



## FAGRAPPORRT INGENIØRGEOLOGI OG HYDROGEOLOGI FOR TUNNELER

---

E6 Ulsberg – Melhus  
Regulering Prestteigen – Gyllan

Midtre Gauldal kommune / Melhus kommune  
Plan ID: 2016011 / 2015007

**Oppdragsgiver:** Nye Veier  
**Oppdragsgivers kontaktperson:** Jan Olav Sivertsen  
**Rådgiver:** Norconsult AS, Klæbuveien 127 B, NO-7031 Trondheim  
**Oppdragsleder:** Jill H. Sveen  
**Fagansvarlig:** Ingvar Tyssekvam  
**Andre nøkkelpersoner:** Kristian Loftesnes og Lars Været

04	2020-04-24	Justert plassering av nordre påhugg for Håggåtunnelen som følge av gangveg på lokalveg.	KTLOF	INT	JHSVE
03	2018-10-05	Revidert referanse til geoteknisk rapport			JHSVE
02	2018-06-11	Rapport til reguleringsplan	KTLOF/LAVAE	INT	JHSVE
01	2018-04-10	Rapport til utvidet kontroll	KTLOF/LAVAE	INT	JHSVE
Versjon	Dato	Beskrivelse	Utarbeidet	Fagkontrollert	Godkjent

Dette dokumentet er utarbeidet av Norconsult AS som del av det oppdraget som dokumentet omhandler. Opphavsretten tilhører Norconsult. Dokumentet må bare benyttes til det formål som oppdragsavtalen beskriver, og må ikke kopieres eller gjøres tilgjengelig på annen måte eller i større utstrekning enn formålet tilsier.

## Sammendrag

Nye Veier planlegger ny firefelts veg på den 7,5 km lange strekningen mellom Prestteigen i Midtre Gauldal kommune og Gyllan i Melhus kommune. Prosjektet inkluderer bygging av den 2,7 km lange Størentunnelen, samt utstrossing av Battlitunnelen (185 m) og Håggåtunnelen (255 m).

### Størentunnelen

Tunnelen vurderes å ligge i *geoteknisk kategori 3*.

Tunnelen skal drives i grønnstein/grønnskifer og fyllitt. Berget gjennomsettes av sprekker med to til tre dominerende retninger. Graden av skifrihet varierer betydelig. Hovedandelen av tunnelen ventes å gå i *middels* til *dårlig* berg i henhold til Q-systemet. Sikring av berg ventes hovedsakelig ivaretatt ved bruk av systematisk bolting og fiberarmert sprøytebetong, men ved opptreden av svakhetssoner vil det kunne bli behov for armerte sprøytebetongbuer. Det er observert 23 lineamenter over traseen som kan representere svakhetssoner. Videre ventes overskyvningsgrensen for Størendekket å ligge langs grensen mellom fyllitt og grønnstein, her påregnes redusert bergmassekvalitet.

Langs en strekning på 300 m er det satt innlekkasjekrav på 3 l/min per 100 m tunnel på grunn av potensiell setningsfare for bygninger. Dette medfører behov for systematisk injeksjon. For resterende del av tunnelen er det anbefalt innlekkasjekrav på 30 l/min per 100 m.

### Brattlitunnelen

Brattlitunnelen går i grønnstein og grønnskifer med innslag av fyllitt. Bergartene forekommer vekselvis med udefinerte overganger. Berget har en utpreget skifrig karakter med bølgende skifrihetsplan. Eksisterende tunnel er sikret med sprøytebetong i heng og bolting, og det ble ikke påtruffet svakhetssoner som medførte problemer under driving.

Ved utstrossing mot vest vil en strekning på ca. 30 m ha begrenset/uavklart sideoverdekning i berg. Tunnelen går her under ur/løsmasser. Gitt at opplysninger fra bygging stemmer ventes sideveis bergoverdekning å være > 4 m, men inntil dette er verifisert vil det være en usikkerhet knyttet til metodikk for berguttak og omfang av nødvendig stabilitetssikring. Om en er uheldig med både marginal sidedekning kombinert med svak bergmasse vil det kunne betinge en kostbar løsning. Bergoverdekningen må undersøkes ved sonderboringer fra eksisterende tunnel så tidlig som mulig. Bergmassekvaliteten må kartlegges, og metodikk for berguttak og bergsikring må vurderes.

Strekningen med uavklart bergoverdekning, samt påhuggene, vurderes å ligge i geoteknisk kategori 3. Øvrige bergarbeider ved utstrossing av tunnelen vurderes å ligge i geoteknisk kategori 2.

### Håggåtunnelen

Berggrunnen i tunnelen består av grønnstein og grønnskifer. Grønnstein som er dominerende bergart opptrer både i relativt massive former men også med utviklet putelavastruktur. Det er ikke rapportert om spesielle stabilitetsvansker fra driving, med unntak av ved påhugg nord hvor liten overdekning medførte behov for forsiktig sprengning. Permanent sikring er utført ved bruk av boltesikring og sprøytebetong.

Ved utstrossing mot vest vil en strekning på ca. 30 m få sideveis overdekning som er mindre enn tunnelvernsnittet. Størrelsen på sideveis bergoverdekning og bergkvalitet er uavklart, men opplysninger fra bygging indikerer at fremtidig tunnel teoretisk vil oppnå > 4 m sideveis bergstabe bestående av bergmasse som ikke er merkbart dårligere enn ellers i tunnelen. Gitt at opplysninger fra

bygging stemmer ventes det gjennomførbart å etablere bergtunnel i området men inntil dette er verifisert vil det være en betydelig usikkerhet knyttet til metodikk for berguttak og omfang av nødvendig stabilitetssikring. Bergoverdekningen i området må undersøkes ved sonderboringer fra eksisterende tunnel, samt ved scanning av terreng på utsiden mot Gaula så tidlig som mulig. Bergmassekvaliteten må detaljkartlegges, og metodikk for uttak av berg og bergsikring må vurderes. Nærliggende kvikkleireområder må hensyntas ved sprengning.

Påhugg nord må trolig flyttes noe mot sør for å oppnå akseptabel sideveis bergoverdekning mot vest.

Begge påhugg, samt strekningen med uavklart bergoverdekning vurderes å ligge i geoteknisk kategori 3. Øvrige bergarbeider ved utstrossing av tunnelen vurderes å ligge i geoteknisk kategori 2.

### Videre undersøkelser

Det anbefales supplerende grunnundersøkelser langs deler av Størentunnelen, blant annet i form av hydrogeologiske undersøkelser ved Granmoen og løsmassekartlegging for å øke nøyaktighet på påhuggsplassering. Nærheten til eksisterende E6 vil kreve god planlegging av anleggsarbeidene for å få en sikker gjennomføring.

I områder med begrenset/uavklart sideveis bergoverdekning langs Håggå- og Brattlitunnelen må det gjennomføres sonderboring/innmålinger av berg for å avklare bergoverdekning. Bergmassen må kartlegges, behovet for prøvetaking (kjerneboring) må vurderes.



# Innhold

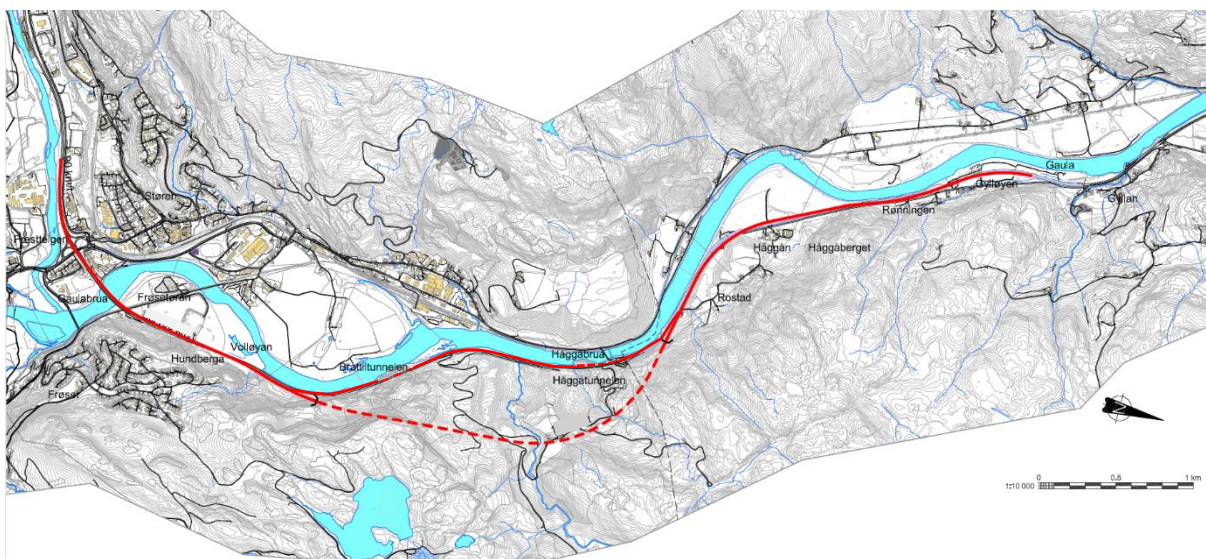
<b>1</b>	<b>Innledning</b>	<b>7</b>
1.1	Bakgrunn og hensikt	7
1.2	Geoteknisk kategori	7
1.2.1	Pålitelighetsklasse og kontrollomfang under planlegging	9
1.3	Grunnlagsmateriale	9
1.4	Utførte undersøkelser	9
1.4.1	Befaring og kartlegging	9
1.4.2	Refraksjonsseismikk	10
1.4.3	Totalsonderinger	10
<b>2</b>	<b>Grunnforhold (faktadel)</b>	<b>11</b>
2.1	Størentunnelen	11
2.1.1	Topografi og overdekning	11
2.1.2	Berggrunn	11
2.1.3	Løsmasser	12
2.1.4	Bergmassens oppsprekking	13
2.1.5	Svakhetssoner	14
2.1.6	Hydrogeologi	15
2.2	Brattlitunnelen	16
2.3	Håggåtunnelen	18
<b>3</b>	<b>Ingeniørgeologiske vurderinger (tolkingsdel)</b>	<b>22</b>
3.1	Størentunnelen	22
3.1.1	Bergmassekvalitet	22
3.1.2	Oppsprekkingens påvirkning av stabilitet	22
3.1.3	Svakhetssoners påvirkning av stabilitet	23
3.1.4	Påhuggsområder	23
3.1.5	Bergoverdekning og bergspenninger	24
3.1.6	Hydrogeologi og krav til innlekkasje	25
3.1.7	Forventede sikringsmetoder	30
3.1.8	Sikringsprognose	31
3.1.9	Drivemetode	32
3.2	Brattlitunnelen	32
3.2.1	Strekning med begrenset/uavklart bergoverdekning (km 2940-2970)	32
3.2.2	Bergmassekvalitet	33
3.2.3	Oppsprekkingens påvirkning på stabilitet	34

3.2.4	Svakhetssoner	34
3.2.5	Påhugg	34
3.2.6	Hydrogeologi	34
3.2.7	Forventede sikringsmetoder	34
3.3	Håggåtunnelen	35
3.3.1	Parti med liten sideveis bergoverdekning (km 4275 – 4305)	35
3.3.2	Bergmassekvalitet	36
3.3.3	Oppsprekkingens påvirkning på stabilitet	36
3.3.4	Svakhetssoner	37
3.3.5	Påhugg	37
3.3.6	Hydrogeologi	37
3.3.7	Forventede sikringsmetoder	37
3.4	Borbarhet/sprengharhet og kvalitet til sprengstein	38
3.5	Vibrasjoner fra sprengningsarbeider	38
3.5.1	Sikkerhet, helse og arbeidsmiljø	39
<b>4</b>	<b>Ingeniørgeologisk bemanning</b>	<b>40</b>
<b>5</b>	<b>Videre undersøkelser</b>	<b>41</b>
<b>6</b>	<b>Referanser</b>	<b>42</b>
<b>7</b>	<b>Vedlegg</b>	<b>44</b>
7.1	Grenseverdier for vibrasjoner	44
7.2	Kartleggingsskjema fra hovedettersyn av Brattlitunnelen og Håggåtunnelen	46
7.3	Tegninger:	46
7.3.1	Ingeniørgeologisk tegning plan og profil	46
7.3.2	Tverrsnitt påhuggsområde sør.	46
7.3.3	Tverrsnitt påhugg nord	48
7.4	Bildevedlegg:	49
7.4.1	Størentunnelen	49
7.4.2	Håggåtunnelen	54

# 1 Innledning

## 1.1 Bakgrunn og hensikt

Nye veier planlegger utvidelse av eksisterende E6 ved Støren i Trøndelag fylke. Prosjektet omfatter ny firefelts veg på den 7,5 km lange strekningen mellom Prestteigen i Midtre Gauldal kommune og Gyllan i Melhus kommune. For nordgående løp skal det bygges en 2,7 km lang tunnel, Størentunnelen. Sørgående veg skal her ligge langs dagens veg hvor eksisterende Håggåtunnel og Brattlitunnel skal strösses ut. Oversiktstegning over parsellen er vist i Figur 1.



Figur 1: Oversiktstegning for parsellen mellom Prestteigen og Gyllan.

Norconsult utarbeidet reguleringsplan for strekningen for Statens vegvesen i 2015 – 2017. Nye Veier har etter dette overtatt ansvaret for parsellen, og det er gjort endringer av traséen. Denne rapporten beskriver ingeniør- og hydrogeologiske forhold langs tunnelstrekningene for gjeldende trasé og er en sammenstilling av resultater fra gjennomgang av eksisterende grunnlag, ingeniørgeologisk kartlegging, vurderinger og utførte grunnundersøkelser. Fremtidige tunnelforskjæringer, påhuggsskjæringer og skredfare for disse er omtalt i egen rapport for høye bergskjæringer og skredfare (dok. G-302). Geotekniske vurderinger er omtalt i egen rapport.

Følgende tunnelarbeider inngår på strekningen:

- Bygging av den 2,7 km lange Størentunnelen for nordgående E6. Tunnelverrsnitt er T10,5 men krav til sikt lengder medfører behov for profil T14 over en lengde på ca. 1250 meter.
- Utströssing av den ca. 255 m lange Håggåtunnelen fra ca. T9,5 til ca. T10,5.
- Utströssing av den ca. 185 m lange eksisterende Brattlitunnelen fra ca. T9,5 til T10,5.

## 1.2 Geoteknisk kategori

Geoteknisk kategori fremkommer som en funksjon av et prosjekts pålitelighetsklasse (CC/RC) og vanskelighetsgrad (se Tabell 1) og settes i henhold til NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering – Del 1: Allmenne regler og Veileder for bruk av Eurokode 7 til bergteknisk prosjektering (Den Europeiske standardiseringsorganisasjonen, 2004).

Tabell 1: Tabell for valg av geoteknisk kategori.

Konsekvens-/ 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 (gjelder hovedsakelig atomreaktorer og lagre for radioaktivt avfall)

### Størentunnelen

Størentunnelen er ca. 2,7 km lang og skal drives i grønnstein/grønnskifer og fyllitt. Berget gjennomsettes av sprekker med to til tre dominerende retninger. Graden av skifrihet varierer betydelig. Hovedandelen av tunnelen ventes å gå i *middels* til *dårlig* berg i henhold til Q-systemet. Sikring av berg utenom svakhetssoner ventes ivaretatt ved bruk av systematisk bolting og fiberarmert sprøytebetong. Sprekker langs tunnelaksen vil sammen med tverrstilte sprekker stedvis kunne medføre kileutfall. Det er observert 23 lineamenter over traseen som kan representere svakhetssoner, disse sonene skjærer tunnelen med varierende vinkel. Langs en strekning på 300 m er det satt krav til maksimal innlekkasje på 3 l/min per 100 m på grunn av potensiell setningsfare for bygninger. En har erfaring fra to tunneler i tilsvarende bergarter i nærområdet. Ut fra dette vurderes vanskelighetsgraden som **middels**.

Tunnelen vurderes å ligge i **pålitelighetsklasse CC/RC3**, hvor svikt eller brudd vil kunne medføre stor risiko for skade på mennesker og meget store økonomiske konsekvenser.

Størentunnelen vurderes å ligge i **geoteknisk kategori 3**.

### Brattlitunnelen og Håggåtunnelen

Tunnelene vurderes å ligge i **pålitelighetsklasse CC/RC3**, hvor svikt eller brudd vil kunne medføre stor risiko for skade på mennesker og meget store økonomiske konsekvenser.

Ved strekningen km 2940 – 2970 i Brattlitunnelen og 4275 – 4305 i Håggåtunnelen er det betydelig usikkerhet rundt sideveis bergoverdekning, og vanskelighetsgrad vurderes å være **høy**.

Håggåtunnelens nordre påhugg (nord for km 4350) vurderes også å ha **høy** vanskelighetsgrad som følge av begrenset overdekning. Disse delstrekningene, samt øvrige påhuggsområder, vurderes å tilhøre **geoteknisk kategori 3**.

Ved utstrossing av Håggåtunnelen og Brattlitunnelen vil en ha god kjennskap til bergkvalitet før sprengning, og det er ikke rapportert om spesielle drivetekniske problemer fra bygging av tunnelene. For øvrige områder vurderes vanskelighetsgraden som **middels** og de bergtekniske arbeidene vurderes å tilhøre **geoteknisk kategori 2**.

Det kan være aktuelt å revurdere valg av geoteknisk kategori for alle tunnelene i neste planfase når grunnforholdene er fastlagt med større grad av nøyaktighet, samt at trafikkavvikling i anleggsperioden er planlagt i mer detalj.

### 1.2.1 Pålitelighetsklasse og kontrollomfang under planlegging

Pålitelighetsklassen til et byggverk, en konstruksjon eller en konstruksjonsdel angir krav til kontroll og type kontroll av prosjektering og utførelse. Pålitelighetsklassen er direkte koblet til prosjekteringskontrollklasse og utførelseskontrollklasse som igjen angir krav til kontroll og kontrollform.

Ved fastsettelse av pålitelighetsklasse for byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler benyttes tabell NA.A1(901) i NS-EN 1990:2002+A1:2005+ NA:2016 med veiledende eksempler.

Den anbefalte pålitelighetsklasse (CC/RC) 3 medfører at tunnelene havner i prosjekteringskontrollklasse (PKK) 3. PKK 3 stiller krav om egenkontroll, intern systematisk kontroll og utvidet kontroll. Pålitelighetsklasse 3 medfører også utførelseskontrollklasse (UKK) 3. UKK 3 stiller krav om egenkontroll, intern systematisk kontroll og utvidet kontroll.

## 1.3 Grunnlagsmateriale

Følgende grunnlagsmateriale er benyttet i forbindelse med utarbeidelse av denne rapporten:

- Digitalt kartgrunnlag og veglinje
- Digitale berggrunn- (1:250 000), løsmasse- og grunnvannskart fra Norges geologiske undersøkelse (NGU, 2016)
- Topografiske kart fra Norgeskart (Kartverket, 2016).
- Resultater fra utførte grunnundersøkelser
- Ortofoto fra Norge i bilder (Norge i bilder, 2016)

Følgende standarder er lagt til grunn i forbindelse med utarbeidelse av denne rapporten:

- Statens vegvesen
- Håndbok N500 Vegtunneler (2016)
- Statens vegvesen Håndbok N200 Vegbygging (2014)
- Statens vegvesen Håndbok V224 Fjellbolting (2000)
- Eurocode 7
- NS8141: 2001
- NS8141-3:2014 Veiledende grenseverdier for bygge- og anleggsvirksomhet, bergverk og trafikk. Del 3: Virkning av vibrasjoner fra sprengning på utløsning av skred i kvikkleire.

## 1.4 Utførte undersøkelser

### 1.4.1 Befaring og kartlegging

Det er utført kartlegging for tunneltrasé av Norconsults ingeniørgeologer i flere omganger. En oppsummering over utførte kartlegginger er vist i Tabell 2. Under befaringer er det gjort vurderinger av påhuggsområder, løsmassemekktigheter/bergoverdekning, bergmassekvalitet og oppsprekking.



Tabell 2: Oversikt over utførte ingeniørgeologiske befaringer i forbindelse med vurderinger av tunneler.

Dato	Personell	Hensikt
23.05.2016	Kristian Loftesnes	Oppstartsbefaring seismikkundersøkelser
08.06.2016	Kristian Loftesnes og Ingvar Tyssekvam	Vurderinger av påhugg nord ved Rostad
22.06.2016	Kristian Loftesnes	Kartlegging bergmasse langs tunneltrasé
22.08.2016	Kristian Loftesnes og Ingvar Tyssekvam	Kartlegging påhugg sør
30.01.2018	Kristian Loftesnes og Ingvar Tyssekvam	Kartlegging for Brattlitunnelen og Håggåtunnelen.

### 1.4.2 Refraksjonsseismikk

Det er utført refraksjonsseismiske undersøkelser i to omganger for flere ulike trasealternativer som er vurdert før endelig trasé for Størentunnelen ble valgt. Hensikten med undersøkelsene var å få oversikt over bergoverflatens beliggenhet i områder med løsmasseavsetninger for å vurdere bergoverdekning for tunnel og påhuggsområder. Samlet er det utført ca. 3300 meter seismikk.

Undersøkelsene viser til dels store løsmassemektheter og en hyppig varierende bergoverflate med til dels bratt topografi. Flere av de seismiske linjene er utført i krevende terreng med bratt topografi. Dette kan medføre noe større usikkerhet i tolkning enn det som er normalt for refraksjonsseismiske undersøkelser.

