

Håvard Barkved

# Mandalsvassdraget - optimalisering av tunnelsystem med hensyn til ingeniørgeologiske forhold

Masteroppgave i Tekniske geofag

Veileder: Bjørn Nilsen

Juni 2019



Håvard Barkved

# Mandalsvassdraget - optimalisering av tunnelsystem med hensyn til ingeniørgeologiske forhold

Masteroppgave i Tekniske geofag  
Veileder: Bjørn Nilsen  
Juni 2019

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet  
Fakultet for ingeniørvitenskap  
Institutt for geovitenskap og petroleum







## MASTEROPPGAVE

### Oppgavebeskrivelse

**Kandidatens navn:** Håvard Barkved

**Oppgavens tittel:** MANDALSVASSDRAGET- OPTIMALISERING AV TUNNELSYSTEM MED HENSYN TIL INGENIØRGEOLOGISKE FORHOLD

**English title:** The Mandal hydropower system – Optimization of tunnel system relatively to engineering geological conditions

**Utfyllende tekst:**

1. Forskningscenteret HydroCen skal gjennomføre et tverrfaglig prosjekt («AlternaFuture») hvor man skal se på et framtidsscenario med mulig tredobling av installert effekt i et eksisterende kraftverkssystem. Formålet med denne masteroppgaven er å bidra med ingeniørgeologisk kunnskap for optimalisering av tunnelsystemet. I den forbindelsen skal det foretas en utredning av ingeniørgeologisk vanskelighetsgrad og utfordringer for relevante tunnelsystemer valgt ut i samråd med veiledere og prosjektgruppen i AlternaFuture.

Innledningsvis i arbeidet skal det foretas grundige informasjonssøk og sammenstilling av tilgjengelig grunnlagsmateriale som geologiske og topografiske kart, fly- og satellittbilder, data fra utførte bergspenningsmålinger og erfaringer fra tidligere prosjekter i området.

På grunnlag av foreliggende informasjon skal det så utarbeides ingeniørgeologiske oversiktskart og lengdeprofiler, og spesielle ingeniørgeologiske utfordringer som eksempelvis risiko for hydraulisk brudd skal analyseres. Layout og trasevalg for utvalgte, mulige fremtidige kraftverks-system skal diskuteres, og anbefaling angående optimal løsning fremlegges. Optimaliseringsprosessen skal gjennomføres i samarbeid med øvrige deltakere i det tverrfaglige AlternaFuture-prosjektet.

2. Oppgaven gjennomføres som del av aktiviteten innenfor FME HydroCen, med ingeniørgeolog/PhD-stipendiat Henki Ødegaard som medveileder.

**Studieretning:** Ingeniør- og miljøgeologi  
**Hovedprofil:** Ingeniørgeologi og bergmekanikk  
**Tidsrom:** 15.1.2019-11.6.2019

Bjørn Nilsen, Professor/hovedveileder

SKJEMAET TAS INN SOM SIDE 1 I MASTEROPPGAVEN  
NTNU, 24.1.2019/rev. 22.5.2019



---

## Sammendrag

I det tverrfaglige forskningprosjektet «AlternaFuture» benyttes Mandalsvassdraget til forskning på ekstrem ombygging av et eksisterende vannkraftsystem. Dette skal kombineres med å forbedre miljøforholdene i vassdraget. Det befinner seg i dag seks større kraftverk i vassdraget, som strekker seg mer enn 100 km fra nord til sør gjennom Vest-Agder. I denne oppgaven presenteres designforslag til to ulike kraftverksprosjekter, med hovedfokus på tunnelsystemer og ingeniørgeologiske forhold tilknyttet disse. Prosjektene omfatter et pumpekraftverk fra Ørevatn til Bjelland og et flomkraftverk mellom Øyslebø og Tryfjorden. I sistnevnte prosjekt skal tunnelene ved behov kunne anvendes til flomavledning i vassdraget.

Tunneltraséer er valgt på bakgrunn av topografiske kart og kartlegging av svakhetssoner, som er partier med svakere og ofte oppkjust berg. Topografien er viktig fordi større bergoverdekning tilsier høyere bergspenninger. Dette er sentralt for å unngå at vanntrykket forårsaker hydraulisk jekking, som innebærer at vanntrykket jekker opp bergsprekker og fører til lekkasjer. De ingeniørgeologiske vurderingene av tunnelsystemene er basert på regionale erfaringer i tilsvarende berggrunn, i tillegg til flyfoto og kartstudier.

For pumpekraftverket foreslås en 3 km lang tilløpstunnel og en avløpstunnel på 14,8 km. Avløpstunnelen vil utgjøre et nedre pumpemagasin, som følge av begrensede magasinmuligheter i selve vassdraget. Designforslaget til flomkraftverket innebærer lang tilløpstunnel (12,2 km) og kort avløpstunnel (1,4 km), med en «bypass-tunnel» forbi kraftstasjonen for flomavledning.

Ved begge prosjekter forventes utfordrende svelleleire å forekomme i svakhetssoner, mens lekkasjer kan forekomme i soner uten svelleleire. Oppsprukket bergmasse, i kombinasjon med dynamiske påkjenninger under drift, gjør utfall fra tunnelkonturen til en forventet stabilitetsutfordring ved begge prosjekter. Foreløpige estimer indikerer at tunnelsystemene unngår problemer med hydraulisk jekking, og at tunnelene kan designes uten stålføring. Driving med tunnelboremaskin (TBM) er aktuelt for deler av prosjektene, på grunn av tunnelenes lengde. Utfordrende og varierende stabilitetsforhold i svakhetssoner og begrensninger med tanke på riggområder, kan tale til fordel for konvensjonell driving med boring og sprengning.

I neste fase må det vurderes om prosjektene kan være aktuelle å gå videre med. I så fall må det utarbeides planer for ingeniørgeologisk feltkartlegging og grunnundersøkelser. Dette vil være viktig for videre optimalisering av design.



---

## Abstract

The multidisciplinary «AlternaFuture» project uses the Mandal hydropower system for research on extreme rebuilding of existing hydropower systems. The purpose is to combine this with environmental improvements in the watercourse. Currently there are six major power plants in the watercourse, which extends more than 100 km from north to south through Vest-Agder county. This thesis presents suggestions for layout of two different hydropower projects, with main focus on the tunnel systems and their engineering geological conditions. One of the projects is a pumped-storage plant between Øre and Bjelland. The other potential hydropower plant between Øyslebø and Tryfjorden, can be used for flood management in the watercourse.

Suggestions for tunnel alignments are based on topographical maps and mapping of weakness zones, which are areas of weaker and often crushed rock. The topography is important, as larger overburden indicates larger rock stresses. Sufficient rock stresses are critical to avoid hydraulic jacking, which means that the water pressure lift up rock joints and causes leakage problems. The engineering geological conditions of the suggested tunnel systems are evaluated based on project reports from the region, as well as aerial photos and map studies.

The suggestion for design of the pumped-storage plant consists of a 3 km pressure tunnel and a 14,8 km tailrace tunnel. The tailrace tunnel will work as a lower pump reservoir, due to limited reservoir opportunities in the watercourse. The “flood power plant” design is based on a relatively long pressure tunnel (12,2 km) and a short tailrace tunnel (1,4 km). In flood cases, a bypass tunnel enables flood water to pass outside the turbines.

Challenging swelling clay is expected to appear in the weakness zones, while leakage problems might occur in zones without this type of clay. Jointed rock mass increases the risk of rockfalls in the tunnel systems, and pressure fluctuations under operation can intensify this kind of stability problems. Preliminary estimates indicate that hydraulic jacking can be avoided, and that the tunnel systems therefore can be designed without expensive steel lining. Due to the tunnel lengths, tunnel boring machines (TBM) can be appropriate for parts of the projects. Challenging and varying conditions related to the weakness zones and limited alternatives for rig placements, are factors that can favor the conventional drill and blast method.

In the next project phase, it must be assessed whether or not the projects should proceed. If so, plans for engineering geological field mapping and ground investigations should be prepared. This will be important for further design optimization.



---

## Forord

Masteroppgaven har blitt skrevet våren 2019 ved Institutt for geovitenskap og petroleum ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU). Oppgaven markerer avslutningen på det femårige studieløpet «tekniske geofag».

Jeg vil takke veileder Bjørn Nilsen for gode faglige innspill og tilbakemeldinger underveis i prosessen. En stor takk rettes også til medveileder Henki Ødegaard, som gjennom høsten og våren har lært meg mye om ingeniørgeologi og vannkraft. Prosjektkoordinator for «Alternafuture», Kaspar Vereide, har stadig vært tilgjengelig for besvaring av spørsmål og Eirik Øvregård har bidratt med å kvantifisere dimensjoner på kraftverksprosjektene.

Sweco og Eirik Ølnes fortjener en stor takk for at jeg fikk komme innom Oslokontoret og lete meg fram til ingeniørgeologiske rapporter fra Skjerka, som jeg så fikk tilsendt av Agder Energi v/ Lars Gunnar Jansen. En stor takk rettes til Lars Gunnar, som har oversendt mange nyttige rapporter. En takk også til Bjørn Buen for deling av erfaringer fra byggingen av Skjerka.

Jeg vil takke klassen for fem veldig fine år, både faglig og sosialt. Medstudent Stig Vevatne takkes for uvurderlig hjelp i kartprogrammet ArcMap. Far Olav takkes for gode innspill og korrekturlesning. Helt til slutt vil jeg takke kjære Karine for korrekturlesning av oppgaven og støtte i alle de fem årene.

Trondheim, juni 2019

Håvard Barkved





---

# Innholdsfortegnelse

<b>1 Introduksjon .....</b>	<b>1</b>
1.1 Bakgrunn .....	1
1.2 Formål og omfang .....	2
1.3 Begrensninger .....	3
1.4 Grunnlagsmateriale .....	3
<b>2 Design av vannveier .....</b>	<b>5</b>
2.1 Utviklingen fram til i dag .....	5
2.2 Luftputekammer .....	6
<b>3 Berggrunnen i Norge.....</b>	<b>7</b>
3.1 Overordnet beskrivelse.....	7
3.2 Svakhetssoners betydning for stabiliteten .....	9
<b>4 Bergspenninger .....</b>	<b>11</b>
4.1 Spenningsdefinisjonen .....	11
4.2 Gravitative spenninger .....	12
4.3 Tektoniske spenninger .....	14
4.4 Residualspenninger .....	15
4.5 Topografiens innvirkning .....	16
4.6 Geologiske strukturers innvirkning .....	17
4.7 Bergspenningsmålinger .....	18
<b>5 Stabilitetsutfordringer i uførede vannveier .....</b>	<b>19</b>
5.1 Lekkasje.....	19
5.1.1 Naturlig permeabilitet.....	19
5.1.2 Indusert permeabilitet – hydraulisk jekking .....	20
5.2 Stabilitetsproblemer i berget .....	22
5.2.1 Utfall.....	22
5.2.2 Avskalling.....	23
5.2.3 Utpressing av masser .....	24
<b>6 Ingeniørgeologiske undersøkelser og prosjektering.....</b>	<b>27</b>
6.1 Formålet med ingeniørgeologiske undersøkelser.....	27
6.2 Geoteknisk kategori .....	28
6.3 Ingeniørgeologiske forhold som kartlegges .....	29
6.4 Viktige forhold ved plassering av uførede vannveier .....	32
6.4.1 Geologiske vurderinger .....	32

6.4.2 Designkriterier for å unngå hydraulisk jekking .....	32
6.5 Ulike drivemetoder .....	34
6.5.1 Konvensjonell driving .....	35
6.5.2 Fullprofilboring .....	35
6.5.3 Sjaktdriving .....	37
6.6 Tunnelmasser .....	38
<b>7 Regionens ingeniørgeologiske hovedtrekk .....</b>	<b>41</b>
7.1 Berggrunn.....	41
7.1.1 Berggrunnsfordeling .....	41
7.1.2 Bergmasseklassifisering fra nærliggende prosjekter .....	42
7.2 Svakhetssoner.....	45
7.2.1 Lekkasjeproblematikk.....	47
7.2.2 Svelleleire .....	47
7.3 Regionale bergspenningsmålinger .....	47
7.4 Borbarhetsmålinger .....	49
7.5 Erfaringer fra Skjerka-utbyggingen .....	50
<b>8 Antakelser til grunn for videre vurderinger .....</b>	<b>51</b>
8.1 Beliggenhet av eksisterende infrastruktur .....	51
8.2 Berggrunnstolkning.....	51
8.3 Kartlegging av svakhetssoner .....	51
8.4 Beregning av sikkerhetsfaktor mot hydraulisk jekking.....	53
<b>9 Beskrivelse av prosjektet Øre-Bjelland.....</b>	<b>55</b>
9.1 Kort om prosjektet .....	55
9.2 Topografiske forhold.....	57
9.3 Berggrunn.....	57
9.4 Kwartærgeologi.....	59
9.5 Kartlagte lineamenter .....	60
<b>10 Ingeniørgeologiske vurderinger av Øre-Bjelland.....</b>	<b>63</b>
10.1 Forventede stabilitetsforhold i svakhetssoner .....	63
10.2 Forventede stabilitetsforhold i kompetent berg.....	64
10.2.1 Avskalling.....	64
10.2.2 Utfall.....	65
10.3 Sikkerhetsfaktor mot hydraulisk jekking .....	65
10.4 Aktuelle drivemetoder.....	66
10.4.1 Forventet bor- og sprengbarhet.....	66
10.4.2 Driving av avløpstunnel.....	68

---

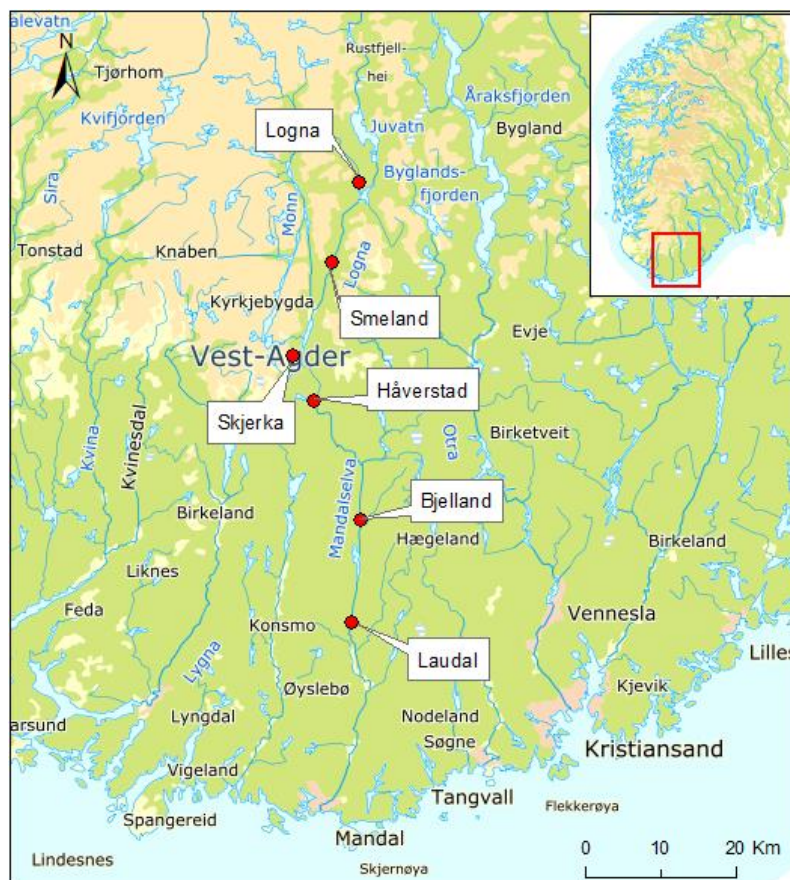
10.4.3 Sjaktdriving .....	68
10.5 Aktuelle tverrslagsplasseringer .....	69
10.6 Tunnelmassenes egenskaper .....	70
10.7 Gjennomførbarhet og vanskelighetsgrad .....	70
<b>11 Beskrivelse av prosjektet Øyslebø-Try.....</b>	<b>73</b>
11.1 Kort om prosjektet .....	73
11.2 Topografiske forhold.....	74
11.3 Berggrunn.....	75
11.4 Kwartærgeologi.....	77
11.5 Kartlagte lineamenter .....	78
<b>12 Ingeniørgeologiske vurderinger av Øyslebø-Try .....</b>	<b>79</b>
12.1 Forventede stabilitetsforhold i svakhetssoner .....	79
12.2 Forventede stabilitetsforhold i kompetent berg.....	80
12.2.1 Avskalling.....	80
12.2.2 Utfall.....	80
12.3 Sikkerhetsfaktor mot hydraulisk jekking .....	81
12.4 Aktuelle drivemetoder.....	82
12.5 Aktuelle tverrslagsplasseringer .....	83
12.6 Tunnelmassenes egenskaper .....	85
12.7 Gjennomførbarhet og vanskelighetsgrad .....	85
<b>13 Konklusjon.....</b>	<b>87</b>
<b>14 Forslag til videre arbeid.....</b>	<b>89</b>
<b>Referanser .....</b>	<b>91</b>
<b>Vedlegg A : Sikkerhetsfaktor mot hydraulisk jekking.....</b>	<b>99</b>
<b>Vedlegg B : Kartlegging av svakhetssoner.....</b>	<b>103</b>



# 1 Introduksjon

## 1.1 Bakgrunn

Mandalsvassdraget renner fra nord til sør gjennom Vest-Agder og har i luftlinje en utstrekning Ø-V på omkring 20 km og N-S på 115 km (se figur 1.1). Øvre del av det 1800 km<sup>2</sup> store nedbørfeltet befinner seg i søndre deler av Setesdalsheiene. De tre elvene Monn, Logna og Skjerka møtes ved Ørevatn (260 m.o.h.), og Mandalselva renner herfra til utløpet i Mandal (Holmqvist og Engeland, 2018). Lengst sør i vassdraget er det flere flomutsatte tettsteder, og i flommen i oktober 2017 ble det registrert store skader (Langsholt og Holmqvist, 2017).



Figur 1.1: Oversiktskart over Mandalsvassdraget, med de seks største kraftverkene i vassdraget indikert. Utarbeidet med topografisk Norgeskart fra Kartverket og data fra NVE Atlas.

Mandalsvassdraget benyttes som forskningsområde i «AlternaFuture», som er et tverrfaglig prosjekt innenfor forskningssenteret HydroCen. Formålet med HydroCen er å utvikle den norske vannkraftsektoren for å imøtekomme fremtidens krav til energisystemer. Både NTNU,

SINTEF, NINA og mange av de største norske vannkraftaktørene er involvert i det tverrfaglige arbeidet i HydroCen (Brende, Lia og Nilsen, 2018).

«AlternaFuture» er en skrivebordsøvelse for å få fram aktuelle problemstillinger og behov for forskning, for å muliggjøre miljøvennlig og lønnsom utbygging i framtiden. Designscenariene utvikles med tanke på å iverksette innovative idéer fra fagretningene i HydroCen. Utveksling av kunnskap mellom de ulike fagdisiplinene er sentralt for prosjektet. For å få fram de forskningsrelaterte problemstillingene, har man satt et fiktivt mål om å tredoble dagens installerte effekt i vassdraget, samtidig som miljøforholdene bedres (Vereide, 2019a).

De alternative kraftverksprosjektene i «AlternaFuture» er inndelt i tre ulike kategorier:

- Effektøkning i eksisterende kraftverkssystem
- Pumpekraftverk
- Flomkraftverk

Et flomkraftverk skal kunne lede bort vann ved flom og ellers fungere som et konvensjonelt kraftverk.

### **1.2 Formål og omfang**

Denne oppgaven omfatter to mulige utbyggingsalternativer, i form av et pumpekraftverk og et flomkraftverk. Utgangspunktet for de to prosjektene er inntaks- og utløpsområde, mens designforslag til tunneltraséene har blitt utarbeidet som del av oppgaven. Vurderingene av gunstigste traséalternativer baseres på grunnleggende ingeniørgeologiske prinsipper. Ingeniørgeologiske problemstillinger knyttet til de foreslåtte alternativene vil bli drøftet, da dette vil ha innvirkning på gjennomførbarhet og økonomi.

Innledningsvis følger en generell gjennomgang av grunnleggende ingeniørgeologi, med hovedfokus på bruk av berggrunnen i vannkraftsammenheng. Dette gir et teoretisk grunnlag før oppgaven går over i selve problemstillingen. Etter den generelle delen i kapittel 2 til 6, følger en gjennomgang av ingeniørgeologiske hovedtrekk for Mandalsvassdraget og regionen rundt. Deretter følger et kort metodekapittel, for å avklare hvilke antakelser som ligger til grunn for oppgaven videre. Etter dette kapittelet følger designforslag og ingeniørgeologiske beskrivelser og vurderinger av de to prosjektene hver for seg, som innebærer et pumpekraftverk mellom Øre og Bjelland og et flomkraftverk mellom Øyslebø og Tryfjorden.

### 1.3 Begrensninger

I oppgaveteksten er det formulert at «tunnelsystemene skal optimaliseres med hensyn til ingeniørgeologiske forhold». Optimaliseringsbegrepet kan ofte knyttes til økonomi, men det er ikke direkte tatt hensyn til økonomi i denne oppgaven. Dette skyldes dels manglende datagrunnlag, men også for å begrense oppgavens omfang. *Indirekte* kan arbeidet i oppgaven likevel knyttes til økonomi, da et optimalt ingeniørgeologisk design også har sammenheng med den økonomiske optimaliseringen av et prosjekt.

Kartskissene av kraftverksprosjektene som presenteres i oppgaven er forenklete, og flere viktige elementer tilknyttet et kraftverk er utelatt. På grunn av oppgavens hovedformål, er fokuset i stor grad rettet mot de større tunnelsystemene, som adkomst-, tilløps- og avløpstunnel, i tillegg til kraftstasjonshallene.

Som følge av snø i prosjektområdet under utarbeidningen av oppgaven, har det ikke blitt foretatt feltarbeid. Det benyttede grunnlagsmaterialet har et generelt preg, noe som også preger de ingeniørgeologiske vurderingene i oppgaven. Det er derfor de overordnede ingeniørgeologiske forholdene som beskrives ved prosjektene. Tilnærmingen følger dermed en vanlig arbeidsmetodikk i et tidlig prosjektstadium, i en såkalt konseptfase.

### 1.4 Grunnlagsmateriale

Som grunnlag for oppgaven har det blitt benyttet ingeniørgeologiske rapporter fra nærliggende prosjekter i Mandalsvassdraget, i hovedsak tilknyttet Skjerka kraftverk (se figur 1.1). Kartdata fra Norges geologiske undersøkelse (NGU) har også blitt brukt, både berggrunns- og løsmassekart, grus- og pukkdatabasen, og den nasjonale grunnvannsdatabasen. Også terrengmodeller og topografiske data fra Kartverket har blitt benyttet, i tillegg til flyfoto og 3D-modeller. Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE) sin nettbaserte tjeneste, NVE Atlas, har blitt brukt for å kartlegge eksisterende infrastruktur i vassdraget. Kartdata har i hovedsak blitt bearbeidet i programvaren ArcMap, med «Topografisk Norgeskart» fra Kartverket som bakgrunnskart. Dette gjelder samtlige kart i oppgaven om ikke annet er spesifisert. Følgende prosjektrapporter har blitt benyttet som grunnlag i arbeidet:

- Bjørn Buen (1993) – *Ingeniørgeologi Skjerka*

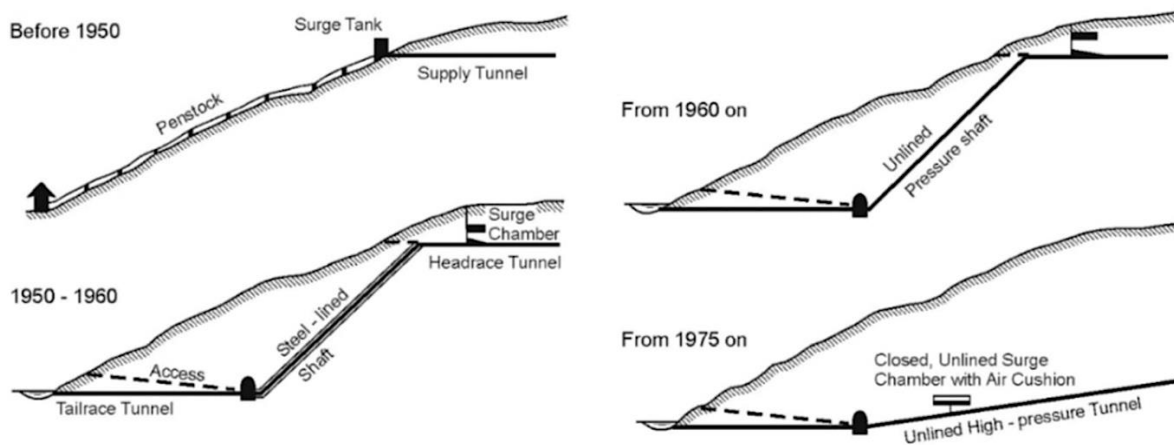
- Jan K. G. Rohde og Anders K. Vik (1994) – *Nytt Skjerka kraftverk: Ingeniørgeologiske forhold*
- Helge Ruistuen (1994) – *Spenningsmåling ved hydraulisk splitting: Skjerka kraftverk*
- Anders K. Vik (1994) – *Nytt Skjerka kraftverk: Beskrivelse av borkjerneprøver*
- Fredrik Johannessen og Martin Flåten (2016) – *Åseral Nord: Forprosjekt ingeniørgeologi*
- Gunnar Birgisson (1998) – *Overføringstunnel Langevatn-Nåvatn: Grunnundersøkelser, ingeniørgeologi*
- Gunnar Birgisson (1998) – *Overføringstunnel Langevatn-Nåvatn: Grunnundersøkelser, borkjernebeskrivelse*
- Bjørn Buen (2013) – *Notat fra befarings av tappetunnel Langevatn-Nåvatn august 2013*
- Bjørn Buen – mailkorrespondanse angående bygging av Skjerka kraftverk, 18/02/19



## 2 Design av vannveier

### 2.1 Utviklingen fram til i dag

Utviklingen av moderne norsk vannkraft, fra slutten av 1800-tallet og videre ut på 1900-tallet, la fundamentet for utviklingen av Norge som industrinasjon (Burud, 2015). Eksponerte rørgater som ledet vann fra magasinet og ned til kraftstasjonsbygningen var konvensjonelt kraftverksdesign fram til 1950-tallet (se figur 2.1). Sikkerhetsaspektet i etterkant av andre verdenskrig førte imidlertid til at berget i større grad ble tatt i bruk til nye kraftanlegg. Kraftstasjonene ble gjerne plassert i fjellhaller og tunneler og sjakter med innlagte stålrør ble tatt i bruk som vannveier. Topografiske forhold gjorde at vannveiene normalt ble kortet ned ved å plassere disse i berg, sammenlignet med rørgater i dagen (Tveitan og Buen, 1982).



**Figur 2.1:** Utviklingen av konvensjonelt kraftverksdesign, fra før 1950 og fram til i dag. Berget ble i gradvis større grad tatt i bruk som byggemateriale. Fra rundt 1975 gjorde luftpute kamre designet mer fleksibelt (se avsnitt 2.2).

Basert på Broch (1982).

De fleste vannkrafttunnelene bygget på 1950-tallet var fôret med stål, noe som ble ansett som nødvendig for å motstå påkjenningen fra vanntrykket. I 1958 demonstrerte kraftverket Tafjord K3 at også ufôrede tunneler og sjakter kunne fungere som driftssikre vannveier. I en ufôret vannvei står berget i direkte kontakt med vannet, uten bruk av kostbar stålfôring. Suksessprosjektet ga bransjen økt tiltro til at berget i seg selv kan være tilstrekkelig tett. Utover 1960- og 1970-tallet ble ufôrede sjakter og tunneler tatt i bruk under stadig høyere vanntrykk, og etterhvert etablert som den konvensjonelle designløsningen innenfor norsk vannkraft

(Broch, 1982). I en ufôret vannvei er det i utgangspunktet kun stålfôring det siste strekket av tilløpstunnelen, hvor vannet ledes inn til turbinene (Guttormsen, 2013).

Ved større kraftverk er ufôrede tunneler og sjakter i dag ansett som den optimale utformingen, uavhengig av det opprinnelige sikkerhetsargumentet. Den foreløpig siste milepælen for ufôrede vannveier i Norge er nye Tyin kraftverk, med en ufôret trykkehøyde på 1030 meter (Lilleland og Lund, 2004).

### **2.2 Luftputekammer**

En annen norsk spesialitet, luftputekammer, ble første gang tatt i bruk i 1973 ved Driva kraftverk (Broch, 1982). Dette er et kammer fylt med trykksatt luft, som plasseres i direkte kontakt med vannveien. Luftputekammerets funksjon er å dempe svingningene og trykkbølgene som oppstår når vannføringen i systemet endres. Luftputekammeret sørger for en fri vannflate i nærheten av reguleringsorganet, slik at nedstengning og oppstart kan skje hurtig og uten å skape ustabile svingninger (Guttormsen, 2013). Selv om åpent svingekammer er betydelig mer brukt enn luftputekammer, kan sistnevnte alternativ gi en større designfrihet fordi det ikke behøves tilgang til overflaten (Broch, 1982). Det henvises til Guttormsen (2013) for en mer inngående gjennomgang om massesvingninger og trykkstøt i vannveier.

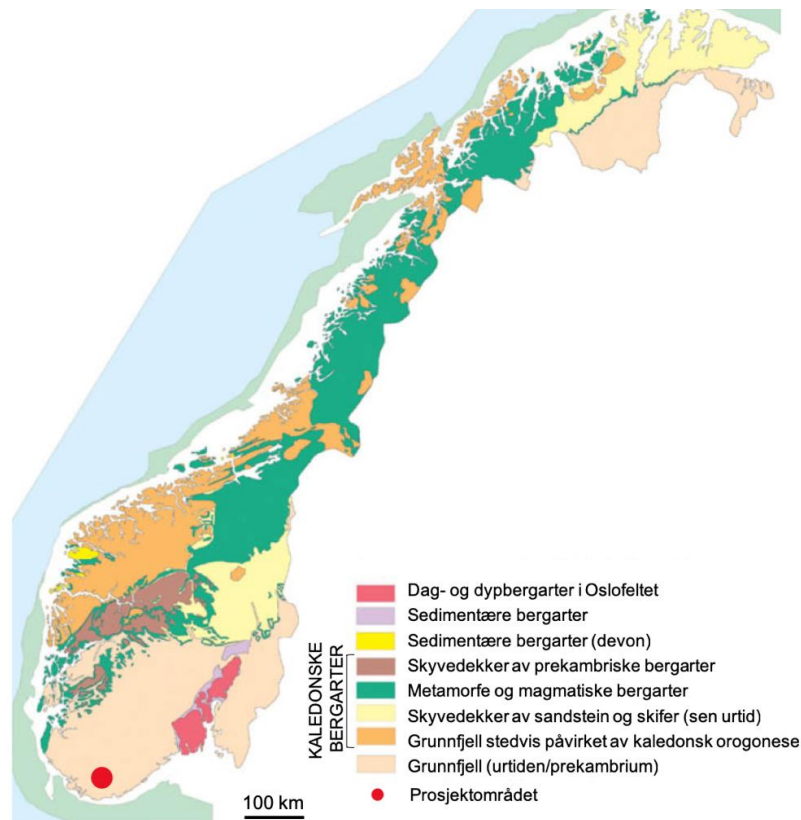
Utviklingen av konseptet med luftputekammer har nær sammenheng med utviklingen av ufôrede vannveier. At vannveiene ofte viste seg å være tilstrekkelig tette uten fôring, under et stadig større statisk vanntrykk, banet vei også for å kunne fylle store bergrom med luft under høyt trykk (Broch, 1982). Til tross for at luftputekammer i mange tilfeller kan være et reelt alternativ til åpent svingekammer, er det foreløpig siste ferdigstilte luftputekammeret 30 år gammelt (Ødegaard, 2018).

## 3 Berggrunnen i Norge

### 3.1 Overordnet beskrivelse

Berggrunnen i Norge er av generelt god kvalitet, noe som har tilrettelagt for den omfattende bruken av uførede tunneler og sjakter ved norske kraftverk (Broch, 1982). Bergartene er vanligvis antatt å være impermeable, som vil si at vann i liten grad evner å strøømme gjennom bergmaterialet. Kombinert med vanligvis gode styrkeegenskaper, gjør dette at norsk berggrunn generelt er godt egnet for uførede tunneler og sjakter (Selmer-Olsen, 1985).

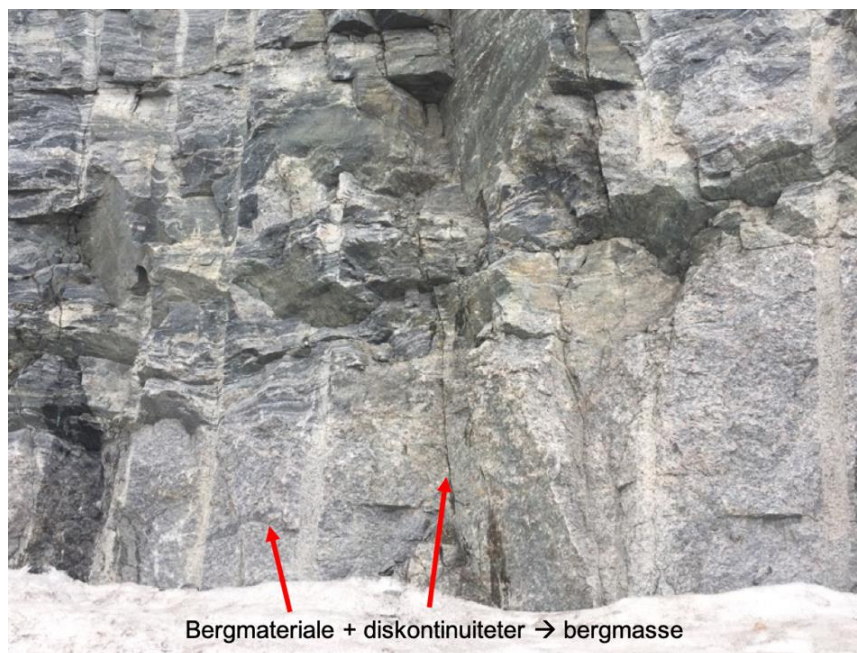
Prekambrisk grunnfjell utgjør en betydelig andel av berggrunnen i Norge (se figur 3.1). Omkring halvparten av den norske berggrunnen tilhører denne kategorien, med gneiser og granitter som de vanligste bergartene. Rundt 30 % av berggrunnen er av kambrosilur alder, primært relatert til den kaledonske fjellkjedefoldningen for ca. 420-540 millioner år siden (Nilsen, 2016). Marmor, fyllitt og glimmerskifer er eksempler på kambrosiluriske bergarter i Norge. Mineraltyper som glimmer, kloritt og kalsitt kan nedsette disse bergartenes styrkeegenskaper, sammenlignet med grunnfjellsbergartene. Likevel har driftssikre uførede tunneler og sjakter blitt bygget også i kambrosilurisk berggrunn (Selmer-Olsen, 1985).



Figur 3.1: Berggrunnskart over Norge, med prosjektområdets beliggenhet indikert. Basert på NGU (2015).

Bergartene i Norge er ofte betydelig metamorfosert, eller omdannede, som følge av flere faser med fjellkjededannelse (Nilsen, 2016). Store krefter har forårsaket oppsprekning av berggrunnen og bidratt til å skape det diskontinuerlige mediet som kalles bergmasse (se figur 3.2). Dette er et system av bergblokker- og fragmenter adskilt av sprekker, som samlet utgjør en enhet. Sprekker blir ofte omtalt som diskontinuiteter. Både bergmaterialet og sprekkekarakteristikken er styrende for bergmassens egenskaper (Nilsen og Palmstrøm, 2000).

Berggrunnens øverste sone, dagberget, har enkelte karakteristiske egenskaper som skiller seg fra berggrunnen ellers. Over grunnvannsspeilet vil bergsprekkene ha tilgang på luft, i tillegg til at vann strømmer nedover fra overflaten. Dette tilrettelegger for forvittringsprosesser som ofte vil ha negativ innvirkning på bergmassekvaliteten. I tillegg vil klimatiske mekanismer, som gjentakende fryse- og tineprosesser, bidra til å sprekke opp bergmassen ytterligere. Dagbergsonen går noe dypere enn dagens grunnvannsspeil, som følge av perioder med tørrere klima i tidligere tider. Dagbergets tilstand er normalt noe dårligere enn tilsvarende berg ved større dyp (Nilsen, 2016). Dette er noe som det må tas hensyn til ved for eksempel overflatekartlegging.



**Figur 3.2:** Bergmassen er et diskontinuerlig medium, og består av selve bergmaterialet og sprekker (diskontinuiteter) som gjennomsetter berget. Samlet utgjør dette systemet en enhet. Bilde av veiskjæring ved Tjørhom i Vest-Agder.

