tilhørende sprekkesett 1 med 7 meters mellomrom.

Den gjennomsnittlige avstanden mellom sprekken tilhørende sprekkesett 1 og lagdelingssprekkene er beskrevet som henholdsvis liten og veldig liten (se tabell 7.3). Siden modellene er kontinuerlige er det en begrensning på hvor nært sprekken kan legges inn på grunn av at det for korte avstander kreves et stort antall elementer. Etter en del prøving og feiling ble det funnet ut at avstandene ovenfor ville kunne modelleres med et begrenset antall elementer.

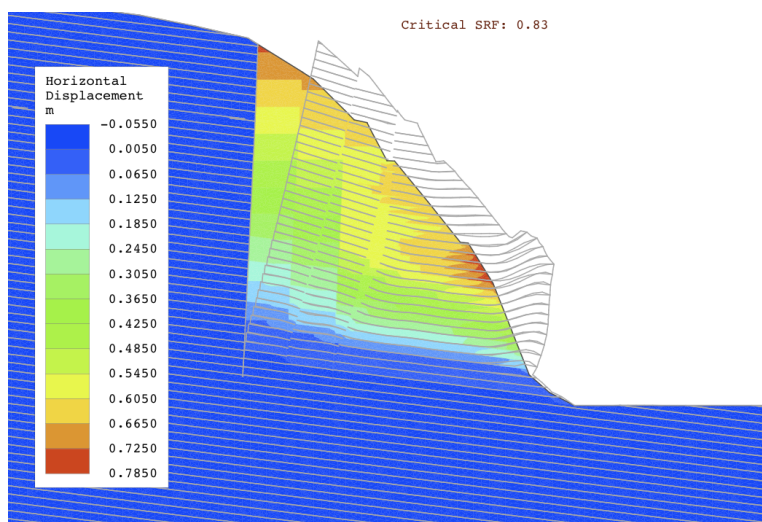
Figur 8.18 og 8.19 viser konturene for maksimal skjærtøyning. Kritisk SRF er lav for begge tilfellene. Det dannes ingen distinkte skjærbånd i bergmassen. Deformasjonskonturene viser at den største deformasjonen forekommer i området definert av sleppe 1 og skråningens ytterkant (figur 8.20 og 8.21).



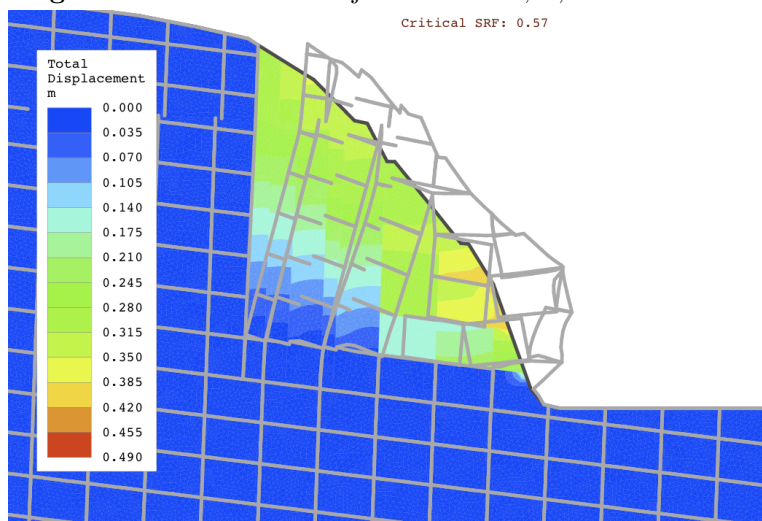
Figur 8.18: Konturer av maksimal skjærtøyning for SRF=0,99, kritisk SRF=0,83. Antall elementer=



Figur 8.19: Konturer av maksimal skjærtøyning for SRF=0,99. Kritisk SRF=0,57.



Figur 8.20: Total deformasjon for SRF=0,99, skalafaktor=10.



Figur 8.21: Total deformasjon for SRF=0,99, skalafaktor=20.

8.7 Diskusjon

I denne delen er resultatene fra den numeriske modelleringen diskutert. Diskusjonen er delt i tre deler, først vil estimeringen av bergmassens deformasjonsmoduluser bli diskutert. Deretter vil resultatene fra SSR analysen bli tolket og til slutt vil vederlagets langtidsstabilitet bli kommentert.

8.7.1 Estimering av E_{bm1} og E_{bm2}

7.3.3 Deformasjonsmålinger gir viktig informasjon som kan brukes i tilbakeregning for å finne bergmassens deformasjonsparametre. Modelleringen av kryp i bergmasser stiller imidlertid store krav til modellen og krever at grundigere undersøkelser enn vanlig utføres (Varga, 2006).

En av usikkerhetene i analysen kommer av at det er problematisk å legge inn overføringskreftene fra dammen i en 2D-modell. Størrelsen og retningen til resultantkraften fra dammen er kun kjent for kontaktflaten mellom bergmassen og hvelvet. Denne kontaktflaten flyttes østover relativt profilet. Dette ble ikke tatt hensyn til i modelleringen og lastene ble lagt inn langs en vertikal, kunstig materialgrense inne i bergmassen. En konsekvens av dette er at det oppstår store strekkspenninger i bergmassen, og modellen ville ikke konvergere for lave verdier av bergmassens strekkfasthet. Problemer med konvergering for lave styrkeparametre skyldes også lastene. Det ble derfor antatt at styrkeparameterene ble høyere på grunn av belastningen. Hvorvidt denne antagelsen er gyldig er ukjent.

En annen usikkerhet er vederlagets geometri. Kartgrunnet er dårlig, spesielt for oppstrøms side. Modellen er også sensitiv til styrkeparametre. I praksis kunne laster, geometri og styrkeparametre blitt justert innenfor rimelige grenser for å oppnå ønsket deformasjon uten å justere E_{bm1} og E_{bm2} .