Linjene som er relevante for endelig tunnelling for Størentunnelen er diskutert i denne rapporten, det vises til separate rapporter fra de refraksjonsseismiske undersøkelsene for mer informasjon rundt øvrige linjer (ImpaktGeofysik, 2016a), (ImpaktGeofysik, 2016b).

### 1.4.3 Totalsonderinger

For Størentunnelen er det utført totalsonderinger for å bestemme dybden til berg både langs trasé og ved forskjæring sør og nord. Det er også gjort totalsonderinger langs utførte refraksjonsseismiske profiler for å kalibrere utført seismikk. Det vises til egen datarapport (Norconsult, 2017) for utfyllende informasjon rundt løsmassetyper og dybder.

## 2 Grunnforhold (faktadel)

### 2.1 Størentunnelen

Tunnelen er planlagt med ett løp med tverrsnitt T10,5. Tunnelen vil ha lengde ca. 2700 meter. Krav til sikt lengder medfører at tunneltverrsnittet vil være T14 over en lengde på ca. 1250 meter. Det vil bli lange portaler ved begge påhugg. Ved det nordlige påhugg vil fremtidig lokalveg krysse over portal i fremkant av bergpåhugg.

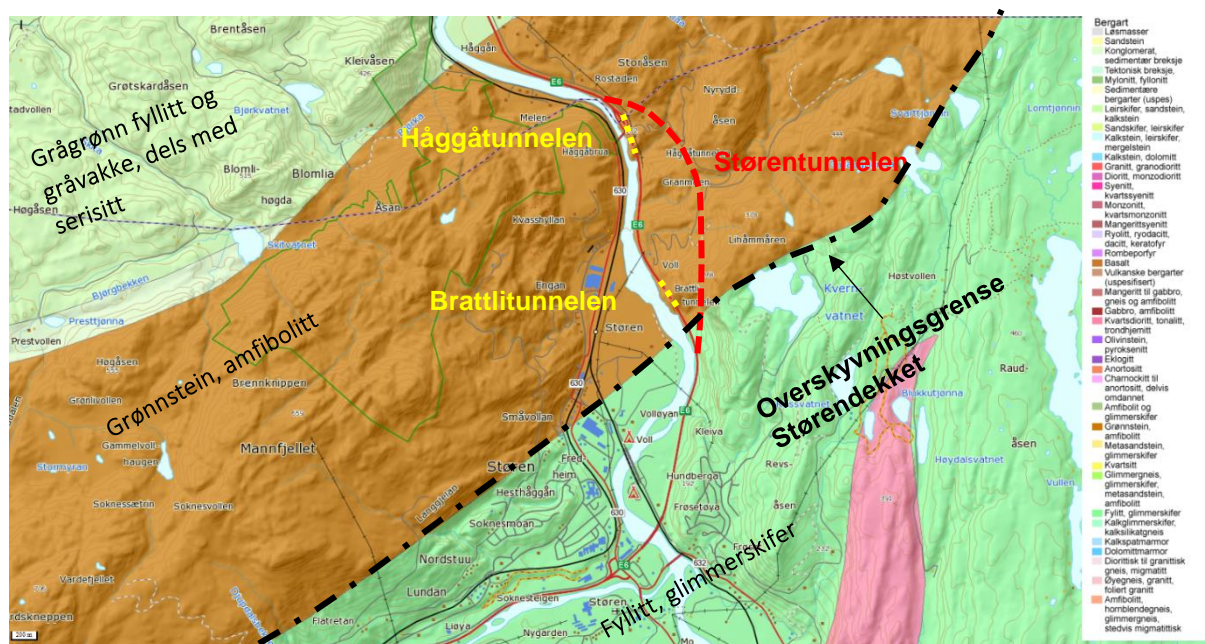
#### 2.1.1 Topografi og overdekning

Tunnelen går i den østre dalsiden av Gauldalen. Terrenget er dels bratt, og hovedsakelig skogkledd. Påhugg sør vil ligge på innsiden av eksisterende E6 i foten av en bratt berghammer, og i forkant av denne ligger det mektige løsmasser hvor etablering av forskjæring medfører behov for omfattende gravearbeid. Terrengoverdekning for tunneltrasen er gjennomgående 65-125 meter. Et parti i den sørlige delen har terrengoverdekning mellom 125 og 240 meter. Traseen krysser to markerte dalsøkk ved km 3900 og 4420 der elvene Ræa og Hundåa renner. Mellom de to dalsøkkene ligger en mektig og terrassert løsmasseavsetning med flere gårdsbruk oppå. Det nordre bergpåhugget vil ligge i skrå fjellside, og terrenget stiger innover fra påhugg.

#### 2.1.2 Berggrunn

Berggrunnskart for området hvor tunnelen er planlagt er vist i Figur 2. Ifølge kartet opptrer følgende bergarter langs tunneltrasé:

- Grønnstein/amfibolitt og grønskifer tilhørende Størenggruppen med lag av kvartskaratofyr.
- Fyllitt, glimmerskifer (undre Hovinggruppen). Grå og svart fyllitt og kvartsitt, til dels grafittholdig.



Figur 2: Viser berggrunnskart over området (NGU, 2016). Omtrentlig tunneltrasé for Størentunnelen er vist med rød stiplede linje. Håggåtunnelen og Brattlitunnelen vist med gul stiplede linje.



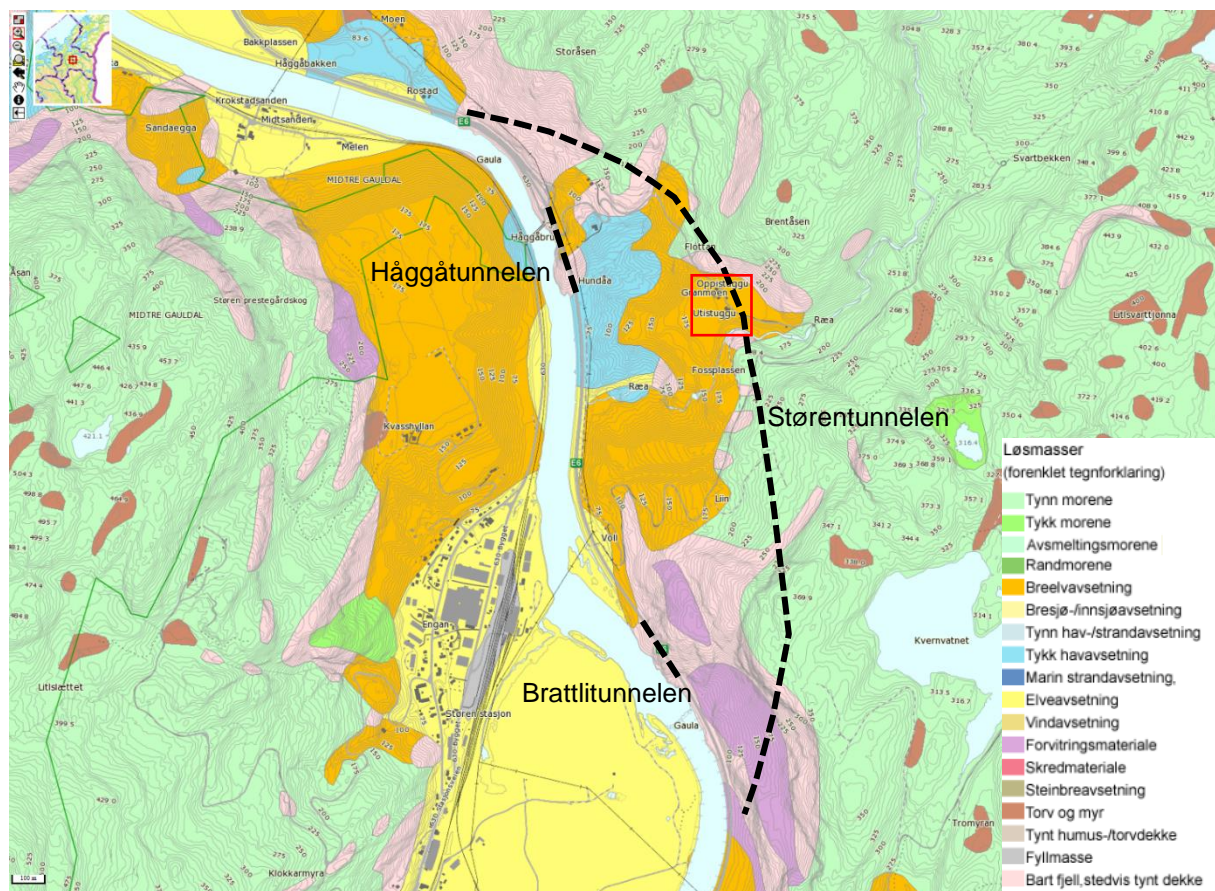
Feltobservasjoner viser at grønnsteinen varierer en del i beskaffenhet. Stedvis er den grå og relativt massiv mens den andre steder fremstår skifrig og flisig med brun overflateforvitring og med tett oppsprekking. I områder med skifrig berg er det observert lag med lyse bånd av kvarts. I kartlagte blotninger i nordlige del av tunneltrasé er det observert putelavastruktur. I vedlegg 7.4 er det vist foto av bergmassen langs utvalgte deler av tunneltrasé.

Overgangen til fyllitt ved terrengoverflaten går ifølge berggrunnskartet i den sørlige delen av tunnelen ved km ca. 2820. Denne overgangen utgjør overskyvingsgrensen for Størendekket. Det er imidlertid observert fyllitt på begge sider av lineament C, som ligger nord for grensen slik den er vist på kartet. På berggrunnskart N250 raster er overskyvingsgrensen vist med fallretning mot nordvest.

### 2.1.3 Løsmasser

Løsmassekart for området hvor tunnelen er planlagt er vist i Figur 2. Ved påhugg sør går tunnelen inn i bratt berghammer som er overdekket av ur og skredmasser. Sørlige del av tunnel frem til km 3900 går under berg overdekket av tynn morene med stedvise bergblotninger i dagen. Ved km 3900 – 4050 krysser tunnelen under en mektig løsmasseavsetning, antatt glasifluvial på løsmassekartet.

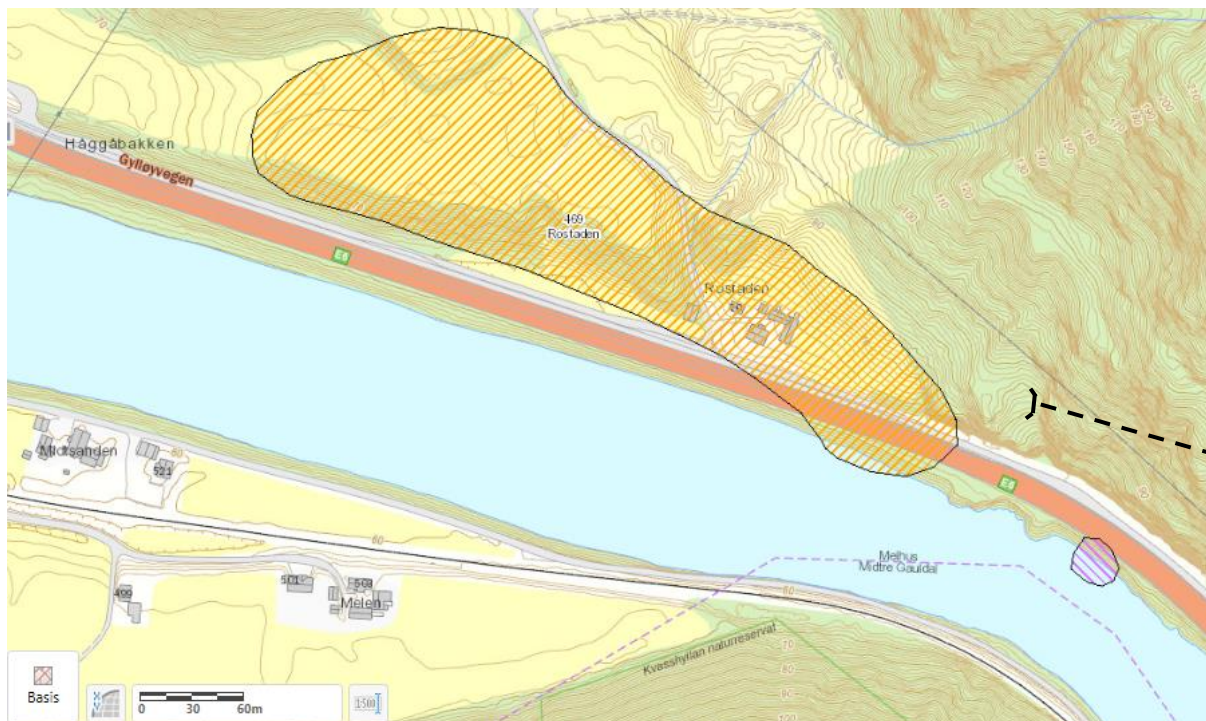
Norconsult har utført boringer i området vest for trasé som viser fra 15 til mer enn 75 m mektige løsmasser hovedsakelig bestående av silt/sand eller silt/leire (Norconsult, 2017). Fra km 4050 og frem til påhugg nord er bergoverflaten gjennomgående dekket av et tynt løsmassedekke men med hyppige observasjoner av berg i dagen. Det vises til geotekniske rapporter for utfyllende informasjon om løsmassetyper og vurderinger av disse.



Figur 3: Viser løsmassekart over området med planlagt tunnel. Omtrentlig tunneltrasé er vist med svart linje (NGU, 2016). Område med mektige løsmasseavsetninger vist med rødt rektangel.

Ved Rostad har NVE og Statens vegvesen registrert to aktsomhetsområder for kvikkleire (Figur 4). Norconsult har her påvist kvikkleire i ett borpunkt ca. 120 m vest for påhugg og tegn til

sprøbruddsmateriale i ytterligere 6 punkter lengre vest. Kvikkleireforekomsten ligger nærmere forskjæring i berg (delstrekning 3) enn tunnelpåhugget og er derfor nærmere beskrevet og vurdert i rapport for høye skjæringer (G-302). Det vises til denne for ytterligere info.



Figur 4: Viser NVEs kvikkleiresone (oransje) samt kvikkleiresone fra Statens vegvesen (lilla) ved Rostad. Fra (Skrednett, 2016). Omtrentlig tunnelpåhugg og trasé er vist med svart stiplet linje.

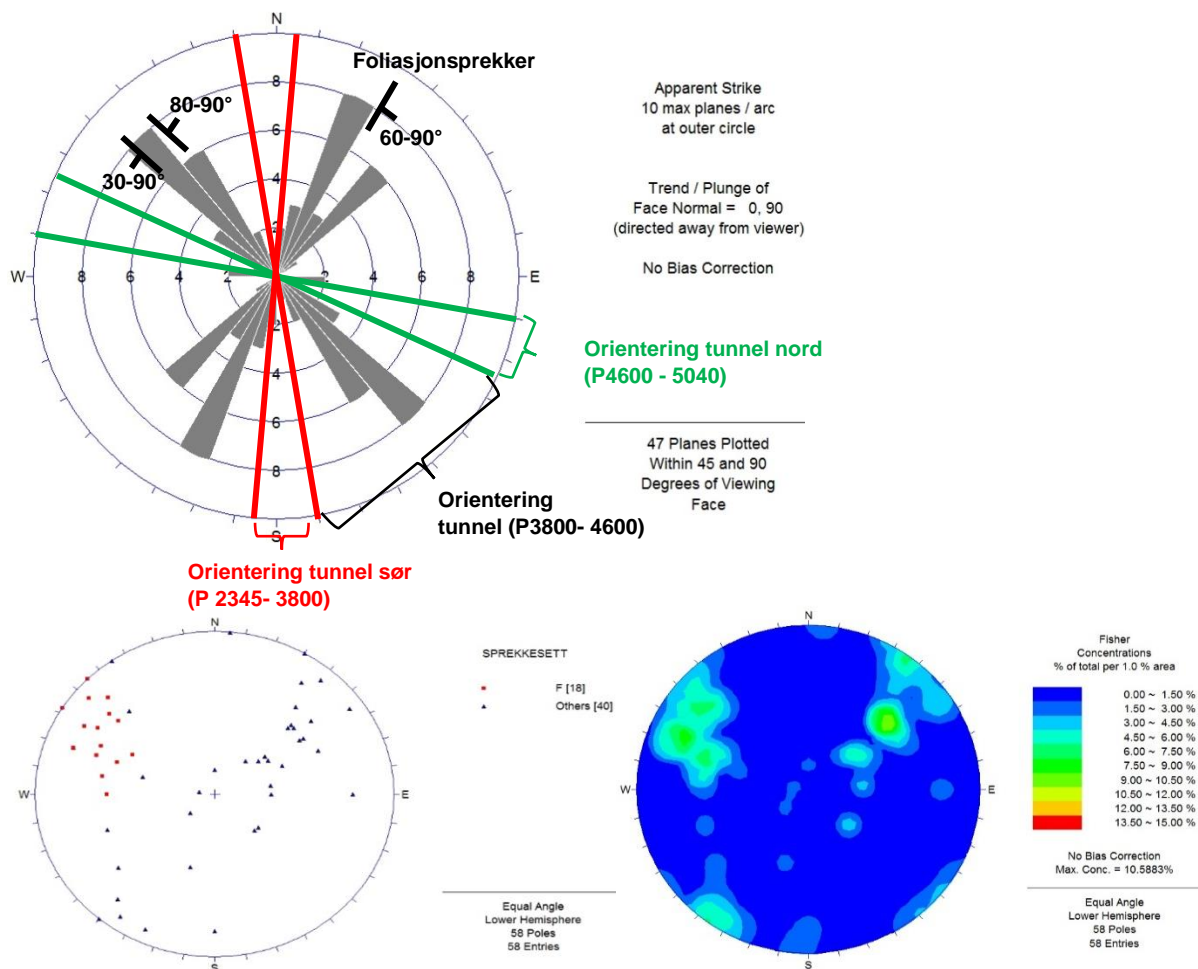
#### 2.1.4 Bergmassens oppsprekking

Det er utført sprekkekartlegging langs tunneltrasé. Registreringene er vist som sprekkerose, kontur- og polplott i Figur 5. Det er to sprekkeorienteringer som dominerer, henholdsvis sprekker mot NØ og NV. Følgende hovedtrender er observert:

- Sprekker orientert N10-45 med fall 60-90° mot SØ, langs foliasjon. Varierer hyppig i orientering og fallvinkel. Skifrige partier har sprekkeavstand 2-20 cm, mens mer massive deler har sprekkeavstand 0,5-2 m.
- Sprekker orientert NV/SØ. Her er det observert varierende fallvinkel til sprekken og disse kan deles i tre underkategorier:
  - Fallvinkel 60-70° SV. Sprekkeavstand 0,3-2 m. Stedvis svært gjennomsettende sprekker.
  - Fallvinkel 30-45° SV. Registrert sprekkeavstand 0,3-1 m. Stedvis kun synlig som riss og korte sprekker.
  - Fallvinkel 90±10°. Sprekkeavstand 0,3-1,5 m. Observert flere glatte, plane og utholdende sprekker (>10 m lengde)
- Sprekker med svakt fall (nær horisontale) og varierende fallvinkel og retning. Sprekkeavstand 1 m for gjennomsettende sprekker.

I tillegg opptrer enkeltsprekker med varierende orientering og fallvinkel. Lagdelingsprekker og sprekker med orientering NV/SØ er observert ved de fleste kartlagte lokalitetene, mens flattliggende sprekker er noe mer sporadiske. På ingeniørgeologisk tegning V301 og V302 det vist sprekkeroser for de ulike delene av tunneltrasé.





Figur 5: Øverst: Sprekkerose med tunnelens orientering vist. Nede venstre: Polplott inndelt i foliasjonssprekker (F) og øvrige sprekker (others). Nede høyre: Konturplot.

### 2.1.5 Svakhetssoner

Markerte søkk og lineamenter i terrenget markerer ofte svakhetssoner i berggrunnen, eller svake bergartslag. Basert på studie av kart/ortofoto samt observasjoner i felt er det identifisert mulige svakhetssoner langs tunneltrasé. Disse er presentert i

Tabell 3 og de er inntegnet på ingeniørgeologisk tegning V301 og V302 i vedlegg.



Tabell 3: Oversikt over lineamenter som er synlig i terrenget. Strøkkretning, anslått fallretning og krysningspunkt i overflaten over tunneltrasé er angitt.

Lineament	Strøkkretning	Tolket fallretning	Km
A	N140	SV*	2500
B	N145	SV*	2770
C	N030	Ø*	3080
D	N160	SV	3120
E	N110	Steil	3170
F	N150	SV*	3260
G	N120	Steil ± 20°	3330
H	N95	Steil ± 20	3380
I	N95	Steil ± 20	3440
J	N40	SØ*	3510
K	N135	Steil ± 20°	3670
L	N160	V	3800
M	N120	Steil ± 20°	3920
N	N150	V	4150
O	N10	Steil ± 20°	4420
P	N40	Steil ± 20°	4610
Q	N20	Steil ± 20°	4680
R	N50	Steil ± 20°	4780
S	N20	Steil ± 20°	4820
T	N160	V	4860
U	N20	Steil ± 20°	4890
V**	N50	70 SØ.	4960
W***	N155	60-70° V	5050

\* Lineamenter med større usikkerhet knyttet til fallretning og fallvinkel.

\*\* Observert kjerne i felt. 25 cm skjærsone parallelt lagdelningen. Desintegrert og flisig berg med noe leire. Intakt sideberg.

\*\*\* Observert kjerne i felt. Sone med 0,5 m mektig kjerne bestående av omvandlet berg med leirinnhold.

Ifølge berggrunnskartet fra NGU ligger overskyvningsgrensen for Størendekket langs bergartsgrensen mellom grønnstein og fyllitt.