Basert på foto av Karine M. Barkved.

## 3.2 Svakhetssoners betydning for stabiliteten

Den kompetente bergmassen er i Norge vanligvis av god kvalitet, og i uførede tunneler og sjakter kan stabilitetsproblemer normalt knyttes til svakhetssoner i berget (Selmer-Olsen, 1985). For å avklare, brukes begrepet «kompetent bergmasse» i denne oppgaven om bergmassen utenom svakhetssonene. Ifølge Nilsen (2016) kan berggrunnens svakhetssoner deles inn i følgende to kategorier:

- Svake bergartslag
- Tektoniske bruddsoner

Førstnevnte kategori er relativ, fordi det innebærer at det aktuelle bergartslaget er svakere enn sideberget. Svake bergartslag kan skyldes forekomst av svake, parallellorienterte mineraltyper, som glimmerminerale, eller svake mineralkornbindinger i bergarten. Dårlig mineralkornbinding kan forekomme i unge sedimentære bergarter og i enkelte metamorfe bergarter. Glimmerskifer og amfibolitt er eksempler innenfor sistnevnte kategori. Styrkeegenskapene til et bergartslag kan også reduseres av forvitningsprosesser. Disse prosessene kan medføre dårligere mineralkornbinding og omvandling til svakere mineraltyper. Tektoniske bruddsoner er også utsatt for slik forvitring, i tillegg til den nevnte dagbergsonen (Nilsen, 2016).

Tektoniske bruddsoner er en konsekvens av tektoniske spenninger, som for øvrig drøftes videre i seksjon 4.3. Store krefter i forbindelse med eksempelvis fjellkjedefoldning har utsatt berggrunnen for deformasjoner og påfølgende oppknusning. Hvordan berggrunnen responderer på slike krefter avhenger av bergartstypen, og svakhetssonenes karakter vil derfor variere. En massiv, sprø bergart som granitt knuses gjerne opp i grovere materiale, mens skiferbergarter ofte har mer finstoffholdige bruddsoner (Nilsen, 2016). En mer inngående beskrivelse av de ulike typer tektoniske bruddsoner kan finnes i Selmer-Olsen (1966).

Svakhetssoner viser ofte igjen som topografiske lineamenter, altså søkk og kløfter i terrenget (se figur 3.3). Isbreativitet i Norge er en medvirkende årsak til at topografien gjenspeiler berggrunnens relative styrkeforhold. Isbreene har gravd dypest der motstanden fra berggrunnen har vært minst, spesielt når isbrebevegelsen har vært parallell med en svakhetssones orientering. Isbreenes erosjonskraft er imidlertid betydelig redusert når svakhetssonen er orientert mer på tvers av isbevegelsesretningen, og svakhetssoner kan derfor forekomme også uten at de framstår som markerte lineamenter (Nilsen, 2016).

Det er vanlig å ta utgangspunkt i slike lineamenter når svakhetssoner skal kartlegges. Basert på flyfoto, topografiske kart og feltobservasjoner, kan svakhetssoners geometri i grove trekk ofte karakteriseres. Det er vanlig å anta at svakhetssoner følger en plan flate nedover eller innover i berggrunnen, noe som spesielt er tilfelle for steile soner. At en svakhetszone eventuelt ikke er steiltstående, indikeres ofte av asymmetri på tvers av sonen. Vanligvis faller en svakhetszone inn under den bratteste fjellsiden om sonen ikke er steiltstående. En slak svakhetszones utgående vil framstå som en krum linje i kupert terreng. Nær flattliggende svakhetssoner kan imidlertid være vanskeligere å oppdage, fordi disse ofte har et mer uforutsigbart forløp i terrenget (Nilsen, 2016).



**Figur 3.3: Eksempel fra Lysefjord-området på hvordan topografiske lineamenter viser igjen på et flyfoto. Disse indikerer ofte svakhetssoner. Hentet fra nettstedet [norgebilder.no](http://norgebilder.no).**

Bergmassekvalitet generelt og svakhetssoner spesielt legger betingelser for prosjekter i undergrunnen. Spenningene som opptrer i berget har også betydning for berggrunnens oppførsel. Avhengig av bergmassens respons på bergspenningene, vil bergspenninger både kunne ha en forbedrende og reduserende effekt på stabiliteten. I forbindelse med design av uførede vannveier til kraftverk, er bergspenningene av kanskje spesielt stor interesse. Videre følger derfor en gjennomgang av dette.

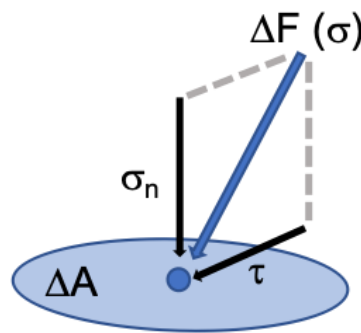
## 4 Bergspenninger

### 4.1 Spenningsdefinisjonen

Spenning er en kraftintensitet og kan defineres etter følgende ligning:

$$\sigma = \lim_{\Delta A \rightarrow 0} \frac{\Delta F}{\Delta A} \left[ \frac{N}{m^2} \right] \quad 4.1$$

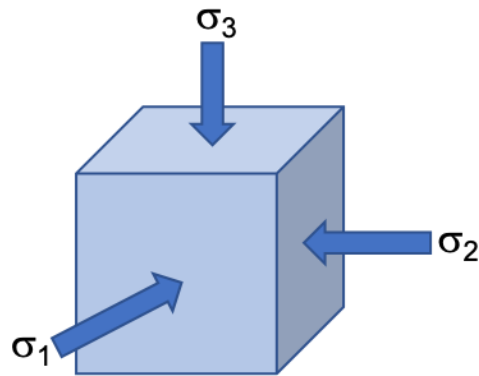
$\Delta F$  er den gjennomsnittlige kraften som virker over en infinitesimal flate,  $\Delta A$  (se figur 4.1). Spenningen på et plan kan dekomponeres i to komponenter – én normalspenning som virker *normalt* på planet og én skjærspenning som virker *langs* planet.



**Figur 4.1:** Spenningen i et punkt er gitt av den gjennomsnittlige kraften  $\Delta F$  som virker på det infinitesimale arealet  $\Delta A$ . Spenningen kan dekomponeres i én normal- og én skjærkomponent. Basert på Li (2018).

For en fullstendig beskrivelse av spenningstilstanden i et punkt i berggrunnen, må det betraktes et volumelement som omslutter dette punktet. Volumelementet kan orienteres på en slik måte at skjærspenningene på alle flatene blir null. De tre planene som hver for seg er parallelle med to av elementets flater, er da definert som hovedspenningsplan (se figur 4.2). Normalspenningen som virker på hovedspenningsplanet betegnes som en hovedspenning (Hoek og Brown, 1980). I ethvert punkt i berggrunnen finnes tre hovedspenninger, som er orientert ortogonalt i forhold til hverandre. Disse betegnes største ( $\sigma_1$ ), mellomste ( $\sigma_2$ ) og minste hovedspenning ( $\sigma_3$ ), rangert etter størrelse. Spenningstilstanden i et punkt er dermed gitt av størrelse og orientering til hver av disse tre hovedspenningene.





**Figur 4.2:** Tre hovedspenninger og deres respektive orientering beskriver spenningstilstanden i et punkt. Hovedspenningene er orientert ortogonalt i forhold til hverandre, og virker på hvert sitt hovedspenningsplan. Basert på Li (2018).

Bergspenningene som opptrer på et bestemt punkt i bergmassen er et kumulativt produkt av både nåværende og tidligere tiders geologiske prosesser (Amadei og Stephansson, 1997). De viktigste spenningsinduserende mekanismene gjennomgås videre.

## 4.2 Gravitative spenninger

Tyngden av overliggende berg vil forårsake spenninger i ethvert punkt i bergmassen. Dersom en horisontal terrengoverflate betraktes, er det en vanlig antakelse at vertikalspenningen i et punkt i bergmassen er gitt av tyngden av overliggende berg og at denne utgjør en hovedspenning. Vertikalspenningen i et bestemt punkt er gitt av følgende ligning:

$$\sigma_v = \gamma_r z \quad 4.2$$

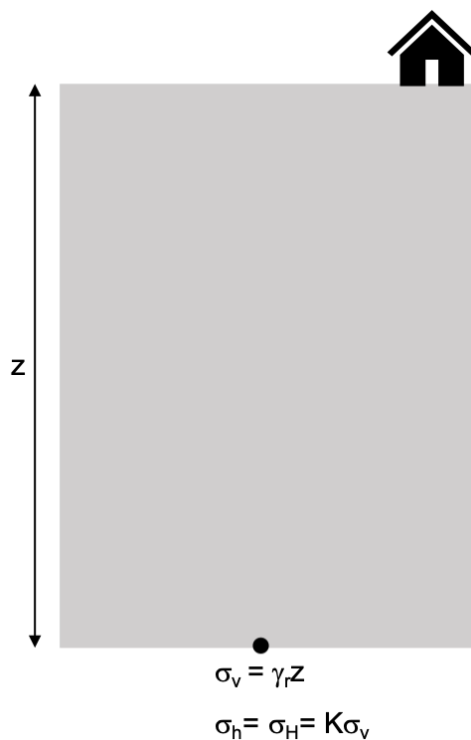
$\gamma_r$  representerer det overliggende bergs gjennomsnittlige tyngdetetthet, mens  $z$  er dyppet fra overflaten og ned til det aktuelle punktet (se figur 4.3).

Bergmassens tyngde vil også indusere horisontale spenninger i det samme punktet, noe som kan forklares ved hjelp av Hooke's lov om elastisitet. Dette er blant annet beskrevet i Myrvang (2001). Bergmaterialet i det betraktete punktet hindres i å ekspandere sideveis når det utsettes for vertikal belastning, som følge av innspenning fra omkringliggende bergmasse. Dette forårsaker horisontale spenninger, som ved en horisontal terrengoverflate også utgjør hovedspenninger. Horisontalspenninger induseres etter følgende ligning:



$$\sigma_H = \sigma_h = K \sigma_v = \frac{\nu}{1 - \nu} \sigma_v \quad 4.3$$

Koeffisienten  $K$  angir forholdet mellom horisontalspenningen og vertikalspenningen. Denne antas å være konstant for en gitt bergart ved en ren gravitativ spenningstilstand, gitt at enkelte geologiske betingelser er oppfylt (Amadei og Stephansson, 1997, s. 24). Horisontalspenningene er under denne antakelsen uniforme, altså like i alle retninger. Koeffisienten er en funksjon av Poisson's forholdstall ( $\nu$ ). Dette er en elastisk materialkonstant, som for norske bergarter vanligvis er lavere enn 0,25. Dette innebærer altså en  $K$ -verdi på mindre enn en tredjedel (Li, 2018).



**Figur 4.3: Vekten av overliggende berg induserer spenninger både i vertikal- og horisontalretningen. Horisontalspenninger oppstår fordi sideveis ekspansjon ikke tillates av berget rundt når vertikallasten trykker bergmassen sammen. Basert på Myrvang (2001).**

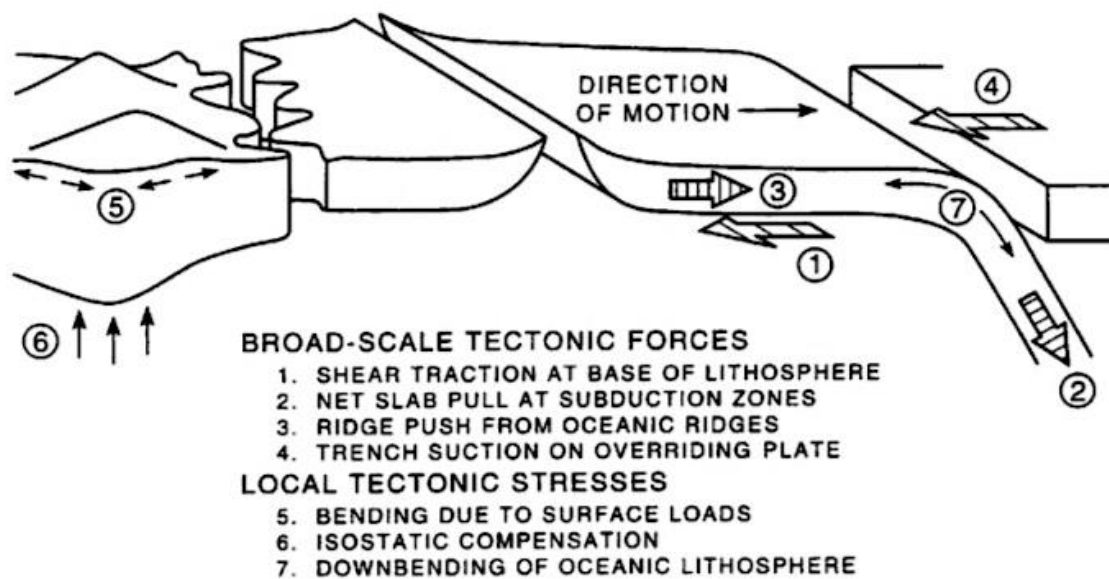
Dette stemmer imidlertid ikke overens med målte spenningsforhold i Norge, som har dokumentert at horisontalspenningene ofte kan overstige vertikalspenningen. Spenningsmålinger har også vist at horisontalspenningene ofte ikke er uniforme. For øvrig har måleresultater dokumentert at det vanligvis er godt samsvar mellom målte og estimerte vertikalspenninger, som beskrevet i ligning 4.2 (Myrvang, 2002). At horisontalspenningene kan

overstige vertikalspenningen, tyder på at det ikke bare er gravitative mekanismer som skaper disse spenningene.

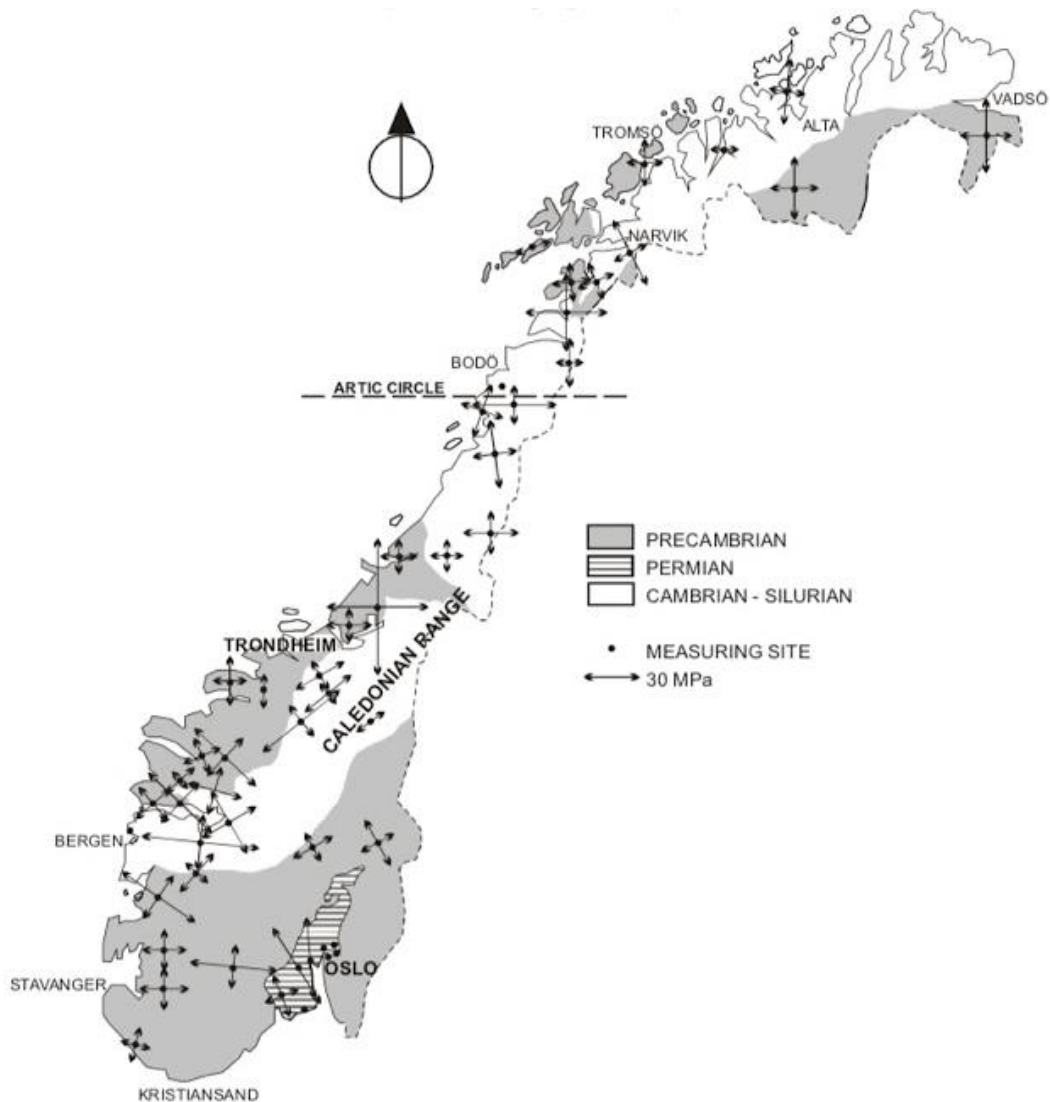
### 4.3 Tektoniske spenninger

Høye horisontalspenninger i Norge kan blant annet forklares med tektonisk aktivitet. Jordskorpen består av diskret, tektoniske plater som beveger seg som stive legemer på jordoverflaten. Ved plategrensene foregår omfattende deformasjoner, og begrepet «tektonisk aktivitet» henviser til alle former for bøyning og oppbrytning av disse platene (Fjær *et al.*, 1992).

En viktig årsak til høye horisontalspenninger i Norge er såkalt «ridge push». Dette forårsakes av magma som trenger opp gjennom den midtatlantiske ryggen og skyver den eurasiske og nordamerikanske platen bort fra hverandre (se figur 4.4). Denne prosessen skaper store horisontalspenninger normalt på midthavsryggen. Ifølge Myrvang (2002) kan ulik orientering på største horisontalspenning mellom Sør- og Nord-Norge være forårsaket av at den midtatlantiske ryggen har ulik orientering i nord og sør. Mens største horisontalspenning nord for Trøndelag i hovedsak er orientert N-S, er største horisontalspenning i stor grad orientert NV-SØ i Sør-Norge (se figur 4.5). Det er også andre tektoniske prosesser som antas å ha betydning for dagens spenningsforhold i Norge, blant annet den kaledonske fjellkjedefoldningen (Myrvang, 2002).



Figur 4.4: Tektoniske prosesser som kan indusere bergspenninger, både på en regional og lokal skala. Blant annet antas «ridge push» å bidra til høye horisontalspenninger i Norge. Hentet fra Zoback *et al.* (1989).



Figur 4.5: Målte horisontalspenninger ved ulike lokaliteter i Norge. I Sør-Norge dominerer NV-SØ orientering på største horisontalspenning, mens den i Nord-Norge domineres av N-S orientering. I mange tilfeller er det imidlertid liten forskjell på de to horisontalspenningene. Hentet fra Palmstrøm (2011), som har basert figur på Myrvang (1993).

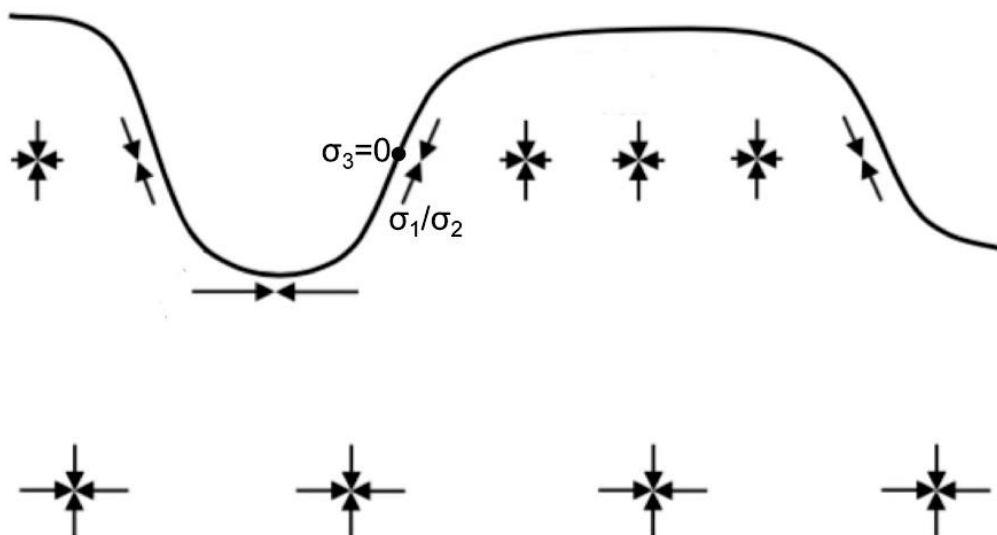
#### 4.4 Residualspenninger

Dagens spenningsforhold *in situ* er et produkt av nyere og tidligere tiders geologiske prosesser. Sistnevnte kategori kan knyttes til begrepet residualspenninger, som utgjør «innelåste» spenninger induisert i bergmassen under andre betingelser enn dagens situasjon (Jaeger og Cook, 1971). Erosjon av overliggende berg er en årsak til at horisontalspenningene kan være større enn hva dagens belastningssituasjon tilsier. Avsetning og sedimentering av løsmasser vil eksempelvis øke både vertikalspenningen og horisontalspenningene i underliggende berg (se

likning 4.2 og 4.3). En påfølgende erosjon vil redusere vertikalspenningen tilsvarende tyngden av det eroderte materialet, mens horisontalspenningen ikke reduseres med samme andel. Dermed vil erosjon medføre at forholdet mellom horisontal- og vertikalspenningen øker i forhold til utgangspunktet (Goodman, 1989). Stephansson (1993) framhever isbreer og tyngden av disse som viktig årsak til residualspenninger i Skandinavia. Også temperaturforandringer kan være en kilde til residualspenninger. For eksempel vil mineralstrukturen i en kjølnende granittisk magma motsette seg deformasjon, med induserte bergspenninger som resultat (Amadei og Stephansson, 1997).

#### 4.5 Topografiens innvirkning

I flattliggende terreng antas det altså at hovedspenningene har vertikal og horisontal orientering. Denne antakelsen er imidlertid ikke gyldig i kupert terreng ved grunne dyp. Overflaten utgjør fortsatt et hovedspenningsplan, da skjærspenningen langs overflaten er null. I en dalside står dermed én hovedspenning normalt på dalsiden, mens de to resterende hovedspenningene ligger i dalsidens plan (se figur 4.6) (Goodman, 1989). Hovedspenningen normalt på dalsiden utgjør minste hovedspenning og vil være lik null i overflaten. Største hovedspenning følger ofte helningen på dalsiden, men kan i områder med høye horisontalspenninger også være orientert horisontalt. Dypere inn i bergmassen vil effekten av topografien avta (Myrvang, 2001).



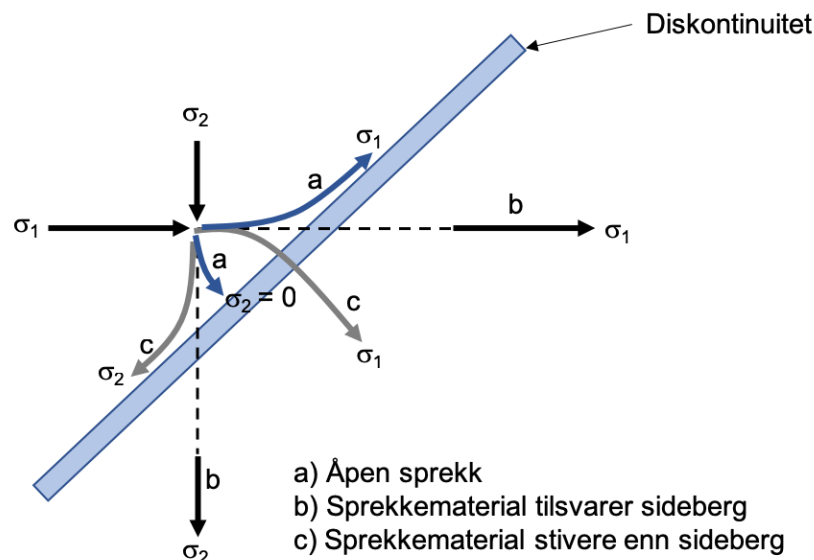
Figur 4.6: Viser typisk spenningstilstand i dalsider. Minste hovedspenning står normalt på dalsiden og er lik null i overflaten. De to øvrige hovedspenningene står i dalsideplanet, altså langs dalsidehelningen og horisontalt inn i planet. Effekten av topografien avtar bort fra overflaten. Basert på Myrvang (2001).

## 4.6 Geologiske strukturers innvirkning

På samme måte som topografien, vil også ulike geologiske strukturer og heterogeniteter gi lokale avvik fra det regionale spenningsbildet. Både hovedspenningenes orientering og størrelser vil kunne påvirkes av geologiske faktorer (Amadei og Stephansson, 1997).

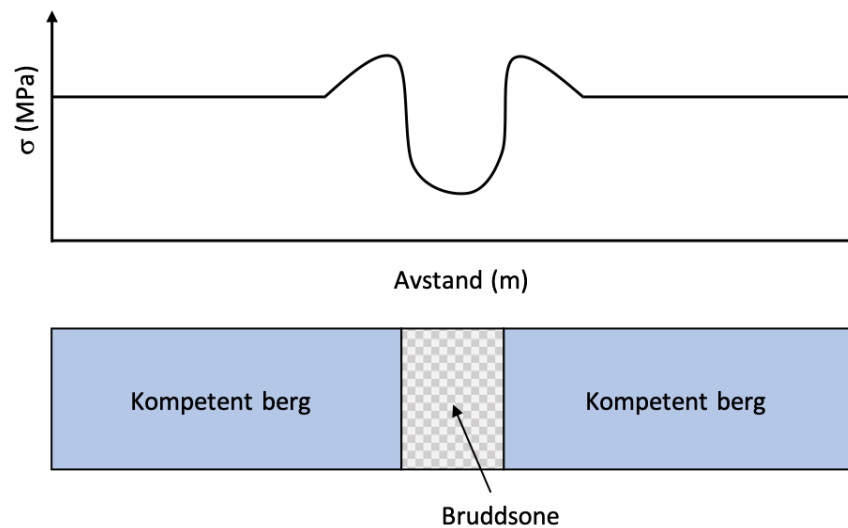
Hvorvidt hovedspenningenes orientering dreies i nærheten av en diskontinuitet, vil avhenge av materialet i selve diskontinuiteten. Hudson og Cooling (1988) deler diskontinuiteters innvirkning på spenningsorienteringen inn i tre ulike kategorier, basert på sprekkematerialets E-modul. Denne karakteriserer bergmaterialets stivhet. De tre tilfellene er som følger (se figur 4.7):

- I en åpen diskontinuitet og E-modul dermed lik null, vil største hovedspenning bøyes av slik at den orienteres parallelt med diskontinuiteten.
- Består diskontinuiteten av tilsvarende materiale som omkringliggende berg, vil ikke hovedspenningene påvirkes nevneverdig.
- Dersom materialet i diskontinuiteten er betraktelig stivere enn sideberget, vil største hovedspenning dreie over til å stå normalt på diskontinuiteten



**Figur 4.7:** Hovedspenningenes orientering kan påvirkes av en diskontinuitet. Ved tilsvarende sprekkemateriale som i sideberget (tilfelle b) forblir orienteringene uforandret, mens manglende sprekketrylling (tilfelle a) og stivere sprekkemateriale (tilfelle c) vil gi en dreining av hovedspenningsretningene. Basert på Hudson og Cooling (1988).

Det vil kunne oppstå spenningsanomalier i overgangen mellom bergartslag med ulik E-modul. Bergartslaget med høyest E-modul opptar større spenninger nær grensen enn lengre bort, mens spenningene i det mindre stive bergartslaget er lavere enn forventet (se figur 4.8). Dette fenomenet er eksempelvis aktuelt i bruddsoner, hvor det oppknuste partiet består av materiale med en lavere E-modul enn det mer kompetente sideberget (Myrvang, 2001).



Figur 4.8: Nær bruddsonen, i det kompetente berget, inntreffer en oppkonsentrasjon av spenninger. Som følge av lav E-modul, vil spenningene i selve bruddsonen være lave. Basert på Myrvang (2001).

## 4.7 Bergspenningsmålinger

Som vi har sett, er det flere ulike mekanismer som styrer bergspenningsforholdene, både på regional og lokal skala. Denne kompleksiteten og det at kjennskap til bergspenningsforholdene er viktig i prosjekteringen av undergrunnsanlegg, gjør ofte bergspenningsmålinger aktuelt. Ved design av uførede sjakter og tunneler er det av stor viktighet å foreta spenningsmålinger (Benson, 1989; Rancourt, 2010; Nordal *et al.*, 2018).

3D-målinger og hydraulisk splitting er to vanlige metoder for spenningsmålinger i Norge. 3D-målinger registrerer en borekjernes elastiske respons når denne frigjøres fra omkringliggende berg og spenningsfelt. Metoden er blant annet beskrevet i Myrvang (2001). Ved hydraulisk splitting pumpes vann inn i et borehull, helt til vanntrykket induserer strekksprekker i borehullsveggen. Ved å måle trykkutviklingen når vanntilførselen strupes og sprekken lukkes, kan blant annet minste hovedspenning bestemmes. Haimson og Cornet (2003) beskriver metoden mer inngående.

## 5 Stabilitetsutfordringer i ufôrede vannveier

Både bergmassekvalitet og bergspenningsforhold har innvirkning på oppførselen til en ufôret vannvei. Ifølge Rancourt (2010) er det i prinsippet to ulike kategorier av uønskede hendelser som kan oppstå i en ufôret vannvei:

- Lekkasje
- Stabilitetsproblemer i berget

### 5.1 Lekkasje

Lekkasjeproblemer kan enten være forårsaket av høy naturlig permeabilitet eller høy industert permeabilitet i bergmassen (Rancourt, 2010). I førstnevnte tilfelle er det naturlige geologiske forhold som forårsaker vannproblemene, mens den industerte permeabiliteten skyldes forhold som oppstår under drift.

#### 5.1.1 Naturlig permeabilitet

Vannstrømning i berg kan enten foregå i jevnt fordelte strømningskanaler, som innebærer at bergmassen i seg selv er permeabel (se figur 5.1), eller det kan skje mer konsentrert langs kanaler i sprekker (Nilsen, 2016). I tektoniske bruddsoner kan bergmassen være så oppsprukket at det er rimelig å anta jevnt fordelte strømningskanaler. Erfaringer fra bruddsoner ved undersjøiske tunnelprosjekter i Norge indikerer at slike permeable soner ofte opptrer i overgangen mellom kompetent sideberg og den mer finknuste kjernen (Blindheim og Øvstedal, 2002).

I bergmassen for øvrig er det vanligst at vannstrømningen foregår konsentrert langs sprekkekanaler. Sprekkekonduktiviteten er et mål for sprekkenes vannledende egenskaper og kan beregnes i laboratorieundersøkelser. Slike undersøkelser antar imidlertid kontinuerlige, tynne sprekker, forutsetninger som sjelden stemmer overens med faktiske forhold i berggrunnen. Under dagbergsonen er gjerne sprekkekanalene gjenfylt av sleppemateriale som nedsetter sprekkenes konduktivitet. I tillegg til at sprekkeåpningene ofte avtar med dyp, gjør dette at vannstrømningen ofte begrenser seg til uregelmessige kanaler i sprekkekanalene. Feltbaserte vanntapsmålinger kan gi indikasjoner på bergmassens vannførende egenskaper, men den nevnte kanalstrømningen vil kunne gi store variasjoner innenfor et begrenset område (Nilsen, 2016).



**Figur 5.1: Innlekkasjer av vann gjennom en permeabel sone framme på stuff, under tunneldriving ved Mistri Khola kraftverk i Nepal. Lekkasjeproblemene medførte nedsatt framdrift for prosjektet. Foto: Håvard Barkved**

Høy naturlig permeabilitet i bergmassen vil kunne gi problemer både i drive- og driftsfasen til en uføret vannvei. I tillegg til praktiske problemer under driving, som pumping og omfattende sementinjeksjon, har vann også generelt negativ effekt på stabilitetsforholdene. Dette kan i sjeldne tilfeller forårsake «flowing ground», som innebærer at fragmentert bergmasse vaskes ut i tunnelen (Palmstrøm og Stille, 2010). Store innlekkasjer kan også ha uheldig påvirkning på omgivelsene, fordi det kan medføre et senket grunnvannsspeil. Dette kan for eksempel føre til setningsproblematikk.

### **5.1.2 Indusert permeabilitet – hydraulisk jekking**

Som beskrevet tidligere, er berggrunnen naturlig gjennomsluttet av sprekker hvor vannstrømning er mulig. Høye vanntrykk i vannveien kan medføre hydraulisk jekking, som innebærer økte sprekkeåpninger, høyere vannledningsevne og påfølgende lekkasjer ut fra vannveien (Deere og Lombardi, 1989). Hydraulisk jekking kan oppstå når det statiske vanntrykket utligner minste *in situ* hovedspenning, gitt at en bergsprekk står vinkelrett på minste hovedspenning (se figur 5.2). Av konservative årsaker antas en slik ugunstig sprekk å forekomme langs en uføret vannvei, og hydraulisk jekking oppstår da ved følgende betingelser (Rancourt, 2010):

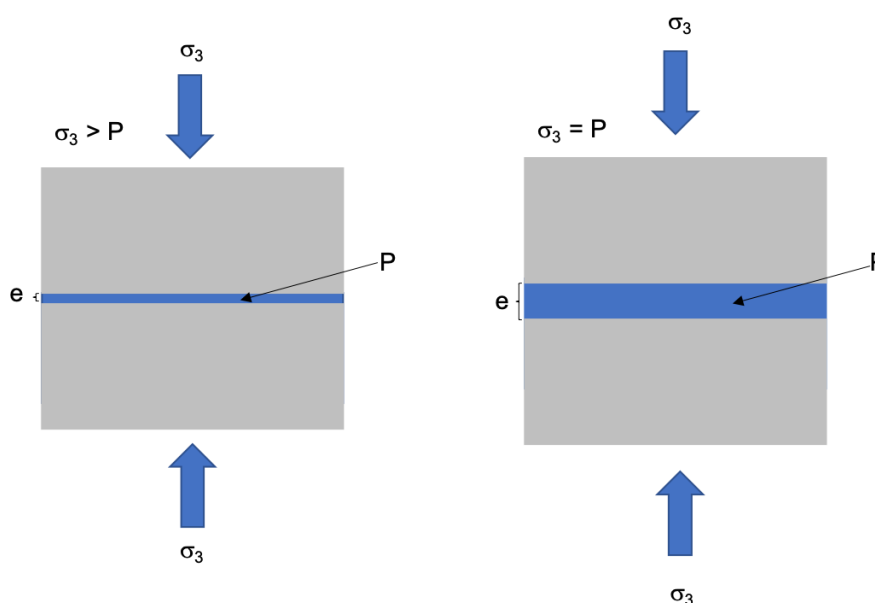


$$\sigma_3' = \sigma_3 - P = 0 \quad 5.1$$

$\sigma_3'$  er effektivspenningen på bergsprekken, mens  $P$  er det statiske vanntrykket i tunnelen eller sjakten og gitt av følgende ligning:

$$P = \gamma_w H \quad 5.2$$

$\gamma_w$  er vannets tyngdetetthet, omtrent  $10 \frac{kN}{m^3}$ .  $H$  er vannets statiske trykkehøyde, som er høydeforskjellen mellom overflaten i kraftmagasinet og et gitt punkt i vannveien. Vanligvis settes høyeste regulerte vannstand (HRV) som magasin høyde ved dimensjonering.



Figur 5.2: Forenklet skisse av hydraulisk jekking av bergsprekk. På figuren til venstre, hvor minste hovedspenning overgår vanntrykket, er sprekkåpningen  $e$  så liten at vannstrømmingen begrenses. Til høyre utligner vanntrykket minste hovedspenning, slik at sprekken jekkes opp og vannledningsevnen øker. Basert på Deere og Lombardi (1989).