Den største usikkerheten er knyttet til hvilke deler av bergmassen som er aktive. Det er kun utført målinger av forflytninger på hvelvdammens krone og det er faktisk ikke kjent om forflytningen skyldes deformasjon i bergmassen i det hele tatt. Naturligvis er det da heller ingen informasjon om hvilke deler av bergmassen som deformeres. I denne analysen ble det antatt at deformasjonen skyldes kryp i hele bergmassen, både i sone 1 og 2. Det ble derfor valgt en kombinasjon av E_{bm1} og E_{bm2} som gav en forflytning på 22 mm. Ifølge Varga (2006) er kryp i bergmassen vanlig i skifer og fyllitt og forekommer som oftest i forvitrede soner eller i skifrig og oppsprukket bergmasse med lave Q og RMR-verdier. Som beskrevet i avsnitt 7.3.2, er øvre del av vederlaget mest forvitret og det er også antatt at leirskifer/fyllitt er dominerende i denne delen. På bakgrunn av dette kan det sies at det hadde vært en bedre avgjørelse å bruke en lavere verdi av E_{bm2} og en korresponderende høyere verdi av E_{bm1} . Dette ble imidlertid oppdaget etter analysen var utført. Det kan også være at deformasjonen i hovedsak skyldes deformasjon i sleppene. I såfall vil E_{bm1} og E_{bm2} bli lavere enn de faktisk er.

Selv om usikkerhetene i modelleringen anses som store, er de estimerte verdiene ikke langt fra verdiene som ble funnet ved hjelp av empiriske korrelasjoner. Vurderingen om å bruke E_{bm1} og E_{bm2} i den videre modelleringen er derfor rimelig.

Dersom skråningens bevegelse skal undersøkes nærmere vil det være nødvendig å redusere usikkerhetene. De installerte ekstensiometerne i vederlaget vil bidra til å gi svar på om det foregår deformasjon i bergmassen etter sikring, og hvor i den øvre delen av skråningen forflytningen er konsentrert. I en helhetlig vurdering

kreves det også data fra nedre deler av bergmassen og det bør derfor installeres et ekstensiometer her. Det vil i tillegg til disse opplysningene være nødvendig med en terrengmodell av høy kvalitet og en grundig karakterisering av bergmassens mekaniske egenskaper og geometri. For å redusere problemene med overføringskreftene fra dammen må dataene legges inn i en 3D-modell.

8.7.2 SSR analyse

Den numeriske modelleringen er basert på begrensede mengder med data. Geologien ved Vinkelfallet dam er kompleks og det må derfor understrekes at resultatene først og fremst må brukes som estimater. Eberhardt (2006) hevder at for skråninger med komplisert geologi og lite data, bør numerisk modellering kun brukes for å prøve å forstå de dominerende mekanismene som påvirker oppførselen til bergmassen.

Usikkerheter

Som uttrykt ovenfor er vederlaget ikke enkelt å modellere, det viser figur 8.5 tydelig. En av de største usikkerhetene er modellens geometri. Dette gjelder vederlaget og sleppenes geometri, samt delingen mellom metasandstein og leirskifer/fyllitt. Litologien i vederlaget varierer mye, og inndelingen av bergmassen i 2 soner er en grov forenkling. Det er ingen skarp grense mellom bergartene slik som antatt i modellen. Enhver modell er imidlertid en forenkling av virkeligheten og på bakgrunn av de tilgjengelige data vurderes denne inndelingen som den beste tilnærmingen.

Å velge representative parametre til å beskrive bergmassen er vanskelig. I analysen med Hoek-Brown styrkeparametre og modell 1 er det lagt inn hele 34 material- og sprekkeparametre. 3 av disse parametrene har blitt funnet i laboratorium, 2 er estimert fra profil 2 og de resterende er bygget på empiriske data og litteratur. Med dette følger en del usikkerheter. Estimatenes antas imidlertid å være så gode som mulig med det tilgjengelige bakgrunns materialet. Det ble ikke tid til å undersøke modellens sensitivitet til alle disse parametrene. Det ble for eksempel ikke undersøkt effekten av å variere sleppematerialets egenskaper, og dette ville være nyttig i en videre utvikling av modellen.

Det er knyttet usikkerhet til hvorvidt materialmodellene representerer materialenes oppførsel på en god måte. Hoek-Browns generaliserte kriterium bør ikke anvendes dersom bergmassen er anisotrop og styres av ett eller to sett med diskontinuiteter. Lagdelingen ved Vinkelfallet dam er dominerende og bergmassen kan til dels karakteriseres som anisotrop. Likevel er det ikke identifisert noen glideflate i den kinematiske analysen, det er tre sett med diskontinuiteter og blokkstørrelsen er liten sammenlignet med vederlagets størrelse. Dette er faktorer som ikke taler mot bruk av kriteriumet (Hoek, 2007), og det antas derfor at kriteriumet kan anvendes. Det skal imidlertid tas med i betraktningen at kriteriumet må brukes med forsiktighet.

Til slutt kan det nevnes at den største usikkerheten i modelleringen skyldes modellens sensitivitet til antall nettelementer og iterasjoner. Dette var ikke et problem med profil 1 og sensitiviteten antas derfor å skyldes sleppene. Problemene gjalt både modell 1 og 2. Det er uvisst hvordan Phase² takler flere materialer og sprekker med ulike styrke- og deformasjonsegenskaper, og andre programmer eller tilnærminger må vurderes dersom vederlaget skal undersøkes nærmere.

Kritisk SRF

Kritisk SRF varierer fra 0,57-3,13. Dette er en stor spredning og bekrefter at resultatene må anses som grove estimater. Tabell 8.15 viser en oversikt over de viktigste resultatene.

Tabell 8.15: Kritisk SRF for ulike modeller og inndata

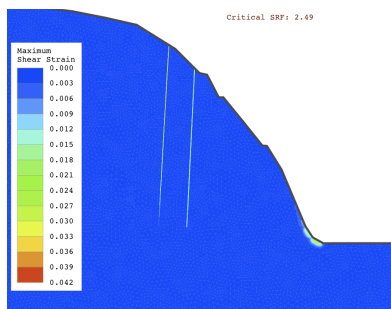
Styrkekriterium	Modell	Variant	SRF
Hoek-Brown	1	Grunnmodell	2,49
Hoek-Brown	1	Dilatasjonsvinkel=0	3,13
Hoek-Brown	1	GSI=GSI _{min}	1,80
Hoek-Brown	1	GSI=GSI _{res}	2,47
Hoek-Brown	2	Grunnmodell	2,78
Hoek-Brown	2	Dilatasjonsvinkel=0	3,08
Mohr-Coulomb	1	$\sigma_{tbm} = 1/10\sigma_t$	1,20
Hoek-Brown	1	Lagdelingssprekker	0,83
Hoek-Brown	1	Lagdelingssprekker og sprekesett 1	0,57

Selv med de laveste Hoek-Brown parametrene ble kritisk SRF høyere enn med Mohr-Coulomb parametre. Dette betyr at Mohr-Coulomb parametrene er konservative. Dette er naturlig da c og ϕ er hentet fra Bieniawski (1989) sine estimat av *peak failure conditions* for forvitrede og mettede bergmasser (Singh og Goel, 1999). I tillegg har Mehrotra (1993) (ifølge Singh og Goel (1999)) funnet ut at Bieniawski (1989) sine verdier av ϕ er noe konservative.