Under feltkartleggingen ble det registrert flere knusningssoner og søkk i terrenget med ukjent bergmassekvalitet mot dypet. Flere av disse har leirmateriale i seg. Generelt er det godt samsvar mellom strøkkretning til søkk kartlagt i terrenget og måling av knusningssoner og sprekker i bergskjæringer. Majoriteten av de registrerte lineamentene har orientering langs en av de to dominerende sprekkeorienteringene i området, henholdsvis NNØ-SSV eller NV-SØ. Fallvinkel til lineamentene er usikker, og anslått fallretning i

Tabell 3 er basert på registrering av fallvinkel til sprekker med tilsvarende orientering i området.

## 2.1.6 Hydrogeologi

Det er registrert to borebrønner langs tunneltrasé i NGUs brønndatabase (<http://geo.ngu.no/kart/granada/>). Begge er kartfestet >250 m fra tunnel, og ligger ikke i nærheten av

bebyggelse, og plassering synes derfor svært usikker (se Figur 11). Det er ikke oppgitt stabil vannstand etter boring for noen av borehullene, og det er således ingen registrerte observasjoner av grunnvannstand i området.

Gjennom direkte kontakt med grunneiere i området fremkommer det at tre husstander har grunnvannsforsyning fra borehull i berg (se Figur 11). Ingen av disse tilsvarer brønner registrert i NGUs database. To av de tre borehullene har ifølge eier artesisk trykk, og kapasitet for borehullene opplyses å være hhv. ca. 3700, 4000 (ikke artesisk) og 30000 l/døgn.

(NGU, 2010) gir en oppsummering av hydrauliske egenskaper i fjell, basert på statistisk vanngiverevne i borehull i ulike bergarter. Grønnstein og amfibolitt er blant bergartene med lavest statistisk vanngiverevne. (NGU, 2003) gir på bakgrunn av statistisk vanngiverevne i borehull, og under gitte forutsetninger og forenklinger, estimert hydraulisk ledningsevne (K) for ulike bergartstyper. For grønnstein og enkelte dypbergarter er K estimert til  $2 \times 10^{-6}$  m/s. Legges samme metodikk til grunn for borehullene langs trasé gir dette en teoretisk permeabilitet på  $8,4 \times 10^{-7}$  m/s til  $7,5 \times 10^{-6}$  m/s.

## 2.2 Brattlitunnelen

Langs sørgående linje skal eksisterende Brattlitunnel utvides fra profil T9,5 til T10,5. Bergtunnelen er 186 m lang og ble bygd i 1989-1991. Dagens tunnel har heldekkende vann og frostsikring i form av betongelementer langs veggene og hvelv av PE-skum. Norconsult har ikke utført kartlegging i tunnelen, men det finnes rapport fra utførte tunnelinspeksjoner i 2007 og 2009 (Statens\_vegvesen, 2012). Det er her ikke avdekket forhold ved berget eller bergsikringen som har direkte betydning for tunnelprofilens stabilitet. Kun deler av tunnelen er inspisert på grunn av manglende adkomst bak hvelv. Kartleggings skjema fra tunnelinspeksjonen er vist i vedlegg 7.2.

Informasjon om geologiske forhold langs tunneltrasé beskrevet i det følgende er hentet fra prosjekteringsrapport (Statens\_vegvesen, 1987) og sluttrapport for tunnelarbeidene (Statens\_vegvesen, 1991).

Brattlitunnelen går i grønnstein og grønnskifer med innslag av fyllitt. Bergartene forekommer vekselvis med udefinerte overganger. Berget har en utpreget skifrig karakter med bølgende skifrihetsplan.

Det er observert to markerte sprekkesystemer i området:

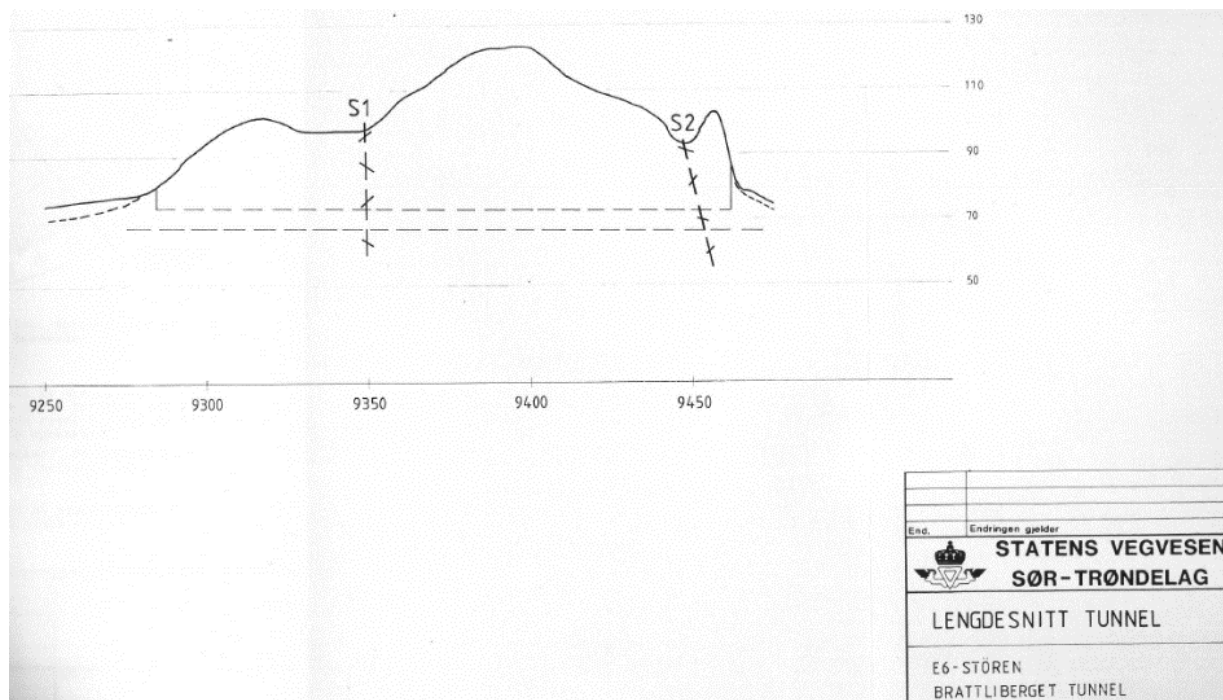
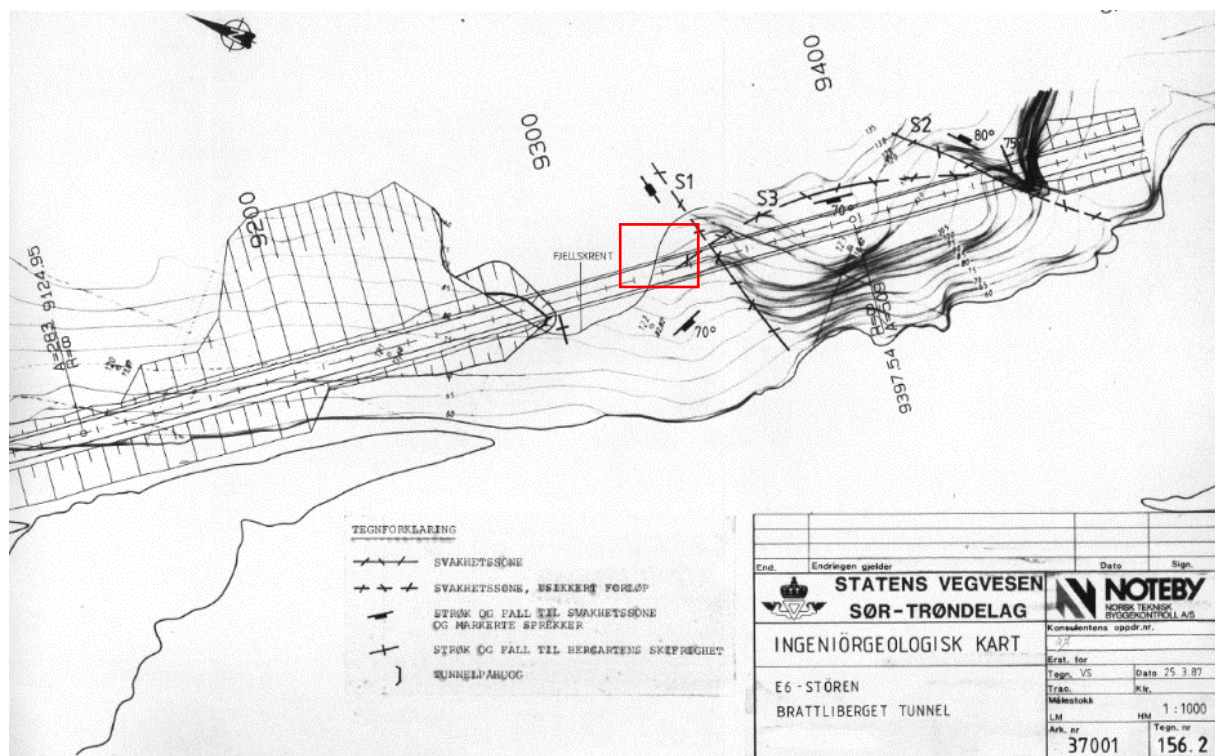
- Sprekker parallelt bergartens skifrihet orientert NØ-SV med steilt fall mot SØ. Varierende ruhet og utholdenhet. Stedvis plane sprekker med stor utholdenhet. Sprekkeavstand som regel 0,1-0,5 m, med stedvis flere meter mellom markerte sprekker. Gunstig orientering i forhold til tunnelretningen.
- Sprekker orientert VNV-ØSØ med 70-85° fall mot nord. Markerte gjennomsettende sprekker, ofte plane, åpne og glatte. Sprekkeavstand stedvis 1 m, men vanligvis 2-5 m.

Grønnsteinen fremstår som lite til middels oppsprukket, mens grønnskiferen er tett oppsprukket. Under driving var sprekker parallelt skifrihetsplanet de mest fremtredende. Enkelte slepper med retning nær parallelt tunnelen medførte behov for noe ekstra sikring.

Ingeniørgeologisk tegning i plan og profil fra prosjekteringsrapport er vist i Figur 6. Tre terrengsøkk som på forhånd ble antatt å være svakhetssoner krysser tunneltraseen. Antatt mektighet var 1-3 meter. To av disse ble påtruffet i tunnelen men de skapte ikke utfordringer under driften. I tillegg ble det registrert enkelte markerte slepper med noe ugunstig orientering.

Under arbeidene med forskjæring ved Brattlitunnelen ble det avdekket at bergoverdekningen i søkket ca. 50 m inn fra påhugg nord kunne bli svært liten. Resultater fra boringer og seismikk medførte at linja ble justert mot øst slik at bergoverdekningen skulle bli minimum 4-5 meter. Rapport fra grunnundersøkelsene er ikke mottatt. Det ble under driving foretatt sonderboring fra stoff i dette partiet. Resultater fra disse er ikke kjent, men det er opplyst at enden på hullene er avsluttet ca. 5 m

utenfor teoretisk tunnelprofil. Det ble heller ikke registrert merkbart dårligere fjell eller jordfylte masser. Sprengningsarbeidene forbi dette partiet gikk som normalt.



Figur 6: Viser plantegning (over) og lengdesnitt (under) langs Brattlitunnelen. Parti med liten sideveis bergoverdekning er vist med rødt. Fra prosjekteringsrapport (NOTEBY, 1987).

Bergsikring i tunnelen består av sprøytebetong og bolting. Tabell 4 viser utførte sikringsmengder. Ved nordre påhugg ble det sikret med forbolter (Ø32mm) før sprengning.

Tabell 4: Oversikt over mengder utført sikring i Brattlitunnelen (Statens\_vegvesen, 1991).

Arbeidssikring		Permanent sikring	
Bolter* (stk/pr lm)*	Fiberarmert sprøytebetong (m <sup>3</sup> /pr lm)	Bolter** (stk/pr lm)	Fiberarmert sprøytebetong (m <sup>3</sup> /pr lm)
210/1,1	49,5/0,27	304/1,2	212/0,83

\*Polyesterforankrede varmforsinkede bolter med lengde 3,2 og 4 m lengde \*\* Innstøpte bolter med lengde 3,2 m.

## 2.3 Håggåtunnelen

Langs sørgående linje skal Håggåtunnel utvides fra profil ca. T9,5 til T10,5. Bergtunnelen er 255 meter lang og ble bygd i 1989-1991. Dagens tunnel har heldekkende vann- og frostsikring i form av betongelementer langs veggene og hvelv av PE-skum. Norconsult har ikke utført kartlegging i tunnelen, men det finnes rapport fra utført tunnelinspeksjon i 2007 og 2009 (Statens\_vegvesen, 2012). Det er her ikke avdekket forhold ved berget eller bergsikringen som har direkte betydning for tunnelprofilets stabilitet. Kun deler av tunnelen er inspisert på grunn av manglende adkomst bak hvelv. Kartleggings skjema fra tunnelinspeksjonen er vist i vedlegg 7.2.

Informasjon om geologiske forhold langs tunneltrasé beskrevet i det følgende er hentet fra prosjekteringsrapport (Statens\_vegvesen, 1987) og sluttrapport for tunnelarbeidene (Statens\_vegvesen, 1991).

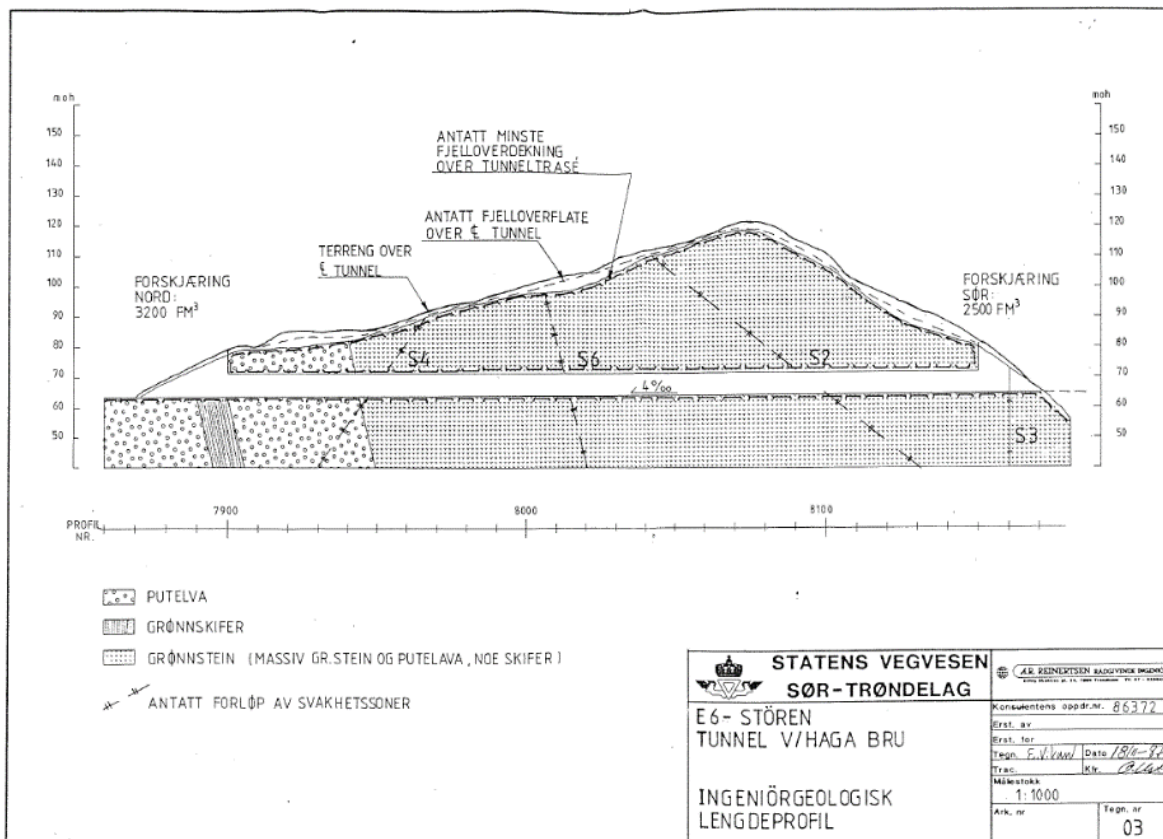
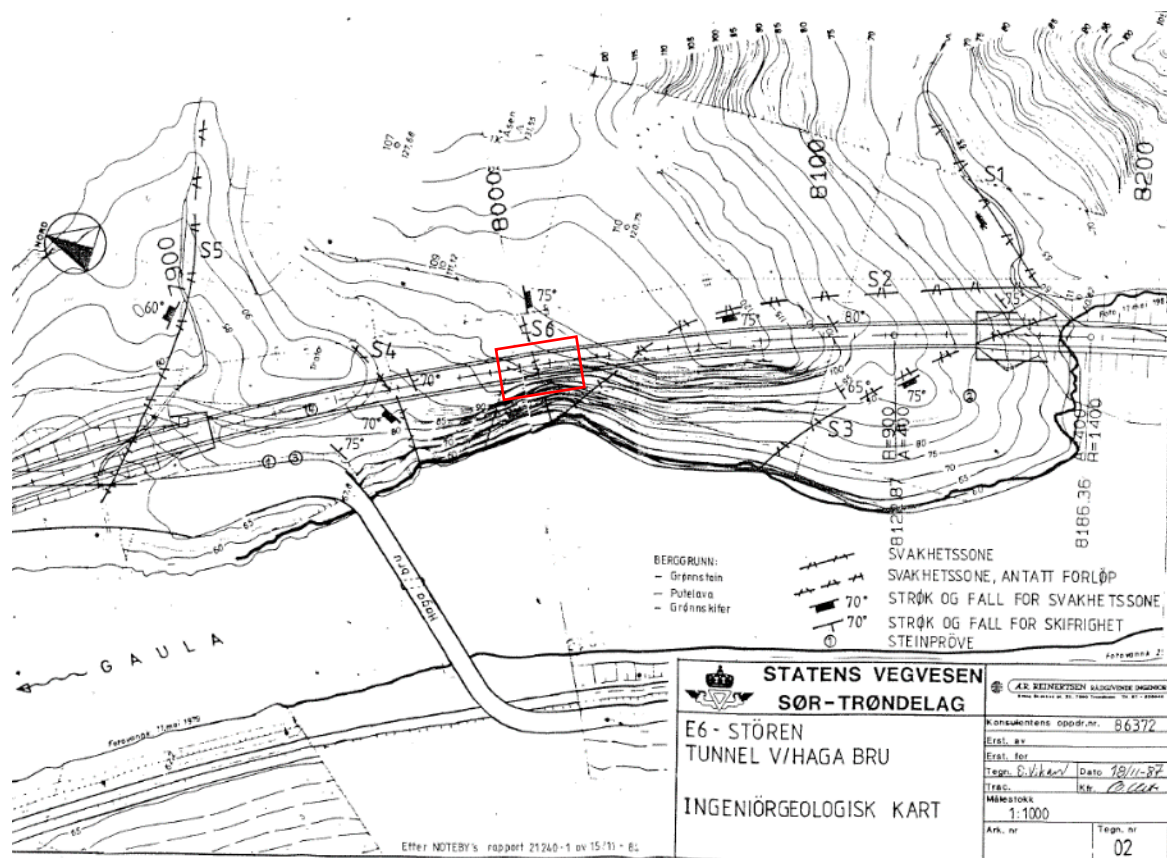
Berggrunnen i tunnelen består av grønnstein og grønnskifer. Grønnstein som er dominerende bergart opptrer både i relativt massive former men også med utviklet putelavastruktur. Skillet mellom de to er diffust. I mindre mengder finnes partier med grønnskifer og tynne lag med kvarts. Det er registrert to dominerende sprekkesett:

- Sprekker langs skifrihetsretningen orientert NØ-SV med steilt fall, hovedsakelig mot SØ. Sprekkene har varierende ruhet og utholdenhet. Sprekkeavstand 0,1-0,5 meter. Gunstig orientering i forhold til tunnelaksen.
- Sprekker med strøk SØ-NV og steilt fall. Sprekkene er gjerne markert gjennomsettende, plane og med sprekkavstand > 1m. Sprekkene kan være glatte. De har liten vinkel til tunnelaksen.

Ingeniørgeologisk tegning i plan og profil fra prosjekteringsrapport er vist i Figur 7. Fire terrengsøkk som på forhånd ble antatt å være svakhetssoner krysser tunneltraseen. Antatt mektighet var 0,5 – 2 meter. Tre av disse ble påtruffet i tunnelen. Mektighet var imidlertid mindre enn ventet, og den på forhånd antatt mektigste (sone 4 eller 6) ble ikke påtruffet. Det ble i tillegg registrert enkelte slepper.

Overdekning over dagens tunnel er mindre enn 15 m i de nordligste 50 m og sørligste 15 m. Sideveis har tunnelen stedvis liten overdekning. Det ble under driving foretatt sonderboring fra stuff lokalt i områder med begrenset bergoverdekning. Enden på hullene ble avsluttet ca. 5 m utenfor teoretisk tunnelprofil, og det ble ikke registrert merkbart dårligere fjell eller jordfylte masser. Sprengningsarbeidene i disse områdene gikk som normalt.





Figur 7: Viser plantegning (over) og lengdesnitt (under) langs Håggåtunnelen. Fra prosjekteringsrapport (Statens vegvesen, 1987). Rød firkant markerer området med lavest sideoverdekning.