Driving av tunneler og bergrom vil indusere sekundærspenninger i omkringliggende berg, omtrentlig i en avstand tilsvarende halvannen tunneldiameter fra tunnelkonturen og videre ut i berget (Myrvang, 2001). Dette området utgjør imidlertid et begrenset volum for potensiell vannstrømning ut fra tunnelen eller sjakten. Ved vurderinger av sikkerheten mot hydraulisk jekking betraktes derfor det jomfruelige berget utenfor denne influenssonen, hvor bergspenningsforholdene er upåvirket av et bergrom (Deere og Lombardi, 1989). Hvorvidt en vannvei har tilstrekkelig minste hovedspenning til å motstå hydraulisk jekking, uttrykkes gjennom sikkerhetsfaktoren  $F$ . Denne er gitt som følger:

$$F = \frac{\sigma_3}{P} \quad 5.3$$

For å unngå jekkeproblematikk skal sikkerhetsfaktoren være større enn én i alle punkter langs den uførede vannveien. Imidlertid er den eksakte sikkerhetsfaktoren aldri kjent, og det benyttes derfor en konservativ sikkerhetsmargin som reflekterer graden av usikkerhet vedrørende spenningsforholdene. Sentrale designprinsipper for å unngå hydraulisk jekking blir videre beskrevet i seksjon 6.4.

## 5.2 Stabilitetsproblemer i berget

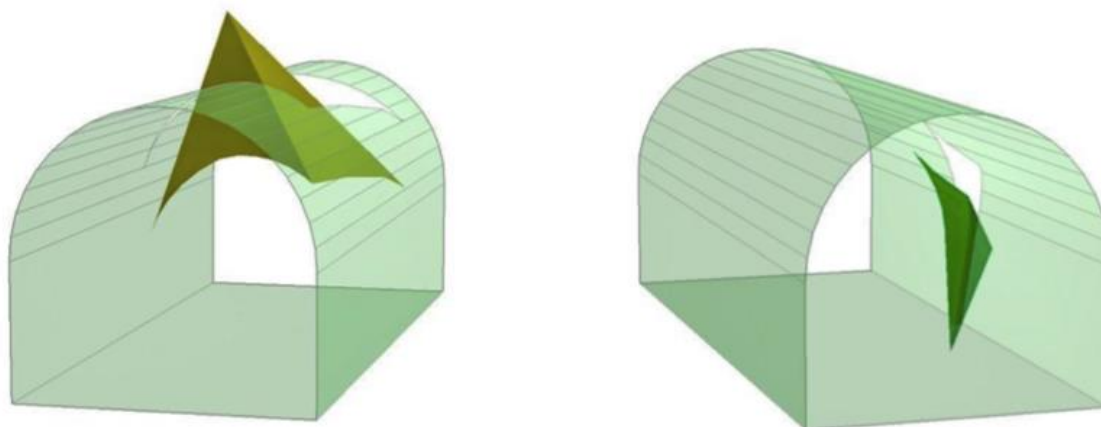
Stabilitetsproblemer i berget skyldes vanligvis flere samvirkende mekanismer, relatert til blant annet bergmassekvalitet og vann- og bergspenningsforhold. I litteraturen finnes ulike inndelinger av stabilitetsproblemer. Nilsen (2016) deler disse inn i følgende fire hovedtyper:

- *Utfall*. Løse blokker i heng og sidevegg frigjøres, vanligvis med gravitasjonen som drivende kraft. Større innrasninger kan også forekomme.
- *Avskalling*. Oppstår i sprø bergarter når spenningene i tunnelkonturen overstiger bergmassens lokale styrke.
- *Utpressing av masser*. Kan forekomme i svake bergarter og i svakhetssoner, med både vannforhold, bergspenninger og materialeegenskaper som viktige faktorer.
- *Utvasking av masser* («flowing ground»). Vann under høyt trykk vasker ut masser fra svakhetssoner eller bergarter med dårlig sementering.

Ettersom sistnevnte kategori ble drøftet i seksjon 5.1.1, følger videre en beskrivelse av de tre øvrige stabilitetsproblemene.

### 5.2.1 Utfall

Utfall av blokker utgjør det vanligste stabilitetsproblemet på grunne dyp i oppsprukket bergmasse. Dette betegnes gjerne som «strukturkontrollerte brudd», ettersom kryssende sprekkeplan er nødvendige for at såkalte kiler i tunnelkonturen skal bli avløst (se figur 5.3). Kilene er stabile helt til bergrommet sprenges ut og støtten fra bergmassen tas bort. Dette skaper en fri overflate, og tyngdekraften kan få slike kiler til å skli eller rase ut dersom de er helt avløst fra tilgrensende berg (Hoek, 2007). Ettersom bergspenninger gir en innspenningseffekt på løse kiler, vil faren for nedfall være størst ved grunne dyp (Nilsen, 2016).



**Figur 5.3: Sprekkeavløste kiler i heng (til venstre) og vegg (til høyre) får fri overflate etter utsprengning av bergrommet. Hentet fra Hoek (2007).**

Større innrasninger kan også inntreffe som følge av tyngdekraften. Dette er spesielt aktuelt i svakhetssoner, hvor bergmassen kan være kraftig oppsprukket og friksjonsforholdene ugunstige (Nilsen, 2016). Et eksempel i denne sammenheng er raset i Hanekleivtunnelen i 2006, hvor leire med lav friksjon forårsaket utrasing av 250 m<sup>3</sup> masse. At leiren også hadde svellende egenskaper og dermed kan ha utviklet et visst svelletrykk, kan også ha hatt negativ innvirkning på stabiliteten (Bollingmo, Nilsen og Nordgulen, 2007). Svelleleire forklares for øvrig mer inngående i seksjon 5.2.3.

## 5.2.2 Avskalling

Avskalling, ofte betegnet «sprakeberg», kan inntreffe i sprø bergmasse når den lokale styrken overstiges av spenningene rundt bergåpningen. Sprø oppførsel kjennetegner vanlige norske bergarter som granitter og gneiser, og innebærer at det frigjøres store energimengder når det sterke bergmaterialet går i brudd (Myrvang, 2001). Vanligvis vil avskallingen være mest intens like etter frisprenget og gradvis avta med tiden. Dette stabilitetsproblemet er derfor mest aktuelt under drivefasen (Nilsen, 2016).

Det kreves som regel en viss spenningsanisotropi rundt tunnelverrsnittet for at sprakeberg skal kunne inntreffe (Nilsen, 2016). Data fra dalsidenære berganlegg med og uten sprakebergsproblemer, er presentert i Selmer-Olsen (1966). Anisotrope spenningsforhold vil ofte forekomme i en dalside, og følgende to forhold viste seg å være spesielt karakteristiske for tilfeller med sprakeberg (Selmer-Olsen, 1966):

- Høydeforskjell mellom bergrom og toppen av dalsiden overgår 500 meter
- En tenkt linje fra bergrommet og opp til toppen av dalsiden er brattere enn  $25^\circ$

### 5.2.3 Utpressing av masser

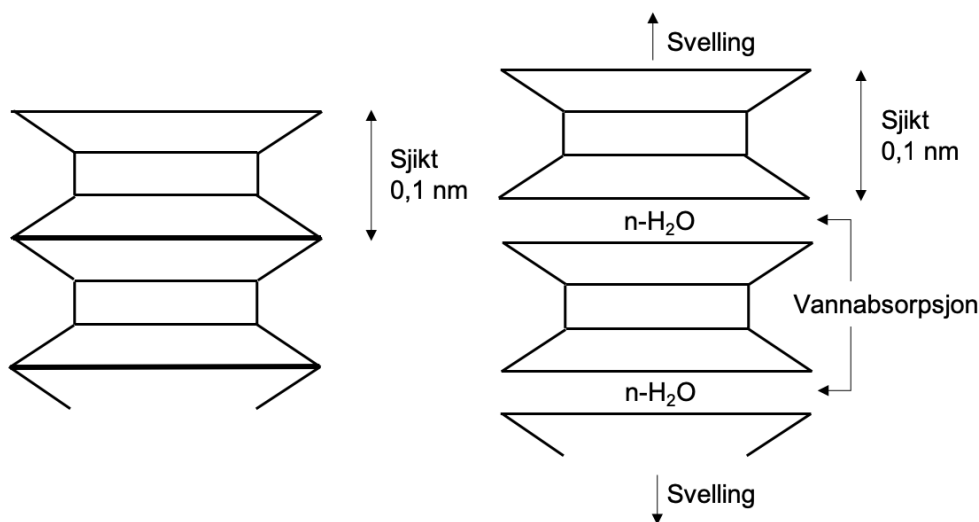
Utpressing av masser kan blant annet være forårsaket av høye bergspenninger, noe som betegnes som skvising. Dette fenomenet kjennetegnes av langsomme deformasjoner som oppstår når bergmassens styrke overstiges av bergspenningene. Forskjellen fra avskalling, er at skviseberg kjennetegner bergmasse med mer plastiske egenskaper. Skviseberg er imidlertid lite utbredt i Norge. Av stabilitetsproblemer knyttet til masseutpressing, er det svelletrykk som er den vanligste utløsende årsak ved anlegg i Norge (se figur 5.4) (Nilsen, 2016).

Svellende leirer kan forekomme i forbindelse med leirrike knusningssoner og slepper (mineralfylte sprekker), og dannes ved ulike former for omdanning og avsetning. Det er ikke uvanlig å finne svelleleire i bruddsoners sideberg, der feltspat kan ha blitt omdannet til det sterkt svellende leirmineralet montmorillonitt. Ved bygging av undergrunnsanlegg er det viktig å være oppmerksom på at parallelle slepper og bruddsoner ofte har lignende sleppematerial (Nilsen, 2016).



**Figur 5.4:** Fra ras i tilløpstunnelen ved Matre Haugsdal kraftverk i 2017. Raset gikk fra en svakhetssone som inneholdt svelleleire. Foto: Bjørn Nilsen

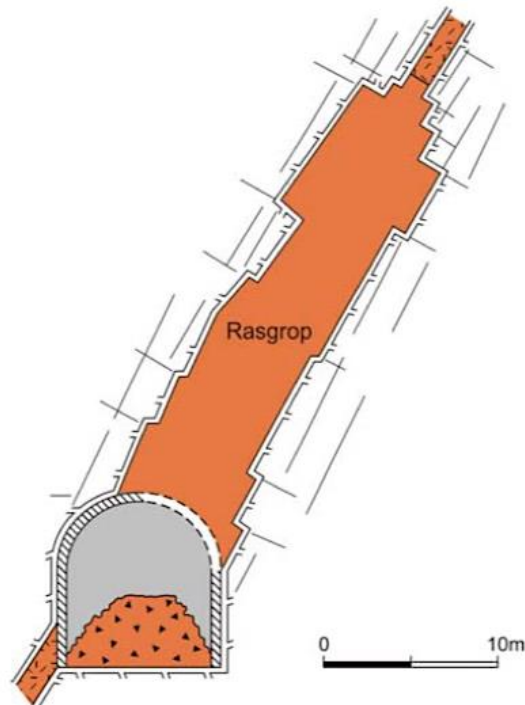
Det spesielle med svelleleire er evnen til å oppta vann i mineralstrukturen, noe som kan medføre en betydelig volumøkning av leirmaterialet (se figur 5.5). Hvor mye leiren faktisk sveller, vil avhenge både av indre, mineralspesifikke betingelser og ytre betingelser, som blant annet komprimeringsgrad og vanntilførsel. I en ufôret vannvei vil svelleleire kunne ha tilgang både på grunnvann og vann fra selve vannveien. Dersom svelleleiren får tilført vann uten at volumutvidelse tillates, vil svelleleiren kunne påføre et betydelig trykk på omgivelsene. Dette kan for eksempel påvirke sikringskonstruksjoner. Svelletrykkmålinger i laboratorium kan til en viss grad avdekke en leires potensiale til å utvikle svelletrykk. Et høyt svelletrykk, i tillegg til at svelleleiren vanligvis har lav friksjonsvinkel, vil kunne forårsake utrasninger (Nilsen, 2016).



**Figur 5.5: Forskjell i mineralstruktur mellom ikke-svellende (til venstre) og svellende leire (til høyre). Vannmolekyler kan absorberes i sjiktet mellom ryggradslagene i den svellende leiren, som følge av dårligere bindinger enn i den ikke-svellende leiren. Basert på Selmer-Olsen og Palmstrøm (1989).**

Svelleleire var noe av årsaken til raset i jernbanetunnelen Kvinesheitunnelen i 1948 (se figur 5.6). Det 500 m<sup>3</sup> store raset er et eksempel på hvordan svelleleire kan inngå som én av flere samvirkende, stabilitetsreduserende faktorer. Under driving påtraff man en knusningssone bestående av bergartsfragmenter, i tillegg til at det i ettertid viste seg å befinne seg montmorillonittholdige sprekker i sideberget. Oppløsning av kalsitt i knusningssonen bidro til høyere konduktivitet, noe som tilrettela for svelleprosessen i leiren. Dette førte til nedsatt friksjon langs sonen over tid, og skredhendelsen inntraff åtte år etter sikringsinstallasjon. Brekke og Selmer-Olsen (1965) påpekte at skredet ikke var direkte utløst av svelletrykk, men at det inntraff som et indirekte resultat av svelling. Mulighet for volumutvidelse i sonen gjorde

at det trolig ikke ble utviklet spesielt høyt svelletrykk, men at friksjonen derimot ble gradvis redusert. I tillegg til svelleleiren, ble også et høyt statisk vanntrykk antatt å ha hatt en negativ effekt på stabiliteten (Brekke og Selmer-Olsen, 1965).



**Figur 5.6:** Raset i Kvinesheitunnelen skyldtes en vannførende sone som tilrettela for svelling i sidebergets svelleleire. Over tid ga dette nedsatt friksjon. Hentet fra Bollingmo, Nilsen og Nordgulen (2007), etter Brekke og Selmer-Olsen (1965).

## 6 Ingeniørgeologiske undersøkelser og prosjektering

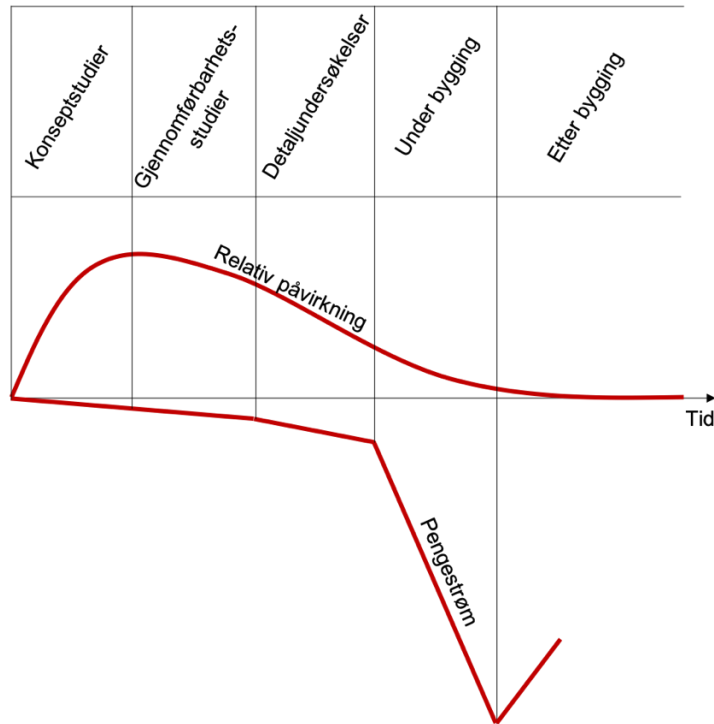
### 6.1 Formålet med ingeniørgeologiske undersøkelser

De ulike stabilitetsproblemene drøftet i forrige kapittel kan ha stor innvirkning på lønnsomheten til et vannkraftprosjekt, ettersom tunneldriving utgjør en betydelig andel av de totale utbyggingskostnadene. Å framskaffe informasjon om grunnforholdene gjennom ingeniørgeologiske undersøkelser utgjør derfor en viktig del av planleggingsfasen ved vannkraftprosjekter. I første fase vil disse undersøkelsene være sentrale i vurderingen av gjennomførbarheten ved et prosjekt, deretter for eventuelt å komme fram til et optimalt design. For eksempel påpeker Benson (1989) at det kan være hensiktsmessig å legge vannveien i en omvei for å unngå problematiske geologiske forhold.

Ingeniørgeologiske undersøkelser for planlegging av design, utføres både før og under byggefasen. Forundersøkelsene kan også deles inn i ulike underkategorier, som vist i tabell 6.1 (Nilsen, 2016). Palmstrøm og Stille (2010) understreker viktigheten av å utføre «de riktige undersøkelsene til riktig tid». De største kostnadsbesparelsene oppnås ofte i de tidlige undersøkelsesfasene, når flere alternative design er aktuelle (se figur 6.1). Kostbare undersøkelsesmetoder bør for øvrig vente til endelig plassering av anlegget er bestemt (Palmstrøm og Stille, 2010).

**Tabell 6.1: Trinnvis prosedyre for grunnundersøkelser for berganlegg i Norge. I nest nederste rad indikeres vanlige arbeidsmetoder i de ulike fasene, mens formålet ved hver fase er indikert i nederste rad. Basert på Nilsen (2016).**

Forundersøkelser			Under bygging	Etter bygging
Konseptstudier	Gjennomførbarhetsstudier	Detaljundersøkelser		
- Framskaffe grunnleggende kunnskap om grunnforhold	- Studere kart, flybilder, rapporter - Feltkartlegging av nøkkelpunkter - Befaring av nærliggende anlegg	- Ing.geologisk kartlegging - Geofysikk - Boring - Prøvetaking - Lab.testing	-Tunnel-kartlegging - Sonderboring - Målinger (bergspenninger, deformasjon) - Prøvetaking - Lab.testing	-Måling -Slutt-kartlegging -Kvalitets-kontroll
Identifisere hoved-utfordringer	Foreløpig design	«Endelig design»	Modifisering av design	Vedlikehold



**Figur 6.1: Kvalitativ prinsippskisse som illustrerer poenget med å «gjøre riktige undersøkelser til riktig tid».** I tidlige faser er prosjektets layout fleksibel, og relativt sett lite ressurskrevende undersøkelser kan gi betydelig påvirkning på prosjektet og dets lønnsomhet. Basert på Palmstrøm *et al.* (2003).

## 6.2 Geoteknisk kategori

Omfanget av de ingeniørgeologiske undersøkelsene skal reflektere et prosjekts såkalte geotekniske kategori. Geoteknisk kategori er bestemt av et prosjekts pålitelighetsklasse og vanskelighetsgrad (se tabell 6.2). En høyere geoteknisk kategori innebærer vanligvis høyere krav til undersøkelser, design og kontroll (Nilsen, 2014). Pålitelighetsbegrepet knyttes til prosjektets risiko, eksempelvis faren for tap av liv og potensielle økonomiske konsekvenser ved for eksempel en rashendelse. Prosjektets vanskelighetsgrad kan knyttes til grunnforholdene og hvorvidt man har erfaringer med lignende konstruksjoner og berggrunn (Nilsen *et al.*, 2011).

Samferdselstunneler til vei og bane er eksempelvis ofte plassert i pålitelighetsklasse 3, da det er rimelig å anta at uønskede hendelser kan gi omfattende konsekvenser. En undersjøisk veitunnel kan være et eksempel på et prosjekt som også har høy vanskelighetsgrad. Framskaffelse av informasjon om bergforholdene under havbunnen kan være krevende, i tillegg til at kompleks geologi ofte kan forventes i forbindelse med fjordkryssinger. En undersjøisk veitunnel kan dermed kunne forventes å være et prosjekt i geoteknisk kategori 3 (GK 3). En mindre vanntunnel i et ubefolket område, med enkel og oversiktlig geologi, kan til



sammenligning ofte befinne seg i geoteknisk kategori 1 (Nilsen, 2014). Relativt sett vil denne altså kreve mindre enn den undersjøiske veitunnelen når det gjelder undersøkelser, planlegging og kontroll. Dette er i henhold til Eurokode 7, som er den europeiske standarden for geoteknisk prosjektering. Ulike deler av et prosjekt kan for øvrig tilhøre ulike geotekniske kategorier (Nilsen *et al.*, 2011).

**Tabell 6.2: Basert på et prosjekts pålitelighetsklasse og vanskelighetsgrad, kan den geotekniske kategorien bestemmes. Tabell basert på tolkning av Eurokode 7 i Nilsen *et al.* (2011).**

Pålitelighetsklasse	Vanskelighetsgrad		
	Lav	Middels	Høy
CC/RC 1	1	1	2
CC/RC 2	1	2	2/3
CC/RC 3	2	2/3	3
CC/RC 4*	*	*	*

\*Vurderes særskilt

Eurokode 7 kvantifiserer imidlertid ikke *hvor mye* ressurser som skal settes av til for eksempel forundersøkelser ved et prosjekt (Nilsen, 2014). I Palmstrøm *et al.* (2003) beskrives et lignende, men samtidig mer kvantitativt, system. Dette er basert på erfaringer fra norske prosjekter.

### 6.3 Ingeniørgeologiske forhold som kartlegges

Mange av forholdene som kartlegges ved ingeniørgeologiske undersøkelser kan relateres til stabilitetsproblemene beskrevet i kapittel 5. I tillegg kartlegges gjerne bergartsegenskapene med tanke på bor- og sprengbarhet, fordi dette er parametere som vil påvirke prosjektets framdrift og økonomi (Nilsen, 2016). De fleste forhold vurderes i både tidlige og senere faser, men gjerne med en gradvis økende spesifisitet. I tidlige faser vil de ingeniørgeologiske vurderingene i stor grad være basert på antakelser og erfaringer, både fra lignende og nærliggende prosjekter (Palmstrøm og Stille, 2010).

En gjennomgang av viktige forhold ved ingeniørgeologiske undersøkelser er presentert i tabell 6.3. På tross av at en stor andel av kartleggingen foregår som en del av forundersøkelsene, vil det av praktiske årsaker kunne være hensiktsmessig å utsette enkelte undersøkelser til etter at prosjektet er påbegynt. Bergspenningsmålinger er et eksempel på dette (Nilsen, 2016).

Tabell 6.3: Eksempler på ingeniørgeologiske undersøkelser. Basert på Nilsen (2016).

Forhold som kartlegges	Formål	Metoder
Løsmasseoverdekning	Kontroll på bergoverdekningen	-Flyfoto -Kvartærgeologisk kart -Feltkartlegging -Geofysikk -Fjellkontrollboring
Bergartenes styrke og hardhet	Viktige egenskaper for stabilitet og framdrift, samt tilslagskvalitet	-Vurdere karakter i felt -Kjerneboring og laboratorietesting
Sprekkenes orientering og karakter	Oppsprekningen påvirker oppførselen til bergmassen og inndrift	-Feltkartlegging
Svakhetssoner	Påvirker drive- og stabilitetsforhold (f.eks. utfordringer med svelleleire og lekkasjer)	-Flyfoto og topografiske kart -Feltkartlegging -Geofysikk -Kjerneboring og laboratorietesting
Vannforholdene	Kan påvirke drivefase og omgivelsene, i tillegg til at stabiliteten kan bli redusert	-Topografiske og geologiske kart -Feltkartlegging -Vanntapstester
Spenningsforholdene	Kan få nedfall og hydraulisk jekking ved lave spenninger. Høye spenninger kan gi avskalling	-Bergspenningsmålinger
Materialtekniske egenskaper	Stabilitetsanalyse og sikringsplanlegging krever ofte kjennskap til dette. F.eks. testing av svelleegenskaper	-Laboratorietesting

Basert på flere av forholdene beskrevet i tabell 6.3, kan det gis en klassifisering av bergmassekvaliteten. Et mye brukt system for bergmasseklassifisering er Q-systemet, etablert av Barton, Lien og Lunde (1974). Basert på Q-verdien og bergrommets dimensjoner og krav til sikkerhet, kan systemet gi en veiledning til nødvendig omfang av sikringstiltak. Systemet er empirisk basert og oppdatert ved flere anledninger. Q-verdien er gitt av følgende ligning (NGI, 2015):

$$Q = \frac{RQD}{J_n} * \frac{J_r}{J_a} * \frac{J_w}{SRF} \quad 6.1$$

*RQD* («Rock Quality Designation») er et mål for oppsprekningen og gitt av den samlede lengden av kjernebiter lengre enn 10 cm, i prosent av den totale lengden på en borekjerne. *RQD*-verdien kan også estimeres i felt uten bruk av borekjerne.  $J_n$  er tall for sprekkesett, og settes basert på sprekke mønsteret.  $J_r$  kategoriserer friksjonsforholdene på sprekkeene, mens  $J_a$  er tall for sprekkefylling og angir materialforholdene i sprekkeene. Sprekkevannstallet,  $J_w$ , settes basert på vanntilsiget i bergsprekkene. Den siste parameteren, *SRF* («Strength Reduction Factor»), beskriver forholdet mellom bergspenninger og bergartsstyrken (NGI, 2015). En kvalitativ beskrivelse av bergmassekvaliteten tilhørende de ulike Q-verdiene er presentert i tabell 6.4 Det henvises til NGI (2015) for en grundigere innføring i Q-systemet.

**Tabell 6.4: Inndelingen av de ulike kategoriene av bergmassekvalitet i henhold til Q-systemet. Basert på NGI (2015).**

Q-verdier	Bergmassekvalitet
<0,01	«Eksepsjonelt dårlig»
0,01 - 0,1	«Ekstremt dårlig»
0,1 - 1	«Svært dårlig»
1 - 4	«Dårlig»
4 - 10	«Middels»
10 - 40	«Godt»
>40	«Svært godt» til «eksepsjonelt godt»

## 6.4 Viktige forhold ved plassering av uførede vannveier

### 6.4.1 Geologiske vurderinger

Grundige ingeniørgeologiske undersøkelser kreves for å kunne angi en gunstig plassering av uførede vannveier. Som tidligere beskrevet, kan lekkasjer utgjøre et vesentlig problem for vannveier i berg. Kalkstein, marmor og dårlig sementerte sandsteiner er potensielt porøse bergarter som generelt vil være mindre egnede for uførede vannveier (se figur 6.2). Svakhetssoner bør om mulig også unngås, og vil eventuelt kreve injeksjon og omfattende sikringstiltak dersom de påtreffes (Palmstrøm og Broch, 2017).



**Figur 6.2:** Eksempel på karstdannelse, som innebærer oppløsning av kalkholdig berg. Hulrommene kan fungere som kanaler og dermed evne å lede store mengder vann. Fra Bogna i Trøndelag. Foto: Haakon J. Haugerud

Krystalline og metamorfe bergarter, som henholdsvis granitter og gneiser, er ansett som generelt godt egnede bergarter for uførede vannveier (Palmstrøm og Broch, 2017). Slike sprø bergarter kan imidlertid stedvis være utsatt for lekkasjeproblemer. Det er derfor sentralt å kartlegge sprekker, for å unngå kommuniserende sprekkesystemer (Nilsen, 2016).

### 6.4.2 Designkriterier for å unngå hydraulisk jekking

I tillegg til å unngå permeable lag i berggrunnen, må også faren for hydraulisk jekking tas i betraktning når vannveiens plassering skal bestemmes. Det finnes designkriterier som spenner

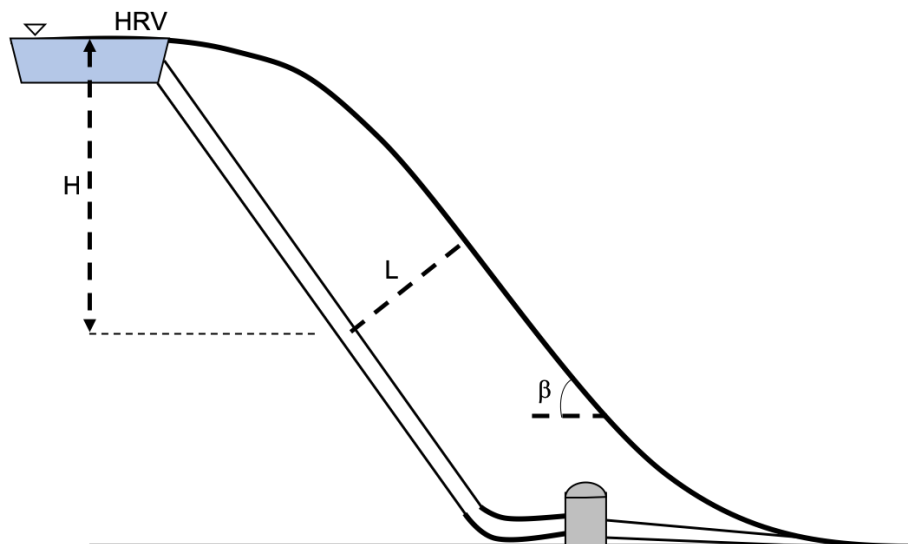
fra generelle tommelfingerregler til systematiske program for bergspenningsmålinger (Rancourt, 2010). Tross i at bergspenningsmålinger normalt vil gi det beste bildet av spenningsforholdene, påpeker Benson (1989) at den såkalte «norske tommelfingerregelen» vil være brukbar i en tidlig fase.

### *Den norske tommelfingerregelen*

Den norske tommelfingerregelen ble introdusert av Bergh-Christensen og Dannevig i 1971. Prinsippet er at økt fjelloverdekning normalt medfører økte gravitative bergspenninger (Selmer-Olsen, 1985). Designkriteriene benyttet før 1971 hadde vist seg å ikke gi gode nok prediksjoner på spenningsforholdene, spesielt ved bratte fjellsider. Blant annet inntraff hydraulisk jekking i 1970 ved Åskåra kraftverk, beliggende under en 55° bratt dalside. Tommelfingerregelen er formulert som følger (Broch, 1982):

$$L > \frac{\gamma_w H}{\gamma_r \cos \beta} \quad 6.2$$

$L$  representerer korteste avstand mellom et gitt punkt i vannveien og bergoverflaten,  $H$  er vannets statiske trykkehøyde i det samme punktet,  $\gamma_w$  og  $\gamma_r$  tyngdetetthet til henholdsvis vann og bergmasse, mens  $\beta$  er den gjennomsnittlige helningsvinkelen til dalsiden (se figur 6.3) (Broch, 1982). Ulikheten skal være oppfylt i alle punkter langs den uførede vannveien, for å unngå at hydraulisk jekking inntreffer. For luftputekammer bestemmes  $H$  av lufttrykket inne i kammeret, i enheten meter vannsøyle. Nødvendig overdekning  $L$  blir normalt multiplisert med en forhåndsbestemt sikkerhetsfaktor for å ta hensyn til usikkerheten ved de ulike parameterne og metoden generelt. Eksempelvis anbefaler Rancourt (2010) en sikkerhetsfaktor mellom 1,1 og 1,9, avhengig av ulike geologiske og prosjektspesifikke forhold. Det kreves stålføring i områder der ønsket sikkerhetsfaktor ikke er opprettholdt.



Figur 6.3: Parametere til den norske tommelfingerregelen.  $H$  angir høyden fra høyeste regulerte vannstand (HRV) i magasin, ned til et gitt punkt i den uførede vannveien.  $\beta$  er gjennomsnittlig helningsvinkel til dalsiden, mens overdekningen  $L$  måles langs normalen fra overflaten til punktet i vannveien. Basert på Broch (1982).

### Bergspenningsmålinger

Selv om tommelfingerregelen kan gi et nyttig utgangspunkt, utføres ofte bergspenningsmålinger før endelig design skal bestemmes. Benson (1989) påpeker at dette ikke bare bidrar til et stabilitetsmessig gunstig design, men at det også kan bidra til optimaliseringen av et kraftverksprosjekt. Om bergspenningsmålinger skulle indikere høyere spenninger enn estimert ved eksempelvis tommelfingerregelen, kan dette gi nedkorting av den fôrede tunnallengden. Dette vil være økonomisk fordelaktig. I andre tilfeller vil derimot bergspenningsmålingene føre til at stålfôringen må gjøres lengre enn først planlagt, for å opprettholde en tilfredsstillende sikkerhetsfaktor (Ødegaard og Nilsen, 2018).

## 6.5 Ulike drivemetoder

De geologiske forholdene som avdekkes i en tidlig undersøkelsesfase, er faktorer som kan innvirke på valg av drivemethode. Drivemethode innebærer hvordan bergmassen brytes løs fra grunnen for å konstruere tunnelen eller bergrommet. I Norge omfatter dette vanligvis enten boring og sprengning eller fullprofilboring (TBM). Boring og sprengning er den konvensjonelle metoden i Norge i dag.

### 6.5.1 Konvensjonell driving

Ved tunneldriving med boring og sprengning bores det først hull i bergmassen etter et forhåndsbestemt mønster, for så å lade borehullene med sprengstoff. Når sprengstoffet i hvert av borehullene detoneres, skjer en kjemisk reaksjon der energi frigjøres og utfører et mekanisk arbeid på bergmassen rundt (Holmberg, 1992). Inndriften ved konvensjonell driving vil avhenge av både bor- og sprengbarheten til bergmassen. Borbarheten, som drøftes mer utfyllende i seksjon 6.5.2, avhenger blant annet av kvartsinnholdet i berggrunnen. Sprengbarheten er blant annet avhengig av en bergarts grad av anisotropi, altså hvorvidt egenskapene varierer i ulike retninger. Glimmerskifer er et eksempel på en anisotrop, tungsprengt bergart. Økt antall sprekker vil normalt gi bedre sprengbarhet. Tyngre bergarter har dessuten ofte lavere sprengbarhet enn lettere bergarter (Bergh-Christensen, 1971).

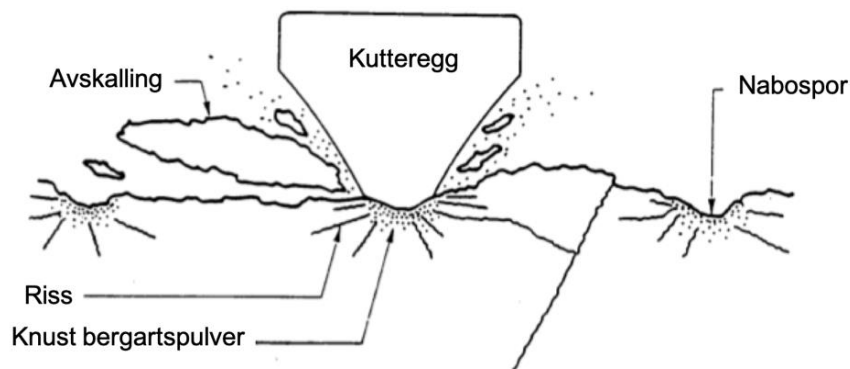
Optimal tunnallengde i forbindelse med konvensjonell driving er gjerne omkring 3 km. Ytterligere lengde på tunnelen kan blant annet innebære fordyrende ventilasjonstiltak (Holen, 1998). Det kreves dermed ofte tverrslag for lange tunneler. Dette innebærer sidetunneler som går inn til hovedtunnelen, og som bidrar til å skape flere angrepspunkt for tunneldrivingen.

Boring og sprengning er en fleksibel drivemetode ved variable grunnforhold, ettersom sikringstiltak kan justeres etter de geologiske forholdene som påtreffes underveis i drivefasen (Berggren *et al.*, 2014). Imidlertid vil dårlig sprengningsarbeid kunne skape unødvendig store falltap i vannveien. Større tunneltverrsnitt og dermed lavere strømningshastighet og friksjonstap, kan være nødvendig for å kompensere for dette (Guttormsen, 2013). Fullprofilboring kan da være et aktuelt drivealternativ.

### 6.5.2 Fullprofilboring

Ved fullprofilboring benyttes sirkulære kuttere, som induserer riss i berggrunnen ved hjelp av matekraft og rotasjon. På borhodet fremst på tunnelboremaskinen er det plassert mange kuttere, som forårsaker avskalling av bergmaterialet (se figur 6.4) (Nilsen, 2016). Inndriften vil i stor grad avhenge av borbarheten, som kan beskrives ved hjelp av borsynk- og borslitasjeindeksen (betegnet henholdsvis *DRI* og *BWI*). Disse egenskapene har som nevnt også betydning ved konvensjonell driving. Prøveresultater har vist at innholdet av kvarts er av vesentlig betydning for borbarheten. Sterke og harde bergarter med høyt kvartsinnhold gir ofte både lav borsynk og høy borslitasje. Sterke og seige bergarter har også lav borsynk, men ofte noe lavere borslitasje. Bergarter med kvartsinnhold mellom 10 og 30% har ofte middels borsynk og middels

borslitasje. Granitt er et eksempel på en slik bergart. Svake bergarter med lavt kvartsinnhold kjennetegnes av høy borsynk og lav borslitasje (Lien, 1979).



**Figur 6.4: Prinsippkisse av hvordan kutterne framme på tunnelboremaskinen induserer riss i bergmassen, som forårsaker avskalling. Basert på Blindheim og Bruland (1998).**

Basert på en lignende borslitasjetest og bergprøvens såkalte sprøhetstall, kan også kutterlevetidsindeksen (*CLI*) bestemmes. Dette er en parameter utviklet spesifikt for prognosemodeller for TBM-driving (Nilsen, 2016). Kvartsinnholdet og *CLI*-verdien har en nær sammenheng og er omvendt korrelert (Bruland, 1998). Inndriften til en tunnelboremaskin vil i stor grad også avhenge av bergmassens oppsprekningsgrad. Kortere sprekkeavstand gir generelt større inndrift, da bergmaterialet lettere skaller av. Sprekkeorienteringen har også betydning for inndriften, med et utslag på  $60^\circ$  i forhold til tunnelaksen som gunstigste sprekkeretning (Nilsen, 2016).