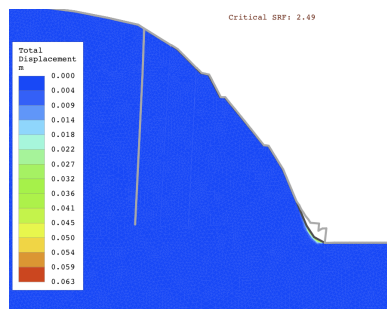
Kritisk SRF for modeller med innlagte sprekesett ble også lave. En konservativ antagelse som påvirker kritisk SRF er at sprekkenes er lagt inn i modellen som kontinuerlige sprekker. Lemos (2012) anbefaler at dersom kritisk SRF blir for lav med kontinuerlige sprekker må sprekkenes diskontinuitet også tas med i beregningen. Hammah et al. (2008) har tidligere vist at sprekesett i kontinuerlige modeller reduserer kritisk SRF. Som nevnt tidligere blir diskontinuitetenes påvirkning tatt høyde for i kontinuerlige modeller ved å redusere styrken til materialene. Dersom diskontinuitetene i tillegg legges inn eksplisitt, er det en mulighet for at svakhetene de representerer blir overestimert. Det kreves videre studier for å finne ut hvordan kritisk SRF påvirkes når slike element legges inn.

Bruddmekanisme

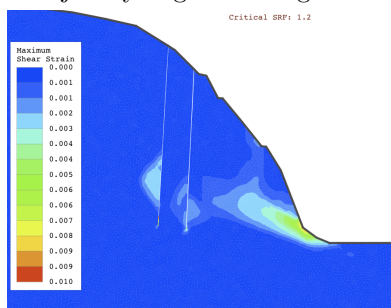
Skjørtøyningskonturene som fremkom i analysen kan deles inn i tre forskjellige hovedvarianter. Figur 8.22 - 8.25 viser disse.



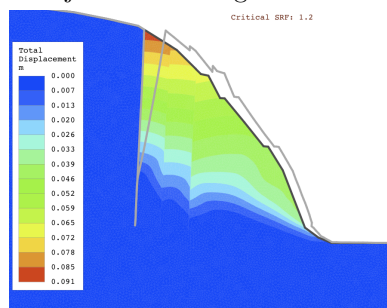
Figur 8.22: Grunnmodell 1, maksimal skjærtøyning i skråningens tå.



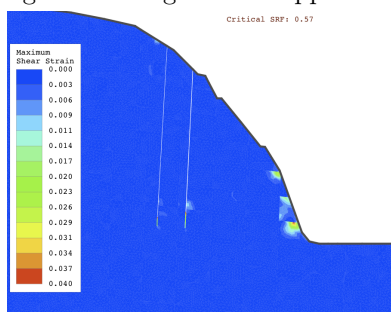
Figur 8.23: Grunnmodell 1, små deformasjoner i skråningens tå



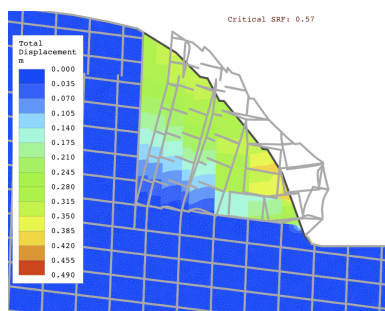
Figur 8.24: Mohr-Coulomb modeller, det dannes et skjærbånd i skråningens bunn og inn til sleppe 1.



Figur 8.25: Mohr-Coulomb, bergmassen deformeres inn til sleppe 1 og deformasjonen er størst i øvre del.



Figur 8.26: 2 sprekkesett, maksimal skjærtøyning i slepper og i skråningens ytterkant.



Figur 8.27: 2 sprekkesett, deformasjonskonturer.

I figur 8.22 og 8.23 antydes det en utskvisning av masse i skråningens tå. Denne oppførselen er forbundet med relativt små deformasjoner.

I figur 8.24 dannes det en skjærtøyningssone i området begrenset av skråningen og sleppe 1. Deformasjonskonturer antyder en utveltning av bergmasse i hele området begrenset av sleppe 1 og skråningen. Noe av det samme kan ses i figur 8.26 og 8.27, forskjellen her er at deformasjonen er større lenger ned i vederlaget og det dannes ikke et tydelig skjærbånd i bergmassen.

Skjærtøyning- og deformasjonskonturene i figur 8.22 - 8.27 kan tolkes til å representere 2 forskjellige bruddmekanismer/oppførsler:

1. Utpressing av masser i skråningens tå (figur 8.22).
2. Kombinasjon av toppling, utgliding langs lagdelingsplan og skjær gjennom intakt berg (figur 8.24 og 8.25).

Tabell 8.16 gjengir hvilke oppsett som førte til de nevnte oppførselene. Utpressing av masser i skråningens tå forekommer i Hoek-Brown modellene hvor dilatasjonsvinkelen ikke er null. Disse antas vanligvis å representere oppførselen best. Imidlertid er deformasjonen etter kritisk SRF liten, og det er ikke sikkert at skråningen går i brudd. Det var også kun oppsett med Hoek-Brown parametre som førte til denne oppførselen, disse er sensitive til dilatasjonsvinkel. Å velge dilatasjonsvinkel er ingen enkel oppgave. De fleste program, deriblant Phase², antar at dilatasjonsvinkelen er konstant mens bergmassen deformeres. Dette stemmer ikke med virkeligheten (Zhao og Cai, 2010). Bare begrenset informasjon om hvordan dilatasjonsvinkelen påvirker analysen er gitt i Phase² sin online brukerhåndbok og det er derfor mulig at parameteren er med på å gjøre modellen ustabil.