Antatt bergartsfordeling fra prosjektering stemte godt overens med de faktiske forhold avdekket under driving. Det er ikke rapportert om spesielle stabilitetsvansker, med unntak av ved påhugg nord hvor liten overdekning medførte behov for forsiktig sprengning. De to dominerende sprekkesettene er tydelige i tunnelen. Permanent sikring er utført ved bruk av boltesikring og sprøytebetong (Tabell 5). Ved begge påhugg ble det benyttet forbolter (Ø32mm), og det ble benyttet redusert salvelengde (1,5 m). Ved påhugg nord medførte en ugunstig sleppe behov for ekstra boltesikring og sprøytebetong.

Tabell 5: Oversikt over mengder utført sikring i Håggåtunnelen (Statens vegvesen, 1991).

Arbeidssikring		Permanent sikring	
Bolter* (stk/pr lm)*	Fiberarmert sprøytebetong (m <sup>3</sup> /pr lm)	Bolter** (stk/pr lm)	Fiberarmert sprøytebetong (m <sup>3</sup> /pr lm)
190/0,75	42/0,16	172/0,92	195/1,05

\*Polyesterforankrede varmforsinkede bolter med lengde 3,2 og 4 m lengde \*\* Innstøpte bolter med lengde 3,2 m.

Før driving av Håggåtunnelen og Brattlitunnelen ble det utført test av mekaniske egenskaper (Statens vegvesen, 1987). Under driving mente entreprenør at inndriften ikke var som forventet, og det ble dermed utført supplerende tester av borbarhet (DRI) underveis. Resultatene er vist i Figur 8.

Prøve nr.	Bergart	DRI Borbarhet	Klassifisering for vegformål
1.	Grønnskifer	50 (middels)	ikke testet
2.	Putelava	28 (meget lav)	ikke testet
3.	Grønnskifer	ikke testet	Klasse 2
4.	Grønnskifer	ikke testet	Klasse 2

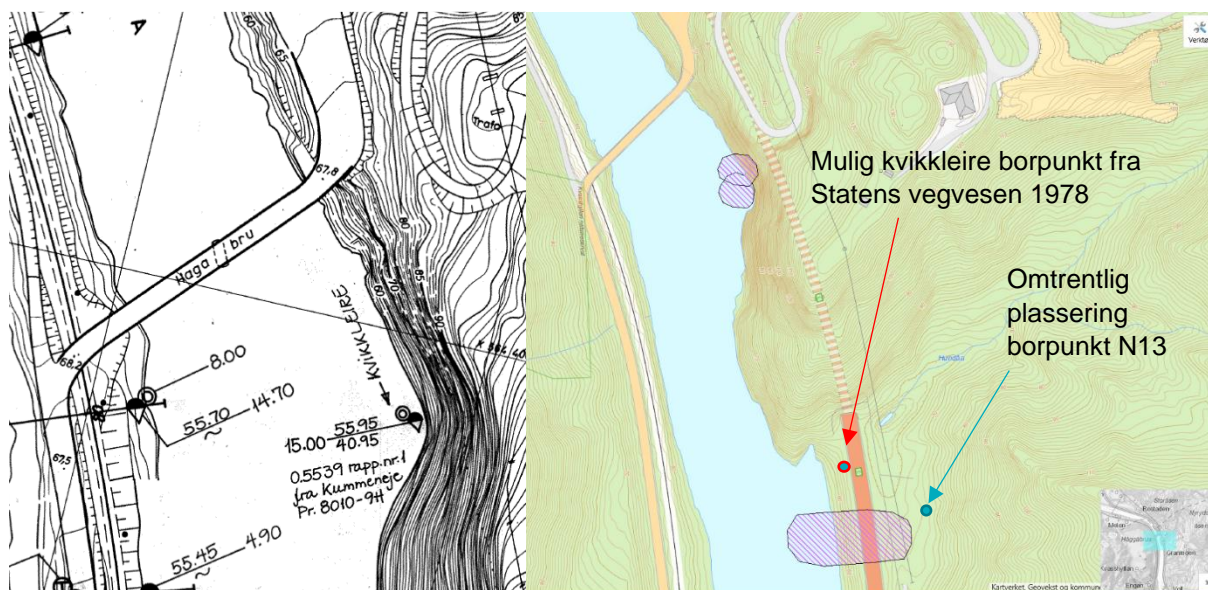
	Etterprøving
Putelava, Haga	26
Massiv grønnstein, Haga	36
- " -, Brattliberget	37
Grønnskifer, Haga	
- " -, Brattliberget	37

Figur 8: Venstre: Viser utført test av mekaniske egenskaper før driving av Håggåtunnelen. Fra (Statens vegvesen, 1987). Lokalitet 1-4 ligger innenfor en radius på 200 meter fra Haga bru. Høyre: Resultater fra test av borbarhet (DRI) fra etterprøving under bygging av Håggå- og Brattlitunnelen. Fra (Statens vegvesen, 1991).

Resultatene viser at grønnskifer har lav til middels borbarhet, mens putelava (og massiv grønnstein) har lav til meget lav borbarhet. Berget ble vurdert å være middels- til tungsprengt. Når det gjelder anvendelse av tunnelstein så avviker dagens materialkrav og testmetoder fra kravene ved testtidspunktet. En kan derfor ikke på grunnlag av utførte tester avgjøre egnetheten til berget. Resultatene viser at den havnet i klasse 2, dette tilsvarte flisighet < 1,5 og sprøhetstall <45. Den gang ble steinmaterialer delt i 5 klasser, der 1 var best og 5 dårligst.

Statens vegvesen har registrert tre aktsomhetsområder for kvikkleire i området vest og sør for Håggåtunnelen (Figur 9). Ved det nordligste aktsomhetsområdet er det påvist kvikkleire i ett punkt i elva (Statens vegvesen, 1997). Koordinater for boringen, samt i hvilken dybde kvikkleire opptrer, er ikke opplyst, men i lokaliteten ligger i XY-planet anslagsvis 15-25 m fra nærmeste sprengningssted. Rapporten det henvises til på NVE-atlas for beskrivelse av det sørligste aktsomhetsområdet inneholder imidlertid ikke informasjon om påvist kvikkleire (Statens Vegvesen, 1986). Norconsult har boret ett punkt (N13) like vest for dette aktsomhetsområdet, her er det ikke påvist kvikkleire. Statens vegvesen har boret mellom aktsomhetsområdet og påhugg sør for Størentunnelen, her er det

registrert mulig kvikkleire (Statens vegvesen, 1978). Omtrentlig plassering av borpunkt er vist på Figur 9.



Figur 9: Høyre: Viser tre aktsomhetsområder for kvikkleire fra Statens vegvesen ved Håggåtunnelen (NVE, 2018). Venstre: Utklipp fra (Statens vegvesen, 1997) som viser at det for den nordligste av de tre sonene er påvist kvikkleire ca. 60 m oppstrøms Haga bru.

## 3 Ingeniørgeologiske vurderinger (tolkingsdel)

### 3.1 Størentunnelen

#### 3.1.1 Bergmassekvalitet

Grønnstein fremstår generelt som kompetent, men graden av skifrihet varierer betydelig. Fyllitten fremstår som noe mindre kompetent, men også her varierer graden av oppsprekking og omvandling. Hovedandelen av bergmassen, med unntak av knusningssoner og svakhetssoner, ventes å ligge i bergmasseklasse C og D. Dette beskrives som henholdsvis *middels* og *dårlig berg* i henhold til Q-systemets inndeling (NGI, 2015). I partier med svakhetssoner, knusningssoner eller partier med høy grad av skifrihet ventes bergmassekvaliteten hovedsakelig å ligge i klasse E (*svært dårlig*).

Bergmassekvalitet er klassifisert i henhold til Q-systemet og det er antatt en prosentvis fordeling av tunnallengde i ulike bergmasseklasser iht. tabell 6.1 i Håndbok N500. Dette er utført med basis i kartleggingen i dagen langs trasé. Antatt fordeling av bergmassekvalitet er vist i Tabell 6.

Berget ved både påhugg nord og påhugg sør er vurdert å ligge i bergmasseklasse *middels* eller *dårlig*, avhengig av om eksakt påhuggssted kommer utenfor eller i et parti med tett oppsprekking langs lagdelingen.

De seismiske undersøkelsene som er utført i grønnstein/grønnskifer i området over tunneltrasé viser i hovedsak berghastigheter mellom 3900 og 5300 m/s (ImpaktGeofysik, 2016b). Dette indikerer at grønnsteinen/grønnskiferen i dette området har middels til god kvalitet. I forskjæring til påhugg sør er hastigheten 3300-3900 (ImpaktGeofysik, 2016a). Dette indikerer noe dårligere bergmassekvalitet for fyllitten. På ingeniørgeologisk tegning V301 er det vist mulig plassering av bergartsskillet mellom grønnstein og fyllitt. Det er observert fyllitt også nord for denne plasseringen (like nord for lineament C), og i realiteten ventes en gradvis overgang med vekslende lag av fyllitt og grønnskifer. Avhengig av plassering av bergartsgrensen ventes 75-85 % av tunnelen å gå i grønnstein/grønnskifer mens resterende del ventes å gå i fyllitt.

Tabell 6: Antatt prosentvis fordeling av bergmassekvalitet langs tunnelen.

Bergmasseklasse Q-verdi	A/B 10 -100 (god/svært god)	C 4 – 10 (middels)	D 1 – 4 (dårlig)	E 0,1 – 1 (svært dårlig)	F 0,01 – 0,1 (ekstremt dårlig)	G <0,01 (eksepsjonelt dårlig)
Tunnel (%)	10	45	39	6	0	

Inndelingen vist i Tabell 6 er en tolkning basert på eksisterende grunnlag. Bergkvaliteten ved tunnelnivå kan variere fra observasjoner gjort i dagen.

#### 3.1.2 Oppsprekkingens påvirkning av stabilitet

Grad av skifrihet vil påvirke stabiliteten til berget. Generelt er det tett oppsprekking langs lagdelingen. Sprekker orientert NV-SØ opptrer mindre hyppig, men stedvis er de plane og meget utholdende og vil kunne påvirke stabiliteten over lengre strekninger der de opptrer parallelt trasé. Slike langsgående, sprekker vil kunne medføre kileutfall i tunnelheng, spesielt der de opptrer sammen med tverrstilte sprekker. Tunnelen har varierende orientering og dette medfører at de registrerte sprekkesystemene vil ha ulik påvirkning på tunnelstabiliteten langs trasé.

I nord krysser lagdelingen (NØ) tunnel med gunstig tværvinkel mens den i sørlige del skjærer tunnel med spiss vinkel.

NV-orienterte sprekker har  $>20^\circ$  vinkel på tunnelretningen i sør og nord, mens de i midtpartiet har spiss vinkel eller er langsgående.

### 3.1.3 Svakhetssoners påvirkning av stabilitet

Det er registrert 23 lineamenter/søkk i terrenget som krysser tunneltrasé og som kan representere svakhetssoner i bergmassen. I tillegg må det forventes opptreden av bergpartier med tettere oppsprukket bergmasse langs tunneltraseen.

9 av lineamentene har orientering som sammenfaller med lagdelingssprekker orientert NNØ-NØ. Fallvinkel til sonene er ikke kjent, men det vurderes som sannsynlig at den vil sammenfalle med registrerte fallvinkler til sprekke (60-90° mot SØ). Det må påregnes at berget i disse søkkene har tett oppsprukket bergmasse, og at det kan opptre knusningssoner med svært skifrig og omvandlet berg med opptreden av leirsoner. Observert skjærsoner (lineament V) har en kjerne med mektighet på 25 cm.

11 av de registrerte lineamentene har orientering NV/SØ. Det er kartlagt sprekker med tilsvarende orientering langs hele tunnelstrekningen. Kartlagt fallvinkel for sprekker varierer betydelig mellom 80 NØ til 30 SV.

Overskyvningsgrensen som ventes langs bergartsskillet mellom grønnstein og fyllitt påregnes å ha redusert bergmassekvalitet og bestå av knust berg med dårlig stabilitet. Plassering av denne grensen ved terrengnivå er ifølge berggrunnskartet ved ca. km 2820, med fallretning mot nordvest. Det er denne plasseringen som er vist på ingeniørgeologisk tegning. Plasseringen sammenfaller imidlertid ikke med noe markert lineament i terrenget. Registrerte innslag av fyllitt i grønnstein i Brattlitunnelen indikerer at bergartsgrensen følger lagdelingens orientering. Det nærmeste markerte lineamentet med orientering som samsvarer med lagdelingen er lineament C, denne har tolket fallretning i motsatt retning (mot ØSØ). Det er dermed mulig at overskyvningsgrensen, og dermed bergartsgrensen, ligger langs denne strukturen som i terrengoverflaten ligger ca. 250 m lengre nord.

De kartlagte lineamentene ventes i hovedsak å ha mektighet mindre enn 5 meter. Unntaket er lineament C, M og O, som ventes å ha noe større mektighet da de følger mer markerte terrengsøkk. Langs lineament C, som kan utgjøre overskyvningsgrensen, er bergmassen ikke observert visuelt da berget er tildekket. Det anbefales å undersøke de mulige svakhetssonene med sonderboring foran stoff for å kartlegge bergmassekvaliteten før en driver inn i disse.

Hvor lang influenslengde eventuelle svakhetssoner har på tunnelen avhenger av krysningsvinkelen. Dette vil variere langs tunnelen da denne går i sving.

Svakhetszone L og N er ut fra anslått fallvinkel ikke ventet å opptre i tunnel. Fallvinkelen er imidlertid ikke kjent, og dersom de likevel skulle opptre vil de kunne følge tunnelen en lengre strekning.

Se ingeniørgeologisk tegning V301 og V302 for antatt fallretning av svakhetssonene og mulige krysningspunkt med tunnellop.

### 3.1.4 Påhuggsområder

Vurdering av stabilitet og sikring av forskjæringer og påhuggskjæringer, samt sikringstiltak mot skred er omtalt i ingeniørgeologisk rapport G-302. Denne rapporten beskriver ventet bergmassekvalitet og vurderer plassering og stabilitet/sikringsbehov for selve tunnelpåhugget.

## Påhugg sør

Det sørlige bergpåhugget for tunnelen vil ligge i foten av en 100 m høy berghammer. Sørover fra forskjæring skjærer linjen gjennom en mektig løsmasseavsetning. Det vil være behov for omfattende avgraving til berg, dette er nærmere beskrevet i geoteknisk vurderingsrapport (Norconsult\_b, 2018).

Det er utført boringer (N5 og N6) og seismikklinjer (L14-16) i forskjæringen inn mot bergpåhugg. Plassering er vist på tegning V301, tverrprofiler er vist i vedlegg 7.3.2. Tolket seismikk indikerer 10-20 m løsmassemektighet, og bergoverflatens forløp er noe slakere enn den overliggende berghammeren. Det er boret i to posisjoner for kalibrering av seismikk. Resultatene fra boring N5 viser ikke samsvar med seismisk tolket bergoverflate ved linje 15, da boring er avsluttet ca. 15 m lavere enn seismisk tolket bergoverflate uten at berg er påvist. Boring N6 utført langs seismikklinje 14 viser bedre samsvar, her er det ved boringer truffet berg 4 m dypere enn tolket seismikk. Bratt overflatetopografi og bergoverflate, samt at snittene vinkelrett på trase har kort lengde, medfører usikker tolkning av seismikklinje 14 og 15. Ut fra dette tillegges boringene størst vekt og det regnes som sannsynlig at bergoverflaten har steilt fall ned i løsmassene. Tilstrekkelig sideoverdekning mot vest for bergpåhugg kan da ventes først når en kommer inn i berghammeren ved km 2340 – 2345. Det anbefales utført supplerende boringer for å verifisere påhuggsplassering.

Normalt kan bergpåhugg etableres ved ca. 5-7 m sideveis bergoverdekning. Det kan være mulig med mindre sidedekning, men da ventes behov for ekstra bergsikring. For å redusere høyde på forskjæringen anbefales det at påhugg flyttes lengst mulig mot sør, samt at påhuggsflaten utformes skrått.

## Påhugg nord

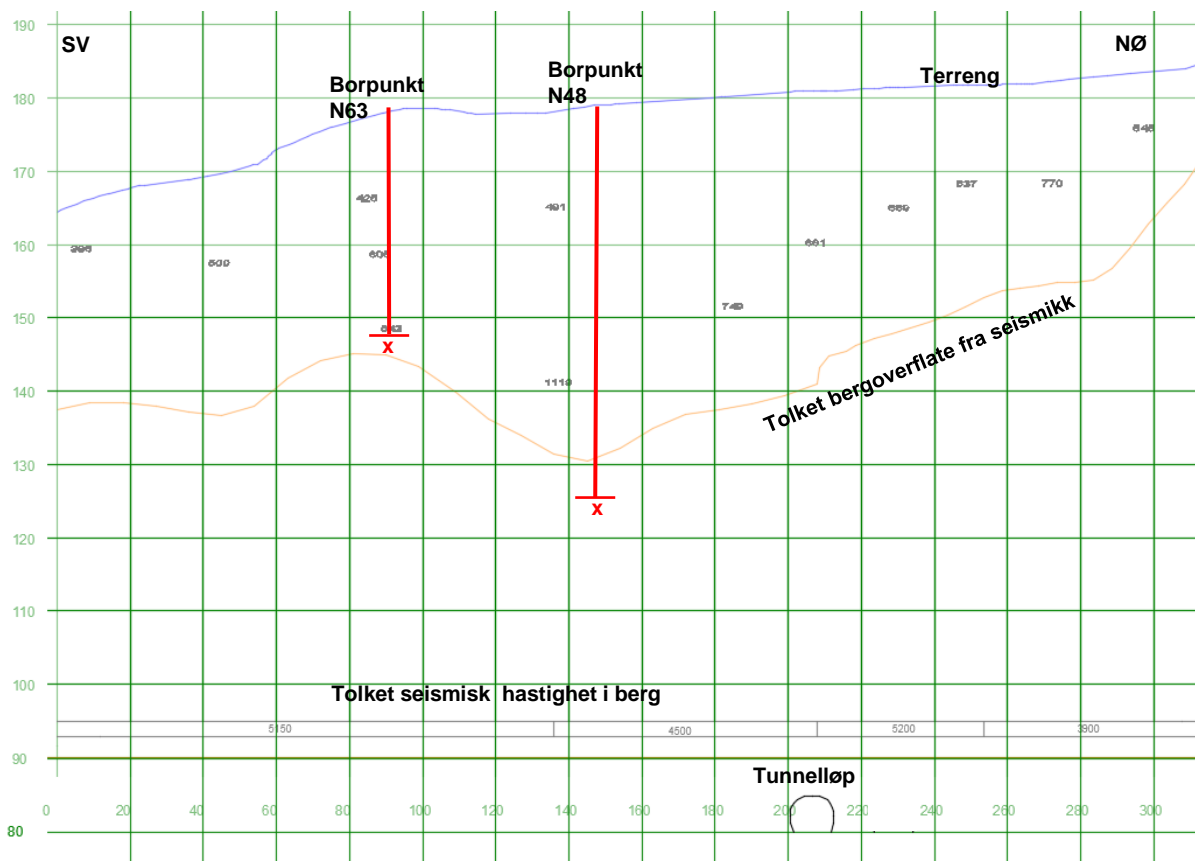
Bergpåhugg i nord ventes ved km 5040-5045. I forkant av bergpåhugget skal lokalvegen føres over E6 på en portal, før den fortsetter på østsiden av E6. Se tverrprofiler i kapittel 7.3.3. Et terrengsøkk med svakhetszone W krysser trasé i eller svært nær påhugget. Det kan medføre stabilitetsutfordringer. Om sonens beskaffenhet ved påhugg tilsvarer den observerte beskaffenheten i eksisterende skjæring bør påhugg legges sør for sonen (anslagsvis til km 5040).

### 3.1.5 Bergoverdekning og bergspenninger

Begge påhuggene ligger i bratt terreng med tynt løsmasselag og berg i dagen, og bergoverdekningen øker raskt inn fra påhuggstedene.

I partiet mellom km 3880 og km 4070 er overflaten dekket av mektige løsmasser. Figur 10 viser et snitt langs seismikklinje 33 som krysser normalt på tunneltrasé i km 4000. Bergoverflaten er tolket ved ca. kote 140 over tunnelløp, så ut fra de utførte undersøkelsene ventes bergoverdekningen å være tilstrekkelig i dette området.





Figur 10: Viser utsnitt av seismikkprofil 33 med tolket bergoverflate og utførte totalsonderinger til berg langs profilet. Profilet krysser tunnellinjen i km 4000.

For øvrige deler av tunnel ventes tynt løsmassedecke, og bergoverdekningen ventes generelt å være mellom 50 og 230 meter.

Fjellene i området har mindre enn 300 meter overhøyde i forhold til tunneltraseen. Det vurderes derfor som lite sannsynlig at bergspenninger når et nivå der sprakeberg oppstår. Deformasjoner av berget som følge av spenningsomlagringer kan ikke utelukkes, men det ventes ikke vesentlige stabilitetsutfordringer som følge av høye bergspenninger. Den gode bergoverdekningen medfører at det ikke ventes stabilitetsutfordringer grunnet manglende innspenning (lave bergspenninger).

### 3.1.6 Hydrogeologi og krav til innlekkasje

I berggrunnen beveger grunnvann seg i åpne sprekker og kanaler i berget. Der tunneler kommer i kontakt med slike kan det oppstå problemer med innlekkasje av grunnvann til tunnelene.

I utgangspunktet er ofte lekkasjer i bergmassen knyttet til:

- Svakhetssoner: forkastningssoner, knusningssoner, dype forvitringssoner (ofte sammenfallende) og i oppsprukket sideberg ved svakhetssoner
- Større enkeltsprekker
- Gangbergarter
- Bergartsgrenser

Naturtypers sårbarhet overfor grunnvannsenking er avgjørende for om en senkning av grunnvannsnivået over tunnelen vil være merkbar på ytre miljø over tunnelen. I de områdene hvor driving av tunnelen foregår under områder med bebyggelse som er fundamentert på setningsømfintlige

masser kan setninger på bygg og infrastruktur generelt være et problem. Drenering til tunnel kan også påvirke overflatevann (tjern og bekker), samt grunnvannsressurser generelt.