I perioden mellom 1972 og 1992 ble tunnelboremaskiner benyttet ved omkring 50 norske prosjekter, hvorav mange av disse prosjektene var knyttet til vannkraft. Fullprofilboring ble ansett som gunstig ved mange vannkraftprosjekter blant annet på grunn av gode framdrifter, lange tunnallengder og lavere falltap enn ved konvensjonelt drevne vannveier med samme tverrsnitt (se figur 6.5) (Berggren *et al.*, 2014). Ifølge Grøv *et al.* (2011) gjør store investeringskostnader tilknyttet tunnelboremaskiner at tunnallengden som regel bør overstige 6 km for å kunne konkurrere med konvensjonell driving på kostnad og byggetid. Antallet tverrslag kan som regel reduseres ved TBM-driving. Ventilasjonsbehovet er også mindre, blant annet fordi maskinene drives med elektrisitet (Holen, 1998).

Tunnelboremaskiner kan få utfordringer ved uventede sikringsbehov. Samtidig vil mindre påkjenning på tunnelkonturen ofte redusere sikringsbehovet noe, sammenlignet med



konvensjonell driving der konturen utsettes for sprengningsskader (Guttormsen, 2013). Ifølge Holen (1998) kan sikringsbehovet reduseres med 30 til 50 %, under normale omstendigheter.



**Figur 6.5:** Fullprofilboring av tilløpstunnel ved Nedre Røssåga kraftverk i 2013. Den jevne og sirkulære konturen bidrar til lavere falltap under kraftproduksjon, sammenlignet med en konvensjonelt drevet tunnel med samme tverrsnittsareal. Hentet fra Dammyr (2017).

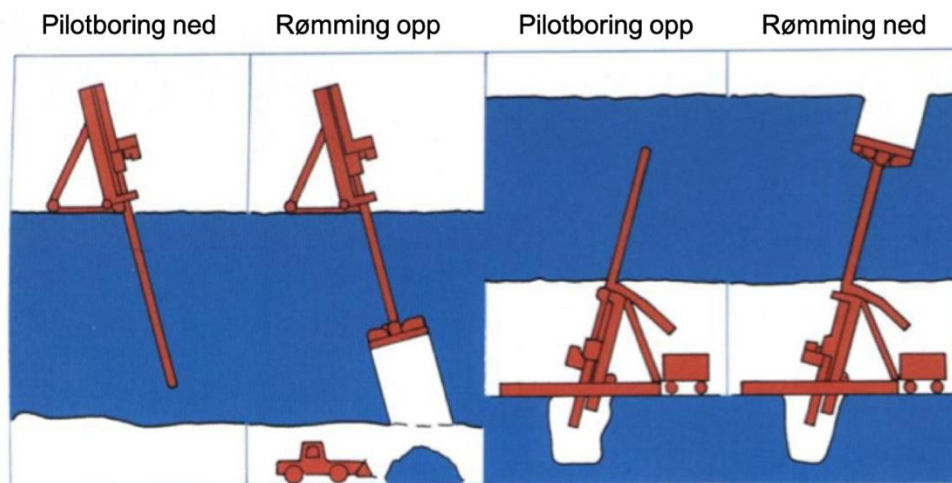
### 6.5.3 Sjaktdriving

Sjakter kan i mange tilfeller være en nødvendig del av vannveien og vil kunne gi et prosjekt økt fleksibilitet (Rognes, Skog og Henriksen, 2003). Sjaktdriving kan utføres i form av pilot med rømming eller ved såkalt Alimakheis. Førstnevnte metode benytter kun boring, mens sistnevnte metode innebærer boring og sprengning (Norconsult, 2015).

Pilotboring med rømming er illustrert i figur 6.6. Metoden baseres på at et hull med liten diameter, pilothull, bores gjennom til sjaktens motsatte ende. Deretter rømmes sjakten med ønsket diameter, fra enden av pilothullet og tilbake til utgangspunktet. Boreriggen er plassert på samme sted under både pilotboring og rømming, og kan plasseres både over og under sjakten. Det finnes ulike metoder både for pilot og rømming, blant annet beskrevet av Rognes, Skog og Henriksen (2003). Metodene kjennetegnes av ulike lengder og diametere på hullene, med omkring 5 m diameter som en øvre grense (Rognes, Skog og Henriksen, 2003).

En Alimakheis er en arbeidsplattform som klatrer på skinne montert i hengen. Fra plattformen utfører personellet boring og lading, for så å fraktes ned før skyting. Etter en ventilasjonspause fraktes personell opp igjen for rensk og deretter montering av nye skinneelementer, såkalte

geidere (Steiro, 1975). Normalt kan tverrsnitt på opptil 16 m<sup>2</sup> drives med Alimak. En fordel med drivemetoden er at det ikke trengs tilgang fra oversiden av sjakten. Det er i dag få entreprenører med kompetanse og utstyr til sjaktdriving med Alimak, i tillegg til at undersøkelser har indikert noe ufordelaktige HMS-forhold (Norconsult, 2015). Bergmassens borbarhet vil ha innvirkning på omkostningene både ved pilot med rømming og ved bruk av Alimak, i tillegg til at sistnevnte metode også vil være avhengig av sprengbarheten (Norconsult, 2015).



Figur 6.6: Pilotboring med rømming kan utføres både fra over- og undersiden av sjakten. Basert på Rognes, Skog og Henriksen (2003).

## 6.6 Tunnelmasser

Tunnelmasser som tas ut under driving vil ofte være aktuelle både som fyllmasse, underbygning og bærelag for vei og bane, og som tilslag i asfalt og betong (Rude, 2011). I tillegg til at mange av de aktuelle bruksområdene stiller krav til for eksempel massenes styrkeegenskaper, kan også miljømessige hensyn legge begrensninger på bruken. Av de miljømessige hensynene som må tas vedrørende tunnelmasser, er det spesielt fokus på såkalte syredannende bergarter. Dette er sulfidholdige (svovelholdige) bergarter, som ved kontakt med luft og vann kan gi sur avrenning og frigjøring av tungmetaller. Et eksempel på dette er magnetkis, som kan forekomme i gneiser og svartskifer (Endre og Sørmo, 2015).

Om tunnelmassene tilfredsstiller minimumskravene rent miljømessig, stiller selve bruksformålet gjerne også ulike krav til tilslaget kjemiske egenskaper. Eksempelvis krever betongtilslag et lavt innhold av klorider og organiske forbindelser, i tillegg til lavt svovelinnhold (Standard Norge, 2016).

Det stilles også fysiske og geometriske krav til tilslag. Blant de fysiske egenskapene, stilles det for eksempel krav til betong- og asfalttilslags bestandighet (som motstand mot fryse- og tineprosesser), motstandsevnen mot ulike former for belastning, samt lave vannabsorptive evner (Standard Norge, 2016, 2008). Eksempelvis kan høyt glimmerinnhold medføre at tilslaget kan absorbere betydelige mengder vann, noe som er ugunstig (Brattli, 2015).

De geometriske egenskapene vil blant annet avhenge av drivemetoden som benyttes. Fullprofilboring vil gi generelt mindre kornstørrelser og mer flisige korn, sammenlignet med konvensjonell driving. Bearbeiding i form av såkalt kubisering vil kunne forbedre massenes kvalitet (Johannessen, 1991). Tunnelmasser fra konvensjonell driving vil imidlertid også kreve behandling, fordi disse kan inneholde både sprengstoffrester, nitrogenforbindelser fra sprengningen og en betydelig andel finstoff (Rude, 2011).



## 7 Regionens ingeniørgeologiske hovedtrekk

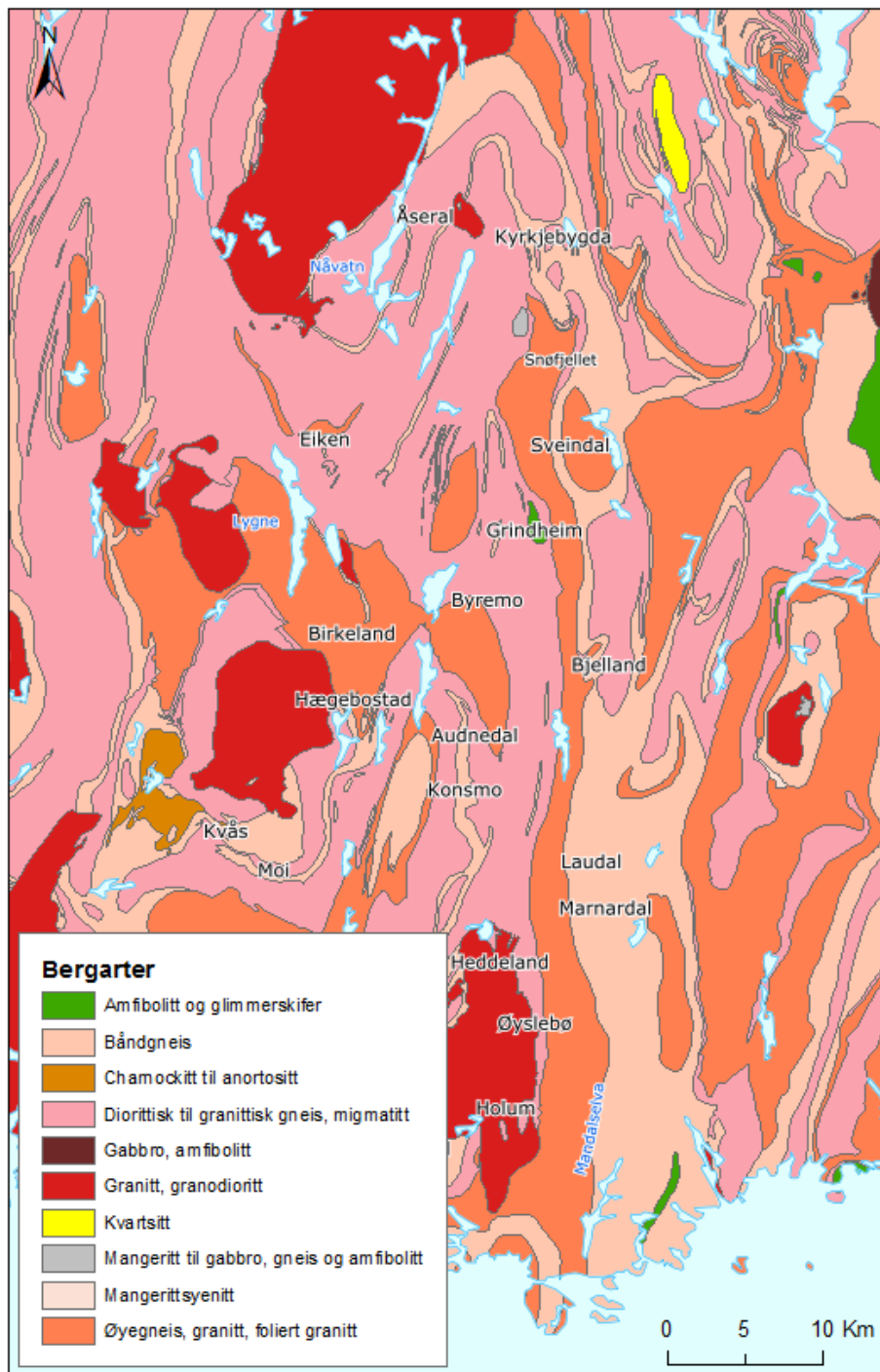
Dette kapitlet beskriver de ingeniørgeologiske hovedtrekkene i området rundt Mandalsvassdraget. Kapitlet utgjør et grunnlag for de videre vurderingene av de to prosjektene, fra kapittel 9 og utover. Samtlige kart som presenteres i resten av oppgaven har blitt utarbeidet i programvaren ArcMap, med topografisk Norgeskart fra Kartverket som bakgrunnskart.

### 7.1 Berggrunn

#### 7.1.1 Berggrunnsfordeling

Berggrunnen i prosjektområdet er en del av det prekambriske grunnfjellet. De eldste bergartene, antatt eldre enn to milliarder år, tilhører det såkalte Agderkomplekset og består av deformerte og metamorfoserte bergarter. I området rundt Mandalsvassdraget utgjør de eldste bergartene først og fremst gneiser av ulik metamorfosegrad (se figur 7.1). Både granittisk gneis, øyegneis og båndgneis forekommer fra denne tidsperioden. For øvrig er øyegneis en metamorf granitt bestående av store feltspatkrystaller. Båndgneisene i regionen har vekselvis lyse og mørke lag, som varierer i tykkelse fra millimeter til meter. Båndgneisene er preget av kraftig deformasjon og er ofte migmatittiske, som innebærer at de har blitt utsatt for temperaturer over smeltepunkt. De lyse lagene i båndgneisene er vanligvis av granittisk sammensetning, mens de mørke båndene kan bestå av både amfibolitt og biotitt- og hornblendegneiser. Den høye metamorfosegraden skyldes blant annet flere faser med fjellkjedefoldning (Falkum, 1982).

Plateoppsprekning for omkring 1200 millioner år siden førte til avsetning av basaltiske smelter, som i dag finnes som omdannede amfibolittlag. Senere trengte store granittbatolitter seg inn i berggrunnen i flere faser. Disse er i dag omdannet til granittiske gneiser, øyegneiser og stripete gneiser, avhengig av deformasjonsfasene disse bergartene har gjennomgått. I etterkant av deformasjonsfasene trengte det seg inn nye granittiske bergarter i den eldre berggrunnen. De såkalte granittiske dypbergarter er en gruppe bergarter som i liten grad er metamorfosert (Falkum, 1982).

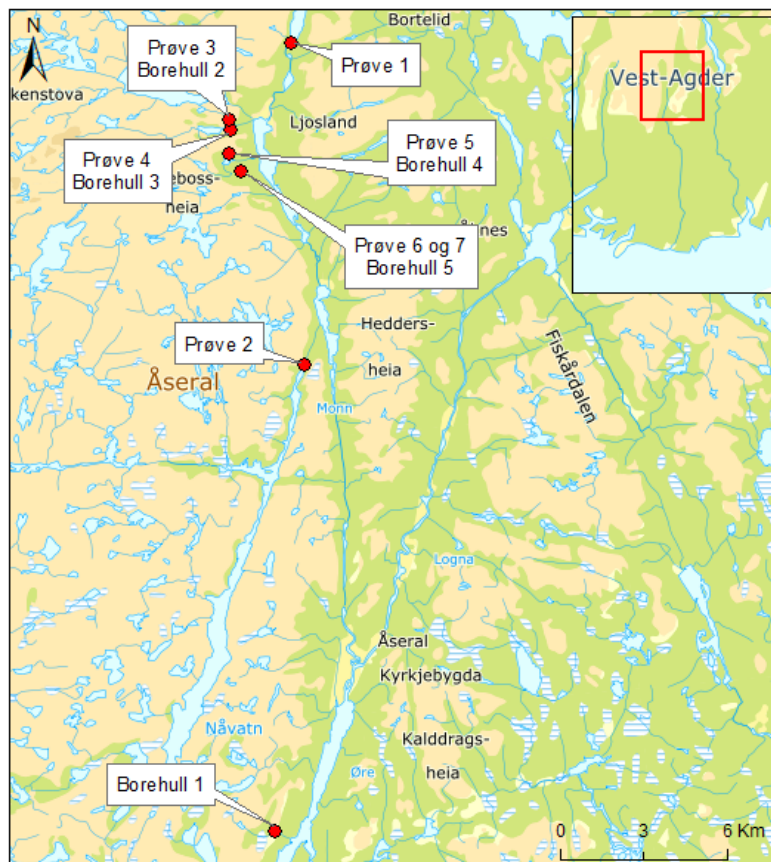


Figur 7.1: Berggrunnskart for regionen rundt Mandalsvassdraget. Laget med kartdata fra NGU (2019).

### 7.1.2 Bergmasseklassifisering fra nærliggende prosjekter

I forbindelse med prosjekteringen av Skjerka kraftverk og ny overføringstunnel mellom Langevatn og Nåvatn, ble det boret ut totalt ca. 800 m med borkjerner for å vurdere bergmassekvaliteten (se figur 7.2 og figur 7.3) (Vik, 1994; Birgisson, 1998a). Gjennomsnittlig RQD-verdi for de fem borehullene ligger mellom 60 og 90%, mens gjennomsnittlig

sprekkefrekvens, antallet sprekker per meter borekjerne, varierer mellom tre og ni (se tabell 7.1).



**Figur 7.2: Oversikt over lokaliteter for borehull og prøvetaking. Resultater fra prøveanalyser presentert i seksjon 7.4. Lokalitetene funnet i Vik (1994) og Birgisson (1998b).**

Også Q-verdien ble registrert for fire av de fem borkjernene presentert i figur 7.2. Den samlede fordelingen av Q-verdier til de totalt 631,7 m lange borkjernene fra borehull 2, 3, 4 og 5, viser at 54 % er klassifisert i kategoriene fra «middels» til «svært godt» berg og 29 % klassifisert som «dårlig» berg (se tabell 7.2). De resterende 17 % av de samlede borkjernelengdene ble registrert som «svært dårlig» til «ekstremt dårlig» berg, noe som forekom i forbindelse med svakhetssoner og kraftig oppsprukket berg. Omkring 10 % av kjernelengdene ble tolket til å bestå av svakhetssoner (Birgisson, 1998a). Ifølge Birgisson (1998b) var det imidlertid sannsynlig at andelen svakhetssoner var overrepresentert i borkjernene i forhold til bergmassen forøvrig, da borehullsplasseringene ble valgt med den hensikt å påtreffe så mange svakhetssoner som mulig. Dette, i tillegg til induserte sprekker i forbindelse med borearbeidet, kan ha gitt noe redusert bergmassekvalitet sammenlignet med *in situ* bergmasse.

Tabell 7.1: Data fra analyser av borkjerner, hentet fra Vik (1994) og Birgisson (1998a). Borehullsnummer som vist i figur 7.2. Oppgitt sprekkefrekvens er gjennomsnittlig verdi for borehullet.

Borehull	Borlengde [m]	RQD <sub>snitt</sub> [%]	Sprekkefrekvens [sprekker/m]	Q-verdi	Bergartstype
1	185,5 <sup>1</sup>	90	3	4 – 50 <sup>2</sup>	Granittisk gneis
2	146,1	80	6	0,03 – 100 (Q <sub>snitt</sub> = 12)	Hornblendegranitt
3	200,6	75	6	0,1 – 67 (Q <sub>snitt</sub> = 9)	Hornblendegranitt
4	125,0	65	8	0,1 – 36 (Q <sub>snitt</sub> = 5)	Hornblendegranitt
5	160,0	60	9	0,09 – 17 (Q <sub>snitt</sub> = 4)	Alkalifeltspatgranitt

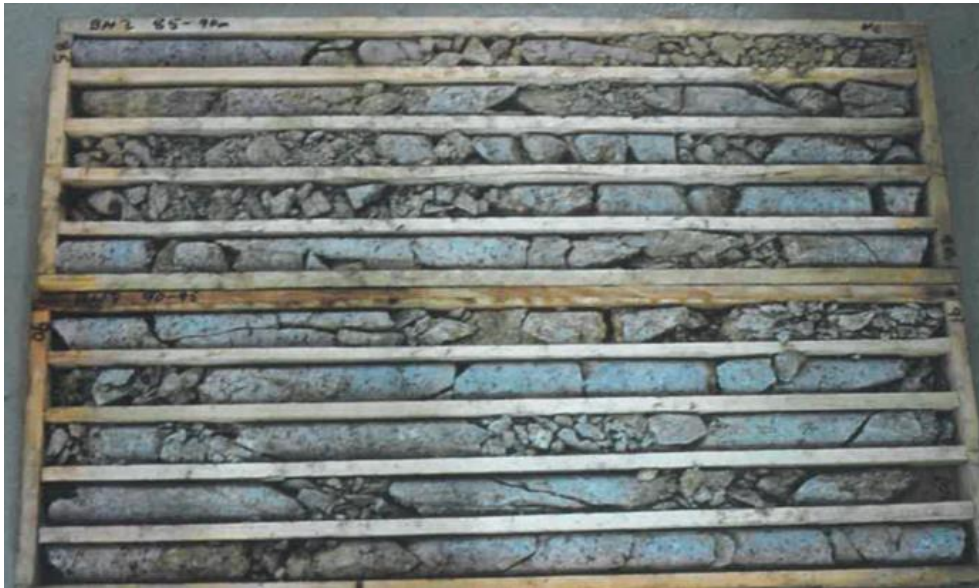
Tabell 7.2: Fordeling av Q-verdier for 631,7 m med borkjerner, den samlede lengden av borkjernene fra borehull 2, 3, 4 og 5 i figur 7.2. Data hentet fra Birgisson (1998a).

Q-verdi	Fordeling [%]	Beskrivelse
>0,01 – 0,1	7	Ekstremt dårlig
>0,1 – 1	10	Svært dårlig
>1 – 4	29	Dårlig
>4 – 10	35	Middels
>10 – 40	17	Godt
>40 – 100	2	Svært godt

<sup>1</sup> De øverste 16 m av det 201,5 m lange borehullet mangler. Som følge av dagbergforhold, kan den gjennomsnittlige RQD-verdien i tabellen derfor være noe høyere enn reelt.

<sup>2</sup> Disse verdiene er trolig ikke framkommet fra analyse av selve borekjernen, men fra feltkartlegging i området.





**Figur 7.3: Kjerneprøvene for intervallet 85-95 m i borehull 4. RQD-verdien varierer fra 10 (kjerneverdier 2, 3 og 6) til 55 (kjerneverdier 7). Q-verdien varierer mellom 0,1 og 2. Det ble ikke registrert vanntap i forbindelse med vanntapsmålinger på dette intervallet. Bilde og data hentet fra Birgisson (1998a).**

## 7.2 Svakhetssoner

Området mellom Skiensfjorden og Lista består av mange store, nær parallelle knusningssoner. Et generelt trekk for knusningssonene i det sørnorske grunnfjellsområdet er at mange av disse er komplekst oppbygd. Sonene har ofte vært gjennom flere generasjoner av deformasjoner, og sleppematerialet kan bestå av flere ulike leirtyper (Selmer-Olsen, 1980). Regionens mest intense sprekkesoner er orientert i retning NØ-SV, noe som har sammenheng med flere store regionale forkastninger (Selmer-Olsen, 1981; Ramberg, 1980). Utpregede regionale lineamenter i Vest-Agder er indikert i figur 7.4.

Inspeksjon av en ca. 60 år gammel overføringstunnel mellom Langevatn og Nåvatn er beskrevet av Buen (2013). Tunnelen går for øvrig parallelt med den planlagte tunnelen nevnt i seksjon 7.1.2. Den har et teoretisk tverrsnitt på  $7 \text{ m}^2$  og er 13,3 km lang, hvorav ca. 10 km ble kartlagt i 2013. Buen (2013) noterte 13 eksponerte soner bestående av oppsprukket berg, leirslepper og forvittringsmateriale, som regel med mektighet på 0,1-3 m. Disse er plassert i kategorien for mindre svakhetssoner i tabell 7.3. Langs den kartlagte strekningen ble det observert 11 betongutstøpninger, som kan antas å være større svakhetssoner. De to lengste utstøpningene var på 47 og 62 m, mens de resterende lå mellom 3 og 15 m. Totalt var 190 m, altså like under 2%, av det kartlagte tunnelstrekket utstøpt (Buen, 2013)



Figur 7.4: Satelittbilde med utpregede topografiske lineamenter indikert. Orienteringene NNØ-SSV og NØ-SV er dominerende, i tillegg til enkelte lineamenter med SØ-NV orientering. Utarbeidet med satelittbilde fra Kartverket.

Tabell 7.3: Oversikt over kartlagte svakhetssoner langs et 10 km langt strekk av overføringstunnel mellom Langevatn og Nåvatn. Data hentet fra Buen (2013).

	Mindre soner	Betongutstøpninger
<b>Antall</b>	13	11
<b>Medianbredde</b>	0,65 m	10 m
<b>Spredning</b>	0,1-10 m	3-62 m

Erfaringer fra regionen tilsier at svakhetssonene kan gi ulike former for stabilitetsutfordringer, som vil beskrives videre.

### 7.2.1 Lekkasjeproblematikk

De nevnte NØ-SV-orienterte forkastningssonene kan ofte knyttes til lekkasjeproblemer ved undergrunnsanlegg i regionen. I en omfattende kartlegging av de geologiske forholdene ved lekkasjeutsatte anlegg i Norge, fant Selmer-Olsen (1981) at området mellom Boknafjorden og Setesdal var blant de mest problematiske med tanke på lekkasjer. Generelt indikerte kartleggingen at lekkasjesonene ofte opptrådte i nærheten av større forkastninger, med en forskjell i strøkvinkel på  $45^\circ \pm 15^\circ$  mellom lekkasjesonene og selve forkastningen. Vanligvis var selve lekkasjesprekkene steile, ofte med et fall på over  $70^\circ$ . Undersøkelsene dokumenterte også at vannlekkasjer er spesielt vanlig i stive grunnfjellsbergarter (Selmer-Olsen, 1981).

For å framskaffe indikasjoner på bergmassens vannledningsevne, ble det foretatt vanntapsmålinger i samtlige av de fem borehullene hvor de nevnte kjerneboringene ble foretatt (se seksjon 7.1.2). I borehull 1, 2, 3 og 5 ble det målt store lekkasjer i én sone per hull, mens de resterende borehullslengdene og hull 4 ble målt til å være tilnærmet tette (Vik, 1994; Birgisson, 1998a). Ifølge Birgisson (1998a) var forekomst av svelleleire sannsynligvis en viktig årsak til tette borehull.

### 7.2.2 Svelleleire

Det nevnte raset i Kvinesheitunnelen illustrerer at svelleleire kan gi omfattende stabilitetsproblemer i regionen. Laboratorieundersøkelser i forbindelse med prosjekteringen av ny overføringstunnel mellom Langevatn og Nåvatn, dokumenterte forekomst av svellende leirminerale. Prøvemateriale fra to ulike svakhetssoner hadde begge så høyt innhold av svelleleire at registrering av svelletrykk ville kunne forventes dersom også svelletrykksforsøk hadde blitt utført. 60-85 % av prøvematerialet mindre enn  $20 \mu\text{m}$  viste seg å bestå av svellende mineraler i disse sonene. Lekkasetestene nevnt i forrige avsnitt viste for øvrig at de to aktuelle sonene var tette mot vannlekkasjer (Birgisson, 1998a).

## 7.3 Regionale bergspenningsmålinger

Som understreket tidligere, vil bergspenningsforholdene påvirke bergets stabilitet, både under driving og over tid i selve driftsfasen. Det har tidligere blitt utført enkelte 3D bergspenningsmålinger i regionen, i tillegg til hydraulisk splitting ved Skjerka kraftverk (se figur 7.5). Bergspenninger kan variere betydelig innenfor små avstander, men målingene kan likevel gi en indikasjon på bergspenningsregimet i regionen. 3D-målingene viser anisotrope

horisontalspenninger, i tillegg til at minste horisontalspenning kan være lavere enn vertikalspenningen (se tabell 7.4).



Figur 7.5: Lokalteter for bergspenningsmålinger i regionen. Målelokaliteter hentet fra Ruistuen (1994) og Hanssen (1997). Prosjektene Øre-Bjelland og Øyslebø-Try, som presenteres fra kapittel 9, er indikert.

Tabell 7.4: Oversikt over 3D-målinger som er foretatt i regionen. Det finnes også målinger fra Tjodan kraftverk, men dalsidetopografi gjør at data herfra ikke er inkludert. Data hentet fra Hanssen (1997).

Prosjekt	$\sigma_H$ [MPa]	$\sigma_h$ [MPa]	$\sigma_v$ [MPa]	$\frac{\sigma_h}{\sigma_v}$
Hølen	19,2	5,2	9,8	0,5
	6,8	4,6	6,5	0,7
	11,0	5,2	7,8	0,7
Titania	5,9	4,4	4,8	0,9
	4,7	4,5	2,9	1,6

Ved Skjerka kraftverk, hvor terrenget over selve målelokalitetene er relativt flattliggende, ble minste hovedspenning målt til å samsvare brukbart med estimerte, gravitative vertikalspenninger (se tabell 7.5) (Ruistuen, 1994).

Tabell 7.5: Målte verdier for minste hovedspenning ( $\sigma_3$ ) ved Skjerka kraftverk. Teoretisk vertikalspenning ( $\sigma_v = \gamma \cdot z$ ) er beregnet med  $\gamma = 27 \frac{kN}{m^3}$ . Måledata hentet fra Ruistuen (1994).

Dyp [m]	$\sigma_3$ , målt [MPa]	$\sigma_v$ , teoretisk [MPa]
145	4,0	3,9
160	4,4	4,3
165	4,7	4,5
170	4,9	4,6

## 7.4 Borbarhetsmålinger

Som det ble nevnt i seksjon 6.5, vil både bor- og sprengbarheten til bergmassen være sentral for inndriften ved konvensjonell driving. Ved fullprofilboring er det borbarheten, i form av borsynk og kutterlevetidsindeks, som er viktig for inndriften. I forbindelse med prosjekteringen av den nye overføringstunnelen mellom Langevatn og Nåvatn, ble det i 1998 foretatt borbarhetsanalyser av prøvemateriale fra syv ulike lokaliteter (se figur 7.2). Alle prøvene ble foretatt på granittisk bergmateriale, med fem prøver bestående av hornblendegranitt og to av alkalifeltspatgranitt (se tabell 7.6).

For seks av syv prøver ble det målt middels borsynk, mens én prøve hadde meget høy borsynk. Sistnevnte prøve hadde lav borslitasje, mens fem prøver ble målt til middels og én til høy borslitasje. Kutterlevetidsindeksen varierte fra ekstremt lav til middels (Birgisson, 1998b). Birgisson (1998b) anslo av dette forholdene til å være middels gode for boring ved konvensjonell driving og ugunstige for TBM-driving. Det må understrekes at de presenterte målingene er foretatt på et fåtall bergarter innenfor et begrenset område, slik at de i beste fall gir indikasjoner på hvilke forhold som kan forventes ved de to aktuelle prosjektene.

**Tabell 7.6: Resultater fra borbarhetsanalyser på prøver fra lokalitetene presentert i figur 7.2. Prøve 6 og 7 er hentet fra ulike dyp i samme borehull. Data hentet fra Birgisson (1998b) og Birgisson (1998a).**

Prøve	Bergart	Kvarts [%]	Borsynk [DRI]	Borslitasje [BWI]	Kutterlevetid [CLI]
1	Hornblendegranitt	Ikke analysert	Meget høy	Lav	Middels
2	Hornblendegranitt	Ikke analysert	Middels	Middels	Middels
3	Hornblendegranitt	Ikke analysert	Middels	Middels	Lav
4	Hornblendegranitt	9	Middels	Middels	Meget lav
5	Hornblendegranitt	32	Middels	Middels	Meget lav
6	Alkalifeltspatgranitt	29	Middels	Middels	Ekstremt lav
7	Alkalifeltspatgranitt	42	Middels	Høy	Ekstremt lav

## 7.5 Erfaringer fra Skjerka-utbyggingen

Skjerka kraftverk ble rustet opp og flyttet inn i berget på 1990-tallet og er den foreløpig siste, større kraftverksutbyggingen i Mandalsvassdraget. Det nye kraftverket utnytter et fall på 357 meter mellom Øvre Skjerkevatn og Øre (NVE, 2019b).

Det har ikke blitt funnet rapporter fra drivingen, men ifølge Buen (2019) var det få sikringsmessige utfordringer under bygging. Bergmassen, bestående av en rødlig granittisk gneis, var «god» og «meget god» i henhold til Q-systemet. «God» og «meget god» bergmassekvalitet beskriver også den kompetente bergmassen ved den eldre overføringstunnelen mellom Langevatn og Nåvatn, nevnt i seksjon 7.2 (Buen, 2013).

## 8 Antakelser til grunn for videre vurderinger

Bak de ingeniørgeologiske vurderingene i kapittel 9 og utover, ligger det enkelte antakelser som gjennomgås i dette kapittelet.

### 8.1 Beliggenhet av eksisterende infrastruktur

Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE) sin nettbaserte tjeneste, NVE Atlas, har blitt brukt til planleggingen av nye tunneltraséer. Denne tjenesten har blitt benyttet for å finne beliggenheten av eksisterende infrastruktur tilknyttet vannkraft i området, slik at de nye prosjektene ikke skal komme i konflikt med disse. Eksempelvis befinner det seg i dag inntak og utløp ved henholdsvis planlagt inntak og utløp for pumpekraftverket mellom Øre og Bjelland (se kapittel 9). Det er uklart hvorvidt NVE Atlas oppgir eksakt lokalisering av disse tunnelsystemene.

### 8.2 Berggrunnstolkning

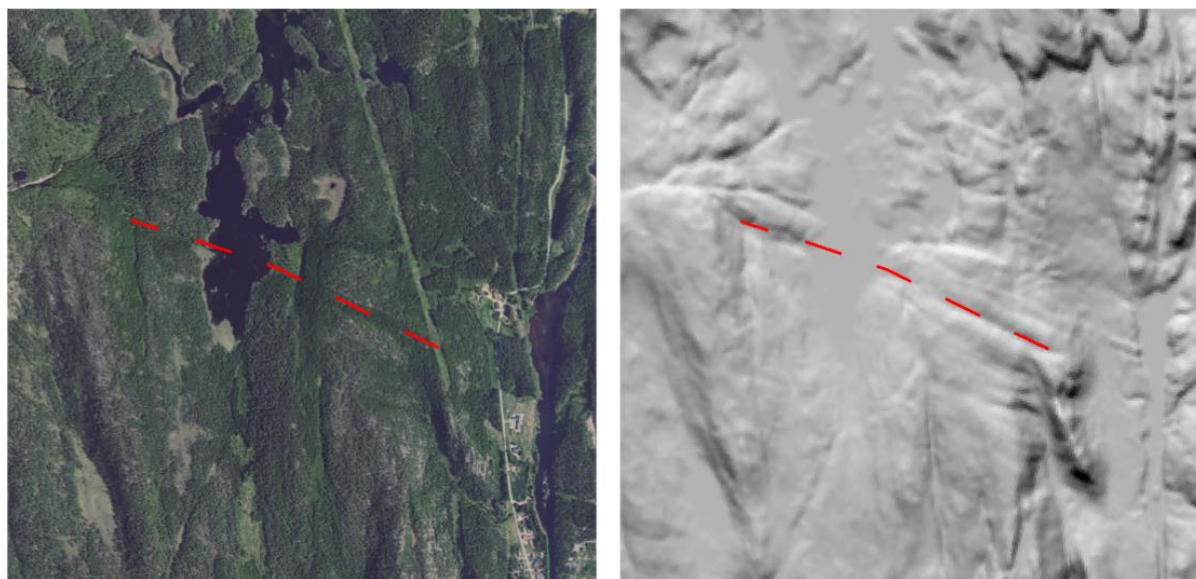
Ettersom det ikke har blitt foretatt feltbefaring, er tolkningen av berggrunnen utelukkende basert på NGU sitt N250 berggrunnskart av Falkum (1982). I berggrunnskartet over regionen er bergarter av noe ulik mineralsammensetning ofte gruppert, og informasjonen om berggrunnen ved de to aktuelle prosjektene har dermed et generelt preg. Ifølge kartets tegnforklaring, kan eksempelvis båndgneisen i regionen bestå av både amfibolitt, kvartsitt og biotittgneis, bergarter som har ulike egenskaper.

For å ekstrapolere berggrunnsforholdene ned på tunnel- og kraftstasjonsnivå, benyttes berggrunnskartets strøk- og fallmålinger av foliasjonen. Forholdene på overflaten antas å gjelde også nedover mot dypet.

### 8.3 Kartlegging av svakhetssoner

Som nevnt i avsnitt 3.2, viser svakhetssoner ofte igjen som lineamenter i terrenget. Til dette arbeidet har det blitt benyttet både flyfoto, topografiske kart og terrengmodeller, gjennom GIS-programvaren ArcMap. I store deler av prosjektområdet gjør tett vegetasjon at lineamenter ikke nødvendigvis viser igjen på flyfoto, mens disse kan være tydeligere i et såkalt lidarbilde (se figur 8.1).





**Figur 8.1:** Sammenligning av flyfoto i vegetert område og terrengmodell i form av lidarbilde, for å illustrere at ikke alle lineamenter er like framtrede på flyfoto. Eksempel fra Monan, like vest for utløpet til Bjelland kraftverk. Tegnet med flyfoto (venstre) og DTM 10 terrengmodell (høyre) fra Statens kartverk.