Modellene med Mohr-Coulomb parametre viser alle modellene med samme skjærkonturer som figur 8.24, selv med dilatasjonsvinkel. Analysene med innlagte sprekkesett viste også denne oppførselen. Rollen til diskontinuiteter i definisjonen av bruddmekanisme er viktig og det er derfor naturlig å anta at modellene med sprekkesett representerer den faktiske oppførselen til vederlaget best.

Tabell 8.16: Bruddmekanisme for ulike modeller.

Styrkekriterium	Modell	Variant	Bruddmekanisme/oppførsel
Hoek-Brown	1	Grunnmodell	1
Hoek-Brown	1	Dilatasjonsvinkel=0	2
Hoek-Brown	1	Antall nettlement $\simeq 20000$	1
Hoek-Brown	2	Grunnmodell	1
Hoek-Brown	2	Dilatasjonsvinkel=0	2
Mohr-Coulomb	1	Alle oppsett	2
Hoek-Brown	1	Lagdelingssprekker	2
Hoek-Brown	1	Lagdelingssprekker og sprekkesett 1	2

I den kinematiske analysen i avsnitt 7.5.1 ble det identifisert potensiale for

utvelting. Det foreslås på grunnlag av den kinematiske og numeriske analysen at et storskala brudd i den undersøkte retningen, vil være en kombinasjon av utvelting, gliding langs lagdelingsplan og skjær igjennom intakt berg.

Oppsummering

SSR analysen kan oppsummeres med følgende:

- Kritisk SRF må forstås som grove estimater på grunn av komplisert geologi, begrenset informasjon om bergmassen og modellens sensitivitet til antall nettelementer og iterasjoner.
- Det ble identifisert 2 forskjellige bruddmekanismer. Modellene med sprekkesett antas å vise bergmassens oppførsel best og det foreslås at et brudd vil forårsakes av utvelting og utgliding av masser og skjær gjennom intakt berg i området begrenset av sleppe 1 og skråningen.

8.7.3 Vederlagets langtidsstabilitet

Bergmassen ved Vinkelfallet dam er kompleks. De mekaniske egenskapene varierer sterkt på grunn av variasjon i litologi. Ifølge Varga (2006) er det «very difficult, if not impossible, to make exact kinematic analysis and geomechanical modelling of lithologically non-uniform rock mass where different rocks are characterised by different yield stresses» (2006, s. 107). En nærmere vurdering av modellene vil kreve at modellene utbedres og en stor mengde data kvantifiseres. På grunn av variasjonene mellom sterkt og svakt materiale vil det imidlertid være en begrensning på hvor nøyaktig en numerisk modell vil kunne forutsi bergmassens kryp og langtidsstabilitet.

I dette kapitlet har stabiliteten blitt vurdert i en retning. Det er verken i denne analysen eller i den kinematiske identifisert kiler eller plan som kan gli ut. Diskontinuiteters orientering påvirker skråningsprosessene, og deformasjon i bergmassen kan være et tegn på at det ikke er noen kritiske glideflater i bergmassen (Varga, 2006). Et brudd vil derfor være komplisert og involvere flere prosesser.

Det vil være interessant å følge med på måleresultater fra ekstensiometer og av boltenes bevegelser i fremtiden da slike resultater kan hjelpe oss å forstå mekanismene bak den antatte bevegelsen. Følgende situasjoner kan tenkes:

1. Bolt 1 fortsetter å bevege seg i samme retning, men det registres ikke bevegelse i ekstensiometere.
2. Bolt 1 fortsetter å bevege seg i samme retning og det måles bevegelse i ekstensiometer.
3. Det registreres ingen bevegelser.

Dersom kun bolt 1 beveger seg er det stor sannsynlighet for at deformasjonen i vederlaget er minimal. Dersom det ikke registreres bevegelse i verken ekstensiometer eller bolter vil dette indikere at den nylig installerte sikringen har stoppet vederlagets bevegelse. Det vil i så fall tyde på at bevegelsen har vært dominert av skjærbevegelse langs slepper og sprekker tilhørende sprekkesett 1. Dersom målinger viser at bolt 1 fortsatt beveger seg nedstrøms med samme hastighet og det registreres bevegelser i ekstensiometeret, vil dette indikere at det er bevegelse også langs lagdelingsplan. De innsatte ekstensiometerne vil kunne gi svar på hvor i vederlaget deformasjonen foregår og når det skjer, hvilket vil være nødvendig informasjon for en videre vurdering av krep i bergmassen.

9.1 Sammenligning av hvelvdammene

Hvordan har norsk praksis for design av hvelvdammers fundament utviklet seg? Er praksis bedre i dag enn før? For å svare på disse spørsmålene vil hvelvdammene bli sammenlignet på forskjellige områder i de følgende avsnittene. For referanser til opplysningene i dette kapitlet henvises det til de foregående kapitlene.

Det må tas med i betraktningen at de geologiske forholdene ved dammene er svært forskjellige. Sarvsfossen og Slettedalen dam er begge dobbeltkrummede dammer fundamentert på harde, kompetente bergarter. Sprekkeorienteringer er gunstige og oppsprekningen er moderat. Forholdene ved Vinkelfallet dam er mer kompliserte. Bergmassen er i områder sterkt oppsprukket og det er brede slepper og kløfter i vederlagene. Det er også store mengder løsmasser i området. Dette stiller større krav til ingeniørgeologiske undersøkelser, design og oppfølging.

9.1.1 Ingeniørgeologiske undersøkelser og designpraksis

Slettedalen dam ble bygget for 50 år siden, og det går ikke klart frem hvilke undersøkelser som har blitt utført. Undersøkelsesgraden antas imidlertid å være lav. Dette skyldes at det på den tiden ikke var så stort fokus på fundamentstabilitet, og designpraksis, for eksempel i forbindelse med injeksjon, ble basert på skjønn.

Hvor stor vekt det ble lagt på ingeniørgeologiske undersøkelser ved Vinkelfallet dam er også vanskelig å dokumentere. Som kommentert ovenfor er bergmassekvaliteten dårligere. Undersøkelsesnivået burde derfor vært høyere enn for de andre

dammene. Det er ikke funnet noe som tyder på dette i grunnlagsdokumenter.

For Sarvsfossen dam er det kun utført kartlegging på overflaten og det er ikke utført *in situ* tester eller kjerneboringer i vederlagene. Det er imidlertid ikke identifisert noen forhold som krever ekstra oppmerksomhet og undersøkelsesnivået kan derfor sies å være forsvarlig.