### 3.1.6.1 Vurdering av sårbarhet

#### Ytre miljø

For at grunnvannslekkasjer til tunnelen skal ha konsekvenser for ytre miljø må grunnvannssenkningen over tunnelen foregå i områder med sårbare naturtyper, våte naturområder (tjern, vassdrag, myr eller grunnvannssoppkom) og/eller at utrydningstruede dyrearter kan påvirkes av en eventuell grunnvannssenkning. Dette vil kunne merkes ved at det blir et tørrere naturmiljø der grunnvannstanden er nær overflaten dersom det ikke gjennomføres tiltak i forbindelse med tunnelbyggingen.

Det er ikke registrert sårbare vannkrevende naturtyper eller arter innenfor antatt influensområde for grunnvannssenkning mot tunnelen (<http://kart.naturbase.no/>). Det er tre bekker/elver, med utløp til Gaula, som krysser traséen. Fra nord mot sør er dette Hundåa, Ræa og en mindre bekk fra området vest for Lihåmmåren med utløp ved Voll. Middelvannføring, basert på nedbørsfelt oppstrøms tunnel, er hentet fra NVEs lavvannapplikasjon NEVINA (<http://nevina.nve.no/>), og er oppsummert i Tabell 7:

Tabell 7 Middelvannføring i elver/bekker som krysser tunneltrasé, basert på NVEs lavvannapplikasjon NEVINA (<http://nevina.nve.no/>).

	Nedbørsfeltets areal oppst. trasé	Middelvannføring	
		l/s*km <sup>2</sup>	l/min
	km <sup>2</sup>		
Hundåa	1,4	23,4	1966
Ræa	17,4	28,9	30172
Bekk sør	0,1	19,6	118

Tunnelen krysses av antatte svakhetssoner innenfor nedbørsfeltene til Hundåa og Ræa, og det kan ikke utelukkes lekkasjer til tunnel via disse. Middelvannføring i Hundåa og Ræa, slik de fremgår av NVEs lavvannapplikasjon, er imidlertid så stor at en eventuell lekkasje til tunnel ikke forventes å påvirke vannføring nedstrøms disse.

Eksempelvis, tunnelen krysser Hundåas nedbørsfelt over en strekning på ca. 100 m. En lekkasje tilsvarende 40 l/min per 100 m, vil utgjøre <10% av samlet avrenning innenfor nedbørsfeltet. Ræas nedbørsfelt er betydelig større, og selv om nedbørsfeltet krysses av trasé over en lengre strekning (ca. 200 m) vil en tilsvarende lekkasje utgjøre en enda lavere andel av forventet avrenning fra nedbørsfeltet.

Bekk i sør har et noe usikkert forløp, men sammenfaller sannsynligvis med antatt svakhetsone som krysser tunnel ved ca. km 3450. Nedbørsfeltet er lite og en eventuell lekkasje i samme størrelsesorden som eksemplifisert over vil utgjøre en stor andel av middelvannføringen. Nedbørsfelt har imidlertid bratt gradient og tynt usammenhengende morenedekke, noe som tyder på lite magasinering i løsmasser over berg. Vannføring i bekken antas derfor i liten grad å påvirkes av grunnvannstilsig. Alle objekter nevnt over er markert i Figur 11.

#### Utsatte grunnvannsressurser

Private brønner, både drikkevannsbrønner og energibrønner, nær tunneltraséen kan få redusert kapasitet som følge av senket grunnvannsnivå. Om det injiseres under tunneldrivingen, kan injeksjonsmidlene tette og ødelegge brønner og installasjoner som ligger nær tunnelen. Det er ikke registrert brønner langs trasé i NGUs grunnvannsdatabase innenfor ca. 250 m fra tunneltrasé

(<http://geo.ngu.no/kart/granada/>). Det er imidlertid avdekket privat vannforsyning til fire husholdninger gjennom direkte kontakt med grunneiere i området. Disse er oppsummert i Tabell 8, og plassering vist i Figur 11. Brønnene er ikke innmålt, og opplysningene gitt i Tabell 8 bør suppleres/verifiseres før byggestart.

Tabell 8: Privat vannforsyning innenfor ca. 250 m fra tunneltrasé, kartlagt per tlf. med grunneiere 2016-10-14.

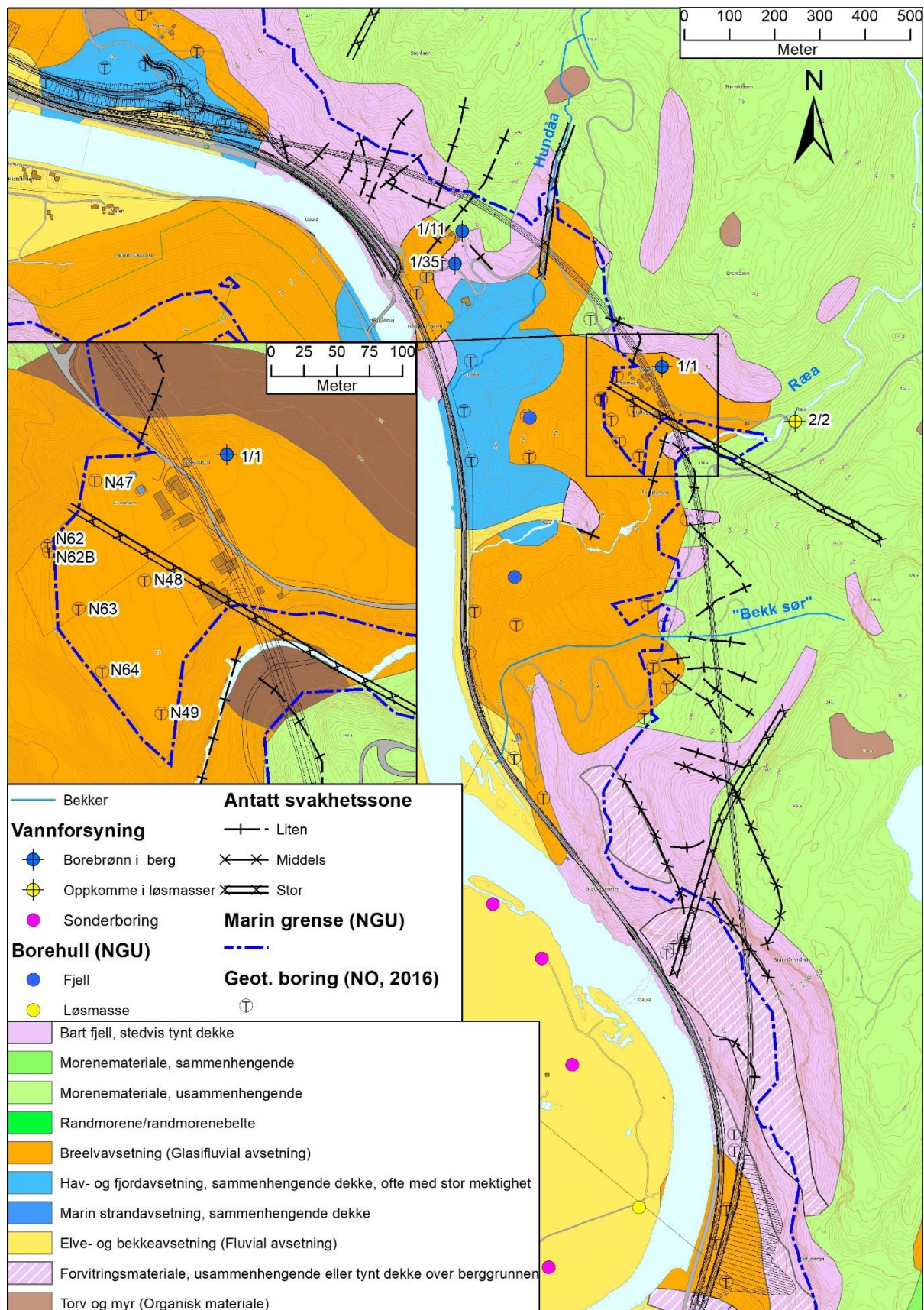
Gnr/Bnr	1/1	2/2	1/35	1/11
Vannkilde	Borebrønn i berg	Oppkomme i løsmasser	Borebrønn i berg	Borebrønn i berg
Bruk	Privat hush. + to utl.hytter	Privat hush.	Privat hush.	Privat hush + husdyrhold
Boredyp (m)	123	0	125	120
Dyp til berg (m u.t.)	2,5	Ukjent	Ukjent	0,8
Dyp til gr.v. (m u.t.)	0 (artesisisk)	Ukjent	0 (artesisisk)	Ukjent
Kapasitet (l/døgn)	Ca. 3 700	Nok, litt lite i tørre perioder	Ca. 30 000	Ca. 4 000
Kvalitet	God, litt kalk iflg. analyse	God	God	God

Borebrønn på gnr/bnr 1/1 har ansett ca. 25 m nordøst for tunnelen. Med vertikal utførelse ville bunn brønn vært lokalisert omkring kote 58, altså under tunnelsåle (ca. kote 74). Ifølge eier er imidlertid brønnen skråboret mot øst. Nøyaktig orientering og helning er ikke kjent, men det må påregnes nærhet til trasé som tilsier at sprengning og/eller eventuell injeksjon vil påvirke borehullet.

Øvrige borebrønner lenger nord ligger med horisontal avstand på ca. 65 m (gnr/bnr 1/11) og ca. 135 m (gnr/bnr 1/35) sørvest for tunnelen, begge med ansett og dyp som tilsier bunn borehull på ca. kote 0 eller lavere, gitt vertikal utførelse. Eier opplyser at begge borehull sannsynligvis er skråboret, men orientering og helning er ikke kjent. Bunn borehull ligger med stor sannsynlighet godt under tunnelsåle, også med skrå utførelse. Det anses lite sannsynlig at eventuelle injeksjonsmasser vil nå borehullene, men dette kan ikke utelukkes. Det kan heller ikke utelukkes at tunnelarbeidene og eventuell lekkasje til tunnel kan påvirke vannkvaliteten og/eller kapasiteten til brønnene, da disse ligger nedstrøms tunnel.

Oppkomme i løsmasser (Gnr/Bnr 2/2) er sparsomt beskrevet av grunneier, men oppfattes å være kum i løsmasser nær Ræas løp. Det antas derfor infiltrasjon fra Ræa, og at kapasiteten kan påvirkes av nivå/vannføring i elva. Eier beskriver også sesongmessige variasjoner, med noe nedsatt kapasitet i lengre perioder med lite nedbør. Ut fra disse opplysningene antas vannkilden lite sårbar for ev. lekkasjer til tunnel, men de faktiske forhold bør verifiseres i felt.





Figur 11: Registrert vannforsyning, borehull (<http://geo.ngu.no/kart/granada/>) og løsmasser (<http://geo.ngu.no/kart/losmasse/>) langs tunnel.

## Setningsproblematikk

En reduksjon i grunnvannsnivå i forhold til det laveste nivå som har vært, kan gi setninger på bygninger og infrastruktur, dersom det er setningsutsatte masser i området. Løsmassene i området er vist i Figur 11. Det vises til geoteknisk fagrapport for ytterligere detaljer.

Terrenget ligger i hovedsak over marin grense. NGUs løsmassekart angir glasifluviale masser, men underliggende marine avsetninger kan ikke utelukkes. Geoteknisk datarapport viser dels store løsmassemektighet sørvest for Granmoen/Utistuggu, ca. km 3950-4150 hvor det også er bygninger knyttet til to bruk (gnr/bnr 1/1 og 2/2) rett over tunnelen. Boringene viser løsmassemektighet varierende fra ca. 15 m (borepunkt N49) til mer enn 75 m (borepunkt N62B) (Norconsult, 2017), se Figur 11 og tegning V302. Sonderingene viser relativt faste masser, men det forventes også lagdelt grunn, herunder leire og silt, samt grovere masser. Borebrønn til gnr/bnr 1/1 ligger ca. 25 m nordøst for traseen, ca. km 4050. Løsmassemektigheten her er kun ca. 2,5 m ifølge brønneier. Brønnen oppgis å ha artesisk trykk, og hovedvanninnslaget ble registrert ca. 30 m ned i berg. Tilsvarende vanntrykk ned mot berg i området med store løsmassemektigheter sørvest for trasé kan ikke utelukkes.

Fundamentering av bygningsmassen i området er ikke kjent, men antas fundamentert på løsmasser, gitt de store mektighetene påvist gjennom boringer. En eventuell lekkasje til tunnel kan medføre poretrykksfall i massene, og potensielt medføre setninger på bygningsmassen. Det foreligger ikke undersøkelser av setningsegenskaper og poretrykksforhold. For vurdering av tettekrav i reguleringsplanen legges det til grunn at massene er setningsømfintlige.

### 3.1.6.2 Innlekkasje og tettekrav

Bergoverdekning over tunnelen er en viktig faktor for innlekkasje; ved stor overdekning er det vanligvis få åpne sprekker, samtidig vil stor overdekning tilsi høyt grunnvannstrykk. Erfaring tilsier at tunneler med stor overdekning har et stort grunnvannsreservoar og ofte større totale lekkasjer enn tunneler med liten overdekning. Foruten området ca. ved km 2750-3250, hvor overdekningen er opp mot 250 m, er overdekning for tunnelen er stort sett i størrelsesorden 75-100 m.

Statistisk vanngiverevne og permeabilitet for ulike bergarter, er omtalt under kapittel 2.1.6 Teoretisk innlekkasje for ulik permeabilitet og vanntrykk over tunnel, kan under gitte forutsetninger beregnes basert på (Karlsrud\_K, 2002):

$$Q = \pi k h \frac{2}{\ln\left(2\frac{h}{r} - 1\right)}$$

k = hydraulisk ledningsevne (m/s)  
h = dyp under grunnvannsspeilet/sjø (m)  
r = tunnelradius (m)

For r=5,5 vil eksempelvis en svakhetsone med mektighet 3 m, permeabilitet  $7,5 \cdot 10^{-6}$  m/s, og 100 m vannsøyle over tunnel, gi en teoretisk innlekkasje på 240 l/min. Teoretisk innlekkasje vil være lavere for en lavere hydraulisk ledningsevne, og/eller mektighet, og/eller vannsøyle over tunnel. Lekkasjer forventes ikke jevnt fordelt over tunnallengden, men vil sannsynligvis oppstå som punktlekkasjer ved kryssing av vannførende soner, mens berget for øvrig kan fremstå som tilnærmet tett.

### Begrensning av maks innlekkasje i tunnelen

Begrensning av innlekkasje i tunnelen er vurdert av hensyn til ytre miljø, vannressurser og fare for setninger på bygg og annen infrastruktur. Det er foreslått en inndeling i områder med ulike tettekrav langs tunnelen. Tettekravene er delt inn i ulike lekkasjerater basert på rapporterte svakhetssoner, områdets antatte sårbarhet og summen av lekkasjer i et område der det er nytt tunnelløp.



Det er ifølge grunneiere i området ikke kommunal vannforsyning til husstandene i området. Tre av fire husstander har borebrønner i berg som sin vannforsyning, mens den fjerde tar vann fra oppkomme i løsmasser. Samtlige brønner må påregnes påvirket uten tiltak, og særlig gjelder dette gnr/bnr 1/1, men også tetteltak i form av injeksjon kan påvirke brønnene. Det forutsettes at beredskap opprettes i byggeperioden, og at erstatningsløsninger for gnr/bnr 1/11 og 1/35 kan etableres dersom brønner påvirkes, enten gjennom etablering av nye brønner og/eller gjennom påkobling kommunal vannforsyning. Erstatningsløsning for gnr/bnr 1/1 bør vurderes etablert før byggestart. Det bemerkes at opplysninger om omfang, kapasitet og vannkvalitet for brønner i området er basert på muntlig kontakt med grunneiere i området. Opplysningene bør verifiseres/suppleres før byggestart. Under de nevnte forutsetningene legges ikke privat vannforsyning til grunn for begrensning av innlekkasje til tunnel. Spørsmål om erstatningsløsninger kontra tiltak for ivaretagelse av brønner gjennom anleggs- og driftsfase, kan eventuelt tas opp til nærmere vurdering i senere planfase.

Det er ikke opplysninger om sårbare naturtyper i området (<http://kart.naturbase.no/>), og det legges på det grunnlaget ikke opp til begrensning av innlekkasje til tunnel av hensyn til slike.

Det legges opp til krav til begrensning av innlekkasje for å begrense faren for poretrykksfall og setninger som kan påvirke bebyggelsen på Utistuggu og Granmoen. Erfaringstall viser at lekkasjen må være mindre enn 2-4 l/min per 100 m for å være rimelig sikker på å unngå å påvirke poretrykk i omkringliggende dypprenner (Karlsrud\_K E. , 2003). Poretrykksreduksjonene vil erfaringsmessig avta med økende avstand til tunnel. Bygningsmassen i det aktuelle området ligger imidlertid direkte over tunnelen, slik at avstanden her vil være liten. Basert på antatte svakhetssoners strøkretning, antatt steilt fall for disse, sammen med erfaringstall fra andre tunnelprosjekter, settes kravet til 3 l/min per 100 m for strekningen km 3860-4160.

Det bemerkes at kravet er satt ut fra gjeldende kunnskap om grunnvannstand, antatte trykkforhold og løsmassemektheter /-sammensetning. Det foreligger ikke poretrykkmålinger i løsmasser i området. Det anbefales dokumentasjon av trykkforholdene i løsmasser og berg før anleggsstart, for å avdekke trykkforholdene i overgangen løsmasser/berg. Prøvetaking for vurdering av massenes setningsegenskaper bør utføres. Videre anbefales det at dagens tilstand for bygningsmassen, samt fundamenteringsmåte, dokumenteres før byggestart. Eventuelt nye opplysninger som tilsier liten setningsfare kan være grunnlag for å revidere krav til tetthet for tunnelen i dette området.

I tråd med et føre-var-prinsipp om å ikke forringe fremtidige muligheter for utnyttelse av grunnvann, samt begrense ev. påvirkning på overflatevann (bekker/elver), foreslås begrensning av innlekkasje for øvrige deler av tunnelen satt til 30 l/min per 100 m.

### 3.1.7 Forventede sikringsmetoder

#### 3.1.7.1 Områder utenfor svakhetssoner

Sikring av berget utenom svakhetssoner ventes ivaretatt av systematisk boltesikring og bruk av fiberarmert sprøytebetong (minimum 80 mm tykkelse). Boltelengder ved tunnelbredde T10,5 bør være minimum 4 meter i heng og 3 meter i vegg. I henhold til formler i håndbok V224 *Fjellbolting* vil det for tverrsnitt T14 være tilstrekkelig med 4 m lange bolter i heng, men for låsing av enkelte geologiske former og ved nisjeutvidelser vil det kunne bli behov for lengre bolter. Hovedsakelig ventes det benyttet kombinasjonsbolter. Ventet bergmassekvalitet viser at det må påregnes behov for sprøytebetong med energiabsorpsjonsklasse E1000 og med tykkelser >8 cm.

#### 3.1.7.2 Svakhetssoner

Ved oppreden av svakhetssoner ved tunnelnivå må det påregnes behov for bruk av tung bergsikring. Stabilitet ventes i de fleste tilfeller å kunne ivaretas ved bruk av armerte sprøytebetongbuer/gitterdragere. Ved dårlig og svært dårlig berg vil det kunne være behov for

forbolter, gjerne i kombinasjon med redusert salvelengde og/eller delte salver. En har ingen data på beskaffenhet og forløp mot dypet til de registrerte lineamentene vist på ingeniørgeologisk tegning, så disse er usikre. Det anbefales derfor at det utføres systematisk sonderboring i de områder svakhetssoner kan ventes å opptre. En bør være spesielt oppmerksom på bergmassekvalitet ved kryssing av svakhetszone C og M. Dersom leirsoner påtreffes under driving bør det utføres laboratorietesting for å avdekke svelleegenskaper. I henhold til Håndbok N500 er det ved svelleleiresoner aktuelt å sikre med full betongutstøpning.

### 3.1.7.3 Sikring av påhugg

Sikring av forskjæringer og bergskjæring over påhugg er omtalt i separat rapport for veg i dagen. Ved selve tunnelpåhuggene kan det bli behov for tung bergsikring (armerte sprøytebetongbuer og forbolter) ved lav overdekning/sidedekning og/eller dårlig bergmassekvalitet. Det må også påregnes behov for korte salver og delt tverrsnitt ved begge påhugg.

### 3.1.7.4 Tetting av berg

Det må påregnes et visst omfang av innlekkasjer til fremtidig tunnel. Normalt ventes grønnstein og grønnskifer å ha høyere permeabilitet enn fyllitt. Sannsynligheten for innlekkasje er størst i områder med kompetent berg, som ofte har større grad av åpne og sammenhengende sprekkestrukturer.

Det ventes behov for systematisk injeksjon der det er satt krav til innlekkasje på 3 l/ min per 100 m tunnel.

For øvrig del av tunnel ventes det i utgangspunktet ikke behov for injeksjon, men behovsprøvd injeksjon kan bli aktuelt dersom en påtreffer større innlekkasjer. Ved svært dårlig berg i forbindelse med større svakhetssoner/overskyvningsgrense kan det også vurderes injeksjon for å bedre stabiliteten til berget, men det er ikke avdekket forhold som tilsier at dette ventes å være nødvendig.