I vurderingene av svakhetssonenes mektighet, har utstrekning både på langs og på tvers i overflaten blitt tatt i betraktning. Dalfører antas generelt å representere større svakhetssoner, spesielt når disse sammenfaller med retningene til de regionale bruddmønstrene skissert i figur 7.4. Mektigheten til sonene er ikke kvantitativt estimert. Det har blitt antatt at alle soner går ned til tunnelnivå, selv om dette ikke nødvendigvis trenger å være tilfelle for alle svakhetssoner.

Hver svakhetssones strøk måles ved først å finne to punkt der sonens utgående skjærer samme høydekote, eksempelvis ved å bruke ett punkt på hver side av vannet i figur 8.1. Orienteringen til linjen gjennom disse to punktene utgjør strøketretningen. I kupert terreng vil en ikke-vertikal svakhetssoner vise igjen som en krum linje, og fallretningen kan da tolkes og fallvinkelen beregnes. I denne oppgaven antas alle svakhetssoner å stå vertikalt, av mangel på ytterligere kartleggingsdata. Den nevnte krumningen er ofte mindre framtrede i flatt terreng, spesielt når sonene gjerne er relativt steiltstående i utgangspunktet. Eksempelvis viser både Rohde og Vik (1994) og Birgisson (1998b) til gjennomgående steile og vertikale svakhetssoner fra kartlegging ved henholdsvis Skjerka kraftverk og Langevatn-Nåvatn-overføringen. Kartlegging av den eldre overføringstunnelen mellom Langevatn og Nåvatn viste også i stor grad steile soner, ifølge Buen (2013).



## 8.4 Beregning av sikkerhetsfaktor mot hydraulisk jekking

Den norske tommelfingerregelen (se seksjon 6.4.2) benyttes i vurderingen av sikkerhetsfaktoren mot hydraulisk jekking. Spenningsmålingene fra regionen ligger i så stor avstand fra de to aktuelle prosjektene (se figur 7.5), at tommelfingerregelen anses som den beste tilnærmingen for å kunne si noe kvantitativt om spenningsforholdene på nåværende tidspunkt.

Mens tommelfingerregelen antar at vertikalspenningen utgjør minste hovedspenning ved flattliggende terreng og  $\beta$  lik null, viser spenningsmålinger at dette ikke nødvendigvis er tilfelle. Rancourt (2010) anbefaler en sikkerhetsfaktor mellom 1,1 og 1,9 ved bruk av tommelfingerregelen, avhengig av ulike forhold. Usikkerheten på nåværende tidspunkt vedrørende spenningsforholdene gjør at en sikkerhetsfaktor på 1,9 settes som foreløpig krav for de to prosjektene. Eventuelle strekninger av vannveiene med sikkerhetsfaktor lavere enn 1,9 vil med andre ord foreløpig kreve stålføring.

I beregningene av sikkerhetsfaktoren deles lengdeprofilet for hvert prosjekt inn i segmenter, der hvert segment består av terreng med omtrentlig samme helning. Det beregnes en gjennomsnittlig helning  $\beta$  for hvert segment. Denne vinkelen benyttes for å beregne nødvendig overdekning for de deler av vannveiene som faller innenfor aktuelt segment. Tyngdetetthet  $\gamma_r$  på  $27 \frac{kN}{m^3}$  er satt basert på prøveanalyser presentert i Birgisson (1998b), i forbindelse med prosjekteringen av den nevnte overføringstunnelen mellom Langevatn og Nåvatn.

Ifølge Broch (1982) tas det ikke hensyn til falltap i vannveien ved bruk av tommelfingerregelen. Falltaptet neglisjeres derfor ved beregning av sikkerhetsfaktoren for flomkraftverket. Ved pumping må det imidlertid tilføres et overtrykk for å kompensere for falltaptet i vannveien, og dette blir tatt hensyn til i beregningen av sikkerhetsfaktoren for pumpekraftverkets vannveier. Det benyttes falltapsverdier fra Guttormsen (2013), der 1 m falltap per km angis som et rimelig overslag ved strømningshastigheter på ca  $2 \frac{m}{s}$ .



## 9 Beskrivelse av prosjektet Øre-Bjelland

Pumpekraftverket mellom Øre og Bjelland beskrives i dette og neste kapittel. I dette kapitlet beskrives designforslaget som har blitt utarbeidet, i tillegg til at generelle forhold ved prosjektet blir gjennomgått. Kapittel 10 er et tolknings- og diskusjonskapittel, der det blir foretatt ingeniørgeologiske vurderinger av prosjektet.

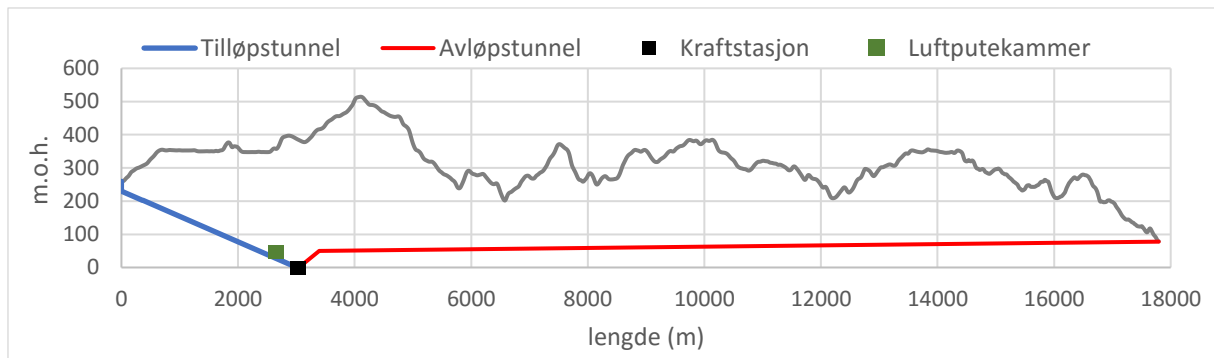
### 9.1 Kort om prosjektet

Kraftverket vil ha inntak i Ørevatn (kote 260) og utløp ved Monan (kote 78), like nord for tettstedet Bjelland (se figur 9.2). Vannveien har en total lengde på i underkant av 18 km. Turbinenes slukeevne er foreløpig satt til  $130 \frac{m^3}{s}$  ved produksjon og  $100 \frac{m^3}{s}$  ved pumping. Foreløpig er inntaket plassert like nord for dagens inntak til Håverstad kraftverk. En 30 m lang loddsjakt skal gi den planlagte tilløpstunnelen tilstrekkelig avstand ved kryssingen under eksisterende vannvei. Siste del av avløpstunnelen og utløpet, befinner seg like ved dagens avløpstunnel og utløp fra Bjelland kraftverk. Den planlagte traséen er lagt på vestsiden av eksisterende avløpstunnel. Den inntegnede utløpsplasseringen er kun foreløpig, og det kan bli justeringer om hensyn til eksisterende tunnel krever det.

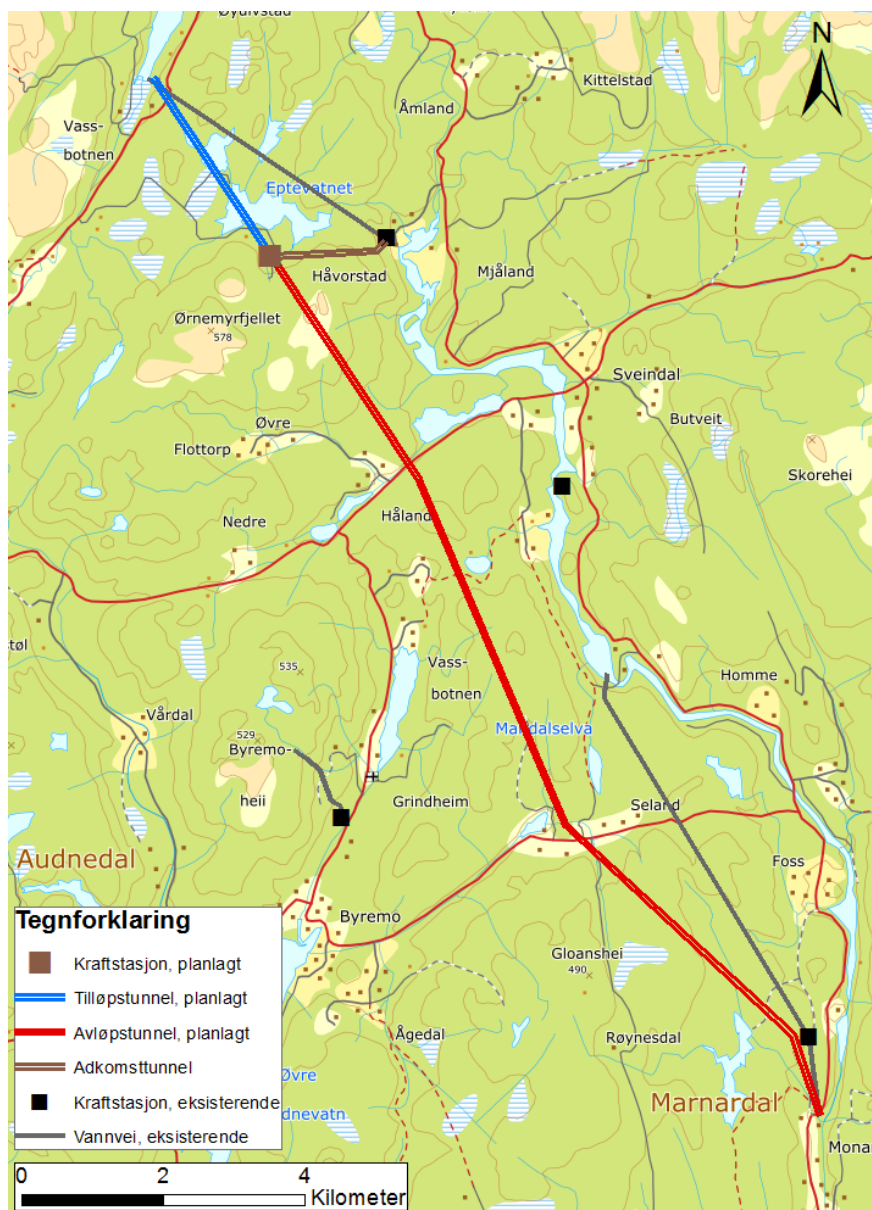
Begrensede muligheter for etablering av et nedre magasin i selve vassdraget, gjør at store deler av avløpstunnelen vil fungere som pumpemagasin. Med krav om fire timer pumping under en slukeevne på  $100 \frac{m^3}{s}$ , behøves en magasininstørrelse på  $1\,440\,000 m^3$ . Om 14,2 km av avløpstunnelen brukes som magasin, kreves da et tverrsnitt på ca.  $100 m^2$ . Vekselsvis produksjon og pumping gjør at vannstanden i avløpstunnelen vil fluktuere.

Foreløpig kan prosjektet punktvis oppsummeres som følger:

- 30 m loddsjakt ved inntak, med tverrsnitt  $26 m^2$  og diameter 5,8 m
- 3 km tilløpstunnel med tverrsnitt  $65 m^2$ . Helning ca. 8%
- Kraftstasjonshall i kote 0
- 14,8 km lang avløpstunnel, med tverrsnitt  $100 m^2$
- Svingearrangement i form av luftputekammer oppstrøms og åpent svingekammer nedstrøms turbinen. Luftputekammerets bergvolum er ca.  $41\,000 m^3$
- 1,6 km adkomsttunnel, med påhugg like sør for dagens adkomst til Håverstad kraftverk



**Figur 9.1: Topografisk lengdesnitt, med inntegnet vannvei og kraftstasjon. Nedre svingekammer er ikke inntegnet. Topografiske data hentet fra hoydedata.no (Kartverket).**

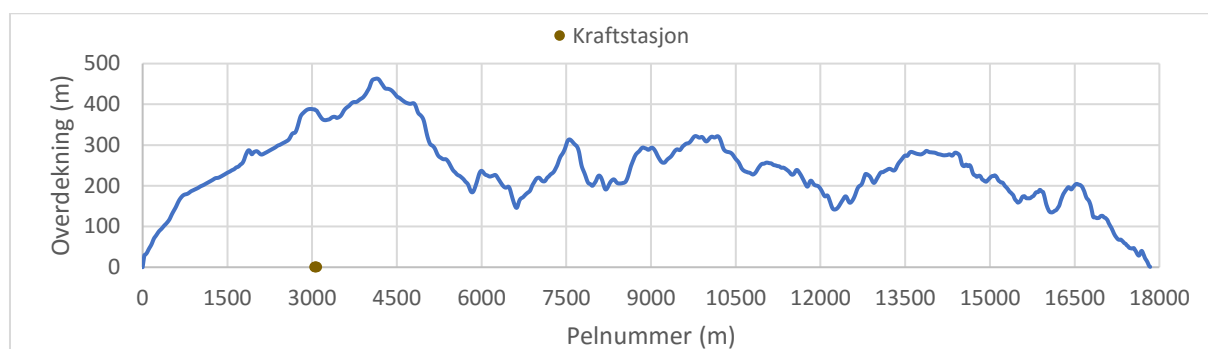


**Figur 9.2: Foreløpig skisse av planlagte tunnelsystemer. Inntaket er plassert i sørøstre ende av Ørevatn, mens utløpet befinner seg ved Monan. Svingearrangement er ikke inntegnet.**

## 9.2 Topografiske forhold

Terrenget langs tunneltraséen varierer i høyde mellom 80 og 510 m.o.h (se figur 9.1). Traséen krysses av tre markerte NØ-SV-gående dalstrøk, ved pelnummer 5800, 6600 og 12200. Høydedragene mellom disse dalstrøkene befinner seg stort sett mellom 250 og 400 m.o.h.

Utenom terrenget nær inntaks- og utløpsområdet, henholdsvis ved pelnummer lavere enn 500 meter og høyere enn 17400, er overdekningen langs vannveien på mellom 130 og 470 meter (se figur 9.3). Lavest overdekning opptrer ved de tre de nevnte dalsøkkene, i tillegg til en forsenkning like før terrenget skråner ned mot utløpsområdet ved Monan. Deler av tilløpstunnelen passerer under et vann (Eptevatnet), slik at reell overdekning mellom pelnummer 2000 og 2500 kan være noe mindre.

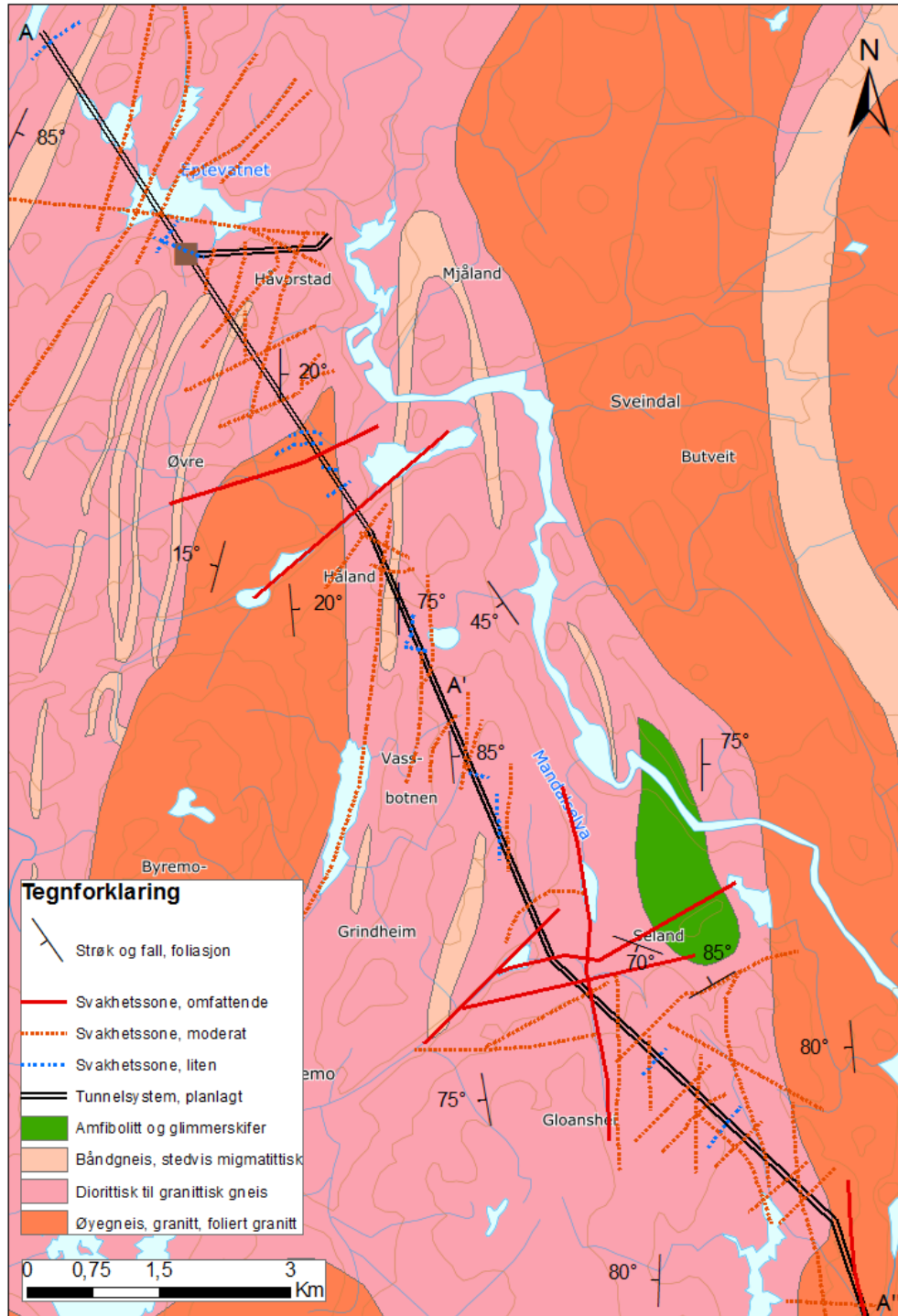


**Figur 9.3: Overdekningen langs tunnelsystemet. Pelnummeret måles i meter langs vannveien, slik at første 30 m representerer sjakten. Topografiske data hentet fra hoydedata.no (Kartverket).**

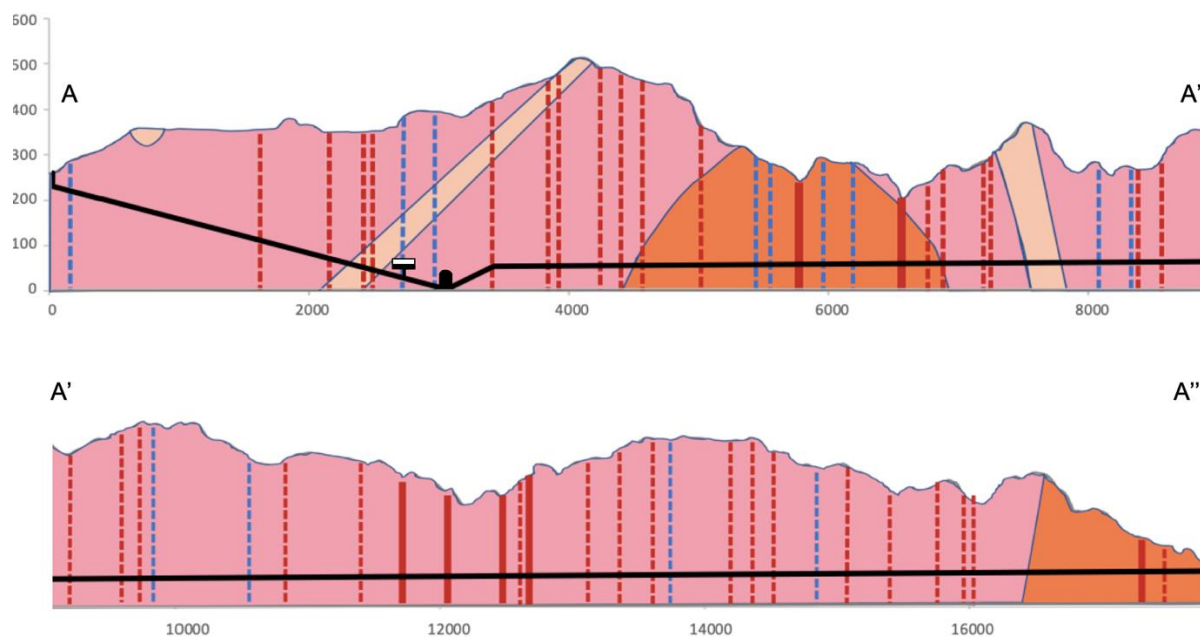
## 9.3 Berggrunn

Som store deler av Vest-Agder ellers, ligger størsteparten av prosjektet i berggrunn av granittisk sammensetning (se figur 9.4 og figur 9.5). Tilløpstunnelen og den første kilometeren av avløpstunnelen forventes å befinne seg i granittisk gneis. Dette forventes også å gjelde adkomsttunnel, kraftstasjon og luftputekammer. Enkelte tynne lag av båndgneis kan forekomme i den granittiske gneisen. Videre går avløpstunnelen inn i et område som ifølge berggrunnskartet kan bestå av foliert granitt eller øyegneis. Strekket bestående av granitt/øyegneis er tolket til å være omkring 2,5 km langt, før vannveien forventes å fortsette inn i tilsvarende gneis som tidligere. Også her kan det forekomme enkelte lag med båndgneis. Gneisen er tolket til å ha utbredelse fram til omkring pelnummer 16400, hvor granitten/øyegneisen igjen forventes å påtreffes (Falkum, 1982).

Foliasjonen, som er parallelle platestrukturer i metamorfe bergarter, har gjennomgående N-S-orientert strøk i området. Foldestrukturer medfører at fallvinkel og fallretning til foliasjonen varierer, med både østlig og vestlig fall (Falkum, 1982).



Figur 9.4: Ingeniørgeologisk kart for Øre-Bjelland. Foliasjonsdata hentet fra Falkum (1982), mens kartdata er hentet fra NGU (2019). Kartlegging av svakhetssoner er beskrevet i seksjon 9.5.



Figur 9.5 Tolket ingeniørgeologisk snitt, basert på figur 9.4. Tegnforklaring som i figur 9.4. Vertikal overdrivelse gjør at vinkelforhold ikke er riktige. Stasjonshall og luftputekammer er kun illustrasjoner og ikke angitt i riktige mål.

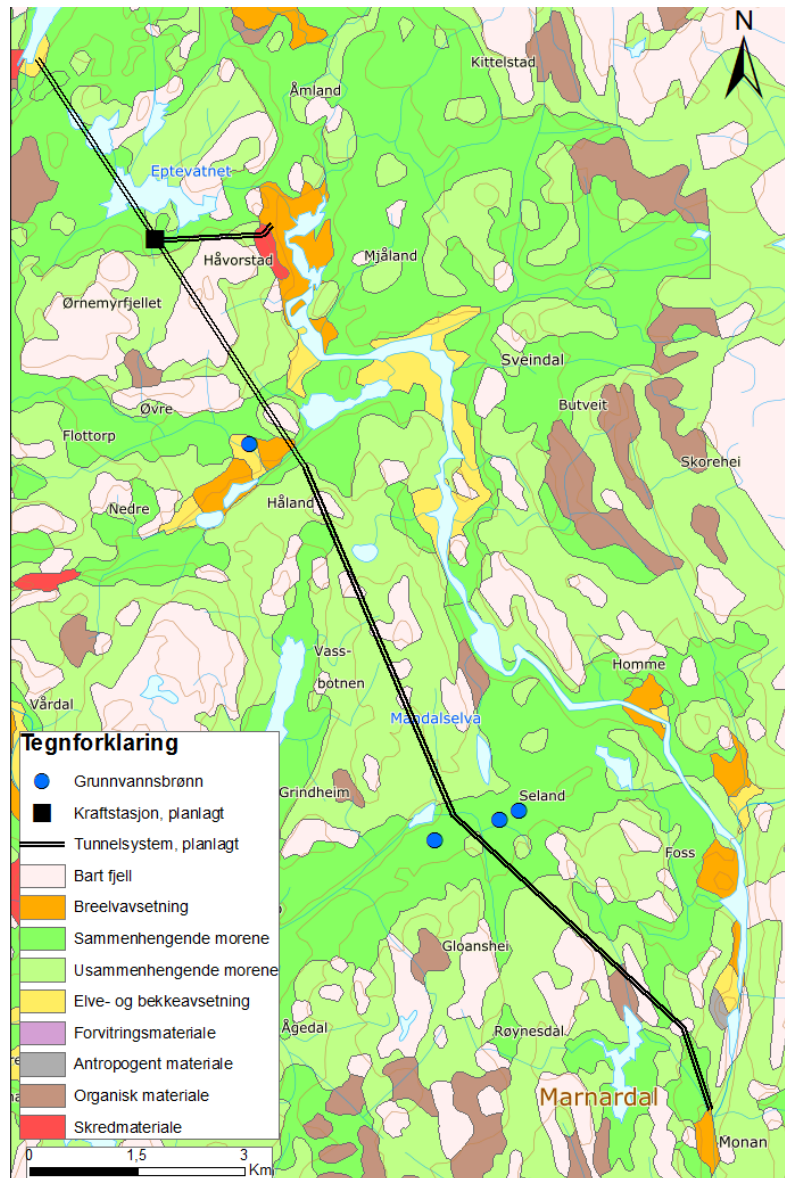
Nedre svingekammer er ikke inntegnet.

## 9.4 Kvartærgeologi

Løsmassene over tunneltraséen består i stor grad av morenemateriale, både i sammenhengende og mer usammenhengende avsetninger (se figur 9.6). Tykkelsen på de sammenhengende morenedekkene varierer mellom 0,5 og 10 meter. Sammenhengende morenedekke finnes i terrengdepresjoner og lavereliggende områder, i hovedsak nær inntaket ved Ørevatn og i de tre NØ-SV-orienterte dalstrøkene. I Selandsdalen, ett av disse dalstrøkene, finnes for øvrig også en breelvforekomst. I de høyereliggende områdene er morenedekket mer usammenhengende, vanligvis med en mektighet på under 0,5 meter. De høyeste fjellknausene langs vannveiens trasé består av bart fjell (NGU, 2019c).

Ifølge den nasjonale grunnvannsdatabasen, Granada, befinner det seg fire grunnvannsbrønner i fjell i nærheten av tunneltraséen. Som illustrert i figur 9.6, er disse plassert i områder kartlagt til å ha et sammenhengende morenedekke. Dyp til fjell varierer mellom 1 og 4 m ved disse brønnene (NGU, 2019a). Dette er med på å indikere at løsmassemekthetene i prosjektområdet er noe begrensede. For øvrig er brønnene 60-100 m dype, og dermed ikke dyptgående nok til at de vil nå tunnelnivå.



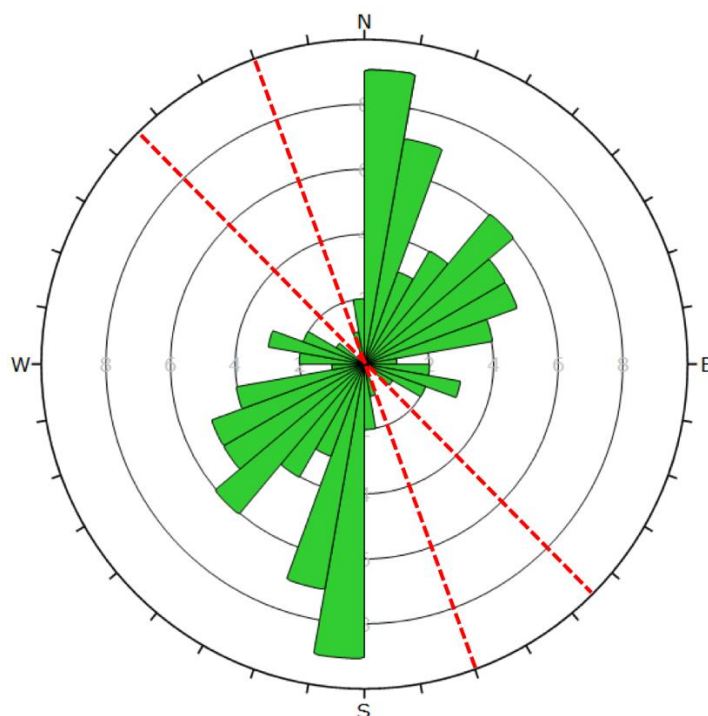


Figur 9.6: Kvartærgeologisk kart for området mellom Øre og Bjelland. De blå punktene indikerer brønnlokalisiteter, hvor dyp til fjell er kjent. Kartdata hentet fra NGU (2019).

## 9.5 Kartlagte lineamenter

Det har blitt kartlagt totalt 55 lineamenter som forventes å krysse tunnelsystemene (se figur 9.7). Svakhetssonenes dominerende orientering er NNØ-SSV og ØNØ-VSV, i tillegg til enkelte svakhetssoner med orientering ØSØ-VNV. I tabell 9.1 er svakhetssonene fordelt på forventet mektighet. De minste sonene kan følges over korte avstander på overflaten, mens de største utgjør markerte dalstrøk over lengre strekninger. Det forventes syv omfattende svakhetssoner.





Figur 9.7: Sprekkerose over kartlagte svakhetssoner langs vannveiens trasé. Hver sirkelsektor utgjør 10°, mens søylene angir antallet svakhetssoner innenfor hver sektor. Innerste sirkel tilsvarer to lineamenter, mens den ytterste tilsvarer ti. Tunnelaksens orientering varierer innenfor de røde linjene. Utarbeidet i programvaren Dips.

Tabell 9.1: Fordelingen av svakhetssonene basert på forventet størrelse.

Forventet størrelse	Antall
Omfattende	7 (13%)
Moderat	35 (64%)
Liten	13 (23%)

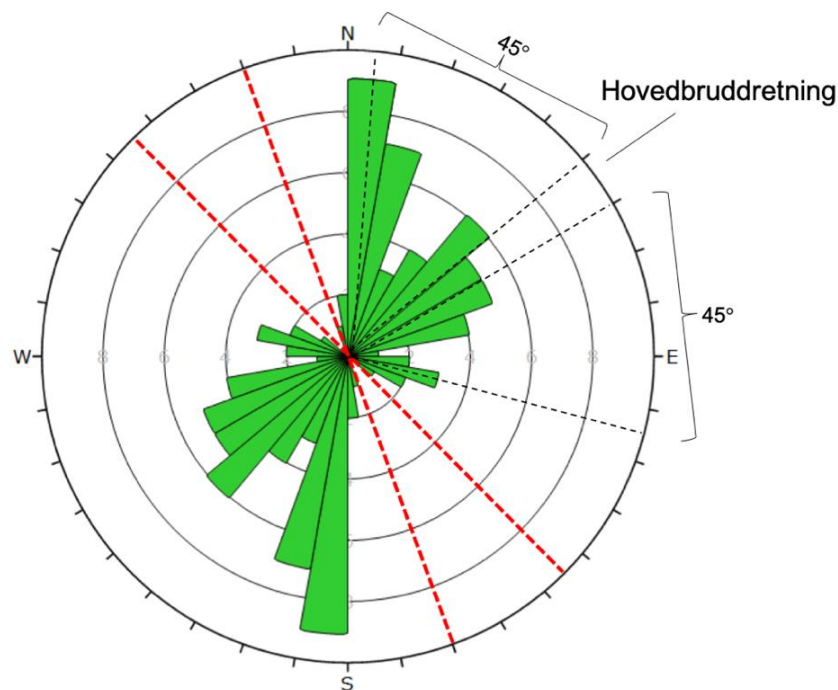


## 10 Ingeniørgeologiske vurderinger av Øre-Bjelland

### 10.1 Forventede stabilitetsforhold i svakhetssoner

Som angitt på sprekkerosen i figur 10.1, varierer tunnelaksens orientering i hovedsak mellom N135°Ø og N160°Ø. Tunnelaksen krysser flesteparten av svakhetssonene med et visst vinkelutslag, noe som gjør at man unngår driving gjennom svakhetssoner i lange, sammenhengende strekk. Spesielt vurderes det som positivt at vinkelutslaget i forhold til de markerte NØ-SV-gående sonene er relativt stort. Disse krysses tilnærmet med en vinkel på 90°. Fem av de syv antatt store svakhetssonene er orientert i denne retningen.

Som tidligere nevnt, fant Selmer-Olsen (1981) at store lekkasjepoblemer gjerne oppstod i tilknytning til større forkastningssoner. Ofte ble vannførende soner funnet å ha en vinkel på omkring 45° i forhold til større forkastningers strøk, som primært er orientert NØ-SV i prosjektområdet. I sprekkerosen i figur 10.1 er det illustrert at de to øvrige settene med svakhetssoner, med strøk NNØ-SSØ og ØSØ-VNV, begge er orientert med en vinkel på omkring 45° i forhold til de NØ-SV-orienterte svakhetssonene. At disse to settene med svakhetssoner kan gi lekkasjepoblemer, er derfor ikke usannsynlig.



Figur 10.1: Tilsvarende som figur 9.7, men med illustrasjon av at de to settene med svakhetssoner i retning ØSØ-VNV og NNØ-SSV danner en vinkel på omkring 45° i forhold til regionens hovedbruddretning.

Som det ble nevnt i seksjon 7.2.2, er svelleleire utbredt i regionen. Dette forventes også å forekomme i svakhetssonene ved dette prosjektet. Vannveien befinner seg i feltspatrik berggrunn, og omvandling til svelleleire er sannsynlig. I tillegg til svelleleire og de nevnte potensielle lekkasjesonene, vil det generelt også kunne inntreffe større innrasninger av oppknust materiale fra svakhetssonene.

Buen (1993) påpeker at regionens N-S-gående isbevegelse har ført til at svakhetssoner i denne retningen er mer eksponert. I tillegg til at soner orientert på tvers av denne retningen gjerne er mindre markert, gjør dette at den kartlagte fordelingen av svakhetssoner ikke nødvendigvis er helt representativ. Dette gjelder både i antall soner og forventet størrelse. Hyppigheten av svakhetssoner er for øvrig noe større enn for kartleggingen beskrevet i seksjon 7.2, hvor det forekom 24 svakhetssoner på en 10 km lang strekning. Dette ga ca. 2,5 svakhetssoner pr. 1000 m, mens det for Øre-Bjelland har blitt kartlagt ca. 3 svakhetssoner pr. 1000 m. Dette kan skyldes at ikke alle overflatekartlagte svakhetssoner går ned til tunnelnivå.

## **10.2 Forventede stabilitetsforhold i kompetent berg**

Bergmassekvaliteten for Øre-Bjelland kan trolig grovt sett deles i to fordelinger, enten svakhetssoner med dårlig bergmassekvalitet eller kompetent berg av middels til god kvalitet. De største stabilitetsproblemene forventes å opptre i forbindelse med svakhetssonene, men også forholdene i den kompetente bergmassen må vurderes.

### **10.2.1 Avskalling**

Avskallingsaktivitet kjennetegnes gjerne ved bergrom med betydelig bergoverdekning. Størst overdekning opptrer ved pelnummer 4250, med omkring 470 meter bergoverdekning. I tillegg til høye bergspenninger, kjennetegnes typiske avskallingsforhold også av anisotrope bergspenninger. Bergspenningsmålingene fra Holen kraftverk illustrerer at både høye spenninger og betydelig spenningsanisotropi kan forekomme i regionen (se tabell 7.4). Største horisontalspenning er eksempelvis fire ganger så høy som minste horisontalspenning ved en måling fra Holen. Generelt antas imidlertid avskallingsaktiviteten å være av begrenset omfang ved Øre-Bjelland, ettersom bergoverdekningen langs størsteparten av tunnelsystemet ikke anses som stor nok til å gi veldig høye spenninger.