Det er utført grundig rensk ved Slettedalen og Sarvsfossen dam. Ved Vinkelfallet dam var det i anbudsdokumenter lagt vekt på grundig rensk i anbudsdokumenter, mens faktisk utført rensk virker å være mindre grundig.

Som beskrevet i kapittel 2 er det i damforeskriften gitt som designkriterium at resultantkraften fra dammen skal rettes innover i fjellet og kontaktflaten mellom fjell og hvelv skal normalt være radiell eller tilfredstille kravene i figur 2.2. Det er i Sarvsfossen dams tilfelle tatt hensyn til dette i plasseringen av dammen. I NVE sine retningslinjer er det ikke spesifisert hvordan grenseverdiene for avvik fra radiell kontaktflate mellom fjell og hvelv skal tolkes med tanke på skala. At resultantkraften skal rettes innover i fjellmassivet er også et kriterium som kan tolkes. Hvorvidt NVE sine krav er oppfylt ved Slettedalen og Vinkelfallet dam avhenger av hvor stor del av bergmassen fjellkonturen estimeres fra. For at det skal være lettere å anvende kriteriene for hvelvdammer gitt i (NVE, 2005), vil det være fordelaktig med en nærmere spesifisering av hvordan kriteriene skal tolkes med tanke på skala.

Under byggingen av Slettedalen dam ble det kun injisert i spesielt utsatt områder, slik som slepper og sterkt oppsprukket berg. Det er ikke utført lekkasjemålinger, men lekkasjer blir registrert under tilsyn. Det er ikke rapportert om mye lekkasje og tettheten av fundamentet har i alle år vært tilfredsstillende. Det ble ved Vinkelfallet dam utført systematisk injeksjon, men det er ikke kjent hvor effektivt dette har vært. Ved Sarvsfossen dam er det utført omfattende injeksjonsarbeider. I denne oppgaven er det kommentert at borehullene kunne vært orientert mer gunstig. Resultater fra injisering og vanntapsmålinger indikerer imidlertid at vanntapet vil være ubetydelig.

Både ved Vinkelfallet og Sarvsfossen dam er/blir det installert målebolter og poretrykksmålere for å kunne følge med på deformasjoner og vanntrykk. Fundamentene er også drenerte. Ved Vinkelfallet dam ble poretrykksmålingene kun avlest de første årene. Deformasjonsmålinger blir fortsatt avlest hvert år og har vært viktige for avgjørelsen av videre sikring av vederlag. Det ble utført deformasjonsmålinger de første driftsårene til Slettedalen dam, men i dag er det ingen målinger. Vederlagene er ikke drenert av annet enn omløpstunnel.

På disse punktene, injeksjon, instrumentering og drenering, skiller altså praksisen ved Vinkelfallet dam og Sarvsfossen dam seg fra praksis ved Slettedalen dam.

9.1.2 Vederlagsstabilitet

Resultatene fra de kinematiske analysene viser at det ikke er mulighet for plan eller kileutglidinger ved noen av dammene. Ved Slettedalen og Vinkelfallet dam er det potensiale for utvelting. Sprekkene som er identifisert i analysen er nærmest vertikale ved begge dammene. Utvelting er derfor styrt av frostsprenging og utspyling av flomvann.

Bilder tatt ved Slettedalen dam viser at det er få blokker som har blitt slått ut i løpet av 50 års drift, mens det ved Vinkelfallet dam ble spylt ut vesentlige mengder de første årene. I Slettedalen dam sitt tilfelle er overløpet orientert omtrent i samme retning som sprekkene som er fri til å velte utover. Ved Vinkelfallet dam er overløpet orientert omtrent vinkelrett på sprekkene. Under overtopping av dammen har det blitt bygget opp et hydraulisk trykk som har slått løs blokker. Dette vil si at sprekkenes orientering relativt overløpet er av stor betydning for erosjonen av vederlaget.

Problemet med fjerning av berg ved Vinkelfallet dam har blitt tatt hånd om, og det er anlagt ledemur og betongplattning som hindrer vann i å trenge ned i sprekker og slå løs blokker. Ved Slettedalen dam ble det anlagt en ledemur for å beskytte utsatte deler av vederlaget før første overløp.

Det høyre vederlaget til Vinkelfallet dam har tidligere blitt undersøkt for utglidning av blokker, først i forbindelse med bygging av dammen. Det ble definert en bruddmekanisme og regnet ut sikkerhetsfaktorer for blokker i fundamentet. De høye sikkerhetsfaktorene som ble regnet ut kan ha resultert i at det ikke var nødvendig å karakterisere vederlaget nærmere. Etter urovekkende deformasjonsmålinger ble det på 90-tallet regnet ut nye sikkerhetsfaktorer. Tross i at det var deformasjonsmålinger som satte i en gang etterundersøkelsene, ble det brukt en beregningsmetode som forutsetter at bergmassen ikke deformeres. Det er i denne oppgaven ikke identifisert en bruddmekanisme slik som det har blitt gjort tidligere. Dette betyr at selv om metoden som ble brukt til å vurdere Vinkelfallet dams stabilitet er anerkjent, beskriver den ikke nødvendigvis bergmassens oppførsel.

Ved Sarvsfossen dam er det ikke identifisert noen mulig bruddmekanisme i det hele tatt. Det har derfor ikke vært nødvendig med en stabilitetsanalyse av vederlagene.

9.2 Evaluering av praksis

Så, er norsk praksis bedre i dag enn før? Det som kan sies med sikkerhet er at injeksjon, drenering og instrumentering er mer vektlagt etter NVE sine retningslinjer kom. Både Vinkelfallet dam og Sarvsfossen dam er eksempler på dette.

I forhold til stabilitet har det vært mindre problemer knyttet til Slettedalen dam enn til Vinkelfallet dam, selv om Slettedalen dam ble bygget før og det ikke ble

utført noen vurdering av potensielle bruddmekanismer eller utført stabilitetsberegninger. Problemene relatert til Vinkelfallet dams vederlag skyldes at de geologiske forholdene er vanskelige og at noen utfordringer kunne vært håndtert bedre. Det kan fra oppgaven trekkes frem noen detaljer i design- og byggepraksis som var mer vellykket ved Slettedalen dam. For begge dammene var det i utgangspunktet lagt vekt på god rensk. Forskjellen var at den ble dårligere utført ved Vinkelfallet dam. Ved Slettedalen dam ble det anlagt ledemur for å beskytte utsatt bergmasse. Fra naturens side var Vinkelfallet dams høyre vederlag mer utsatt for utslåing av blokker. Dette ble ikke tatt høyde for i designet.