Det påregnes behov for vann- og frostsikring langs hele tunnelens lengde.

## 3.1.8 Sikringsprognose

Basert på utført kartlegging er det gjort et anslag på forventet sikringsbehov for tunnelen. Anslaget er basert på Tabell 6.1 i Håndbok N500 Vegtunneler. Tabell 9 viser sammenhengen mellom bergmasseklasser (etter Q-systemet), sikringsklasser for permanent sikring, fordeling av tunnelen innen de ulike bergmasseklassene og sikringsmengde per løpemeter. Tabell 9 viser oppsummert et anslag på de beregnede sikringsmengdene for tunnelen.

Inndeling av ventede bergmasseklasser baserer seg på gjennomgang av grunnlagsmateriale og registreringer av Q-verdier i dagen. Q-verdier i tunnel vil kunne variere betydelig fra registreringer i dagen, så endelig permanent sikringsomfang må bestemmes ut fra kartlegginger under driving.

Tabell 9: Antatt fordeling av bergklasse og sikringsklasse for ny tunnel basert på foreliggende kjennskap til berggrunnen i området. Sikringsklasser er hentet fra Tabell 6.1 i Håndbok N500 Vegtunneler.

Berg-klasse	Sikrings-klasse	Sikringsmetode	Antatt fordeling i tunnelen %	Antatt strekning
A/B	I	<ul style="list-style-type: none"> <li>Fiberarmert sprøytebetong B35 E700 (8cm)</li> <li>Spredt bolting</li> </ul>	10%	270 m
C	II	<ul style="list-style-type: none"> <li>Fiberarmert sprøytebetong B35 E700 (8cm)</li> <li>Systematisk bolting c/c 2 m</li> </ul>	45 %	1220 m
D	III	<ul style="list-style-type: none"> <li>Fiberarmert sprøytebetong B35 E1000 (10 cm)</li> <li>Systematisk bolting c/c 1,75m</li> </ul>	39 %	1050 m
E	IV	<ul style="list-style-type: none"> <li>Fiberarmert sprøytebetong B35 E1000 (15 cm).</li> <li>Systematisk bolting c/c 1,5 m.</li> <li>Armerte sprøytebetongbuer ved <math>Q &lt; 0,2</math>. Buedimensjon E30/6 <math>\varnothing 20</math> mm. c/c buer 2-3 m. Buene boltes systematisk, c/c bolt = 1,5 m, boltelengde 3-4m</li> <li>Sålestøp vurderes</li> </ul>	6 %. Antar at halvparten av denne bergklassen har Q-verdi $< 0,2$ .	160 m

Anslaget er sensitivt for eventuell opptreden av svakhetssoner som krysser tunnelen med liten vinkel og dermed kan opptre over lengre strekninger. Eksempelvis vil eventuell opptreden av svakhetszone L og N i tunnelen medføre større sikringsbehov enn anslått i Tabell 9.

### 3.1.9 Drivemetode

Det er ikke gjort vurderinger rundt driving med TBM da tunnelen anses for kort til at dette er et reelt alternativ til konvensjonell drift med boring/sprengning.

## 3.2 Brattlitunnelen

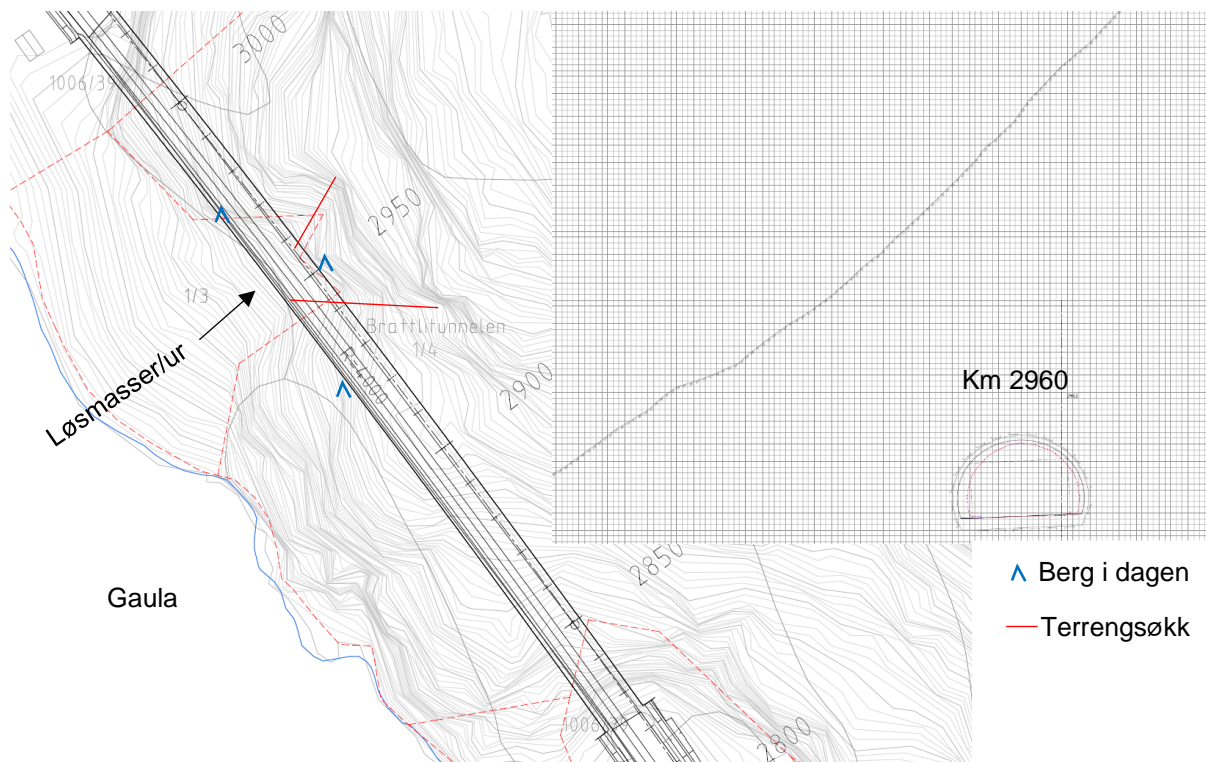
### 3.2.1 Strekning med begrenset/uavklart bergoverdekning (km 2940-2970)

Partiet med liten sideveis/skrå bergoverdekning er ikke eksakt angitt i sluttrapport fra bygging. Ut fra topografiske forhold gjelder det ventelig strekningen ved km 2940 – 2970, hvor tunnelen krysser under et område med løsmasse/ur med uavklart mektighet (Figur 12). Nødvendig strossebredde er ca. 1 m mot vest.

Opplysninger fra bygging indikerer at fremtidig tunnel teoretisk vil oppnå  $> 4$  m sideveis bergoverdekning bestående av berg som ikke er merkbart dårligere enn ellers langs den ca. 30 m lange strekningen. Gitt at dette stemmer ventes det gjennomførbart å etablere bergtunnel i området men usikkerheten rundt både størrelse på bergoverdekning og bergmassekvalitet er betydelig. Omfang og plassering av sonderboringer under bygging er ikke kjent. Eventuell opptreden av skifrige partier med tett oppsprekking (eksempelvis dagfjell nær bergoverflaten) kan ikke utelukkes, og dette vil medføre redusert bergmassekvalitet og bæreevne i bergstappen. Det er ikke rapportert om at de to terrengsøkkene ved km ca. 2940 og 2960 representerer større svakhetssoner ved tunnelnivå men liten sideveis overdekning medfører økt sensitivitet for redusert bergmassekvalitet.

Bergoverdekningen i området må undersøkes ved sonderboringer fra eksisterende tunnel så tidlig som mulig. Det vil være behov for et relativt omfattende boreprogram. Samtidig må bergmassekvaliteten kartlegges, for deler av strekningen er det per i dag ikke adkomst bak hvelv. Ut fra resultatene må det gjøres en grundig vurdering av metodikk for uttak av berg og bergsikring, samt behov for stabilitetsanalyser, test av styrkeparametere etc. for å dimensjonere sikringstiltak.

Dersom liten bergoverdekning bekreftes gjennom videre undersøkelser vil det være nødvendig med tiltak for hvordan det sprenges, både for å ødelegge minst mulig av gjenstående bergmasse, samt for å minimere berguttaket til det som er teknisk nødvendig.



Figur 12: Viser plantegning av Brattlitunnelen og tverrprofil ved km 2960 som ligger i område med uavklart sideveis/skrå bergoverdekning mot Gaula. Lilla linje viser scannet innerkant av dagens veggelement/heng. Ytre linje viser teoretisk sprengningsprofil etter utstrossing.

### 3.2.2 Bergmassekvalitet

Det ble ikke påtruffet partier som skapte problemer ved driving av eksisterende tunnel, og bergkvaliteten vil være kjent før uttak. Basert på fra erfaring fra driving og generell bergmassekartlegging i området er det antatt en fordeling av bergmassekvalitet langs tunnelen. Denne er vist i Tabell 10. En strekning på 30 meter med usikker bergoverdekning (se kapittel 3.2.1) er ikke inkludert i denne fordelingen. I dette partiet vil Q-verdi styres av hvor stor sidedekningen er.

Tabell 10: Antatt prosentvis fordeling av bergmassekvalitet langs Brattlitunnelen (gjelder ikke strekning med redusert sideoverdekning).

Bergmasseklasse Q-verdi	A/B 10 -100 (god/svært god)	C 4 - 10 (middels)	D 1 - 4 (dårlig)	E 0,1 - 1 (svært dårlig)	F 0,01 - 0,1 (ekstremt dårlig)	G <0,01 (eksepsjonelt dårlig)
Tunnel (%)	10	45	39	6	0	

### 3.2.3 Oppsprekkingens påvirkning på stabilitet

Grad av skifrihet vil påvirke stabiliteten til berget. Sprekker langs lagdelingen krysser tunnel med stor vinkel, dette er gunstig for stabiliteten. Sprekker orientert VNV krysser trasé med noe spissere vinkel og kan medføre noe hyppigere kileutfall. Opptreden av enkelte gjennomsettende sprekker orientert parallelt tunnelen ventes å kunne gi lengre avløste partier i heng/vederlag med behov for sikring.

### 3.2.4 Svakhetssoner

Ut fra erfaringer fra driving ventes det ikke å opptre svakhetssoner som vil ha større påvirkning på tunnelstabiliteten.

### 3.2.5 Påhugg

Eksisterende portaler ventes å måtte rives, og nye etableres. Uttak av berg må skje ved forsiktig sprenging. Sidedekningen på vestsiden av påhugg nord vil bli noe mindre enn i dag, men dette ventes håndterbart ved bruk av noe ekstra boltesikring. Det anbefales utført sikringstiltak mot steinsprang over begge påhuggsområdene, se ingeniørgeologisk rapport G-302.

### 3.2.6 Hydrogeologi

Det ble påtruffet to svakhetssoner (ant. 1-3 m mektighet) under driving av eksisterende tunnel, uten at det ble rapportert om problemer under drivingen. Tunnelen ligger i bratt terreng nær Gaula, med begrenset bergoverdekning, og det forventes derfor ikke naturlig høye vanntrykk over tunnelen. Utstrossing forventes ikke å vesentlig endre lekkasjerater eller trykkforhold sammenliknet med dagens situasjon.

### 3.2.7 Forventede sikringsmetoder

Ved strossing av tunnel vil eksisterende bergsikring ødelegges og det må påregnes behov for ny sikring i alle områder det skal sprenges. Ny tunnel vil i henhold til dagens regelverk få et større sikringsomfang enn eksisterende, og omfang bestemmes i henhold til Tabell 6.1 i Håndbok N500 Vegtunneler. Permanent bergsikring ventes gjennomgående å bestå av systematisk bolting og fiberarmert sprøytebetong.

I området med begrenset/uavklart bergoverdekning må det påregnes behov for omfattende bergsikringstiltak for å ivareta stabiliteten. Aktuelle tiltak i tillegg til systematisk bolting og fiberarmert sprøytebetong er forbolter, sprøytebetongbuer og/eller utstøpning. Det kan være nødvendig å ta ut korte seksjoner hvor det etableres støttestøp/betongpilarer før mellomliggende berg tas ut. Berget må tas ut ved forsiktig sprengning i korte salver og sikring må utføres fortløpende. Ved tett oppsprekking/skifrigt berg kan en vurdere pigging som alternativ til sprengning.

Det ventes behov for forbolter i påhuggsområdene.

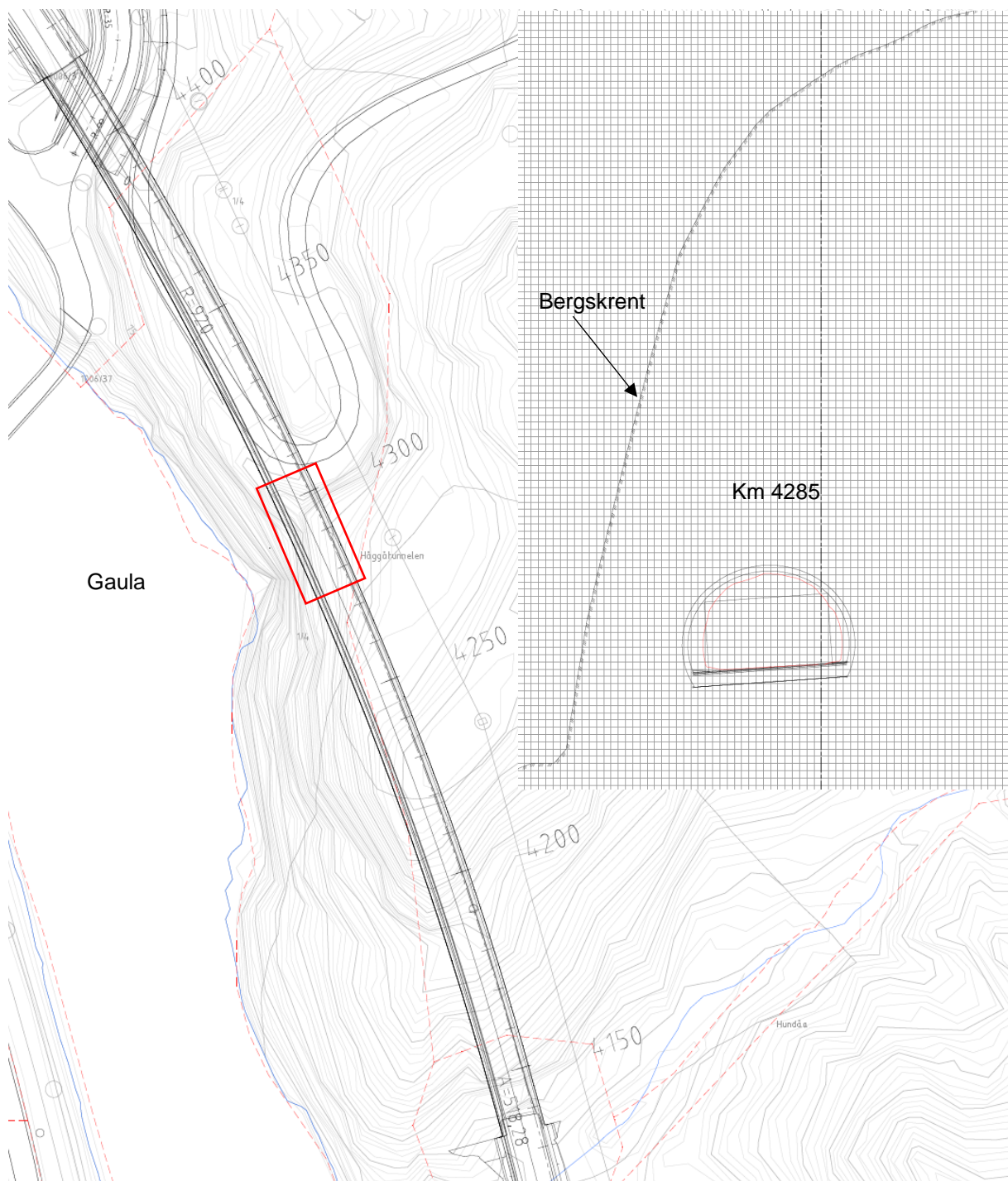
Det påregnes behov for vann- og frostsikring langs hele tunnelens lengde.



### 3.3 Håggåtunnelen

#### 3.3.1 Parti med liten sideveis bergoverdekning (km 4275 – 4305)

En strekning på ca. 30 m vil få sideveis/skrå bergoverdekning som er lavere enn tunnelbredden. Nødvendig strossebredde er ca. 1 m mot vest. Gjennomgående er minste teoretiske skrå overdekning i området > 8 m, men ved km 4280-4290 er den ned til ca. 6,5 m. Området er vist i Figur 13.



Figur 13: Viser plantegning av Håggåtunnelen og tverrprofil ved km 4285 som har teoretisk minste sideveis/skrå bergoverdekning (ca. 6,5m) mot Gaula. Rød linje viser scannet innerkant av dagens veggelement/heng. Ytre linje viser teoretisk sprengningsprofil etter utstrossing.

Opplysninger fra bygging indikerer at fremtidig tunnel teoretisk vil oppnå > 4 m sideveis bergstabbe bestående av berg som ikke er merkbart dårligere enn ellers. Gitt at dette stemmer ventes det gjennomførbart å etablere bergtunnel i området men usikkerheten rundt både størrelse på bergoverdekning og bergmassekvalitet er betydelig, spesielt i området ved km 4380-4390. Usikkerheten påvirker metodikk for berguttak og stabilitetssikring og skyldes hovedsakelig følgende forhold:

- Det er observert en innsynking i terrenget på utsiden mot elva i aktuelt område. Unøyaktighet i kartgrunnlaget og dermed reell sidedekning kan være betydelig.
- Omfang og plassering av sonderboringer fra driving av tunnelen er ikke kjent.
- Eventuell opptreden av skifrige partier med tett oppsprekking (eksempelvis dagfjell nær bergoverflaten) kan ikke utelukkes, og dette vil medføre redusert bergmassekvalitet og bæreevne i bergstaben. Beskaffenhet til mulig svakhetssone ved km 4285 ikke avklart selv om det ikke er rapportert om problemer under driving eller ved senere hovedettersyn.
- Det er påvist kvikkleire i et punkt i elva anslagsvis 15-25 m vest for tunnelen. Beliggenhet i bunnen av dalføret i kombinasjon med små salvestørrelser ved utstrossing reduserer sannsynligheten for detabilisering av leira, men en må hensynta nærhet ved sprengningsarbeidet.

Bergoverdekningen i området må undersøkes ved sonderboringer fra eksisterende tunnel så tidlig som mulig. Det vil være behov for et relativt omfattende boreprogram. Videre må terrengoverflaten i dagen på utsiden av tunnelen må scannes for å øke nøyaktigheten i kartgrunnlaget. Ut fra resultatene må det gjøres en grundig vurdering av metodikk for uttak av berg og bergsikring. Det må også gjøres en vurdering av behov for kjerneboring for kartlegging av bergmassekvalitet, mektighet av dagfjellsone, input til eventuelle stabilitetsanalyser, test av styrkeparametere etc. for å dimensjonere sikringstiltak.

Dersom liten bergoverdekning bekreftes gjennom videre undersøkelser vil det være nødvendig med tiltak for hvordan det sprenges, både for å ødelegge minst mulig av gjenstående bergmasse, samt for å minimere berguttaket til det som er teknisk nødvendig.

### 3.3.2 Bergmassekvalitet

Det ble ikke påtruffet partier som skapte problemer ved driving av eksisterende tunnel, og bergkvaliteten vil være kjent før uttak. Basert på fra erfaring fra driving og generell bergmassekartlegging i området er det antatt en fordeling av bergmassekvalitet langs tunnelen. Denne er vist i Tabell 11. Strekningen med begrenset sideveis bergoverdekning omtalt i kapittel 3.3.1 er ikke inkludert i denne fordelingen. I dette partiet vil Q-verdi styres av hvor stor sidedekningen er.

Tabell 11: Antatt prosentvis fordeling av bergmassekvalitet langs Håggåtunnelen (gjelder ikke strekning med redusert sideoverdekning).

Bergmasseklasse Q-verdi	A/B 10 -100 (god/svært god)	C 4 – 10 (middels)	D 1 – 4 (dårlig)	E 0,1 – 1 (svært dårlig)	F 0,01 – 0,1 (ekstremt dårlig)	G <0,01 (eksepsjonelt dårlig)
Tunnel (%)	15	50	29	6	0	

### 3.3.3 Oppsprekkingens påvirkning på stabilitet

Grad av skifrihet vil påvirke stabiliteten til berget. Sprekker langs lagdelingen krysser tunnel med stor vinkel, dette er gunstig for stabiliteten. Sprekker orientert SØ-NV krysser trasé med liten vinkel og kan

medføre noe hyppigere kileutfall. Opptreden av enkelte gjennomsettende sprekker orientert parallelt tunnelen ventes å kunne gi lengre avløste partier i heng/vederlag med behov for sikring.

### 3.3.4 Svakhetssoner

Ut fra erfaringer fra driving ventes det ikke å opptre svakhetssoner som vil ha større påvirkning på tunnelstabiliteten.

### 3.3.5 Påhugg

Ved påhugg nord vil strossing medføre liten sidedekning mot vest. Det ventes behov for å flytte vestre del av påhugget noe mot sør, anslagsvis til km 4388 hvor sidedekningen er ca. 5 m. Sidedekningen mot vest vil være mindre enn tunnelbredden mellom påhugg og km 4370 og eventuell opptreden av skifrig berg vil kunne medføre stabilitetsproblemer. Eksisterende portal må rives og veg til Granmoen som krysser over påhuggsområdet må trolig legges om under arbeidene ved påhugg. Ved å etablere skrå påhuggsflate vil en redusere behov for berguttak og omlegging av veg.