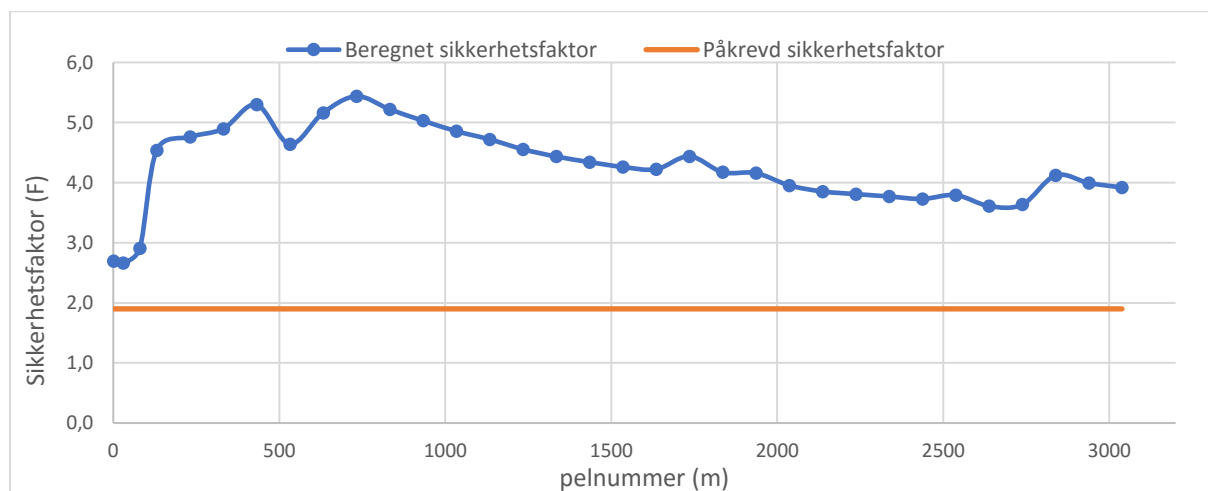
### 10.2.2 Utfall

Vurderingen av stabilitetssituasjonen med tanke på utfall må baseres på sprekkekartlegging. Kartlegging både ved Skjerka kraftverk (Rohde og Vik, 1994) og prosjektering av Langevatn-Nåvatn (Birgisson, 1998b) viser til tre sprekkesett, ofte med sporadiske sprekker i tillegg. I utgangspunktet betyr dette betydelig fare for at avløste kiler kan finnes i tunnelkonturen. Bergspenninger vil som nevnt kunne ha en stabiliserende effekt på avløste kiler, og lav innspenning av avløste kiler kan derfor i større grad forventes ved lav overdekning.

Vekslende produksjon og pumping vil føre til vannstandsfluktuering i avløpstunnelen, noe som vil kunne ha en negativ effekt på stabiliteten i tunnelkonturen. Kartleggingsarbeid utført av Thidemann og Bruland (1991) antydnet at nedfall ofte skjedde i forbindelse med nedtapping av vannkrafttunnelene, med redusert oppdrift på løse kiler som mulig årsaksforklaring. Store variasjoner i vannstand vil trolig være ugunstig med tanke på utfall.

### 10.3 Sikkerhetsfaktor mot hydraulisk jekking

Den estimerte sikkerhetsfaktoren mot hydraulisk jekking for sjakt og tilløpstunnel er plottet i figur 10.2. Sikkerhetsfaktoren er større enn det forhåndsbestemte kravet på 1,9 i samtlige undersøkte punkter. Med andre ord indikerer tommelfingerregelen at vannveien er trygt plassert med tanke på å unngå hydraulisk jekking av bergsprekker. Sikkerhetsfaktoren for pelnummer 2000-2500 kan være noe lavere enn indikert, som følge av at tunnelen passerer under et vann (se seksjon 9.2). For avløpstunnelen varierer sikkerhetsfaktoren mellom 11 og 121.



**Figur 10.2: Sikkerhetsfaktor i sjakt og tilløpstunnel plottet mot pelnummer. Første 30 meter tilsvarer sjakten, mens resterende punkter ligger langs den 3000 m lange tilløpstunnelen. Punktene indikerer hvor sikkerhetsfaktoren har blitt beregnet. De to første punktene er beregnet i sjakten, i kote 1 og kote 30.**

Nødvendig bergoverdekning for luftputekammeret er presentert i tabell 10.1. Vannspeilet i et luftputekammer plasseres vanligvis minst 20 m over tunnelnivå. Inkludert det atmosfæriske lufttrykket, blir da trykkehøyden 10 m lavere enn det statiske vanntrykket ved inngangen til kammeret (Vereide, 2019b). Med luftputekammerets inngang plassert i kote 25, gir dette en trykkehøyde på 225 m i kammeret. En sikkerhetsfaktor på 1,9 vil da kreve en minimum bergoverdekning på 160 m for å unngå hydraulisk jekking. Luftputekammerets høyde er foreløpig uviss. Kravene til overdekning vil uansett trolig være tilfredsstillt, da overdekningen ved tilløpstunnelen i kote 25 er på omkring 330 m.

**Tabell 10.1: Beregning av nødvendig overdekning ( $L_{n\odot v}$ ) for luftputekammeret ved hjelp av ligning 6.2, multiplisert med sikkerhetsfaktor på 1,9.**

Helning $\beta$ [°]	$H_{\text{luft}}$ [m. vannsøyle]	$L_{n\odot v}$ [m]
2	225	160

Som drøftet i seksjon 5.1.2, bør det benyttes bergspenningsmålinger for å verifisere at minste hovedspenning er tilstrekkelig høy til å unngå hydraulisk jekking.

## 10.4 Aktuelle drivemetoder

Videre vil det bli vurdert hvordan forholdene for konvensjonell driving og fullprofilboring kan forventes å være. Enkelte deler av prosjektet må uansett drives konvensjonelt. Dette omfatter blant annet forskjæring, påhugg, stasjonshall og luftputekammer. Da tilløpstunnelens tverrsnitt etter planen skal være ulikt i forhold til avløpstunnelen, antas det at konvensjonell driving vil være mest aktuelt for tilløpstunnelen. Tunnellengden på 3 km vil trolig ikke kunne forsvare investering av egen TBM for driving av tilløpstunnelen. Alternativt kunne tilløpstunnelen blitt drevet med samme tverrsnitt som avløpstunnelen, men det er uklart hvorvidt dette vil lønne seg. Vurderinger av TBM-driving gjelder derfor primært den 14,8 km lange avløpstunnelen.

### 10.4.1 Forventet bor- og sprengbarhet

Bergmassens borparametere vil trolig være sammenlignbare med det som er presentert i tabell 7.6, altså stort sett middels borsynk og middels borslitasje. Dette samsvarer med erfaringsdata vist i tabell 10.3. Prøveanalyser ved et pukkerk på Grindheim indikerer et høyt innhold av kvarts (se tabell 10.2). Pukkerket ligger 1,5 km i luftlinje vest for planlagt tunneltrasé, i

berggrunn bestående av granittisk gneis. Kvartsinnholdet samsvarer med flertallet av prøvestykkene i borbarhetsanalysen presentert i 7.4. Disse analysene antyder ugunstige forhold for TBM-driving, ettersom den estimerte kutterlevetiden ofte er lav.

**Tabell 10.2: Oversikt over mineralinnhold i granittprøver ved pukkverket på Grindheim. Data hentet fra NGU (2019b).**

Mineraltype	Innhold [%]
Kalifeltspat	38
Kvarts	30
Plagioklas	30
Kloritt	1
Sulfid	1

Sprengbarheten vil påvirkes av bergmassens metamorfosegrad. De granittiske gneisene og granitten/øyegneisen vil trolig ha middels sprengbarhet (se tabell 10.3). Også båndgneisen vil trolig ha sprengbarhet rundt middels, men eventuell biotittgneis vil kunne gi dårlig sprengbarhet. Det er noe ugunstig for sprengbarheten at foliasjonsplanene i de metamorfe bergartene er orientert mer eller mindre parallelt med driveretningen.

**Tabell 10.3: De ulike bergartenes forventede drivlengde, basert på figur 9.5, i tillegg til forventede driveparametere. Borsynk-, borslitasje- og kutterlevetidsindeks er basert på Bruland (1998), mens sprengbarhetsindeks er basert på data fra NTNU Institutt for bygg, anlegg og transport (2008).**

Bergart	Lengde [m]	Borsynk	Borslitasje	Kutterlevetid	Sprengbarhet
Granittisk gneis	13 400	Middels-høy	Middels	Meget lav-middels	Middels
Båndgneis	600	Lav-middels	Lav-høy	Lav-høy	Dårlig-middels
Øyegneis/foliert granitt	3800	Lav-middels	Middels-høy	Meget lav-lav	Middels

### 10.4.2 Driving av avløpstunnel

Konvensjonell driving vil kunne gi fleksibilitet i håndteringen av svakhetssonene. Sikringstiltak kan i stor grad tilpasses forholdene som påtreffes, som altså kan innebære både omfattende lekkasjer, svelleleire og fragmentert berg. Dette er et usikkerhetsmoment ved eventuell TBM-driving. De forskjellige svakhetssonene vil stille ulike krav til sikringsmetodikk, og det er uklart hvorvidt en TBM evner å imøtekomme kravene til fleksibilitet.

Stor sannsynlighet for et betydelig kvartsinnhold gjør at kutterlevetidsindeksen forventes å være lav. Imidlertid kan oppsprukket bergmasse ha spesielt positiv innvirkning på inndriften ved fullprofilboring. Ved Grindheim finnes for eksempel en kraftig oppsprukket granitt (se figur 10.3). Sprekkenes orientering i forhold til driveretningen er også sentralt, og optimalt sett burde kanskje tunnelaksens vinkelutslag i forhold til foliasjonen vært noe større med tanke på TBM-driving. Vinkelutslaget ligger på 20-35° om det antas at foliasjonen er orientert N-S.



**Figur 10.3:** Oversiktsbilde fra pukkverket på Grindheim, som viser en relativt oppsprukket granitt. Hentet fra NGU (2019b).

For øvrig viser erfaringer fra både Tjodan og Ulla-Førre-anlegget at TBM-driving i granittiske grunnfjellsbergarter ikke trenger å være problematisk (Odlang, 1984; Holen, 1982).

### 10.4.3 Sjaktdriving

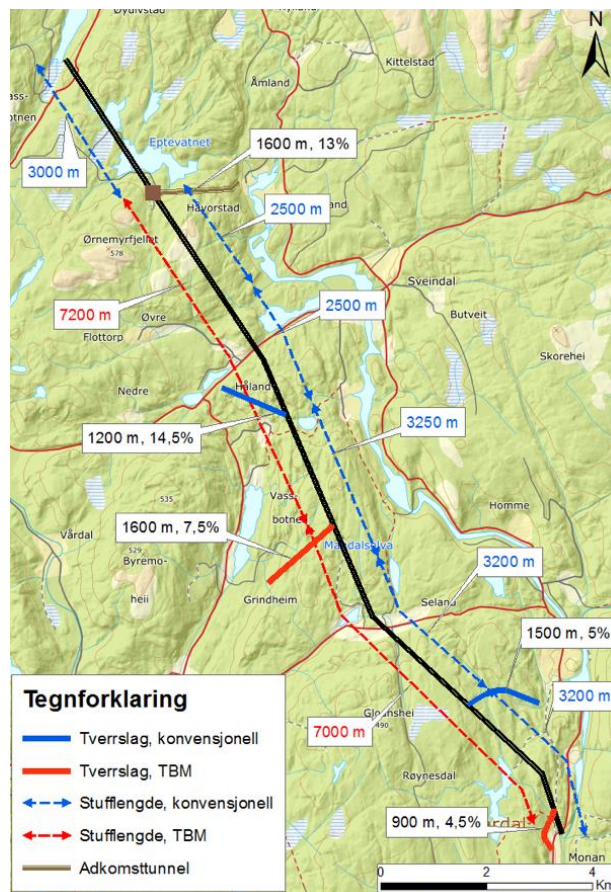
Den 30 meter lange planlagte loddsjakten har et tverrsnitt på 26 m<sup>2</sup>, noe som legger betingelser for hvilke drivemetoder som kan være aktuelle. Mens en sjaktdiameter på omkring 5 m er en



øvre grense for pilot med rømming, vil diameteren i dette tilfellet være på like i underkant av 6 m. Driving med Alimakheis er derfor sannsynligvis mest aktuelt, selv om 26 m<sup>2</sup> tverrsnitt er relativt stort også for denne drivemetoden. Nødvendigheten av sjakten må vurderes i det videre arbeidet.

## 10.5 Aktuelle tverrslagsplasseringer

Forslag til tverrslagsplasseringer er skissert i figur 10.4. Det tas utgangspunkt i at det ved fullprofilalternativet benyttes to maskiner og at disse tas ut i enden av sine respektive stuffer. Det kreves imidlertid mer areal til et riggområde for TBM-etablering, og det er en viss usikkerhet tilknyttet dette både i søndre og nordre ende av avløpstunnelen (henholdsvis ved Monan og Håverstad). Det foreslåtte tverrslaget ved pukverket på Grindheim antas å være godt egnet som riggområde. Om tverrslaget ved Monan er lite egnet, kan demontering av maskin skje inne i tunnelen for så å frakte denne ut ved Grindheim. Demontering inne i tunnel kan imidlertid være mer tidkrevende og omfattende (Jakobsen og Arntsen, 2014).



Figur 10.4: Aktuelle tverrslagsplasseringer for konvensjonell driving og TBM. For hvert tverrslag er helningsprosent og tunnelengde ned til hovedtunnel indikert.

Mens det er en viss usikkerhet tilknyttet riggområdene for TBM, er mulighetene stort sett ansett som gode for tverrslag til konvensjonell driving. Om kortere stufflengder viser seg å være mer optimalt, kan de foreslåtte tverrslagene for fullprofilboring være aktuelle i tillegg. 1,5 km sør for det planlagte inntaket, ved Sæsåsen, kan det også plasseres et tverrslag for kortere adkomst til vannveiens inntaksområde.

## 10.6 Tunnelmassenes egenskaper

Ifølge Endre og Sørmo (2015) kan sulfider opptre i tynne, sulfidrike bånd i gneisbergarter i Agderregionen, i tillegg til å kunne være oppkonsentrert i gangbergarter og i mørke bergarter. Et visst sulfidinnhold er også dokumentert i tabell 10.2. Dette er med andre ord noe man må ta høyde for.

Testresultater fra pukkverket på Grindheim indikerer at tunnelmassene kan være av brukbar fysisk kvalitet som tilslag (se tabell 10.4). I henhold til Håndbok N200, tilfredsstillers testresultatene kravene til asfaltdekke i trafikkgruppe D. Dette innebærer årsdøgntrafikk (ÅDT) på 3000-5000. For bærelag tilfredsstillers testene de strengeste styrkekravene, tilhørende trafikkgruppe F (ÅDT>15000) (Statens vegvesen, 2014).

**Tabell 10.4: Oversikt over tester på granitt ved pukkverket på Grindheim. Data hentet fra NGU (2019b). Kravene testresultatene tilfredsstillers for dekker og bærelag til vei er oppgitt, i henhold til Håndbok N200 Vegbygging (Statens vegvesen, 2014). Testmetodene er beskrevet i Håndbok R210 Laboratorieundersøkelser (Statens vegvesen, 2016).**

Testmetode	Resultat	ÅDT, dekke	ÅDT, bærelag
Flisighetsindeks	14	>15000	>15000
Los Angeles (10-14 mm)	27,5	3000-5000	>15000
Kulemølle (11,2-16 mm)	10	5000-15000	>15000
Micro-Deval (10-14 mm)	5,7	Ikke spesifisert	>15000

## 10.7 Gjennomførbarhet og vanskelighetsgrad

Det finnes eksisterende undergrunnsanlegg både ved inntak- og utløpsområdet, som i verste fall kan påvirkes av prosjektet. Det forventes imidlertid ikke veldig store konsekvenser overfor

øvrige omgivelser ved eventuell konstruksjonssvikt i løpet av prosjektets levetid. Totalt sett vurderes derfor Øre-Bjelland som et prosjekt i pålitelighetsklasse 2 (se tabell 10.5).

Prosjektet er foreløpig antatt å være av middels vanskelighetsgrad med tanke på grunnforholdene. Stabilitetsutfordringer knyttes primært til de omtalte svakhetssonene, og disse ventes å kunne ha betydelig innvirkning på prosjektets økonomi. Med tilstrekkelige undersøkelser kan imidlertid grunnforholdene fastlegges med rimelig grad av nøyaktighet, i tillegg til at erfaringer fra andre anlegg i regionen med lignende berggrunn er tilgjengelige.

**Tabell 10.5: Prosjektets geotekniske kategori. Øre-Bjelland er plassert i pålitelighetsklasse 2 og antatt å ha middels vanskelighetsgrad. Tilsvarende som tabell 6.2.**

Pålitelighetsklasse	Vanskelighetsgrad		
	Lav	Middels	Høy
CC/RC 1	1	1	2
CC/RC 2	1	2	2/3
CC/RC 3	2	2/3	3
CC/RC 4*	*	*	*

\*Vurderes særskilt

Prosjektet som helhet er dermed foreløpig plassert i geoteknisk kategori 2 (GK2). Dette kan imidlertid endres om senere undersøkelser eksempelvis skulle avdekke en annen vanskelighetsgrad knyttet til grunnforholdene. I henhold til klassifiseringsmetodikken til Palmstrøm *et al.* (2003), vil prosjektet trolig havne i undersøkelsesklasse B. Med dette anbefales i så fall et kostnadmessig omfang på forundersøkelser tilsvarende 1-2 % av sprengningskostnadene.

Foreløpig ser prosjektet ut til å være fullt gjennomførbart, men det faktum at det befinner seg i GK2 og ikke i GK1 reflekterer blant annet usikkerheten ved grunnforholdene. Videre undersøkelser vil eksempelvis avdekke hvorvidt TBM-driving er realistisk, eller om det representerer en for stor økonomisk risiko å bore seg gjennom svakhetssonene. Det er også en usikkerhet rundt eksisterende vannkraftanlegg, både i inntaks- og utløpsområdet, som bør kartlegges videre.

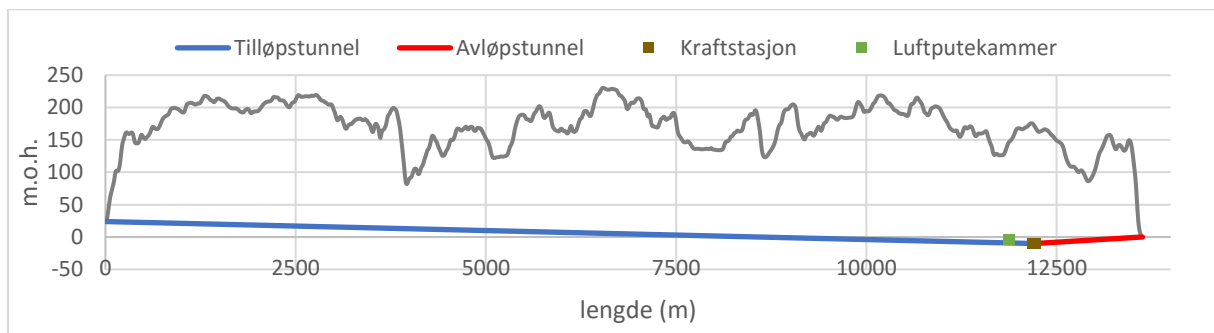


## 11 Beskrivelse av prosjektet Øyslebø-Try

Dette og det påfølgende kapittelet er bygget opp på samme måte som henholdsvis kapittel 9 og kapittel 10. I dette kapittelet beskrives designforslaget og generelle forhold ved flomkraftverket mellom Øyslebø og Try. I kapittel 12 blir det foretatt ingeniørgeologiske vurderinger av prosjektet.

### 11.1 Kort om prosjektet

Inntaket til kraftverket er plassert ved Heddeland (kote 24), som befinner seg 2,5 km i luftlinje nord for tettstedet Øyslebø (se figur 11.1 og figur 11.2). Utløpet er lokalisert på havnivå ved Tryfjorden. Total lengde på vannveiene er 13,6 km. Prosjektet omfatter et flomkraftverk, som innebærer at tunnelsystemet vil kunne benyttes til flomavledning ved behov og ellers fungere som et konvensjonelt kraftverk. I flomtilfeller stenges tilførselen inn til turbinene, samtidig som det åpnes luker inn til en «bypass-tunnel» på utsiden av stasjonshallen. Denne tunnelen forbinder tilløpstunnelen med avløpstunnelen, og vannveien kan da benyttes til å lede flomvann ut i Tryfjorden.

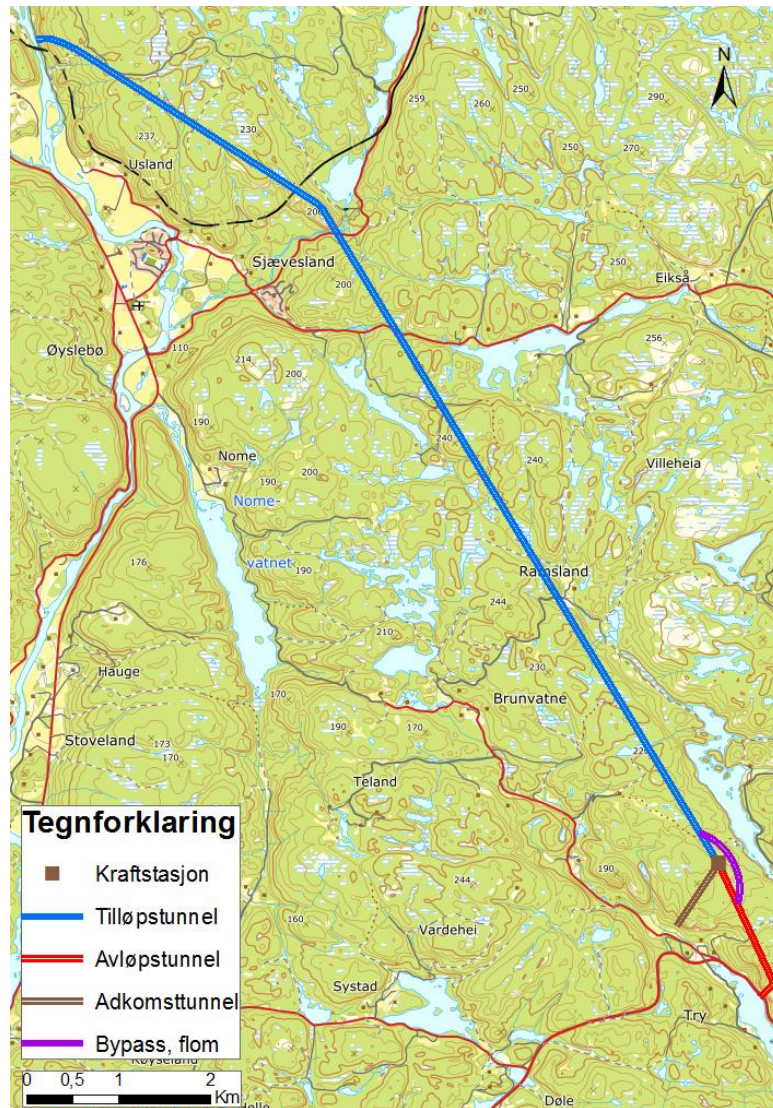


**Figur 11.1: Topografisk lengdeprofil, med beliggenhet til vannvei, kraftstasjon og luftputekammer inntegnet. Nedre svingekammer er ikke inntegnet. Topografiske data hentet fra hoydedata.no (Kartverket).**

Kraftverkets slukeevne og installerte effekt er foreløpig satt til henholdsvis  $190 \frac{m^3}{s}$  og 10 MW. Tunnelsystemets estimerte slukeevne ved flomavledning er  $800 \frac{m^3}{s}$ . Med dette flomhåndteringstiltaket er målet å redusere en 200-årsflom til en 20-årsflom videre nedstrøms i Mandalsvassdraget. Prosjektet kan oppsummeres som følger:

- Tilløpstunnel med lengde 12,2 km, tverrsnitt  $95 m^2$  og helning 0,3 %
- Avløpstunnel med lengde 1,4 km og tverrsnitt  $95 m^2$

- Svingearrangement i form av luftputekammer oppstrøms og svingesjakt nedstrøms turbin. Nødvendig bergvolum på luftputekammer ca. 40 000 m<sup>3</sup>
- «Bypass-tunnel» forbi kraftstasjon. Lengde ca. 500 m, tverrsnitt 95 m<sup>2</sup>.
- Kraftstasjonshall i kote -10
- Adkomsttunnel med lengde 800 m.



Figur 11.2: Skisse over planlagt tunnelssystem og kraftstasjonsplassering for prosjektet Øyslebø-Try. Svingearrangement er ikke inntegnet. Bypass-tunnelen skal kunne lede vannet forbi turbinene i flomtilfeller.

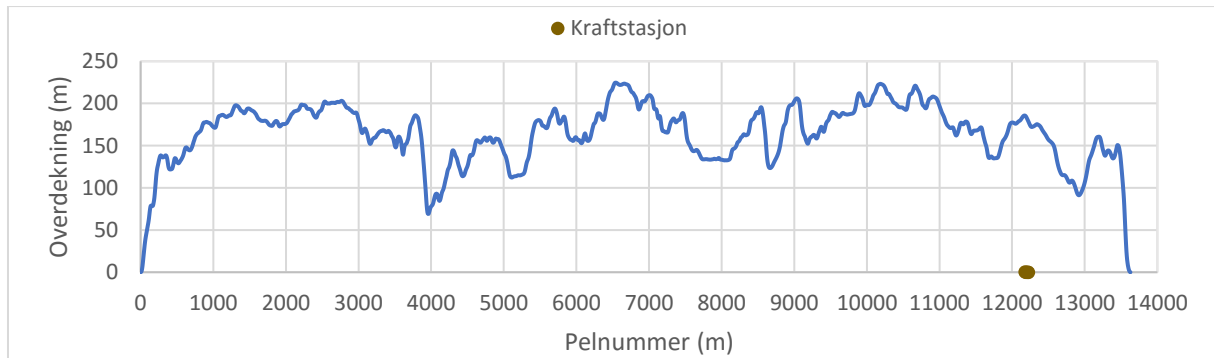
## 11.2 Topografiske forhold

Fra inntaksområdet stiger terrenget bratt opp til 160 m.o.h. Herfra går et heiområde beliggende 150-220 m.o.h., som strekker seg fram til pelnummer 3900. Her går terrenget bratt ned til et elveleie beliggende på 80 m.o.h.. Fra pelnummer 4100 og fram til utløpet ved pelnummer



13600, ligger terrenget i hovedsak 100-230 m.o.h. Ned mot utløpsområdet skråner terrenget med en helning på omkring 45°, fra 150 m.o.h. og ned til Tryfjorden.

Utenom områdene nært inntaks- og utløpsområdet, varierer terrengoverdekningen langs vannveien mellom 65 og 220 meter (se figur 11.3). Det bratte terrenget både ved inntak og utløp, gjør at også disse områdene stort sett har brukbar overdekning. Ved planlagt stasjonsplassering er overdekningen på omkring 150 til 160 meter, avhengig av stasjonshallens dimensjoner og orientering.

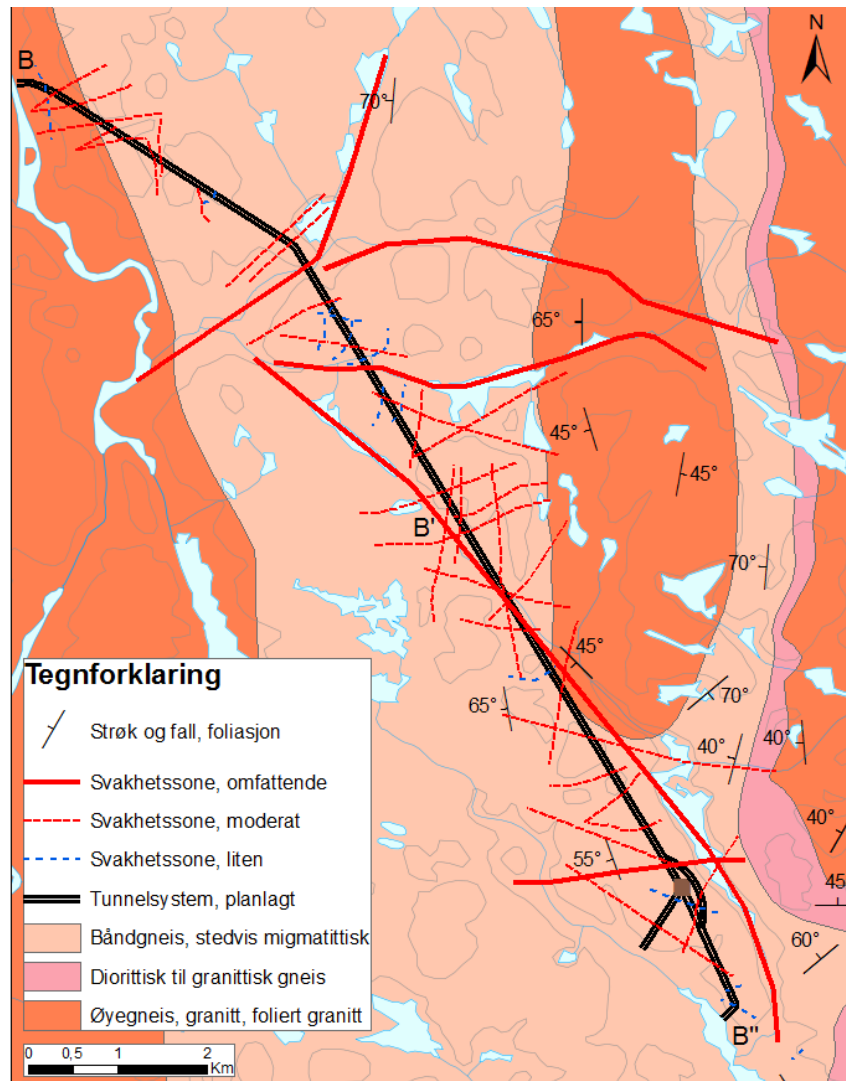


**Figur 11.3: Terrengoverdekningen plottet mot pelnummer. Pelnummeret måles i meter langs selve vannveien. Topografiske data fra hoydedata.no (Kartverket).**

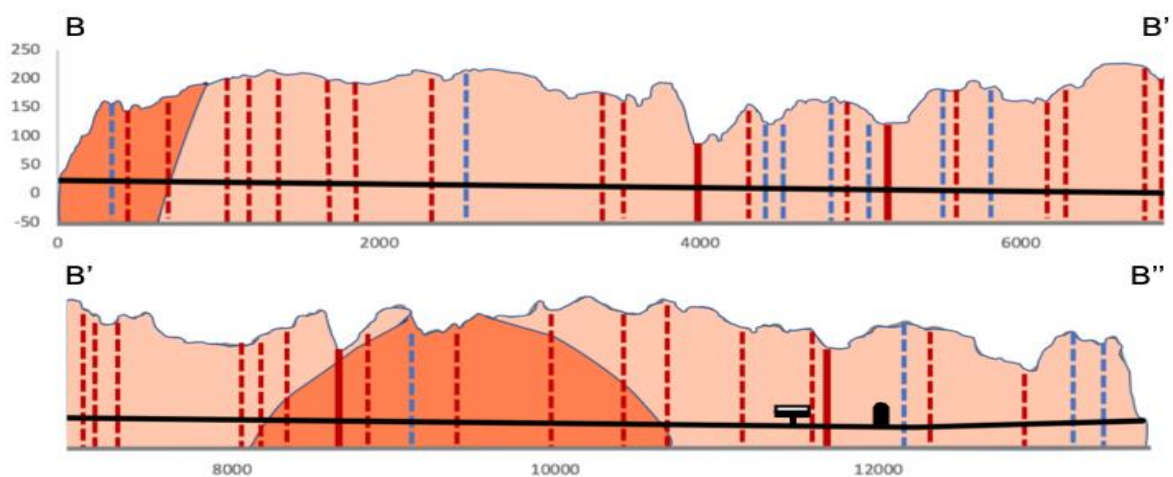
### 11.3 Berggrunn

Kraftverkets inntak befinner seg i berggrunn enten bestående av øyegneis eller foliert granitt (se figur 11.4 og figur 11.5). Etter omkring 1000 meter forventes tilløpstunnelen å fortsette over i båndgneis. Som tidligere nevnt, kan denne både bestå av både amfibolitt, biotittgneis og kvartsitt. Fra omkring pelnummer 9000 forventes igjen tilsvarende eller samme lag med øyegneis/foliert granitt. Fra pelnummer omkring 10500 og fram til utløpet, er vannveien tolket til igjen å befinne seg i båndgneis. Både luftputekammer og stasjonshall, i tillegg til adkomsttunnelen, tolkes med andre også til å befinne seg i båndgneis.

Berggrunnens foliasjon er orientert med strøk N-S, med et midlere vestlig fall i den nordre delen. Ifølge Falkum (1982) befinner det seg en aksefold ved øyegneisen/granitten, slik at foliasjonens fallretning dreier fra vest til øst. Lengst i sør har foliasjonen igjen et vestlig fall.



Figur 11.4: Ingeniørgeologisk oversiktskart for Øyslebø-Try. Bergartsfordeling, antatte svakhetssoner (se avsnitt 11.5) og foliasjonsmålinger inntegnet. Berggrunnsdata fra NGU (2019), mens foliasjonsmålinger er fra Falkum (1982).



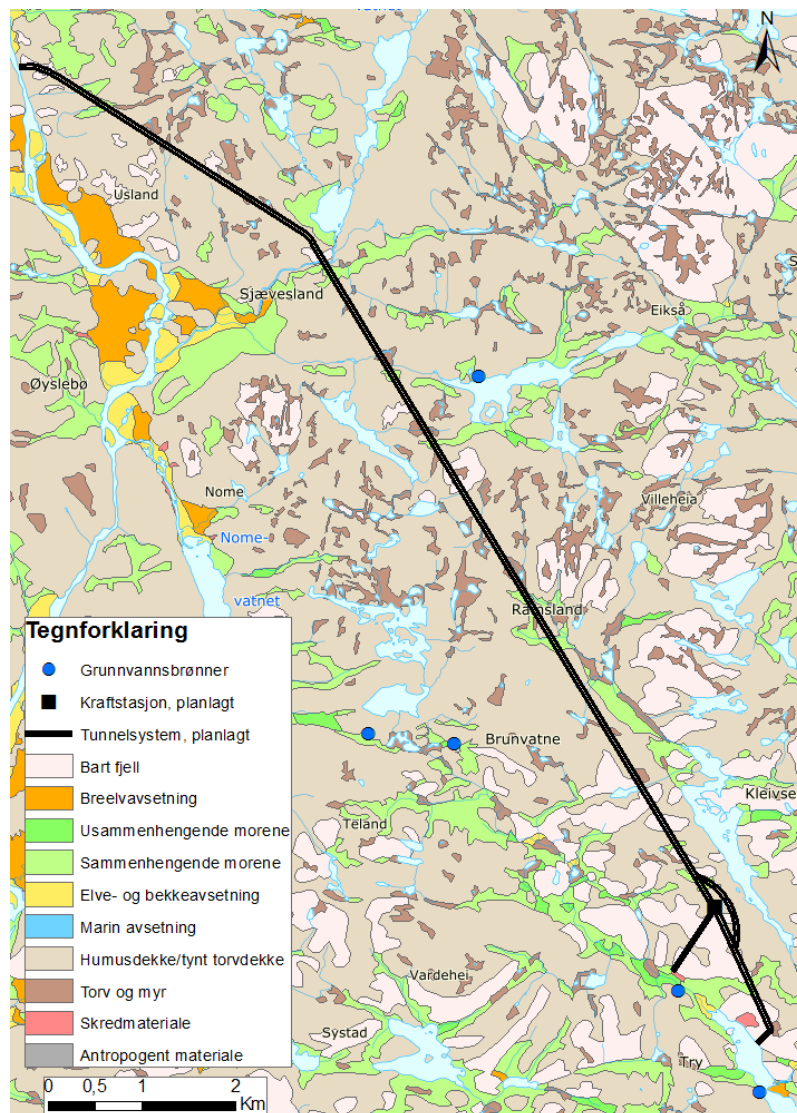
Figur 11.5: Tolket ingeniørgeologisk snitt, basert på figur 11.4. Tegnforklaring som i figur 11.4. Lagene framstår brattere enn reelt, grunnet vertikal overdrivelse. Stasjonshall og luftputekammer er ikke oppgitt i riktige mål. Nedre svingekammer ikke inntegnet.



## 11.4 Kvartærgeologi

Løsmassene i området består i stor grad av et tynt humusdekke, oftest med en mektighet på mellom 0,2 og 0,5 meter. Lokalt finnes organiske avsetninger med noe større mektighet, da i form av torv og myr. I terrengdepresjoner forekommer ofte et tynt morenedekke, vanligvis med en tykkelse på under en halv meter. Fjellknausene i området er eksponert og består av bart fjell (NGU, 2019c).

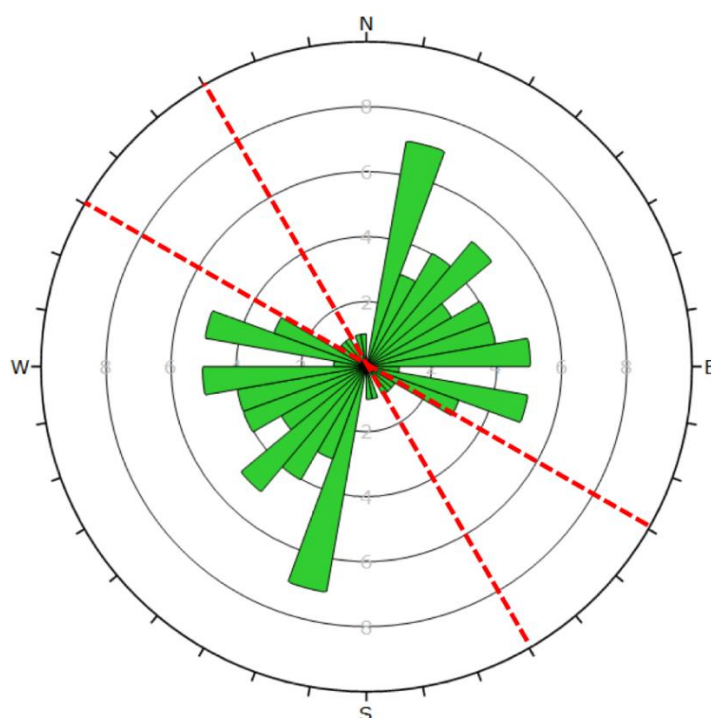
Det er lokalisert fem grunnvannsbrønner i nærheten av den planlagte vannveien (se figur 11.6). Boreloggene herfra viser dyp til fjell på mellom 0 og 1,5 meter, og bekrefter indikasjonene på at løsmassenes mektigheter er begrensede i området (NGU, 2019a). Brønnene er for øvrig plassert i en viss avstand fra planlagt vannvei.