Sarvsfossen dam er fremdeles under bygging og det forventes ingen stabilitetsproblemer. Kvaliteten på bergmassen er god og sprekkeorienteringene er gunstige. Det er lagt vekt på grundig rensk og et godt fall inn i fjellet, og mulige bruddmekanismer er undersøkt. Dagens designpraksis kan i så måte sies å være bedre enn både for Slettedalen og Vinkelfallet dam. Siden det ikke har vært nødvendig med stabilitetsberegninger for vederlagene har det ikke vært mulig å vurdere beregningsmetodikk. Vinkelfallet dam er et eksempel på at selv om det brukes anerkjente metoder er det viktig å huske på begrensningene og vurdere om resultatene er pålitelige.

KAPITTEL 10

Konklusjon

Fra den spesifikke evalueringen av dammene kan følgende konklusjoner trekkes frem:

- For Sarvsfossen dam er det ikke identifisert noen bruddmekanismer i den kinematiske analysen. Injiseringen av fundamentet har vært vellykket, men kunne blitt optimalisert ved å endre på retningen til noen av borehullene for å treffe flere sprekker. På bakgrunn av de tilgjengelige data har det ikke vært mulig å estimere hvor store vanntapene vil bli, men det er konkludert med at det injiserte området er tett og vanntapet forventes å være lavt.
- I analysen av Slettedalen dam er det identifisert en kinematisk mulighet for utvelting. Det er konkludert med at utvelting ikke vil forekomme i stor skala, men enkle blokker kan skyves utover som en følge av frostsprengning og utspyling.
- I analysen av det høyre vederlaget til Vinkelfallet dam er det ikke funnet noen potensielle kiler eller plan som kan gli ut av vederlaget, men det er identifisert mulighet for utvelting. Vederlaget er delt inn i to soner basert på bergmassens kvalitet. Bergmassens deformasjonsmodulus for disse to sonene er estimert til $E_{bm1} = 9$ og $E_{bm2} = 1, 1$. Metoden forutsetter at forflytningen av bolt 1 skyldes deformasjon i hele bergmassen. Med dagens datagrunnlag kan ikke dette bevises og resultatene anses derfor som usikre. I SSR-analysen ble det identifisert to bruddmekanismer. Modellene med sprekkesett antas å vise bergmassens oppførsel best og det foreslås at et brudd vil forårsakes av utvelting og utgliding av masser i området begrenset av sleppe 1 og skråningen. SRF for vederlaget varierer mellom 0,57-3,13. Modellen er sensitiv til

antall nettelementer og iterasjoner og SRF resultatene kan derfor ikke brukes til en kvantifisering av vederlagets stabilitet. De insatte ekstensometerene vil gi svar på hvilke prosesser som foregår i vederlaget og det vil derfor være interessant å følge med på fremtidige målinger.

Fra sammenligningen og evalueringen av dammene kan det trekkes frem flere konklusjoner som er relevante for fremtidig design og revurderinger av hvelvdammers fundament:

- Undersøkelsesnivået for de tre dammene er relativt lavt. Dette kan forsvares i tilfeller med enkel og oversiktlig geologi. Dersom kvaliteten på bergmassen er dårlig og det må utføres stabilitetsberegninger, setter dette et mye høyere krav til undersøkelsesnivået. Dette gjelder spesielt dersom det skal utføres numeriske analyser.
- Grundig rensk ned til fast fjell og at kraftresultanten fra hvelvet er rettet innover i bergmassen er viktige faktorer for et suksessfullt design. For at det skal være lettere å anvende kriteriene for hvelvdammer gitt av NVE, vil det være fordelaktig med en nærmere spesifisering av hvordan kriteriene skal tolkes med tanke på skala.
- Erosjon av vederlag representerer en trussel for vederlagsstabiliteten. Bergmassens potensial for blokkutfall og nødvendige grep for å sikre bergmassen bør vurderes før første oppfylling. Potensielle bruddblokker som er orientert vinkelrett til overløpet er spesielt utsatt. Bilder av vederlaget tatt med jevne mellomrom vil kunne avsløre bortfall av berg.
- En suksessfull stabilitetsvurdering er avhengig av at rett bruddmekanisme er identifisert, det er ingen hjelp i konservative parametre dersom modellen er feil. Valget av metode må tas på bakgrunn av bergmassens oppførsel. Dersom det er deformasjoner i bergmassen må metoder som tar høyde for dette brukes.
- Det er viktig å følge opp instrumenteringen og avlese målinger regelmessig. Både ved Vinkelfallet og Slettedalen dam har det vært problemer med instrumenteringen og noen målinger har blitt avsluttet. Selv om målingene ikke viser noe urovekkende vil de være viktige for å dokumentere langtidsstabiliteten. Deformasjonsmålingene ved Vinkelfallet dam er et eksempel på hvor viktig dette er. Dersom målingene ikke hadde blitt utført og fulgt opp er det ikke sikkert at vederlagene hadde blitt undersøkt på nytt og sikret.

Bibliografi

- Amini, M., Majdi, A., og Veshadi, M. A. (2012). Stability analysis of rock slopes against block-flexure toppling failure. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 45(4):519–532.
- Anderson, C., Mohorovic, C., Mogck, L., Cohen, B., og Scott, G. (1998). Concrete dams case histories of failures and nonfailures with back calculations. Technical Report DSO-98-05, U. S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Dam Safety Office.
- Barton, N. (1973). Review of a new shear-strength criterion for rock joints. *Engineering Geology*, 7(4):287 – 332.
- Barton, N. (1974). *A Review of the Shear Strength of Filled Discontinuities in Rock: Review of a New Shear Strength Criterion for Rock Joints*. N. Barton. Norges Geotekniske Institutt. Norges Geotekniske Inst.
- Barton, N. og Choubey, V. (1977). The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock mechanics*, 10:1–54.
- Bedient, P. og Huber, W. (1992). *Hydrology and floodplain analysis*. Addison-Wesley.
- Bieniawski, Z. (1978). Determining rock mass deformability: experience from case histories. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 15(5):237 – 247.
- Bieniawski, Z. (1989). *Engineering rock mass classifications: a complete manual for engineers and geologists in mining, civil, and petroleum engineering*. A Wiley-Interscience publication. Wiley.