Ved påhugg nord (km 4350 – 4388) er vertikal bergoverdekning mindre enn tunnelvernsnittet. Her skal det strosses <0,5 m i høyden, men det vil være viktig å minimere uttak av berg for å ivareta stabilitet.

Ved påhugg sør avgrenses sideveis overdekning mot vest av et markert sprekkeplan (se bildevedlegg i kapittel 7.4.2). Påhugg ventes å kunne etableres i samme område som i dag, men det kan bli behov for å låse opp bergmassen med ekstra sikringsbolter, eventuelt også ved bruk av sprøytebetongbuer.

### 3.3.6 Hydrogeologi

Det ble påtruffet tre svakhetssoner av liten mektighet under driving av eksisterende tunnel. Tunnelen ligger i bratt terreng nær Gaula, med begrenset bergoverdekning, og det forventes derfor ikke høye vanntrykk over tunnelen. Utstrossing forventes ikke å vesentlig endre lekkasjerater eller trykkforhold sammenliknet med dagens situasjon, og forventes derfor ikke å påvirke brønner nordøst for tunnelen.

### 3.3.7 Forventede sikringsmetoder

Ved strossing av tunnel vil eksisterende bergsikring ødelegges og det må påregnes behov for ny sikring i alle områder det skal sprenges. Ny tunnel vil i henhold til dagens regelverk få et dels betydelig større sikringsomfang enn det eksisterende tunnel har. Permanent bergsikring ventes i hovedsak å bestå av systematisk bolting og fiberarmert sprøytebetong, og omfang bestemmes i henhold til Tabell 6.1 i Håndbok N500 Vegtunneler (Statens\_vegvesen, 2016).

I området ved km 4275-4305 må metodikk for uttak av berg og nødvendig stabilitetssikring vurderes når sideveis bergoverdekning er avklart, og bergkvaliteten i eksisterende tunnel er kartlagt. Behov for stabilitetsanalyser for å dimensjonere sikringstiltak må vurderes. Det må påregnes behov for omfattende bergsikringstiltak for å ivareta stabiliteten. Aktuelle tiltak i tillegg til systematisk bolting og fiberarmert sprøytebetong er forbolter, sprøytebetongbuer og/eller utstøpning. Berget må tas ut ved forsiktig sprengning i korte salver og sikring må utføres fortløpende. Ved tett oppsprekking/skifrig berg kan en vurdere pigging som alternativ til sprengning.

Det ventes behov for forbolter og forsiktig uttak av berg ved begge påhugg. Lav sideveis overdekning mot vest ved påhugg nord kan medføre behov for tett bolting for å sy sammen bergmassen, samt mulig også armerte sprøytebetongbuer.

Det påregnes behov for vann- og frostsikring langs hele tunnelens lengde.

### 3.4 Borbarhet/sprengbarhet og kvalitet til sprengstein

Det er ikke utført tester av borbarhet eller andre mekaniske egenskaper av bergartene i forbindelse med utarbeidelse av reguleringsplan. Nedenfor er det gitt en kvalitativ vurdering av de ulike bergartene i området.

Fyllitt ventes generelt å ha svake mekaniske egenskaper med høyt finstoffinnhold og høyt glimmerinnhold. Sprengsteinmasser av fyllitt kan ofte være telefarlig. Derfor er det liten sannsynlighet for at denne kan brukes i frostsikringslag for vegoppbygging. Fyllitt vil ikke kunne brukes til oppbygning av forsterknings- og bærelag. Fyllitt er ofte tungsprengt og har gjerne høy borbarhet.

Erfaringsmessig har grønnstein noe bedre mekaniske egenskaper enn fyllitt. Resultatene fra tester ved bygging av Håggå- og Brattlitunnelen viser at grønskifer har lav til middels borbarhet, mens putelava (og massiv grønnstein) har lav til meget lav borbarhet. Berget ble vurdert å være middels- til tungsprengt. Når det gjelder anvendelse av tunnelstein så avviker dagens materialkrav og testmetoder fra kravene ved testtidspunktet. En kan derfor ikke på grunnlag av utførte tester avgjøre egnetheten til berget. Resultatene viser at den havnet i klasse 2, dette tilsvarte flisighet < 1,5 og sprøhetstall <45. Den gang ble steinmaterialer delt i 5 klasser, der 1 var best og 5 dårligst.

For å avgjøre bruksområder for sprengstein må det utføres laboratorietester.

### 3.5 Vibrasjoner fra sprengningsarbeider

Veiledende grenseverdier for vibrasjoner fra sprengning på byggverk er beregnet i henhold til NS8141:2001 (Standard\_Norge, 2001). For bolighus fundamentert på løsmasser er grenseverdi beregnet til 11 mm/s. Se vedlegg 7.1 for beregningsforutsetninger. Løsmassene ved Granmoen (km 3,95 - 4,05) er ikke detaljundersøkt da det ved boring her var fokus på bergkontroll. Det er påvist sjikt med potensiell leire, men resultatene indikerer ikke sensitive masser i disse borpunktene.

I henhold til NS8141:2001 anbefales besiktigelse av bygninger nærmere enn 100 meter ved fundamentering på løsmasser og 50 m ved fundamentering på berg før oppstart av sprengningsarbeidene. Store deler av de tre tunnelene går utenfor bebygde områder. Boliger/gårdsbruk over Strørentunnelens km 3950-4050 og 4600-4700, samt bolig øst for Håggåtunnelen anbefales besiktiget da det antas at en del av disse bygningene er fundamentert på løsmasser. Under sprengningsarbeidene må det etableres vibrasjonsmålere på nærliggende bygninger. Dersom det avdekkes byggverk eller konstruksjoner som er spesielt ømfintlige for vibrasjoner må det utarbeides egne grenseverdier.

Veiledende grenseverdier for vibrasjoner for eksisterende tunneler er beregnet til 102 mm/s. Minste sprengningsavstand fra Størentunnelen til eksisterende Håggåtunnel er ca. 190 m, mens det til eksisterende Brattlitunnel er minimum 220 meter. Se vedlegg 7.1 for beregningsforutsetninger. Avstanden er såpass stor at det ikke ventes behov for tekniske tiltak for selve tunnelrommet i forbindelse med sprengning i øvrige tunneler, men behov for trafikktiltak må vurderes.

Det er påvist kvikkleire ved Rostad ca. 120 m vest for det nordre påhugget for Størentunnelen, samt i elva ca. 15-25 m vest for Håggåtunnelen. Videre er det aktsomhetsområder for kvikkleire både ved Rostad og mulig påvist kvikkleire sør for Håggåtunnelen. Det er tidligere utført sprengningsarbeider i alle disse områdene, men det må likevel vises aktsomhet. Grenseverdier for vibrasjoner fra sprengning for å unngå utløsning av kvikkleireskred er gitt i NS8141-3:2014 (Standard\_Norge, 2014). Her er det satt grenseverdi for frekvensveid svingehastighet på 45 mm/s. Ved sprengning i kontakt med kvikkleire må det tas hensyn til at bryting av berg direkte ut mot leira vil kunne overbelaste leira, gi brudd og tap av nær all styrke i et større leirvolum. Det må vurderes behov for supplerende kartlegging av løsmassenes utbredelse og egenskaper i disse områdene. Under sprengningsarbeidene må det etableres vibrasjonsmålere og det vil være nødvendig med tett oppfølging i forbindelse med sprengning i kvikkleireområde.

Den varierende graden av skifrihet og bergmassekvalitet vil medføre variasjoner i forplantning av vibrasjonsbølger fra sprengningsarbeidet. Utbredelse av vibrasjonsbølger avtar normalt med økende grad av skifrihet i berget, mens en vil kunne få en konsentrasjon av vibrasjoner i lagpakker med mer massivt berg. Skifrihet og lagdelingens orientering varierer langs tunneltrasé og dette vil gi varierende forplantningsevne for vibrasjoner i området. Tiltak for å redusere vibrasjoner er å redusere ladning per tennerintervall ved å innføre flere tennere og/eller flere hull, reduserte salvelengder eller delte salver.

### 3.5.1 Sikkerhet, helse og arbeidsmiljø

Begge påhuggsområder og forskjæringer til den nye Størentunnelen vil ligge tett inntil eksisterende E6 som skal være i drift under arbeidene. Dette stiller store krav til planlegging og gjennomføring for å ivareta sikkerhet til både trafikanter og anleggspersonell.

I påhuggsområder må en gjøre nødvendig risikovurdering for steinsprangfare. Ved Størentunnelens påhugg nord samt ved Håggåtunnelen vil sprengning i nærheten av kvikkleire stille strenge krav til planlegging og gjennomføring av arbeidene.

Det ventes å være nødvendig å utføre inspeksjon/bergrensk og dels også sikringstiltak i berghamrene over alle påhugg med unntak av det nordre påhugg ved Håggåtunnelen. Slikt arbeid må utføres før øvrig anleggsarbeid tett på hamrene kan starte og kan medføre behov for trafikktiltak på E6 (stengning, sikring mot stein m.v.).



## 4 Ingeniørgeologisk bemanning

Det er nødvendig med ingeniørgeologisk kompetanse under bygging av tunneler. Byggherren skal i byggefasen sørge for at prosjektet har tilstrekkelig bemanning, med den nødvendige kompetanse ut fra forventede geologiske utfordringer. Minst en av disse skal ha bergteknisk/ingeniørgeologisk kompetanse og fagansvarlig ingeniørgeolog bør ha minimum 5 års utdanning og 10 års relevant erfaring. Vedkommende skal ha overordnet faglig ansvar for permanent sikringen og sørge for at:

- Berget blir kartlagt for å bestemme omfang og metode for permanent sikring.
- Registrere og dokumentere geologi og utført sikring iht. gjeldende krav. Det må utføres fortløpende ingeniørgeologisk kartlegging under sprengningsarbeidene. Bestemmelse av permanent bergsikring gjøres fortløpende under driving, og det må avsettes tid til geologisk kartlegging fra lift etter hver salve både i tunneler og i bergskjæringer i dagen.
- Vurdere behov for undersøkelser foran stuff.
- Ta prøver av eventuelle leirmaterialer i svakhetssoner eller slepper for videre laboratorieanalyser.
- Ta styring på måling av innlekkasje og vurdering av injeksjonsbehov og gjennomføring av injeksjonsarbeidet.
- Følge opp rystelseskrav i forhold til sprengning nær kvikkleire og bygninger. Ved sprengning nær kvikkleire må behov for geoteknisk kompetanse vurderes.
- Utarbeide ingeniørgeologisk sluttrapport med angivelse av fremtidig inspeksjonsbehov.

Vedkommende skal også rapportere og begrunne eventuelle avvik i sikringsomfang og sikringsmetoder i forhold til det som var forutsatt i konkurransegrunnlaget.

Utført sikring skal dokumenteres i henhold til krav i håndbok N500. Dette gjelder både omfang av utført sikring og kvalitetsdokumentasjon.

## 5 Videre undersøkelser

I det videre arbeid anbefales utført:

### Størentunnelen

- Supplerende totalsonderinger ved påhugg sør for å detaljere kjennskap til bergoverflatens forløp og plassering av bergpåhugg.
- Utføre detaljinspeksjon/rensk av bergsiden ovenfor påhugg sør for å avklare grad av skredfare og for å detaljprosjekttere løsning for skredsikringstiltak (portallengde/voll/fanggjerdje).
- Hydrogeologiske undersøkelser ved Granmoen.
  - Registrere eksisterende brønner, kapasiteter, koordinater og dybder.
  - Poretrykksmåling Granmoen/Utistuggu for å utrede setningsrisiko nærmere. Det anbefales dokumentasjon av trykkforholdene i løsmasser og berg før anleggsstart, med særlig fokus på trykkforholdene i overgangen løsmasser/berg. Måleserien bør starte minimum ett år før anleggsstart for å dekke årstidsvariasjoner. Setningsegenskapene til løsmassene bør undersøkes ved prøvetaking. Eventuelt nye opplysninger som tilsier liten setningsfare kan være grunnlag for å revidere krav til tetthet for tunnelen i dette området.
- Registrere/dokumentere tilstand, samt fundamenteringsmåte for bygningsmassen på Granmoen før byggestart, i tilfelle setninger.
- Planlegge sonderboring foran stuff for å kartlegge potensielle svakhetssoner.

### Brattlitunnelen

- Kartlegging av skrå/sideveis overdekning i området ved km 2940-2970 ved sonderboring fra eksisterende tunnel.
- Bergmassekvaliteten i dette området må kartlegges, for deler av strekningen er det per i dag ikke adkomst bak hvelv. Ut fra resultatene må det gjøres en grundig vurdering av stabilitet og eventuelt bestemme nødvendig metodikk for uttak av berg og bergsikring, samt behov for stabilitetsanalyser, test av styrkeparametere etc. for dimensjonering av sikringstiltak.

### Håggåtunnelen

- Kartlegging av skrå/sideveis bergoverdekning i området ved km 4275-4305. Dette gjennomføres ved sonderboring fra eksisterende tunnel og ved innmåling av terrengoverflaten mot Gaula
- Ut fra resultatene må det gjøres en grundig vurdering av metodikk for uttak av berg og bergsikring. Det må også gjøres en vurdering av behov for kjerneboring for kartlegging av bergmassekvalitet, mektighet av dagfjellsone, input til eventuelle stabilitetsanalyser, test av styrkeparametere etc. for å dimensjonere sikringstiltak.

### Generelt

- Utføre tester av bergmekaniske egenskaper for sprengstein fra tunnel og bergskjæringer.
- I områder det skal sprenges ved områder med mulig kvikkleire bør det vurderes behov for supplerende undersøkelser av løsmassenes egenskaper.
- Det skal flere steder arbeides og sprenges nær eksisterende veg som skal ha trafikk i anleggsfasen. Dette krever god planlegging under detaljprosjektering og gjennomføring.
- Besiktigelse og tilstandsregistrering av bygninger som ligger nær sprengningssted.

## 6 Referanser

- Den Europeiske standardiseringsorganisasjonen . (2004). *NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2016. Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering. Del 1: Allmenne regler*. Standard Norge.
- Google. (2016, 10 29). *Google Street view*. Hentet fra <https://www.google.co.uk/maps/@63.078058,10.2594638,3a,75y,99.36h,102.22t/data=!3m6!1e1!3m4!1seXoVKt11f2Vj85h6dMQx6A!2e0!7i13312!8i6656>
- ImpaktGeofysik. (2016a). *Refraktionsseismiska mätningar för E6 delen Prestteigen - Gylland. 2016-04-22*.
- ImpaktGeofysik. (2016b). *Refraktionsseismiska Mätningar för E6 delen Prestteigen - Gylland. Etapp 3. Linje 30-36. 2016-06-27*.
- Karlsrud\_K. (2002). *Control of water leakage when tunnelling under urban areas in the Oslo region. Water control in Norwegian tunneling, Publication No. 12, Norwegian tunneling society, ss. 27-33*.
- Karlsrud\_K, E. (2003). *Miljø- og samfunnstjenlige tunneler. Undersøkelser og krav til innlekkasje for å ivareta ytre miljø. Vegdirektoratet. Teknologiavdelingen. Publikasjon nr. 103. Vegdirektoratet. Teknologiavdelingen* .
- Kartverket. (2016, 09 25). *Norgeskart*. Hentet fra [www.norgeskart.no](http://www.norgeskart.no): [www.norgeskart.no](http://www.norgeskart.no)
- Kummeneje. (1990). *EV6-07, Hovin. Vurdering av stabilitetsforhol i fjellskråningen under Øyberga sør for Gyllan. 0.7969 Rapport nr. 1*.
- Kummeneje. (1990). *EV6-07, Hovin. Vurdering av stabilitetsforhold i fjellskråningen under Øyberga sør for Gyllan. 0.7969 Rapport nr. 1*.
- NGI. (2015). *Bruk av Q-systemet. Bergmasseklassifisering og bergforsterkning*. Norges geotekniske institutt.
- NGI. (2016). *NGI snøskred*. Hentet fra <http://skredkart.ngi.no>.
- NGU. (2003). *Hydrauliske egenskaper i løsmasser og fjell sett i sammenheng med EU-direktivet for deponering av avfall. NGU rapp.nr. 2003.016*.
- NGU. (2010). *Statistikk vanngiverevne i forskjellige bergarter. ForForUT deloppgave 3. Statusrapport 2009*. Norges geologiske undersøkelse.
- NGU. (2016). *Geologiske kartdata fra Norges geologiske undersøkelse (NGU)*. Hentet fra [www.ngu.no/no/kart-og-data](http://www.ngu.no/no/kart-og-data).
- Norconsult. (2017). *Geoteknisk datarapport E6 Prestteigen-Gyllan. Reguleringsplan*.
- Norconsult\_b. (2018). *E6 Prestteigen Gyllan. Geoteknisk vurderingsrapport. RIG-05*.
- Norge i bilder. (2016, 09 25). *Norge i bilder*. Hentet fra [www.norgebilder.no](http://www.norgebilder.no).
- NOTEBY. (1987). *E6 Støren. Tunnel Brattliberget Ingeniørgeologisk rapport. 25.mars 1987. Oppdragsnr. 37001, rapport nr. 3* .
- Noteby. (1989). *E6 Støren, fjellskjæringer. Sikring med fangvoll*. . Vegkontoret i Sør-Trøndelag, oppdragsnummer 37067, rapport nr. 2. 07.12.1989.
- NVE. (2018). *NVE Skredatlas*. Hentet fra <https://atlas.nve.no/Html5Viewer/index.html?viewer=nveatlas#>

- Rambøll. (2007). *E6 Støren. Inspeksjon av Håggåtunnelen og Brattlitunnelen. Notat nr. 6060423C-N01* .
- Skrednett. (2016). *Skrednett*. Hentet fra [www.skrednett.no](http://www.skrednett.no).
- Skrednett. (2016). *Skrednett*. Hentet fra [www.skrednett.no](http://www.skrednett.no).
- Standard\_Norge. (2001). *NS8141. Vibrasjoner og støt. Måling a svingehastighet og beregning av veiledende grenseverdier for å unngå skade på byggverk* .
- Standard\_Norge. (2014). *Vibrasjoner og støt. Veiledende grenseverdier for bygge og anleggsvikrsomhet, bergverk og trafikk. Del 3: Virkning av vibrasjoner fra sprengning på utløsning av kvikkleireskred* .
- Statens\_vegvesen. (1978). *Grunnundersøkelser E6 omlegging ved Støren. Parsell Haga bru - Voll. Rapport Ud216Ar01\_S11. 10/10/1978*.
- Statens\_Vegvesen. (1986). *E6 - Støren, Hagen-Voll. Detaljplan. Supplerende grunnundersøkelser. Datarapport. Ud471B\_5539-1. 10. juni 1986*.
- Statens\_vegvesen. (1987). *E6 Støren. Tunnel ved Haga bru. Ingeniørgeologisk vurdering* .
- Statens\_vegvesen. (1987). *E6 Støren. Tunnel ved Haga bru. Ingeniørgeologisk vurdering. Rapport som del av anbudsgrunnlag. 18.11.1987. Ud410C*.
- Statens\_vegvesen. (1991). *Sluttrapport E6 Støren. Haga-Brattliberget tunneler*.
- Statens\_vegvesen. (1997). *Grunnundersøkelser datarapport Fv630 Stabilitet av jernbanespor ved Haga bru. Rapport Ud785Ar01*.
- Statens\_vegvesen. (2008. ). *E6 Gyllan - fjellskråning (Ud 668B). Vurdering etter steinsprang. Sveis 2008231931-001*.
- Statens\_vegvesen. (2011). *Geologi E6 Hage Gylland. Ingeniørgeologisk rapport for byggeplan, revidert etter. Nr. 2011150006-3-003. Statens Vegvesen region midt*.
- Statens\_vegvesen. (2012). *Geologi E6 Håggåtunnelen og Brattlitunnelen. Inspeksjon av berg og bergsikring bak hvelv i 2007 og 2009. 2012-02-20. Nr. 2012021354-001*.
- Statens\_vegvesen. (2014). *NA-rundskriv 2014/08. Retningslinjer for risikoakseptkriterier for skred på veg. Vegdirektoratet*.
- Statens\_vegvesen. (2016). *Vegtunneler. Normaler. Håndbok N500. Vegdirektoratet*.