Figur 11.6: Kvartærgeologisk oversiktskart i området ved prosjektet Øyslebø-Try. Utarbeidet med kartdata fra NGU (2019).

## 11.5 Kartlagte lineamenter

Totalt har 48 lineamenter blitt kartlagt (se figur 11.7). Lineamentenes orientering er noe spredt, men orienteringene NNV-SSØ, ØNØ-VSV og ØSØ-VNV er gjentakende. Syv soner har strøkretning mellom  $N010^\circ\text{Ø}$  og  $N020^\circ\text{Ø}$ , og utgjør intervallet med størst antall soner. I sektoren mellom  $N020^\circ\text{Ø}$  og  $N090^\circ\text{Ø}$  er det 28 kartlagte soner, med relativt jevn spredning i strøkretning. Som indikert i tabell 11.1, ventes omkring to tredeler av sonene å ha moderat mektighet. Prosentvis er det forventet relativt få omfattende svakhetssoner.



Figur 11.7: Sprekkerose av kartlagte lineamenter langs vannveiens trasé. Innerste sirkel representerer to soner, ytterste sirkel representerer ti. Tunnelaksens orientering varierer mellom  $N120^\circ\text{Ø}$  og  $N150^\circ\text{Ø}$  hvor lineamentene har blitt kartlagt. Utarbeidet med programvaren Dips.

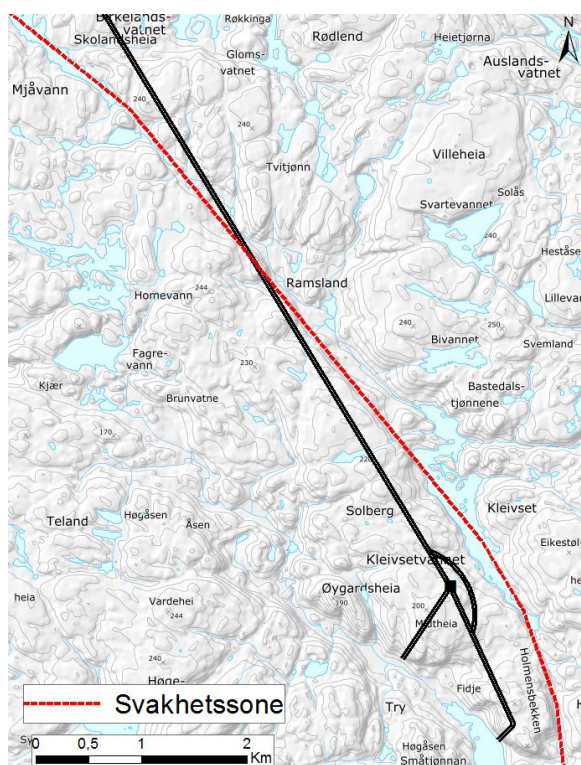
Tabell 11.1: Fordelingen av svakhetssonene basert på forventet størrelse.

Forventet størrelse	Antall
Omfattende	4 (8%)
Moderat	32 (67%)
Liten	12 (25%)

## 12 Ingeniørgeologiske vurderinger av Øyslebø-Try

### 12.1 Forventede stabilitetsforhold i svakhetssoner

De fleste kartlagte svakhetssonene har et strøk med et visst vinkelutslag i forhold til vannveiens orientering. Unntaket er settet med soner orientert ØSØ-VNV, i tillegg til enkelte sporadiske soner med orientering SSØ-NNV (se figur 11.7). I sistnevnte kategori er det spesielt én sone som skiller seg ut. Denne utgjør en markert forsenkning fra Øyslebø i nord til Tryfjorden i sør, og er orientert omtrent parallelt med det planlagte tunnelsystemet (se figur 12.1). Sonens krumning i relativt flat topografi i sør, ved Kleivsetvannet, indikerer slakt fall mot sørvest. Lengre nord, mellom Ramsland og Øyslebø, er krumningen mindre markert og sonen virker å stå mer steilt. Svakhetssonen bør kartlegges ytterligere før endelig trasé eventuelt blir bestemt, for å unngå at denne følges i lange strekk under tunneldrivingen. Det kan være aktuelt å legge tilløpstunnelen i en knekk for å korte ned drivelengden gjennom sonen.



Figur 12.1: Svakhetssonen med strøk omkring N150°Ø kan se ut til å ha uheldig orientering i forhold til det planlagte tunnelsystemet.

Lignende berggrunn og tilsvarende orientering på svakhetssonene, gjør at stabilitetsutfordringene i sonene ventes å være tilsvarende som ved Øre-Bjelland-prosjektet.

Svelleleire, lekkasjer og fragmentert berg forventes å forekomme i svakhetssonene. Sonene som er orientert NNW-SSØ og ØSØ-VNV har et midlere vinkelutslag i forhold til hovedsprekkeretningen (NØ-SV), og vil kunne gi lekkasjeutfordringer, i henhold til Selmer-Olsen (1981).

Som det også ble understreket i seksjon 10.1, kan isbrebevegelse i retning N-S ha forårsaket overrepresentasjon av svakhetssoner i denne retningen. Samtidig kan soner orientert Ø-V være noe underrepresentert i kartleggingen. Dette kan innebære at figur 11.7 ikke oppgir en helt representativ fordeling av svakhetssonene. For øvrig gir 3,6 svakhetssoner pr. 1000 m noe større frekvens på svakhetssoner enn for Øre-Bjelland-prosjektet.

## 12.2 Forventede stabilitetsforhold i kompetent berg

Forventede utfordringer ved svakhetssonene er allerede diskutert, men også den kompetente bergmassen kan gi utfordringer med tanke på stabilitet. I tillegg til avskalling og utfall, som drøftes videre, vil også lekkasjer kunne forekomme i kompetent berg. Sprekkekartlegging vil være sentralt for å avdekke eventuelle kommuniserende sprekkesystemer.

### 12.2.1 Avskalling

Som illustrert i figur 11.3, ligger bergoverdekningen langs tunnelsystemet maksimalt på 220 meter. Ettersom avskallingsproblematikk er vanligst for anlegg med mer enn 500 meter overdekning, og gjerne i områder med mer variert topografi, antas ikke avskalling å utgjøre et problem under drivingen av prosjektet.

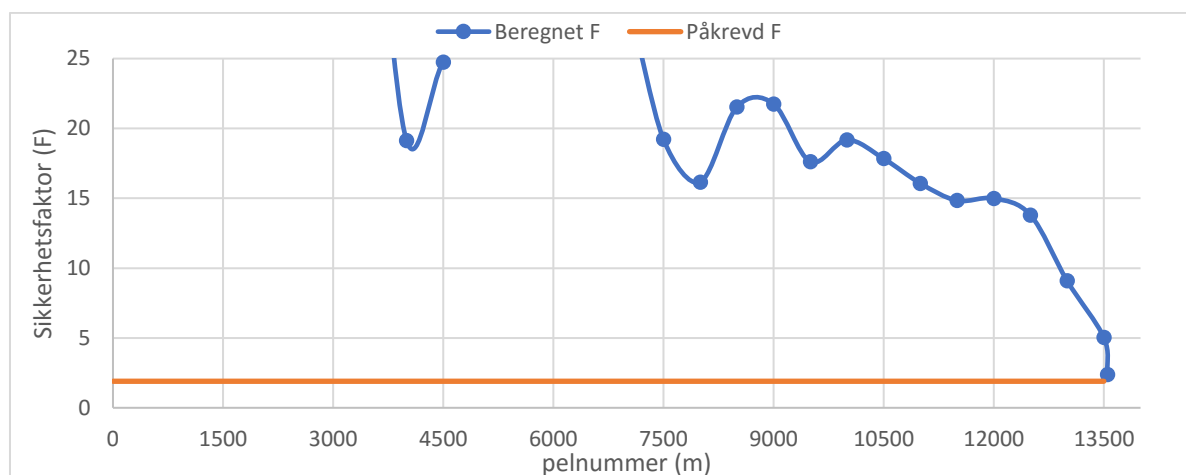
### 12.2.2 Utfall

Kartlegging ved andre prosjekter i regionen viser at det gjerne forekommer tre sprekkesett i bergmassen, ofte med sporadiske sprekker i tillegg (se seksjon 10.2.2). Dette tilrettelegger for sprekkeavløste kiler i tunnelkonturen, og utfallsproblematikk kan antas å være utbredt ved prosjektet. Videre sprekkekartlegging vil kreves for å gi ytterligere indikasjoner på nødvendig sikringsomfang.

I forbindelse med flomavledning vil vannhastigheten ligge på omkring  $9 \frac{m}{s}$ , betydelig høyere enn vannhastigheten under konvensjonell drift ( $2 \frac{m}{s}$ ). Dette vil gi en uvanlig belastningssituasjon på tunnelkonturen, og er forhold som må vurderes ytterligere.

## 12.3 Sikkerhetsfaktor mot hydraulisk jekking

Beregninger ved anvendelse av tommelfingerregelen indikerer at overdekningen både i tilløps- og avløpstunnel er tilstrekkelig (se figur 12.2). Da turbinene skal kobles ut ved en eventuell flom, oppstår tilsvarende trykksituasjon i bypass- og avløpstunnel som i tilløpstunnel. Sikkerhetsfaktoren i tilløpstunnelen varierer mellom 15 og 350 i de undersøkte punktene. I pelnummer 13550, i avløpstunnelen nær utløpet, er sikkerhetsfaktoren estimert til 2,4. Dette er imidlertid beregnet uten å ta hensyn til trykktap, som i forbindelse med flomavledning ventes å være nokså stort som følge av større vannhastigheter.



Figur 12.2: Beregnet sikkerhetsfaktor langs tilløpstunnel (pelnummer 0-12000) og bypass- og avløpstunnel (12000-13550) for Øyslebø-Try-prosjektet. Alle verdier er presentert i tabell A.3 i vedlegg A.

Som forklart i seksjon 10.3, vil trykkehøyden i luftputekammeret være omkring 10 m lavere enn for tilløpstunnelen ved samme pelnummer. Med inngang til kammeret plassert i kote 0, blir trykkehøyden omkring 15 m (se tabell 12.1). For å opprettholde en sikkerhetsfaktor mot hydraulisk jekking på 1,9, kreves minimum en bergoverdekning på 11 m. Kammerets høyde er foreløpig ikke fastlagt, men tommelfingerregelens krav til overdekning vil trolig være tilfredsstillt ettersom overdekningen på tunnelnivå ligger på rundt 150 m.

Tabell 12.1: Beregning av nødvendig overdekning ( $L_{n\delta v}$ ) for luftputekammerne ved hjelp av ligning 6.2, multiplisert med sikkerhetsfaktor på 1,9.

Helning $\beta$ [°]	$H_{luft}$ [m. vannsøyle]	$L_{n\delta v}$ [m]
6	15	11

Disse estimatene må imidlertid suppleres med bergspenningsmålinger om prosjektet skal videreføres.

## 12.4 Aktuelle drivemetoder

Videre vil aktuelle drivemetoder for vannveiene vurderes. For øvrige bergrom, som kraftstasjon og luftputekammer, vil konvensjonell driving være det mest aktuelle alternativet. For vannveiene er det en samlet tunnallengde på 14,6 km, fordelt på 12,2 km tilløpstunnel og 1,4 km avløpstunnel. Begge tunneler har tverrsnitt på 95 m<sup>2</sup>.

Som beskrevet i seksjon 11.5, er det kartlagt et betydelig antall svakhetssoner langs den planlagte traséen. Konvensjonell driving gir fleksibilitet med tanke på å håndtere de ulike stabilitetsproblemene som kan oppstå i disse sonene. Sikringstiltakene vil variere, eksempelvis avhengig av hvorvidt leiren i knusningssonene er svellende. Svakhetssonene representerer en betydelig usikkerhet om vannveiene skal fullprofilbores med TBM.

Foreløpig er ikke berggrunnen langs tunneltraséen kartlagt, og det er noe uklart hvilken borbarhet som kan forventes. Berggrunn gruppert som båndgneis i regionen, kan som nevnt bestå av både amfibolitt, biotittgneis og kvartsitt. Dette er bergarter med ulik borsynk og borslitasje, noe som reflekteres av variasjonsområdet i tabell 12.2. Øyegneisen/granitten er sannsynligvis mer sammenlignbar med prøveanalysene presentert i tabell 7.6, hvor det i stor grad ble målt middels borsynk og middels til høy borslitasje. I henhold til Bruland (1998), kan øyegneis i enkelte tilfeller ha lav borsynk.

**Tabell 12.2: Forventet drivlengde gjennom de ulike bergartene, basert på figur 11.5, i tillegg til bergartenes forventede driveparametere. Borsynk-, borslitasje- og kutterlevetidsindeks er basert på Bruland (1998), mens sprengbarhetsindekser er basert på NTNU Institutt for bygg, anlegg og transport (2008).**

Bergart	Lengde [m]	Borsynk	Borslitasje	Kutterlevetid	Sprengbarhet
Øyegneis/foliert granitt	3300	Lav-middels	Middels-høy	Meget lav-lav	Middels
Båndgneis	10300	Lav-middels	Lav-høy	Lav-høy	Dårlig-middels

Med tanke på eventuell TBM-drift, vil kutterlevetiden i båndgneisen være avhengig av kvartsinnholdet. Eventuell amfibolitt vil kunne gi middels kutterlevetid, mens de andre, mer kvartsholdige bergartene i samlebetegnelsen båndgneis ventes å gi lav kutterlevetid. For øyegneisen/granitten vil kutterlevetiden sannsynligvis være lav, da et relativt høyt kvartsinnhold kan forventes (se tabell 12.3). Laboratoriemålinger av små prøvestykker tar imidlertid ikke hensyn til bergmassens oppsprekning, noe som har vist seg å ha kanskje spesielt stor innvirkning på inndriften ved fullprofilboring (se seksjon 6.5.2). Det anses som positivt at tunneltraséen ser ut til å ha et brukbart vinkelutslag i forhold til foliasjonen. Gitt at foliasjonen faktisk er orientert N-S, som beskrevet av Falkum (1982), vil tunnelaksen ha et utslag i forhold til denne på 30-60°.

**Tabell 12.3: Mineralinnhold i prøver av gneisgranitt fra Jåbekk pukkverk, 13 km sørvest for Try. Data hentet fra NGU (2019b).**

Mineraltype	Innhold [%]
Kalifeltspat	35
Plagioklas	30
Kvarts	20
Biotitt	10
Kloritt	3
Oksyd	2

Sprengbarheten til båndgneisen vil også være avhengig av mineralsammensetning. Kvartsitt og amfibolitt har ofte henholdsvis god og middels sprengbarhet, mens sprengbarheten til biotittgneis kan variere mellom dårlig og middels (se tabell 12.2). Om bergartssammensetningen varierer innenfor små avstander, vil dette gi større grad av anisotropi. For granitten/øyegneisen vil sprengbarheten trolig ligge rundt middels.

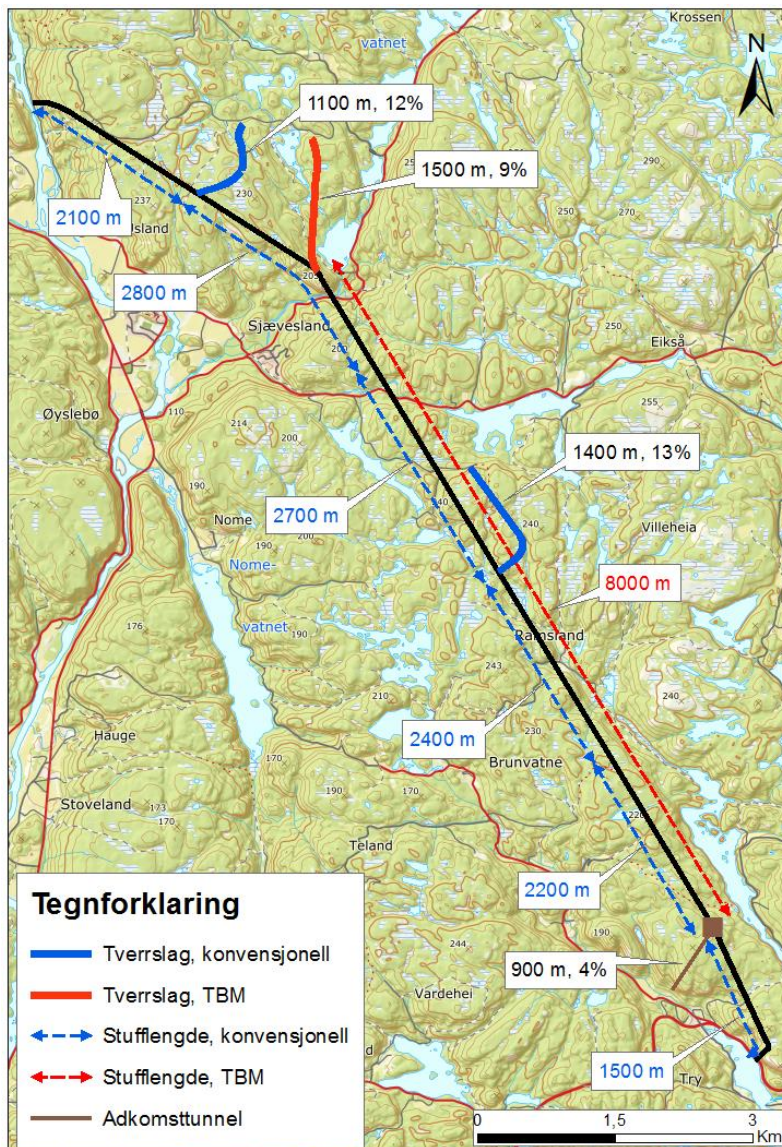
## 12.5 Aktuelle tverrslagsplasseringer

Ved konvensjonell driving foreslås to tverrslag, i tillegg til adkomsttunnelen (se figur 12.3). Disse er lokalisert ved Øvre Åsdølsmyr og Birkelandsvatnet, henholdsvis 2 km nord og 3 km



sørøst for Øyslebø. Egnede tverrslagsplasseringer i nærheten av inntak kan virke noe vanskelig å finne, både som følge av bratt terreng og vanskelig tilkomst.

For eventuell TBM-driving er det generelt utfordrende å finne egnede tverrslagslokasjoner, spesielt med tanke på riggområde. Et mulig tverrslag for TBM er lokalisert ved Gåslevatnet, og innebærer at 8 km av tilløpstunnelen fullprofilbores fra én stoff. Resterende 4,2 km av tilløpstunnelen, fra inntak og fram til tverrslag, må i så fall drives konvensjonelt. Et eventuelt TBM-tverrslag nærmere inntaket vil gi ett færre tverrslag, mens det foreløpige TBM-alternativet innebærer tilsvarende antall tverrslag som ved konvensjonell driving av prosjektet.



Figur 12.3: Mulige tverrslagsplasseringer for konvensjonell driving og TBM. Stueflengder for de ulike drivemetodene, ekskludert tverrslagslengder, er indikert. Helningsprosent og tverrslagslengde er skissert med svart skrift.



## 12.6 Tunnelmassenes egenskaper

Båndgneisen kan potensielt ha høyt sulfidinnhold. Dette har vist seg å være tilfelle i tilsvarende berggrunn 35 km lengre øst, ved Lillesand. Glimmergneiser og til dels amfibolitter er bergarter innenfor samlebetegnelsen båndgneis som kan inneholde sulfider (Hæstad og Aamland, 2016).

Jåbekk pukkverk, lokalisert 13 km sørvest for Try, befinner seg i tilsvarende øyegneis/granitt som deler av vannveien til Øyslebø-Try. Tester på gneisgranitt fra pukkverket indikerer noe variabel tilslagskvalitet (se tabell 12.4). Til bruk i asfaltdekker tilfredsstiller testmaterialet kun kravene til veger med ÅDT (årsdøgntrafikk) mindre enn 300, i henhold til Håndbok N200 Vegbygging (Statens vegvesen, 2014). Til bærelag tilfredsstiller testresultatene kravene til trafikkgruppe B (ÅDT opp til 1500). At det ellers ikke ser ut til å ha blitt etablert pukkverk i båndgneisen i regionen, kan i seg selv være en indikasjon på at denne bergarten er mindre egnet som tilslag. Som drøftet i seksjon 11.3, antas båndgneisen å være mest dominerende bergart ved prosjektet og foreløpig tilsier ovennevnte forhold at eventuelle tunnelmasser vil få et noe begrenset bruksområde. Dette er imidlertid noe videre undersøkelser vil kunne belyse ytterligere.

**Tabell 12.4: Resultater fra tester for kartlegging av tilslagskvaliteten ved Jåbekk pukkverk. Kravene er beskrevet i Håndbok N200 (Statens vegvesen, 2014). Data hentet fra NGU (2019b). For beskrivelse av de ulike testmetodene, henvises det til Håndbok R210 Laboratorieundersøkelser (Statens vegvesen, 2016)**

Testmetode	Resultat	ÅDT, dekke	ÅDT, bærelag
Flisighetsindeks	24	>15000	>15000
Los Angeles (10-14 mm)	39	<300	300-1500
Kulemølle (11,2-16 mm)	18,1	300-1500	>15000
Micro-Deval (10-14 mm)	12	Ikke spesifisert	>15000

## 12.7 Gjennomførbarhet og vanskelighetsgrad

Prosjektet Øyslebø-Try foreslås plassert i pålitelighetsklasse 3. Hovedårsaken til dette er at konsekvensene ved et ikke-fungerende anlegg i forbindelse med flom kan være betydelige. Det må også legges til at sprengningsarbeid nær utløpet vil kunne komme i konflikt med trafikk på

E39. Sprengningsrystelser vil i tillegg kunne ha negativ innvirkning på skråningsstabiliteten i dette området, som ifølge NVE (2019a) er skredutsatt.

Prosjektet er foreløpig klassifisert med middels vanskelighetsgrad. Grunnforholdene antas å ha stor innvirkning på prosjektet, spesielt dersom TBM skal benyttes. Vanskelighetene knyttes spesielt til de nevnte svakhetssonene, og en stor usikkerhet vedrørende svakhetssonen parallelt med vannveien (se figur 12.1). Det teller positivt at det finnes data fra prosjekter i nærheten.

Tabell 12.5: Den geotekniske prosjektklassen settes på bakgrunn av aktuell pålitelighetsklasse og vanskelighetsgrad.

Tilsvarende som tabell 6.2.

Pålitelighetsklasse	Vanskelighetsgrad		
	Lav	Middels	Høy
CC/RC 1	1	1	2
CC/RC 2	1	2	2/3
CC/RC 3	2	2/3	3
CC/RC 4*	*	*	*

\*Vurderes særskilt

Foreløpig er dermed prosjektet plassert i geoteknisk kategori 2/3. Prosjektet vil befinne seg i undersøkelsesklasse B eller C i systemet presentert av Palmstrøm *et al.* (2003). Dette vil innebære at anbefalt ressursbruk til forundersøkelser ligger på rundt 2 % av totale sprengningskostnader ved prosjektet.

Fra et ingeniørgeologisk perspektiv må prosjektet betegnes som gjennomførbart. Det er utfordringer med riggområder og uvisshet knyttet til hvordan en eventuell TBM vil håndtere svakhetssonene langs tunneltraséen. Det er også usikkert hvordan tunnelkonturen vil reagere på høye strømningshastigheter i flomtilfeller.

## 13 Konklusjon

Oppgavens formål har vært å utarbeide designforslag til to mulige kraftverksprosjekter i Mandalsvassdraget. Vurderingene er foretatt på bakgrunn av ingeniørgeologiske forhold, ved hjelp av kartstudier og ingeniørgeologiske rapporter fra prosjekter i regionen. Det ene prosjektet, pumpekraftverk mellom Ørevatn og Bjelland, foreslås å ha en lang avløpstunnel som kan brukes som pumpemagasin. Designskissen til et mulig flomkraftverk mellom Øyslebø og Tryfjorden innebærer et konvensjonelt kraftverksdesign, med lang tilløpstunnel og kort avløpstunnel. En kort «bypass-tunnel» forbi kraftstasjonen vil kunne lede flomvann forbi turbinene ved behov.

I tillegg til å foreslå design av prosjektene, har det blitt foretatt ingeniørgeologiske vurderinger av tunnelsystemene. De to prosjektene ventes å møte mange av de samme ingeniørgeologiske utfordringene. Basert på vurderinger og diskusjoner i kapittel 10 og 12, kan følgende konklusjoner trekkes om de to prosjektenes ingeniørgeologiske utgangspunkt:

- Det ventes størst utfordringer i svakhetssonene, der svelleleire forventes å forekomme. Lekkasjer kan også gi problemer ved driving gjennom svakhetssonene. Flesteparten av svakhetssonene er orientert med et brukbart vinkelutslag i forhold til tunnelene, noe som er gunstig for å unngå svakhetssoner i lange tunnelstrekk. For Øyslebø-Try-prosjektet er det imidlertid enkelte soner som ser ut til å være ugunstig orientert.
- Den kompetente bergmassen ventes å være av stort sett god kvalitet. Utfall fra tunnelkonturen kan imidlertid være et gjennomgående problem. Forventninger om tre sprekkesett, ofte med sporadisk oppsprekning i tillegg, vil tilrettelegge for avløste kiler. Vannveiene ved begge prosjekter vil ha dynamiske strømningsforhold, noe som vil kunne intensivere dette problemet. Avskallingsproblemer anses som generelt lite utbredt, men et parti med stor bergoverdekning gjør at noe avskalling likevel kan forekomme ved Øre-Bjelland-prosjektet.
- Begge prosjekter ser foreløpig ut til å ha tilstrekkelig bergoverdekning og dermed høye nok bergspenninger, til å unngå hydraulisk jekking i vannvei og luftputekammer. Dette er imidlertid kun estimert basert på tommelfingerregelen.
- Det forventede omfanget av svakhetssoner og de ulike sikringstiltakene som disse vil kreve, er et argument for konvensjonell driving av prosjektene. Muligheten for lange

stuffer, færre tverrslag og brukbare riggområder, gjør likevel TBM-drift av avløpstunnelen til Øre-Bjelland aktuelt. Det forventes slitende bergarter og lav kutterlevetid, men det er positivt at bergmassen er oppsprukket. TBM kan virke mindre aktuelt for Øyslebø-Try, på grunn av at mulighetene for riggområder foreløpig ser begrensede ut. Videre undersøkelser og feltarbeid vil gi nyttig grunnlag i vurderingen av hvilken drivemetode som er økonomisk optimal ved de to prosjektene.

- Prosjektene vil gi store volum av tunnelmasser, som ved tilfredsstillende kvalitet vil være positivt for prosjektenes økonomi. Syredannende bergarter kan imidlertid forekomme. Spesielt gjelder dette båndgneisen i regionen, som er dominerende bergart ved Øyslebø-Try. Laboratoriemålinger av bergmateriale fra pukkverk i nærheten av de to prosjektene, indikerer at styrkeegenskapene vil være mest tilfredsstillende i tunnelmassene ved Øre-Bjelland-prosjektet. Dette er imidlertid basert på enkeltmålinger og vanskelig å slå fast med sikkerhet på nåværende tidspunkt.

## 14 Forslag til videre arbeid

Begge prosjektene befinner seg i en slags konsept- eller gjennomførbarhetsfase, og det må i det videre arbeidet først og fremst vurderes hvorvidt det er aktuelt å gå videre med prosjektene. Så langt virker begge prosjektene gjennomførbare i et ingeniørgeologisk perspektiv, men samtidig er vurderingene basert på et generelt grunnlag. Følgende arbeid kan være relevant i en videre gjennomførbarhetsfase:

- Befaring av andre anlegg i Mandalsvassdraget
- Befaring av mulige rigg- og påhuggsområder
- Kartlegge planlagt inntaks- og utløpsområde, både med tanke på plassering og ingeniørgeologiske forhold
- Ingeniørgeologisk kartlegging av planlagt område for kraftstasjon og luftputekammer.

Det befinner seg flere kraftverksanlegg i Mandalsvassdraget, som vil kunne gi tilgang på verdifull ingeniørgeologisk informasjon. Befaring av disse vil for eksempel gi indikasjoner på typisk omfang av svakhetssoner. Om TBM skal være aktuelt ved noen av prosjektene, vil det være viktig å få avklart mulighetene for riggområder ytterligere. Påhuggsmulighetene vil også være viktige å vurdere. Kartlegging av planlagte inntaks- og utløpsområder er kanskje spesielt viktig for Øre-Bjelland-prosjektet, hvor både inntaks- og utløpsplassering må koordineres med eksisterende tunneler. Det må avklares om det er praktisk mulig å etablere nye tunnelsystemer i en tilstrekkelig avstand til nåværende tunneler. Ingeniørgeologisk kartlegging i planlagte områder for stasjonshall og luftputekammer vil også være viktig. Foreløpig har alle svakhetssoner blitt antatt å stå vertikalt, noe som er en forenkling. Kartlegging av svakhetssonenes fall og fallretning vil være viktig for å optimalisere plassering og orientering av stasjonshallene og luftputekamrene.

De ovennevnte punkter kan gi informasjon for å revurdere og forbedre foreløpige designforslag. I tillegg vil arbeidet gi et grunnlag for planlegging av videre ingeniørgeologiske detaljundersøkelser, om det er ønskelig å gå videre med prosjektene. Mer nøyaktig kartlegging av svakhetssonene vil i så fall være en viktig del av slike detaljundersøkelser.



## Referanser

- Amadei, B. og Stephansson, O. (1997) *Rock Stress and Its Measurement*. 1. utg. London: Chapman & Hall.
- Barton, N., Lien, R. og Lunde, J. (1974) Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support, *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 6(4), s. 189-236.
- Benson, R. P. (1989) Design of Unlined and Lined Pressure Tunnels, *Tunnelling and Underground Space Technology*, 4(2), s. 155-170. doi: 10.1016/0886-7798(89)90049-7.
- Berggren, A.-L. *et al.* (2014) Excavation and support methods, i Grasbakken, E., *et al.* (red.) *Publication 23: Norwegian Tunnelling Technology*. Oslo: Norsk Forening for Fjellsprenningsteknikk.
- Bergh-Christensen, J. (1971) Klassifisering med henblikk på sprengbarhet, i Norsk Bergmekanikkgruppe (red.) *Bergmekanikkdagen 1971, Oslo*. Norsk Forening for Fjellsprenningsteknikk.
- Birgisson, G. (1998a) Nye Skjerka: Overføringstunnel Langevatn-Nåvatn. Grunnundersøkelser: Borkjernebeskrivelse. Lysaker: Grøner.
- Birgisson, G. (1998b) Nye Skjerka: Overføringstunnel Langevatn-Nåvatn. Grunnundersøkelser: Ingeniørgeologi. Lysaker: Grøner.
- Blindheim, O. T. og Bruland, A. (1998) Boreability testing, i Bruland, A., *et al.* (red.) *Publication 11: Norwegian TBM Tunnelling*. Oslo: Norsk Forening for Fjellsprenningsteknikk.
- Blindheim, O. T. og Øvstedal, E. (2002) Design principles and construction methods for water control in subsea road tunnels in rock, i Grøv, E., *et al.* (red.) *Publication 12: Water Control*. Oslo: Norsk Forening for Fjellsprenningsteknikk.
- Bollingmo, P., Nilsen, B. og Nordgulen, Ø. (2007) *Raset i Hanekleivtunnelen 25. desember 2006: Rapport fra undersøkelsesgruppen*. Trondheim/Oslo: Statens vegvesen. Tilgjengelig fra: <https://www.vegvesen.no/attachment/61899/binary/15121> (Hentet: 28/05/19).
- Brattli, B. (2015) *Ingeniørgeologi løsmasser*. Trondheim: Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.
- Brekke, T. L. og Selmer-Olsen, R. (1965) Stability problems in underground constructions caused by montmorillonite-carrying joints and faults, *Engineering Geology*, 1(1), s. 3-19. doi: 10.1016/0013-7952(65)90004-9.

- Brende, H., Lia, L. og Nilsen, B. (2018) FME HydroCen - norsk storsatsing på vannkraft, i Dunham, K., *et al.* (red.) *Fjellsprengningsdagen, Oslo*. Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk.
- Broch, E. (1982) Development of Unlined Pressure Shafts And Tunnels in Norway, i *ISRM International Symposium, Aachen*. International Society for Rock Mechanics and Rock Engineering.
- Bruland, A. (1998) *Hard Rock Tunnel Boring Vol. 10 - Drillability - Statistics of Drillability Test Results*. Trondheim: Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.
- Buen, B. (1993) *Skjerka kraftverk - ingeniørgeologi*. Slemmestad: Dr. Ing. Bjørn Buen A.S.
- Buen, B. (2013) Notat fra befaringsrapport av tappetunnel Langevatn-Nåvatn august 2013. Røyken: Dr. Ing. Bjørn Buen AS.
- Buen, B. (2019) E-postkorrespondanse angående bygging av Skjerka kraftverk, 18/02/19.
- Burud, M. E. (2015) *Statkraft i norsk vannkraftshistorie*. Tilgjengelig fra: [https://vannforeningen.no/wp-content/uploads/2015/06/2015\\_935386.pdf](https://vannforeningen.no/wp-content/uploads/2015/06/2015_935386.pdf) (Hentet: 25/05/19).
- Dammyr, Ø. (2017) *Engineering Geological Considerations for the Planning of TBM Tunnels in Norway*. Doktogradsavhandling, Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.
- Deere, D. U. og Lombardi, G. (1989) Lining of pressure tunnels and hydrofracturing potential, i Vardé, O. A. (red.) *Victor de Mello Volume*. Sao Paulo: Editora Edgard Blücher, s. 121-128.
- Endre, E. og Sørmo, E. (2015) *Identifisering og karakterisering av syredannende bergarter*. Oslo: Norges Geotekniske Institutt. Tilgjengelig fra: <https://www.miljodirektoratet.no/globalassets/publikasjoner/M310/M310.pdf>.
- Falkum, T. (1982) *Geologisk kart over Norge, berggrunnskart MANDAL - 1:250 000*. Trondheim: Norges geologiske undersøkelse. Tilgjengelig fra: <https://www.ngu.no/upload/Publikasjoner/Kart/B250/Mandal.pdf> (Hentet: 28/05/19).
- Fjær, E. *et al.* (1992) *Petroleum related rock mechanics*. 1. utg. Oxford: Elsevier Science.
- Goodman, R. E. (1989) *Introduction to Rock Mechanics*. 2. utg. New York: John Wiley & Sons.
- Grøv, E. *et al.* (2011) *Developing future 20 000 MW hydro electric power in Norway*. Trondheim: SINTEF.
- Guttormsen, O. (2013) *Vassdragsteknikk II*. Trondheim: Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.