- Birgisson, G. og Roede, J. K. G. (1988). Stabilitetsberegninger for 15 norske hvelvdammer. Foredrag bergmekanikkdagen 1988.
- Brady, B. og Brown, E. (2006). Rock strength and deformability. In *Rock Mechanics for underground mining*, pages 85–141. Springer Netherlands.
- Cai, M., Kaiser, P., Tasaka, Y., og Minami, M. (2007). Determination of residual strength parameters of jointed rock masses using the {GSI} system. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 44(2):247 – 265.
- Camilo Quiñones-Rozo, P. (2010). Lugeon test interpretation, revisted.
- Carter, M. og Bentley, S. (1991). *Correlations of soil properties*. Pentech.
- Chen, S.-H., Shahrouh, I., Egger, P., og Wang, W.-M. (2002). Elasto-viscoplastic block element method and its application to arch dam abutment slopes. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 35:171–193.
- Cripps, J. C., Bell, F. G., og Culshaw, M. G. (1986). A review of the engineering behaviour of soils and rocks with respect to groundwater. In *Engineering Geology Special Publication*. Geological Society of London, London.
- Eberhardt, E. (2006). From cause to effect: using numerical modelling to understand rock slope instability mechanisms. In Evans, S., Mugnozza, G., Strom, A., og Hermanns, R., editors, *Landslides from Massive Rock Slope Failure*, volume 49 of *NATO Science Series*, pages 85–101. Springer Netherlands.
- Ewert, F. K. (1985). *Rock grouting with emphasis on dam sites*. Springer-Verlag.
- FERC (1999). Engineering guidelines for the evaluation of hydropower projects, chapter 11, arch dams. Technical report, Federal Energy Regulatory Commission Division of Dam Safety and Inspections.
- Fine Ltd (2013). *GEO5 User's Guide, Version 16*. Lastet ned fra: <http://www.finesoftware.eu/download/file/manual/m/4>.
- Freeze, R. og Cherry, J. (1979). *Groundwater*. Prentice-Hall.
- Gaut, A. (1988). Fundamentstabilitet ved våre store hvelvdammer. Foredrag holdt under teknisk medlemsmøte, Vassdragsregulantenenes forening.
- Goodman, R. (1989). *Introduction to Rock Mechanics*. Wiley.
- Goodman, R. E. (1970). The deformability of joints. In *Determination of the In Situ Modulus of Deformation of Rock*. American Society for Testing & Materials.
- Grøner (1987). Dam slettedalen, stabilitet av damvederlag.

- Grøner AS (1982a). Arbeidets utførelse. Anbudsdokument.
- Grøner AS (1982b). Vinkelfallet dam seksjon 2-5 horisontalsnitt forskaling. Designtegning.
- Gurocak, Z. og Alemdag, S. (2012). Assessment of permeability and injection depth at the atasu dam site (turkey) based on experimental and numerical analyses. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 71:221–229.
- Gustafson, G. og Stille, H. (2005). Stop criteria for cement grouting. *Felsbau : Zeitschrift für Geomechanik und Ingenieurgeologie im Bauwesen und Bergbau*, 25(3):62–68. QC 20120126.
- Hammah, R., Yacoub, T., Corkum, B., og Curran, J. (2008). The practical modeling of discontinuous rock masses with finite element analysis. In *The 42nd U.S. Rock Mechanics Symposium (USRMS), June 29 - July 2, 2008 , San Francisco, CA, San Francisco, CA, United states*.
- Hendron, A., Cording, E., og Aiyer, A. (1980). *Analytical and Graphical Methods for the Analysis of Slopes in Rock Masses*. Defense Technical Information Center.
- Hoek (2007). Practical rock engineering.
- Hoek, E. og Bray, J. (1981). *Rock Slope Engineering*. Spon, publ. for the Institution of Mining and Metallurgy.
- Hoek, E. og Brown, E. T. (1997). Practical estimates of rock mass strength. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 34:1165–1186.
- Hoek, E., Carranza-Torres, C., og Corkum, B. (2002). Hoek-brown failure criterion - 2002 edition. In Hammah R, Bawden W, C. J. T. M., editor, *Proceedings of the Fifth North American Rock Mechanics Symposium (NARMS-TAC), University of Toronto Press, Toronto*, pages 267–273. University of Toronto Press, Toronto.
- Hollmén, K. og Oy, P. (2008). *R20 Programme: The Development of Grouting Technique : Stop Criteria and Field Tests*. Working report. Posiva Oy.
- Houlsby, A. C. (1976). Routine interpretation of the lugeon water-test. *The Quarterly Journal of Engineering Geology*, 9(4):303 – 313.
- ICOLD (1993). *Rock Foundations for Dams*, volume Bulletin 88. International Commission on Large Dams, Paris.
- ICOLD (1995). *Dam Failures Statistical Analysis, bulletin 99*. International Commission on Large Dams, Paris.
- ICOLD (2005). *Dam Foundations. Geologic considerations. Investigation Methods. Treatment. Monitoring*. International Commission on Large Dams, Paris.

- James, P. (2004). Historical development of arch dams. Tilgjengelig på nett.
- Jing, L. (2003). A review of techniques, advances and outstanding issues in numerical modelling for rock mechanics and rock engineering. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 40(3):283 – 353.
- Johnsen, M. G. og Grøner, C. F. (1964). Slettedalen dam, as saundefaldene. *Revue de la Federation Internationale du Batiment et des Travaux Publics*, 42.
- Lemos, J. (2012). Discontinuum models for dam foundation failure analysis. In *Harmonising rock engineering and the environment*, pages 91–98, Beijing, China.
- Lombardi, G. og Deere, D. (1993). Grouting design and control using the gin principle. *International Water Power and Dam Construction IWPCDM*, 45(6).
- Londe, P. (1987). The malpasset dam failure. *Engineering Geology*, 24:295 – 329.
- Luo, H. Y. og Zhou, W. (2005). A three-dimensional method for multiple rock block stability analysis and its application in dam abutment and slope stability assessment. In *Alaska Rocks 2005, The 40th U.S. Symposium on Rock Mechanics (USRMS), June 25 - 29, 2005, Anchorage, AK*. American Rock Mechanics Association.
- Mauldon, M. og Ureta, J. (1996). Stability analysis of rock wedges with multiple sliding surfaces. *Geotechnical and Geological Engineering*, 14:51–66.
- McCarthy, D. (1998). *Essentials of soil mechanics and foundations: basic geotechnics*. Prentice Hall.
- Mehrotra, V. K. (1993). *Estimation of engineering parameters of rock mass*. PhD thesis, University of Roorkee, Roorkee, India. Sitert etter Singh og Goel (1999).
- Molkersrød, K. (1990). Etterkontroll av fundamentstabilitet ved hvelvdammer. NVE publikasjon nr v 33.
- Multiconsult (2010). Inspeksjonsrapport.
- Multiconsult (2011). Revurdering dam slettedalsvatn. Rapport.
- Multiconsult (2012a). Dam sarvfossen teknisk plan. Notat.
- Multiconsult (2012b). Dam sarvfossen teknisk plan injisering av dam. Notat.
- Multiconsult (2012c). Dam sarvsfossen dypinjeksjonsarbeider. Arbeidstegning.
- Multiconsult (2012d). Dam sarvsfossen, geologiske vurderinger. Notat.
- Multiconsult (2012e). Damkrefter. Excel ark.

- Multiconsult (2012f). Kjerneborehull for ekstensometer i høyre dam vederlag. Logg.
- Multiconsult (2012g). Konfidensiell rapport.
- Multiconsult (2012h). Kontrollplan periodisk rapport, juni-november 2012.
- Multiconsult (2012i). Sprekkemålinger. Excel fil, A. Halvorsen.
- Multiconsult (2012j). Statistiske beregninger og dimensjonering.
- Multiconsult (2012k). Utbedringsarbeider høsten 2012. Sluttrapport.
- Myrvang, A. (2001). *Bergmekanikk*. NTNU.
- Nilsen, B. (2000). New trends in rock slope stability analyses. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 58(3):173–178.
- Nilsen, B. og Thidemann, A. (1993). *Rock Engineering*, volume 9 of *Hydropower Development*. Norwegian institute of technology division of hydraulic engineering.
- NVE (2005). *Retningslinjer for betongdammer*. NVE, utgave 2 edition.
- Otra Kraft (2012a). Borprotokoll.
- Otra Kraft (2012b). Injeksjonsjournal bykle side.
- Otra Kraft (2012c). Vanntapsmålinger bykle side.
- Otra Kraft (2013). Informasjonsbrosjyre brokke nord og sør, skarg kraftverk.
- Palmstrom, A. og Singh, R. (2001). The deformation modulus of rock masses - comparisons between in situ tests and indirect estimates. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 16(2):115 – 131.
- Palmstrom, A. og Stille, H. (2010). *Rock Engineering*. Thomas Telford Limited.
- Panthi, K. K. (2006). *Analysis of Engineering Geological Uncertainties Related to Tunnelling in Himalayan Rock Mass Conditions*. PhD thesis, Norwegian University of Science and Technology, Department of Geology and Mineral Resources Engineering.
- Pedro, J. (2000). *Arch Dams: Designing and Monitoring for Safety*. CISM International Centre for Mechanical Sciences. Springer.
- Rechitskii, V. (1998). Evaluation of the stiffness characteristics of rock joints from data of field observations at water-development projects. *Hydrotechnical Construction*, 32(8):463–469.

- Rocscience (2011). Phase2 online help.
- Rocscience (2013). Dips online help.
- Ruggeri, G. (2004). Working group on sliding safety of existing gravity dams - final report.
- Saudefaldene (1959). Dam slettedalen, rapport vedr. arbeider utført i 1959.
- Saudefaldene, A. (1957). Dam slettedalen, rapport vedr. arbeider utført i 1956 og 1957.
- Schultz, R. A. (1992). What's the difference between a rock and a rock mass (and why is it important)? *Abstracts of the Lunar and Planetary Science Conference*, 23:1243.
- Serafim, J. L. og Pereira, J. P. (1983). Consideration of the geomechanics classification of bieniawski. In *Proc. Int. Symp. on Engineering Geology and Underground Constructions*, volume 1, pages II. 33 – II. 42, Lisbon, Port.
- Shimizu, S., J. S. og Niida, Y. (1985). Design and execution of foundation grouting for multipurpose dams in japan. *XV ICOLD*, 3:429–453. Lausanne.
- Singh, B. og Goel, R. (1999). *Rock Mass Classification: A Practical Approach in Civil Engineering*. Developments in Water Science Series. Elsevier Science.
- Stephansson, O., Ljunggren, C., og Jing, L. (1991). Stress measurements and tectonic implications for fennoscandia. *Tectonophysics*, 189(1-4):317 – 322. <ce:title>Imaging and understanding the lithosphere of Scandinavia and Iceland </ce:title>.
- Stille, H., Gustafson, G., og Hassler, L. (2012). Application of new theories and technology for grouting of dams and foundations on rock. *Geotechnical and Geological Engineering*, 30:603–624.
- Trinh, N. Q. og Holmøy, K. H. (2012). Numerical modeling in rock engineering: What it can do, advantages and disadvantages, and software limitations. In *Fjellsprengningsdagen, bergmekanikkdagen, geoteknikkdagen*.
- U. S. Department of the Interior, B. o. R. (1977). *Design of arch dams: design manual for concrete arch dams*. Water resources technical publication. United States Government Printing Office, Denver.
- USACE (1994). *Arch Dam Design*. Department of the Army U.S. Army Corps of Engineers, Washington, DC 20314-1000, engineer manual no. 1110-2-2201 edition.

- Vallejo, L. og Ferrer, M. (2011). *Geological Engineering*. CRC PressINC.
- Varga, A. (2006). Gravitational creep of rock slopes as pre-collapse deformation and some problems in its modelling. In Evans, S., Mugnozza, G., Strom, A., og Hermanns, R., editors, *Landslides from Massive Rock Slope Failure*, volume 49 of *NATO Science Series*, pages 103–110. Springer Netherlands.
- Weaver, K. og Bruce, D. (2007). *Dam Foundation Grouting*. ASCE Press.
- Wyllie, D. og Mah, C. (2004). *Rock Slope Engineering: Civil and Mining*. Spon Press.
- Zhang, L. og Einstein, H. (2004). Using rqd to estimate the deformation modulus of rock masses. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 41(2):337 – 341.
- Zhao, X. og Cai, M. (2010). A mobilized dilation angle model for rocks. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 47(3):368 – 384.