- Haimson, B. og Cornet, F. (2003) ISRM Suggested Methods for rock stress estimation Part 3: hydraulic fracturing (HF) and/or hydraulic testing of pre-existing fractures (HTPF), *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 40(2003), s. 1011-1020. doi: 10.1016/j.ijrmms.2003.08.002.
- Hanssen, T. H. (1997) *Investigations of some rock stress measuring techniques and the stress field in Norway*. Doktorgradsavhandling, Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.
- Hoek, E. og Brown, E. T. (1980) *Underground Excavations in Rock*. London: Institution of Mining and Metallurgy.
- Hoek, E. (2007) *Practical Rock Engineering*. RocScience. Tilgjengelig fra: <https://www.rocscience.com/assets/resources/learning/hoek/Practical-Rock-Engineering-Full-Text.pdf> (Hentet: 28/05/19).
- Holen, H. (1982) Fullprofilboring i gneisgranitt og boring av stigorter, erfaringer fra Ulla-Førre anleggene, i Heltzen, A., et al. (red.) *Fjellsprengningsdagen, Oslo*. Tapir.
- Holen, H. (1998) TBM vs Drill & Blast Tunnelling, i Bruland, A., et al. (red.) *Publication 11: TBM Tunnelling*. Oslo: Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk.
- Holmberg, R. (1992) Drilling and blasting of rock masses, i Bell, F. G. (red.) *Engineering in Rock Masses*. Oxford: Butterworth-Heinemann.
- Holmqvist, E. og Engeland, K. (2018) *Flomberegning for Mandalselva*. Oslo: Norges vassdrags- og energidirektorat. Tilgjengelig fra: [http://publikasjoner.nve.no/rapport/2018/rapport2018\\_15.pdf](http://publikasjoner.nve.no/rapport/2018/rapport2018_15.pdf) (Hentet: 28/05/19).
- Hudson, J. A. og Cooling, C. M. (1988) In Situ Rock Stresses and Their Measurement in the U.K. - Part I. The current State of Knowledge, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 25(6), s. 363-370. doi: 10.1016/0148-9062(88)90976-X.
- Hæstad, B. og Aamland, A. (2016) *Hæstad - Høvåg - Lillesand kommune: Forundersøkelser sulfid*. Kristiansand: COWI. Tilgjengelig fra: [https://www.lillesand.kommune.no/Global/Dokumenter%20og%20planer/H%C3%B8ringer%20-%20planer/Planer%20under%20arbeid/Detaljplaner%20\(reguleringsplaner\)/H%C3%A6stadveden-%20offentlig%20ettersyn/Forunders%C3%B8kelse%20sulfid.pdf](https://www.lillesand.kommune.no/Global/Dokumenter%20og%20planer/H%C3%B8ringer%20-%20planer/Planer%20under%20arbeid/Detaljplaner%20(reguleringsplaner)/H%C3%A6stadveden-%20offentlig%20ettersyn/Forunders%C3%B8kelse%20sulfid.pdf) (Hentet: 28/05/19).
- Jaeger, J. C. og Cook, N. G. W. (1971) *Fundamentals of Rock Mechanics*. London: Chapman & Hall Ltd & Science Paperbacks.
- Jakobsen, P. D. og Arntsen, M. L. (2014) *Bruk av TBM til driving av vegg-tunneler i Norge*. (324): Statens Vegvesen.

- Johannessen, O. (1991) *Fullprofilmasser: Materialegenskaper og anvendelse*. Trondheim: Norges tekniske høgskole.
- Langsholt, E. og Holmqvist, E. (2017) *Flommen på Sørlandet 30.9 - 3.10.2017*. Oslo: Norges vassdrags- og energidirektorat. Tilgjengelig fra: [http://publikasjoner.nve.no/rapport/2017/rapport2017\\_80.pdf](http://publikasjoner.nve.no/rapport/2017/rapport2017_80.pdf) (Hentet: 28/05/19).
- Li, C. C. (2018) *Rock Mechanics*. Trondheim: Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.
- Lien, R. (1979) Klassifisering av bergarter med henblikk på borbarhet, i Garshol, K. (red.) *Bergmekanikkdagen, Oslo*. Tapir.
- Lilleland, Ø. og Lund, M. (2004) Nytt Tyin kraftverk. Verdensrekord vanntrykk i uforet vannvei., i Nilsen, B., *et al.* (red.) *Fjellsprengningsdagen, Oslo*. Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund.
- Myrvang, A. (1993) Rock Stress and Rock Stress Problems in Norway, i Hudson, J. A. (red.) *Comprehensive Rock Engineering*. New York: Pergamon, s. 461-471.
- Myrvang, A. (2001) *Bergmekanikk*. Trondheim: Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.
- Myrvang, A. (2002) Hvordan står det til med bergspenningene i Norge?, i Nilsen, B., *et al.* (red.) *Bergmekanikkdagen, Oslo*. Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund.
- NGI (2015) *Bruk av Q-systemet*. Oslo: Norges Geotekniske Institutt.
- NGU (2015) *Berggrunn*. Tilgjengelig fra: <https://www.ngu.no/emne/berggrunn> (Hentet: 30/10/18).
- NGU (2019a) *Nasjonal grunnvannsdatabase* Tilgjengelig fra: <http://geo.ngu.no/kart/granada/> (Hentet: 10/05/19).
- NGU (2019b) *Grus- og pukkdatabasen*. Tilgjengelig fra: [http://geo.ngu.no/kart/grus\\_pukk/](http://geo.ngu.no/kart/grus_pukk/) (Hentet: 10/05/19).
- NGU (2019c) *Kvartærgeologisk kart*. Tilgjengelig fra: <http://geo.ngu.no/kart/losmasse/> (Hentet: 10/05/18).
- Nilsen, B. og Palmstrøm, A. (2000) *Engineering Geology and Rock Engineering*. Oslo: Norwegian Group for Rock Mechanics (NBG).
- Nilsen, B. *et al.* (2011) *Veileder for bruk av Eurokode 7 til bergteknisk prosjektering*. Norsk Bergmekanikkgruppe. Tilgjengelig fra: <https://bergmekanikk.no/wp-content/uploads/2014/02/Veiledning-Eurokode-7-Versjon-1-november-2011.pdf> (Hentet: 28/05/19).

- Nilsen, B. (2014) Ground investigations for Norwegian tunnelling, i Grasbakken, E., *et al.* (red.) *Publication 23: Norwegian Tunnelling Technology*. Oslo: Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk.
- Nilsen, B. (2016) *Ingeniørgeologi-berg grunnkurskompendium*. Trondheim: Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.
- Norconsult (2015) *Kostnadsgrunnlag for vannkraft: Kostnadsnivå januar 2015*. Oslo: Norges vassdrags- og energidirektorat. Tilgjengelig fra: [http://publikasjoner.nve.no/rapport/2016/rapport2016\\_46.pdf](http://publikasjoner.nve.no/rapport/2016/rapport2016_46.pdf) (Hentet: 28/05/19).
- Nordal, S. *et al.* (2018) *Skredene i Tosbotn, Nordland*. Trondheim: Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet. Tilgjengelig fra: [https://www.nfk.no/f/p34/i7e686f6b-c4ef-4f78-832b-5aea0ce744c8/tosbotn-rapport\\_15-mai-2018.pdf](https://www.nfk.no/f/p34/i7e686f6b-c4ef-4f78-832b-5aea0ce744c8/tosbotn-rapport_15-mai-2018.pdf) (Hentet: 28/05/19).
- NTNU Institutt for bygg, anlegg og transport (2008) *Report 12B-08 ROCK QUARRYING Blast Design*. Trondheim: Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.
- NVE (2019a) *Skredhendelser*. Tilgjengelig fra: <https://gis3.nve.no/link/?link=SkredHendelser> (Hentet: 31/05/19).
- NVE (2019b) *Vannkraftdatabase*. Tilgjengelig fra: <https://www.nve.no/energiforsyning/vannkraft/vannkraftdatabase/vannkraftverk/?id=761> (Hentet: 29/05/19).
- NVE (2019c) *NVE Atlas*. Tilgjengelig fra: <https://atlas.nve.no/Html5Viewer/index.html?viewer=nveatlas#> (Hentet: 10/05/19).
- Odlang, P. (1984) Fullprofilboring - erfaringer fra stigortboring ved Tjodan-anlegget, i Heltzen, A. M., *et al.* (red.) *Fjellsprengningskonferansen, Oslo*. Tapir.
- Palmstrøm, A. *et al.* (2003) *Riktig omfang av undersøkelser for berganlegg*. Oslo: Vegdirektoratet.
- Palmstrøm, A. og Stille, H. (2010) *Rock engineering*. London: Thomas Telford.
- Palmstrøm, A. (2011) *A method to estimate the tangential stresses around underground openings*. Tilgjengelig fra: <http://www.rockmass.net/phd/appendix9.pdf> (Hentet: 29/05/19).
- Palmstrøm, A. og Broch, E. (2017) The design of unlined hydropower tunnels and shafts: 100 years of Norwegian experience, *International Journal on Hydropower and Dams*, 2017(3).
- Ramberg, I. (1980) Bruk av landsat-data ved sprekkekartlegging i fjell, i Garshol, K. (red.) *Bergmekanikkdagen, Oslo*. Tapir.

## REFERANSER

---

- Rancourt, A. J. (2010) *Guidelines for preliminary design of unlined pressure tunnels*. Doktorgradsavhandling, McGill University.
- Rognes, A., Skog, M. og Henriksen, P. (2003) *Langhullsboring*. Oslo: Statkraft Grøner. Tilgjengelig fra: [http://publikasjoner.nve.no/rapport/2003/rapport2003\\_02.pdf](http://publikasjoner.nve.no/rapport/2003/rapport2003_02.pdf) (Hentet: 28/05/19).
- Rohde, J. K. G. og Vik, A. (1994) *Nytt Skjerka kraftverk: Ingeniørgeologiske forhold*. Høvik: Grøner.
- Rude, E. (2011) *Konsekvensutredning for Follobanen. Temautredning: Massehåndtering*. Sandvika: Asplan Viak. Tilgjengelig fra: [https://www.banenor.no/contentassets/59f64c707f8d49f5beca805379bef2fa/delutredning\\_massehandtering.pdf](https://www.banenor.no/contentassets/59f64c707f8d49f5beca805379bef2fa/delutredning_massehandtering.pdf) (Hentet: 28/05/19).
- Ruistuen, H. (1994) *Spenningsmåling ved hydraulisk splitting: Skjerka kraftverk, Vest-Agder*. Trondheim: SINTEF.
- Selmer-Olsen, R. (1966) *Alminnelig geologi og ingeniørgeologi*. Trondheim: Tapir.
- Selmer-Olsen, R. (1980) Enkelte hovedtrekk i Norges regionale anleggsgeologi, i Garshol, K. (red.) *Bergmekanikkdagen, Oslo*. Tapir.
- Selmer-Olsen, R. (1981) Betragtninger over store vannlekkasjer i dyptliggende tunneler, i Heltzen, A., et al. (red.) *Bergmekanikkdagen, Oslo*. Tapir.
- Selmer-Olsen, R. (1985) Experience gained from unlined high pressure tunnels and shafts in hydro-electric power stations in Norway, i Bergh-Christensen, J., et al. (red.) *Publication 3: Hydropower Tunnelling*. Oslo/Trondheim: Tapir.
- Selmer-Olsen, R. og Palmstrøm, A. (1989) Tunnel collapses in swelling clay zones, *Tunnels & Tunnelling International*, 21(11).
- Standard Norge (2008) *NS-EN 13043:2002+NA:2008 Tilslag for bituminøse masser og overflatebehandlinger for veger, flyplasser og andre trafikkarealer*. Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=351335> (Hentet: 25/05/19).
- Standard Norge (2016) *NS-EN 12620:2002+A1:2008+NA:2016 Tilslag for betong*. Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=866016> (Hentet: 25/05/19).
- Statens vegvesen (2014) *Håndbok N200 Vegbygging*. Oslo: Vegdirektoratet.
- Statens vegvesen (2016) *Håndbok R210 Laboratorieundersøkelser*. Oslo: Vegdirektoratet.

- Steiro, G. (1975) Sjaktdriving med driftere ved Eidfjord-anleggene, i Heltzen, A. (red.) *Fjellsprenningskonferansen, Oslo*. Tapir.
- Stephansson, O. (1993) Rock Stress in the Fennoscandian Shield, i Hudson, J. (red.) *Comprehensive Rock Engineering*. Oxford: Pergamon Press.
- Thidemann, A. og Bruland, A. (1991) *Sikring av vanntunneler*. Trondheim: SINTEF Bergteknikk.
- Tveitan, I. og Buen, B. (1982) Compact design of caverns for hydro-power stations in Norway, i *ISRM International Symposium, Aachen*. International Society for Rock Mechanics and Rock Engineering.
- Vereide, K. (2019a) Exploring Alternative Hydropower Futures: A Multidisciplinary HydroCen Project (Alternafuture). Trondheim: Hydrocen.
- Vereide, K. (2019b) E-postkorrespondanse om luftputekammer, 24/05/19.
- Vik, A. (1994) *Nytt Skjerka kraftverk - beskrivelse av borkjerneprøver*. Høvik: Grøner.
- Zoback, M. L. *et al.* (1989) Global patterns of tectonic stress, *Nature*, 341, s. 291-298. doi: 10.1038/341291a0.
- Ødegaard, H. (2018) Uforede luftputekammer - tre forslag til designforbedringer, i Dunham, K., *et al.* (red.) *Fjellsprenningsdagen, Oslo*. Norsk Forening for Fjellsprenningsteknikk.
- Ødegaard, H. og Nilsen, B. (2018) Engineering Geological Investigation and Design of Transition Zones in Unlined Pressure Tunnels, i *10th Asian Rock Mechanics Symposium Singapore*.

---

## Vedlegg A: Sikkerhetsfaktor mot hydraulisk jekking

### A.1 Øre-Bjelland

Nødvendig overdekning,  $L_{n\ddot{o}dv} = \frac{\gamma_w * H}{\gamma_r * \cos\beta}$  med  $\gamma_r = 27 \frac{kN}{m^3}$ ,  $\gamma_w = 10 \frac{kN}{m^3}$

Tabell A.1: Parametere for beregning av sikkerhetsfaktor mot hydraulisk jekking i sjakt (pelnummer 0-30) og tilløpstunnel (pelnummer 30-3038)

Pelnummer	Helning $\beta$ [°]	Trykkhøyde $H$ [m]	Nødvendig overdekning $L_{n\ddot{o}dv}$ [m]	Målt overdekning $L_{m\ddot{a}lt}$ [m]	Sikkerhetsfaktor $F = \frac{L_{m\ddot{a}lt}}{L_{n\ddot{o}dv}}$
1	2	1	0,4	1	2,7
30	2	30	11	30	2,7
80	2	34	13	37	2,9
131	2	45	17	76	4,5
231	2	53	20	94	4,8
331	2	60	22	109	4,9
431	2	68	25	133	5,3
532	2	76	28	130	4,6
632	2	83	31	160	5,2
732	2	91	34	184	5,4
833	2	99	37	191	5,2
933	2	107	40	199	5,0
1033	2	114	42	206	4,9
1133	2	122	45	214	4,7
1234	2	130	48	219	4,6
1334	2	138	51	226	4,4
1434	2	145	54	234	4,3
1535	2	153	57	242	4,3
1635	2	161	60	252	4,2
1735	2	169	63	278	4,4
1835	2	176	65	273	4,2
1936	2	184	68	284	4,2
2036	2	192	71	278	4,0

2136	2	200	74	285	3,9
2237	2	207	77	293	3,8
2337	2	215	80	301	3,8
2437	2	223	83	308	3,7
2537	2	231	86	324	3,8
2638	2	238	88	319	3,6
2738	2	246	91	332	3,6
2838	2	254	94	388	4,1
2939	2	262	97	387	4,0
3038	2	263	97	382	3,9

Tabell A.2: Parametere for beregning av sikkerhetsfaktor mot hydraulisk jekking i avløpstunnel.

Pelnummer	Helning $\beta$ [°]	Trykkhøyde $H$ [m]	Nødvendig overdekning $L_{nødv}$ [m]	Målt overdekning $L_{mål}$ [m]	Sikkerhetsfaktor $F = \frac{L_{mål}}{L_{nødv}}$
3038	2	93	34	382	11,1
4048	7	41	15	433	28,5
5058	9	38	14	302	21,4
6068	2	35	13	229	17,8
7078	8	32	12	216	18,2
8089	1	29	11	193	18,2
9099	5	26	10	291	30,5
10109	5	23	8	277	32,8
11119	4	20	7	257	35,2
12129	4	17	6	172	27,8
13139	6	14	5	218	42,8
14150	0	12	4	281	64,8
15160	6	9	3	224	69,1
16170	2	6	2	138	65,2
17180	0	3	1	121	120,9
17685	0	1	0,4	47	106,2
17786	0	1	0,4	30	74,6
17887	0	0	0	22	-



## A.2 Øyslebø-Try

Nødvendig overdekning  $L_{n\odot dv} = \frac{\gamma_w * H}{\gamma_r * \cos\beta}$  med  $\gamma_r = 27 \frac{kN}{m^3}$ ,  $\gamma_w = 10 \frac{kN}{m^3}$

Tabell A.3: Parametere for beregning av sikkerhetsfaktor mot hydraulisk jekking i tilløpstunnel (pelnummer 0-12200) og avløpstunnel (pelnummer 12200-13600).

Pelnummer	Helning $\beta$ [°]	Trykkhøyde $H$ [m]	$L_{n\odot dv}$ [m]	$L_{m\ddot{a}lt}$ [m]	Sikkerhetsfaktor $F = \frac{L_{m\ddot{a}lt}}{L_{n\odot dv}}$
200	28	0,6	0,2	82	350
500	0	1,4	0,5	131	254
1000	0	2,8	1,0	172	165
1500	0	4,2	1,6	193	124
2000	0	5,6	2,1	176	85
2500	0	7,0	2,6	194	71
3000	0	8,4	3,1	180	53
3500	0	9,7	3,6	149	41
4000	5	11,1	4,1	79	19
4500	5	12,5	4,7	127	25
5000	15	13,9	5,3	141	26
5500	3	15,3	5,7	179	32
6000	3	16,7	6,2	159	26
6500	2	18,1	6,7	218	33
7000	2	19,5	7,2	210	29
7500	2	20,9	7,7	176	19
8000	2	22,3	8,2	133	16
8500	2	23,7	8,8	189	22
9000	3	25,1	9,3	202	22
9500	3	26,4	9,8	188	18

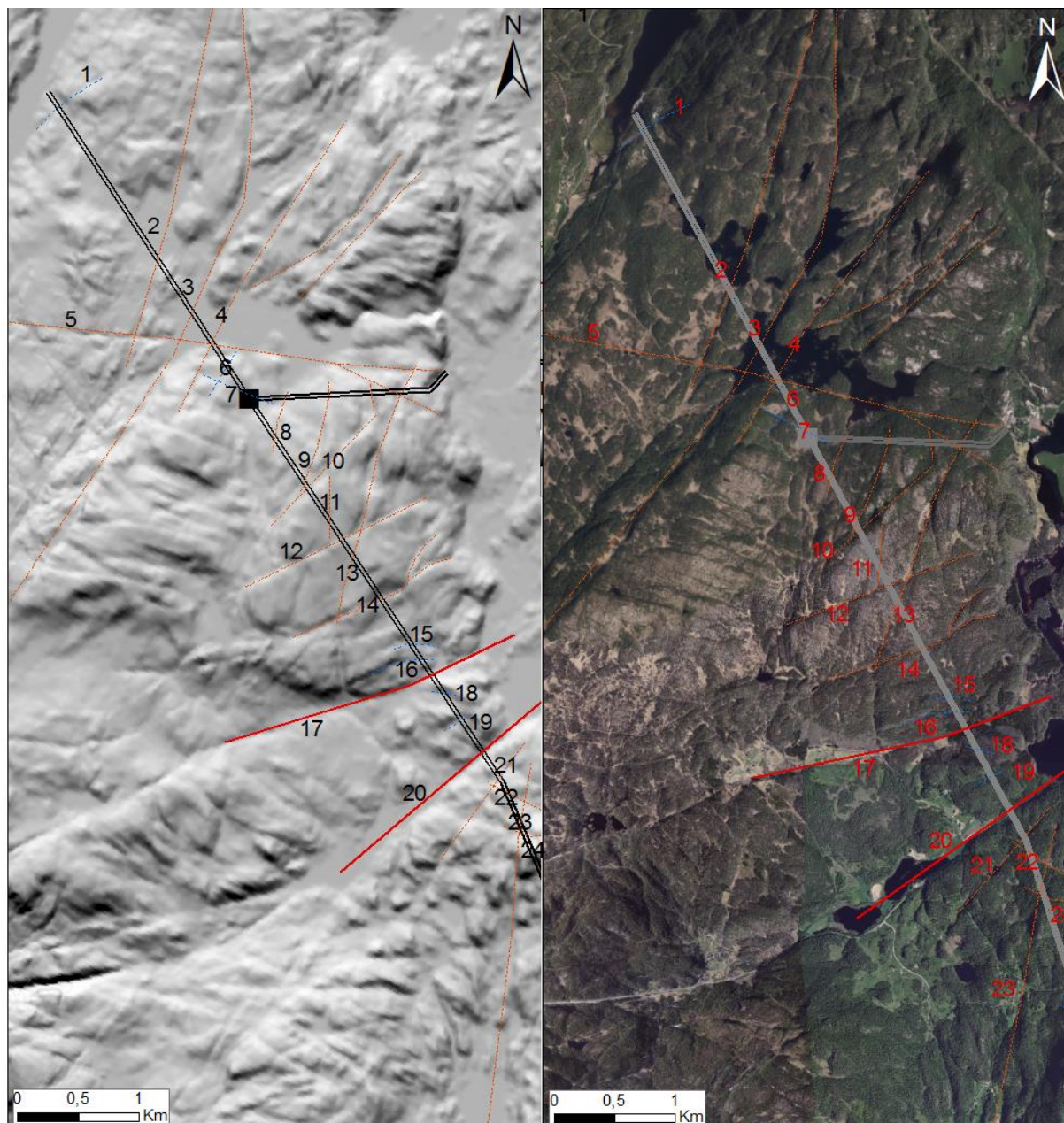
## VEDLEGG

---

10000	3	27,8	10,3	198	19
10500	3	29,2	10,8	193	18
11000	3	30,6	11,4	196	16
11500	3	32,0	11,9	176	15
12000	6	33,4	12,4	187	15
12500	6	31,9	11,9	164	14
13000	7	28,3	10,6	111	9
13500	50	24,7	14,3	131	5
13550	50	24,4	14,2	71	2,4

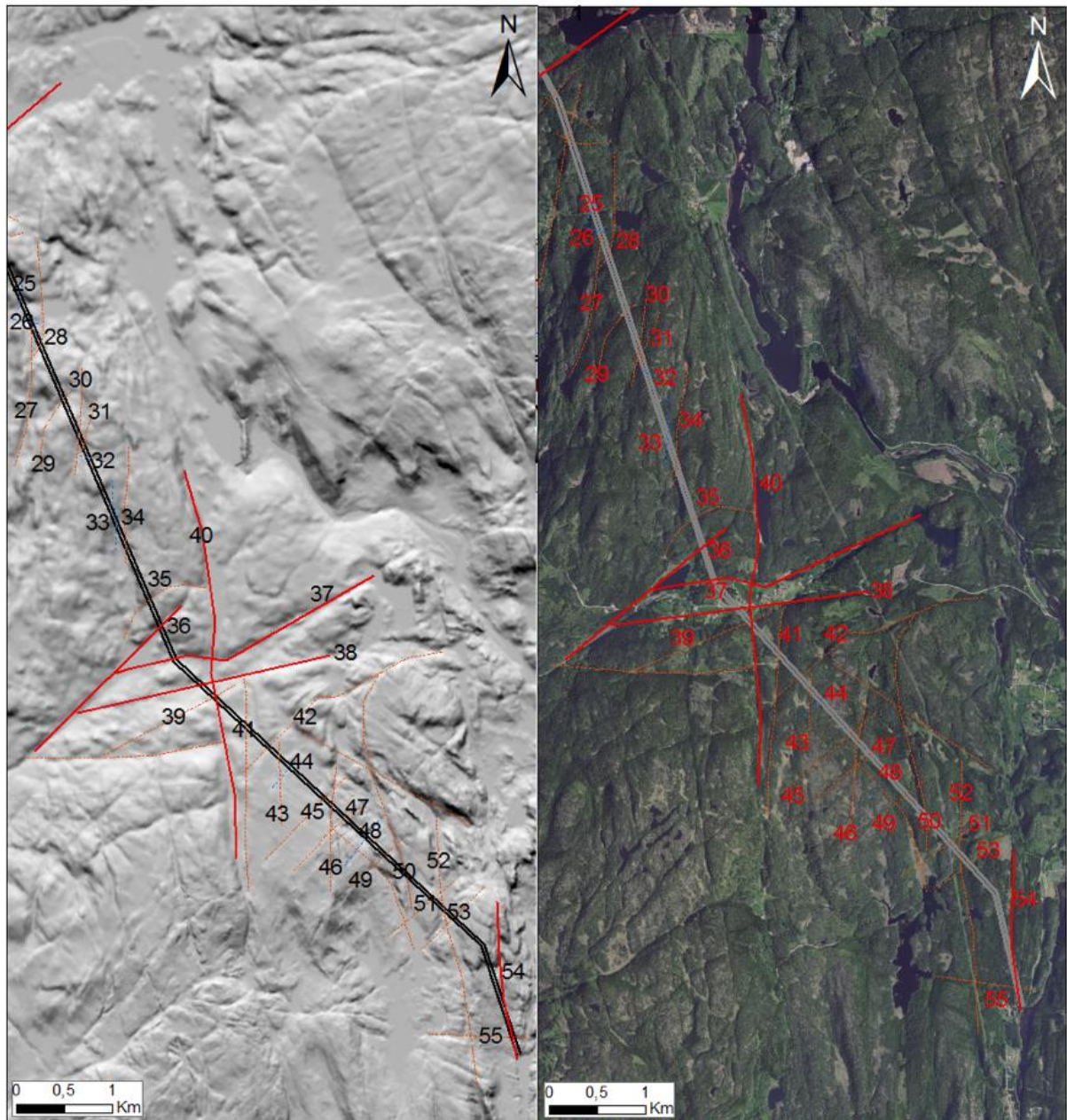
## Vedlegg B: Kartlegging av svakhetssoner

### B.1 Øre-Bjelland



Figur B.1: Kartlegging av svakhetssoner i nordre del av Øre-Bjelland-prosjektet med DTM10 terrengmodell (venstre) og flyfoto (høyre) fra Kartverket. Fargekoder som vist i figur 9.4.





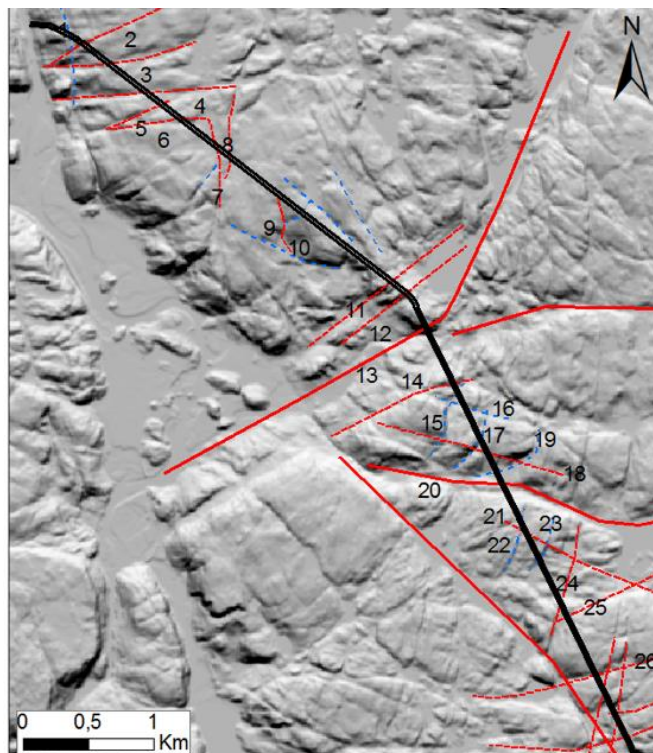
Figur B.2: Kartlegging av svakhetssoner i søndre del av Øre-Bjelland-prosjektet med DTM10 terrengmodell (venstre) og flyfoto (høyre) fra Kartverket. Fargekoder som vist i figur 9.4.

**Tabell B.1: Kartlagte svakhetssoner langs tunneltraséen mellom Øre og Bjelland, som illustrert i figur B.1 og figur B.2.**

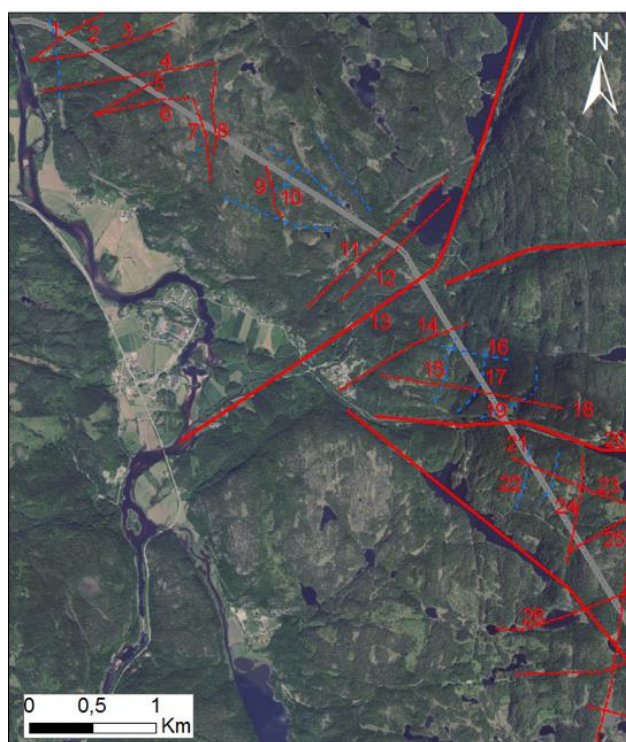
Nr.	Strøkretning	Forventet størrelse
1	N060°Ø	Liten
2	N015°Ø	Moderat
3	N015°Ø	Moderat
4	N030°Ø	Moderat
5	N095°Ø	Moderat
6	N035°Ø	Liten
7	N110°Ø	Liten
8	N015°Ø	Moderat
9	N020°Ø	Moderat
10	N040°Ø	Moderat
11	N180°Ø	Moderat
12	N060°Ø	Moderat
13	N015°Ø	Moderat
14	N065°Ø	Moderat
15	N070°Ø	Liten
16	N070°Ø	Liten
17	N070°Ø	Omfattende
18	N060°Ø	Liten
19	N055°Ø	Liten
20	N040°Ø	Omfattende
21	N035°Ø	Moderat
22	N100°Ø	Moderat
23	N010°Ø	Moderat
24	N100°Ø	Moderat
25	N010°Ø	Liten
26	N100°Ø	Liten

27	N005°Ø	Moderat
28	N180°Ø	Moderat
29	N020°Ø	Moderat
30	N005°Ø	Moderat
31	N020°Ø	Moderat
32	N110°Ø	Liten
33	N180°Ø	Liten
34	N005°Ø	Moderat
35	N070°Ø	Moderat
36	N050°Ø	Omfattende
37	N080°Ø	Omfattende
38	N075°Ø	Omfattende
39	N060°Ø	Moderat
40	N180°Ø	Omfattende
41	N180°Ø	Moderat
42	N040°Ø	Moderat
43	N180°Ø	Moderat
44	N045°Ø	Liten
45	N050°Ø	Moderat
46	N010°Ø	Moderat
47	N050°Ø	Moderat
48	N035°Ø	Liten
49	N045°Ø	Moderat
50	N165°Ø	Moderat
51	N050°Ø	Moderat
52	N170°Ø	Moderat
53	N045°Ø	Moderat
54	N175°Ø	Omfattende
55	N095°Ø	Moderat

## B.2 Øyslebø-Try

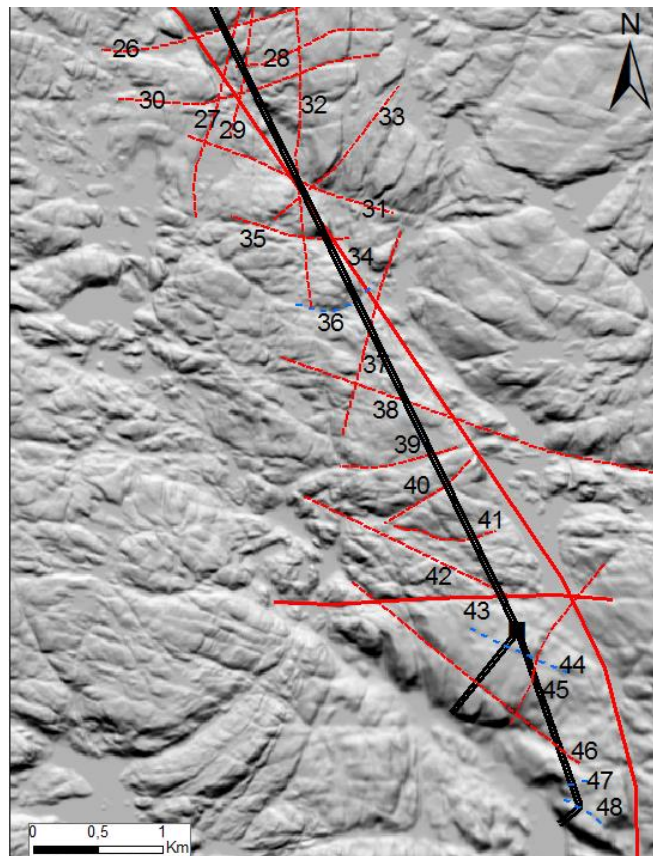


Figur B.3: Kartlegging av svakhetssoner i nordre del av Øyslebø-Try-prosjektet med DTM10 terrengmodell fra Kartverket. Fargekoder som vist i figur 11.4.

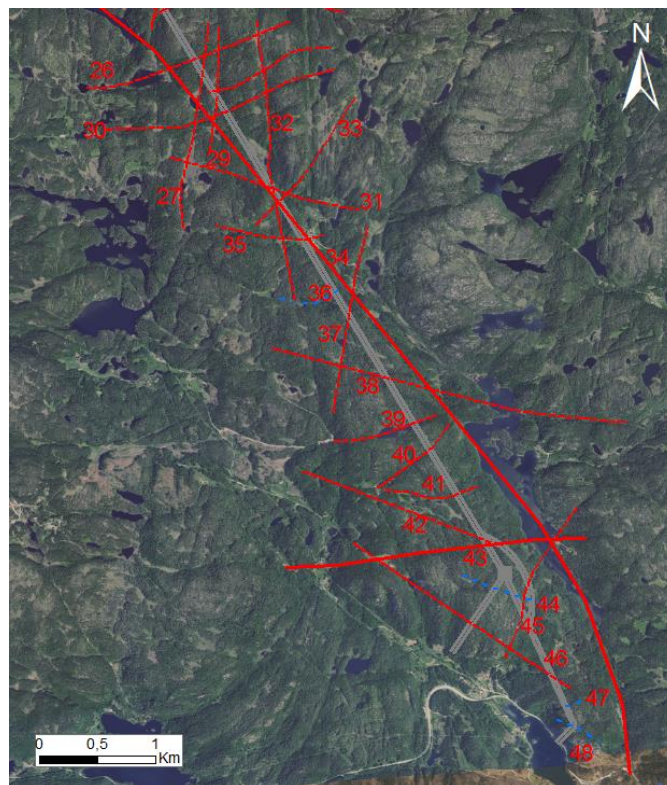


Figur B.4: Kartlegging av svakhetssoner i nordre del av Øyslebø-Try-prosjektet med flyfoto fra Kartverket. Fargekoder som vist i figur 11.4.





Figur B.5: Kartlegging av svakhetssoner i søndre del av Øyslebø-Try-prosjektet med DTM10 terrengmodell fra Kartverket. Fargekoder som vist i figur 11.4.



Figur B.6: Kartlegging av svakhetssoner i søndre del av Øyslebø-Try-prosjektet med flyfoto fra Kartverket. Fargekoder som vist i figur 11.4.



Tabell B.2: Kartlagte svakhetssoner langs tunneltraséen mellom Øyslebø og Try, som vist i figur B.3-B.6.

Nr.	Strøkretning	Forventet størrelse
1	N170°Ø	Liten
2	N055°Ø	Moderat
3	N060°Ø	Moderat
4	N080°Ø	Moderat
5	N060°Ø	Moderat
6	N090°Ø	Moderat
7	N015°Ø	Moderat
8	N010°Ø	Moderat
9	N160°Ø	Moderat
10	N045°Ø	Liten
11	N045°Ø	Moderat
12	N045°Ø	Moderat
13	N055°Ø	Omfattende
14	N070°Ø	Moderat
15	N020°Ø	Liten
16	N100°Ø	Liten
17	N030°Ø	Liten
18	N100°Ø	Moderat
19	N020°Ø	Liten
20	N080°Ø	Omfattende
21	N020°Ø	Liten
22	N115°Ø	Moderat
23	N015°Ø	Liten
24	N010°Ø	Moderat
25	N060°Ø	Moderat
26	N070°Ø	Moderat
27	N010°Ø	Moderat
28	N070°Ø	Moderat

29	N010°Ø	Moderat
30	N080°Ø	Moderat
31	N140°Ø	Moderat
32	N105°Ø	Moderat
33	N035°Ø	Moderat
34	N170°Ø	Omfattende
35	N100°Ø	Moderat
36	N065°Ø	Liten
37	N010°Ø	Moderat
38	N105°Ø	Moderat
39	N070°Ø	Moderat
40	N055°Ø	Moderat
41	N070°Ø	Moderat
42	N110°Ø	Moderat
43	N085°Ø	Omfattende
44	N110°Ø	Liten
45	N030°Ø	Moderat
46	N125°Ø	Moderat
47	N080°Ø	Liten
48	N130°Ø	Liten