## 7 Vedlegg

### 7.1 Grenseverdier for vibrasjoner

Utarbeidet i henhold til NS8141: 2001. Bolighus fundamentert på løsmasser

<b>NS 8141</b>	
<b>Anleggssted:</b>	E6 Prestteigen Gylland: Størentunnelen
<b>Grunnforhold:</b>	Løsmasser, glasifluvial avsetning
<b>Bygningsmasse:</b>	Bolighus/gårdshus
<b>Avstand til sprengningssted:</b>	> 5m      100 m
<b>Pkt. 4.1 Vibrasjoner fra grunnarbeider, riving og trafikk</b>	
Grenseverdi for rystelser beregnes ut i fra følgende formel:	
$v = v_o \cdot F_g \cdot F_b \cdot F_d \cdot F_k$	
$v_o$	= 20 mm/s
$F_g$	= Grunnforholdsfaktor
$F_b$	= byggverksfaktor
$F_d$	= avstandsfaktor
$F_k$	= kildefaktor
$k_b$	= byggfaktor avhengig av type og utforming av byggverket
$k_m$	= materialfaktor som er avhengig av type materiale i byggverket
$k_f$	= fundamenteringsfaktor som er avhengig av fundamenteringsmåte for byggverket
$F_b \cdot k_b \cdot k_m \cdot k_f = \mathbf{0,96}$	
<b>Inndata:</b>	<b>Sprengning</b>
$v_o$ =	20,0
$F_g$ =	1,0      Løsmasse, glasifluvial sand, grus og silt.
$F_b$ =	1,0
$F_d$ =	0,6
$F_k$ =	1,0
4.3.1	$k_b$ = 1,0      Vanlig bolig
4.3.2	$k_m$ = 1,2      Hovedmateriale i trekonstruksjon
4.3.3	$k_f$ = 0,8      Antatt platefundament
<b>Anbefalt øvre grense for rystelse:</b>	
$v$ (mm/s) =	<u>11</u>

Utarbeidet i henhold til NS8141: 2001. Eksisterende tunneler

<b>NS 8141</b>	
<b>Anleggssted:</b>	E6 Prestteigen Gylland
<b>Grunnforhold:</b>	Berg
<b>Bygningsmasse:</b>	Eksisterende bergrom
<b>Avstand til sprengningssted:</b>	> 5m      190 m
<b>Pkt. 4.1 Vibrasjoner fra grunnarbeider, riving og trafikk</b>	
Grenseverdi for rystelser beregnes ut i fra følgende formel:	
$v = v_o \cdot F_g \cdot F_b \cdot F_d \cdot F_k$	
$v_o$	= 20 mm/s
$F_g$	= Grunnforholdsfaktor
$F_b$	= byggverksfaktor
$F_d$	= avstandsfaktor
$F_k$	= kildefaktor
$k_b$	= byggfaktor avhengig av type og utforming av byggverket
$k_m$	= materialfaktor som er avhengig av type materiale i byggverket
$k_f$	= fundamenteringsfaktor som er avhengig av fundamenteringsmåte for byggverket
$F_b \cdot k_b \cdot k_m \cdot k_f =$ <span style="border: 1px solid black; padding: 2px;"><b>2,04</b></span>	
<b>Inndata:</b>	<b>Sprengning</b>
$v_o$ =	<b>20,0</b>
$F_g$ =	<b>2,5</b> Skifer, oppsprukket berg
$F_b$ =	<b>2,0</b>
$F_d$ =	<b>1,0</b> 190 m
$F_k$ =	<b>1,0</b> Sprengning
4.3.1 $k_b$ =	<b>1,7</b> Tunge konstruksjoner
4.3.2 $k_m$ =	<b>1,2</b> Armert betong, stål
4.3.3 $k_f$ =	<b>1</b> Fundamenterert på berg
<b>Anbefalt øvre grense for rystelse:</b>	
<u><math>v</math> (mm/s)</u> =	<u><b>102</b></u>

## 7.2 Kartleggings skjema fra hovedettersyn av Brattlitunnelen og Håggåtunnelen

### 7.3 Tegninger:

#### 7.3.1 Ingeniørgeologisk tegning plan og profil

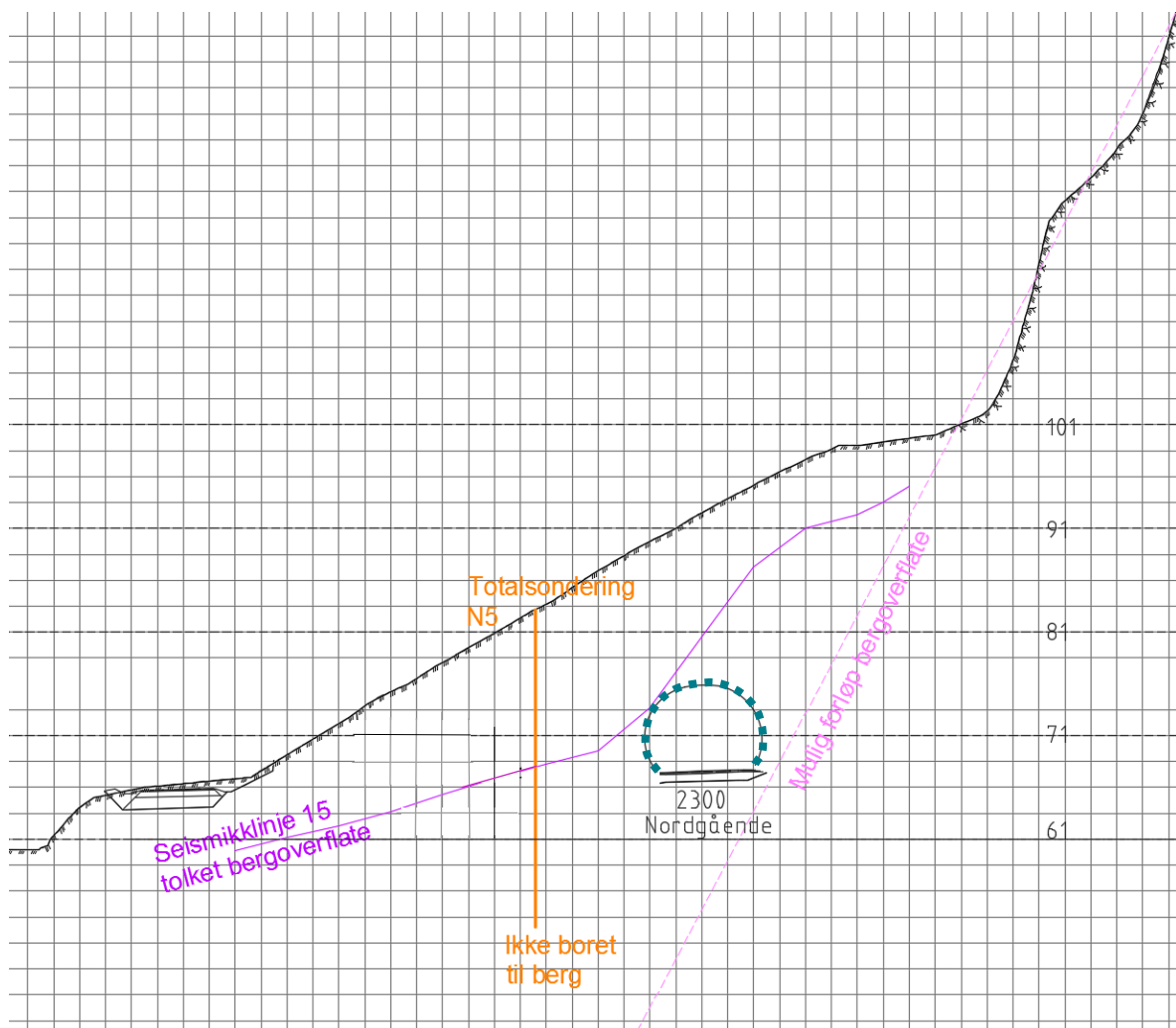
Ingeniørgeologisk tegning V301.

Ingeniørgeologisk tegning V302.

#### 7.3.2 Tverrsnitt påhuggsområde sør.

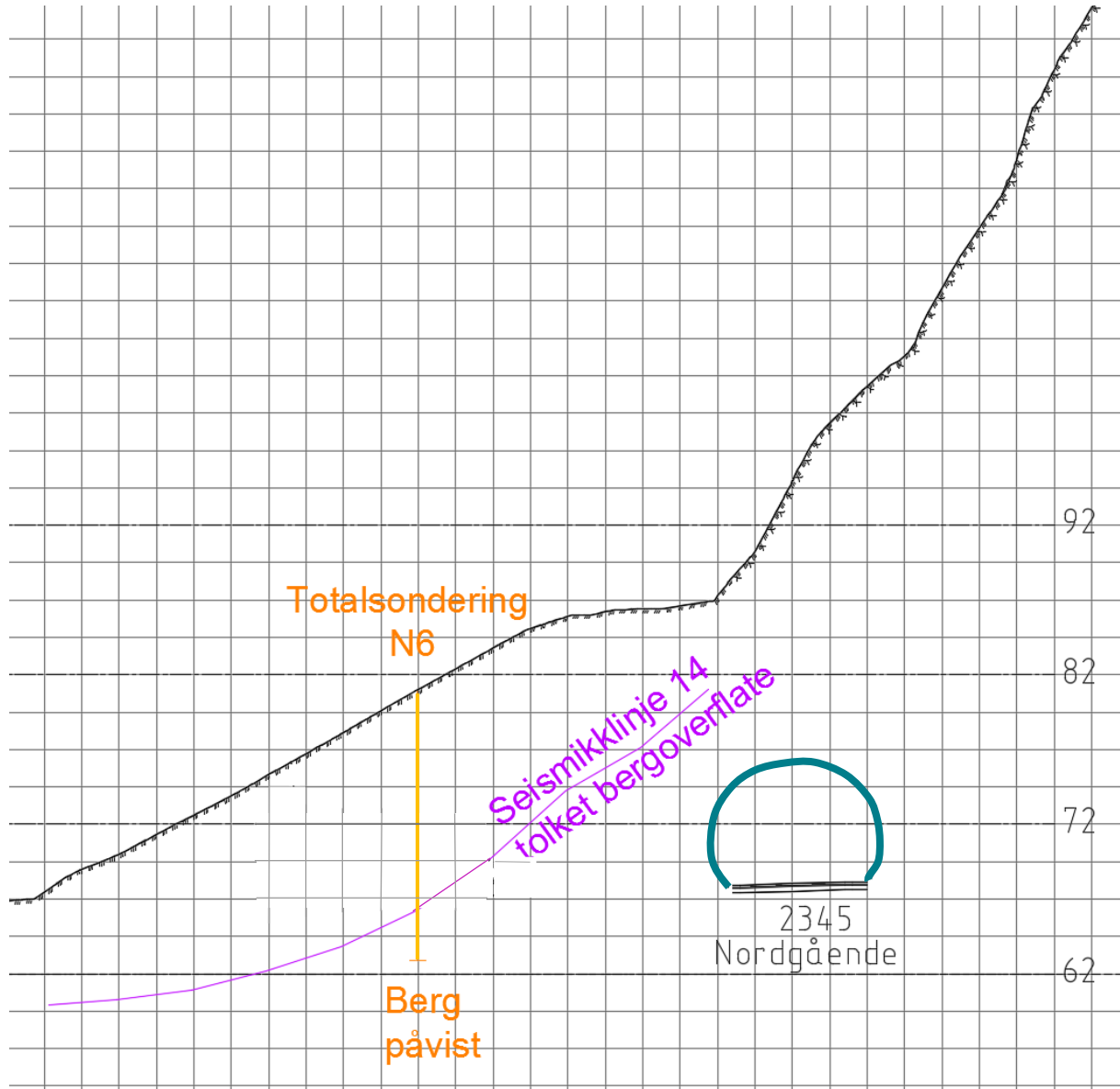
##### Tverrsnitt km 2300

Tolkning av seismikk tilsier at det trolig ikke er tilstrekkelig bergoverdekning.



**Tverrsnitt km 2345**

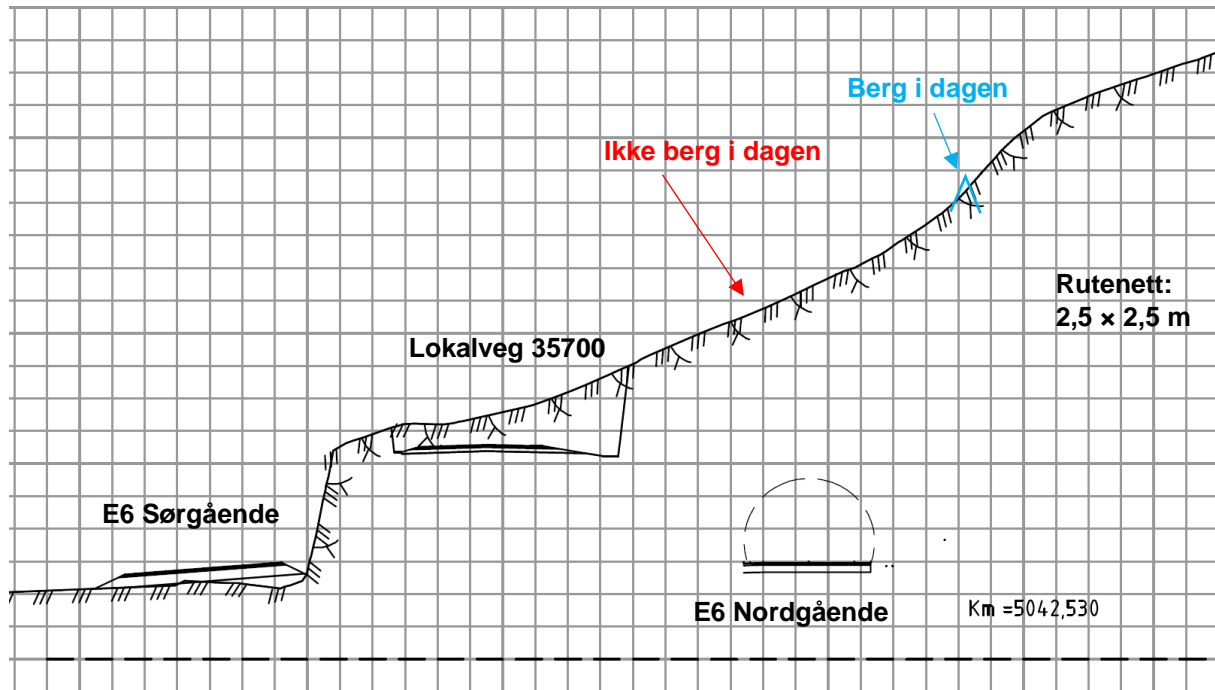
Tolkning av seismikk indikerer omtrentlig bergpåhugg for vestre vederlag ved km 2340 – 2345.



### 7.3.3 Tverrsnitt påhugg nord

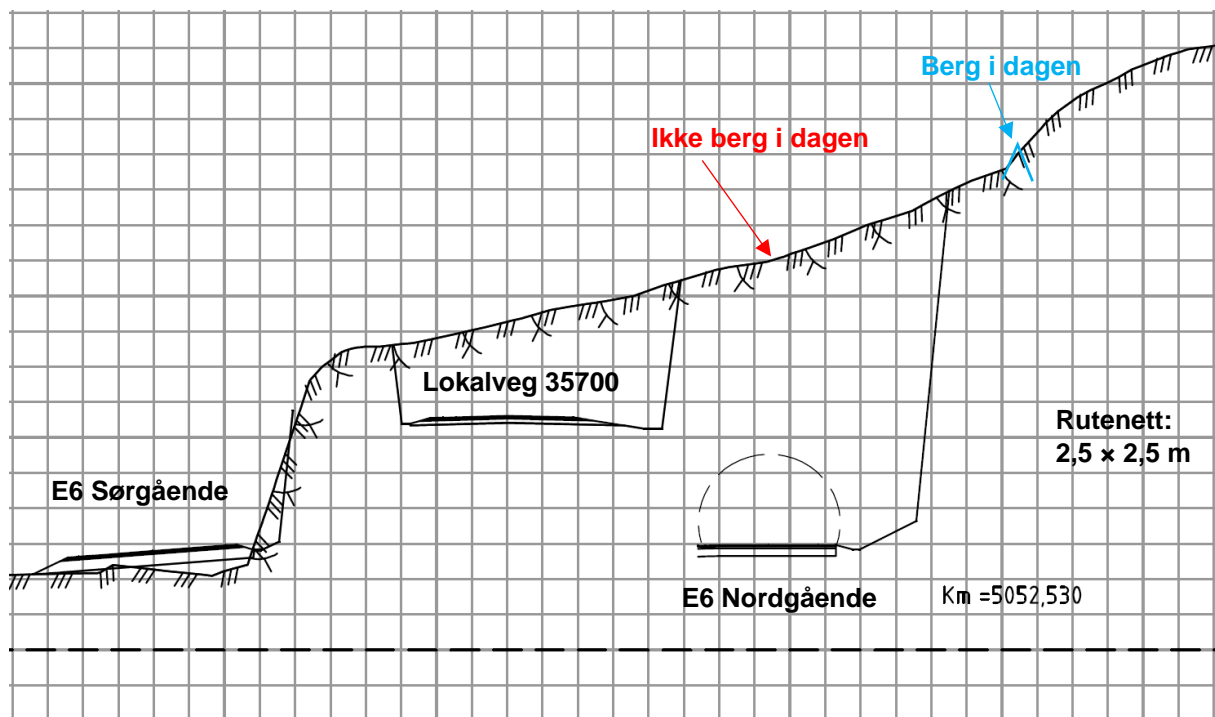
#### Tverrsnitt km 5042.

Bergpåhugg ventes å ligge mellom 5040 og 5045.



#### Tverrsnitt km 4052

Trasé ventes å gå i kulvert.





## 7.4 Bildevedlegg:

### 7.4.1 Størentunnelen

#### Berg ved påhugg sør



#### Berghamre over påhugg sør





Fyllitt vest for km 2800



Høg oppsprekingsgrad langs skogsveg vest for km 3550





### Terrengsøkk ved Ræa km 3900



### Høy oppsprekkingsgrad i bergskjæring langs lokalveg ved km 4100-4200





**Grønnstein langs lokalveg vest for km 4500**

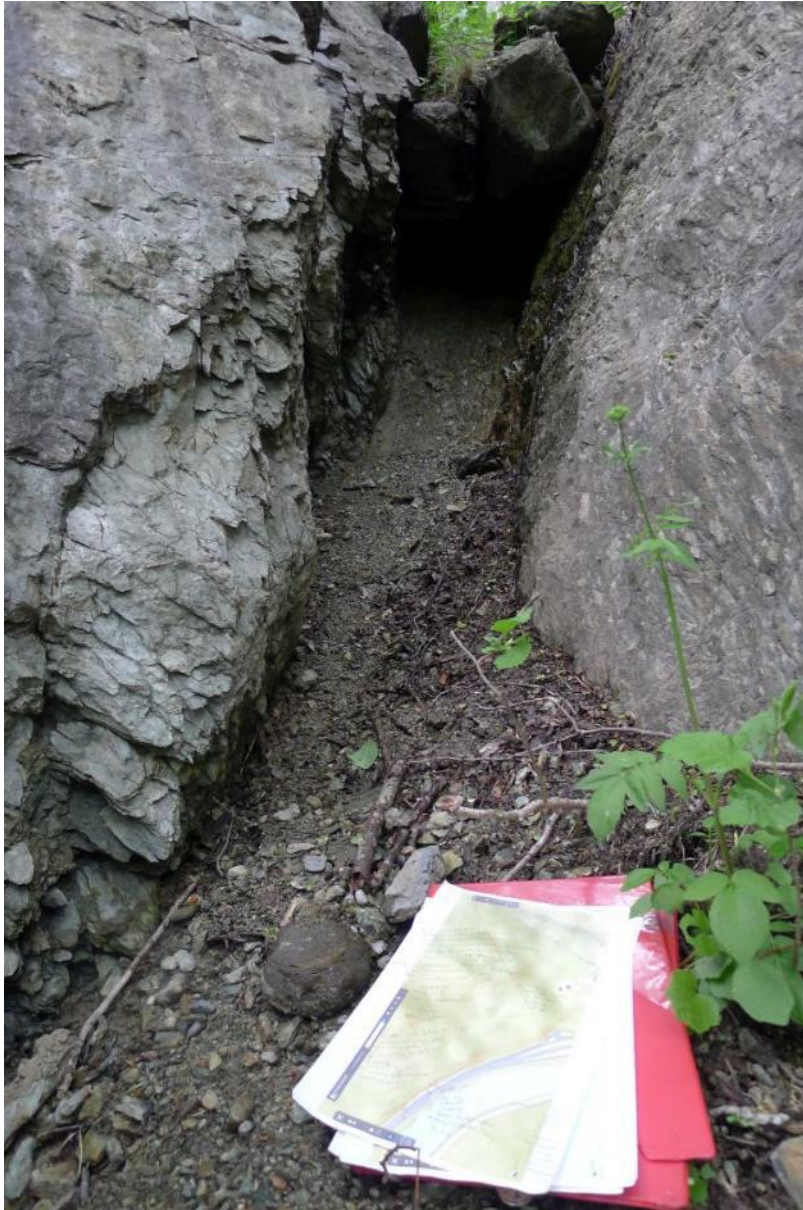


**Berg/svakhetszone V i eksisterende skjæring nær det nordre påhugget.**





### Svakhetszone W ved nordre forskjæring

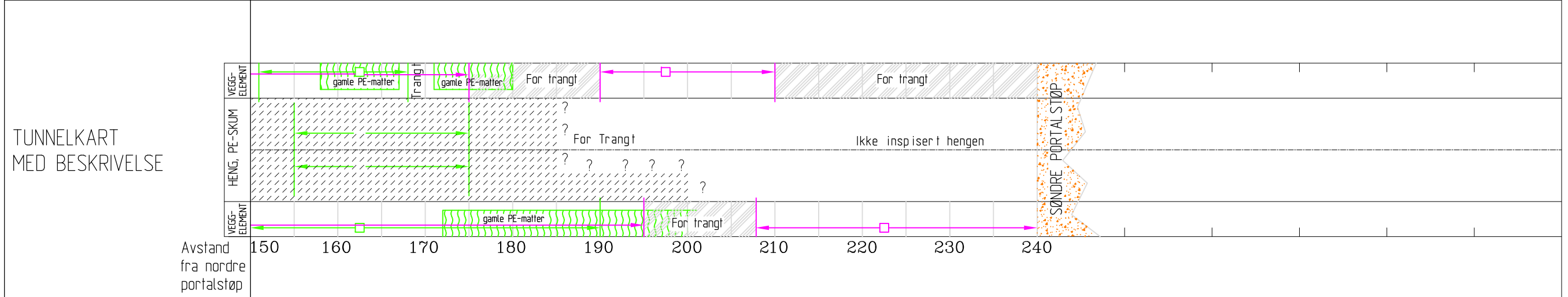
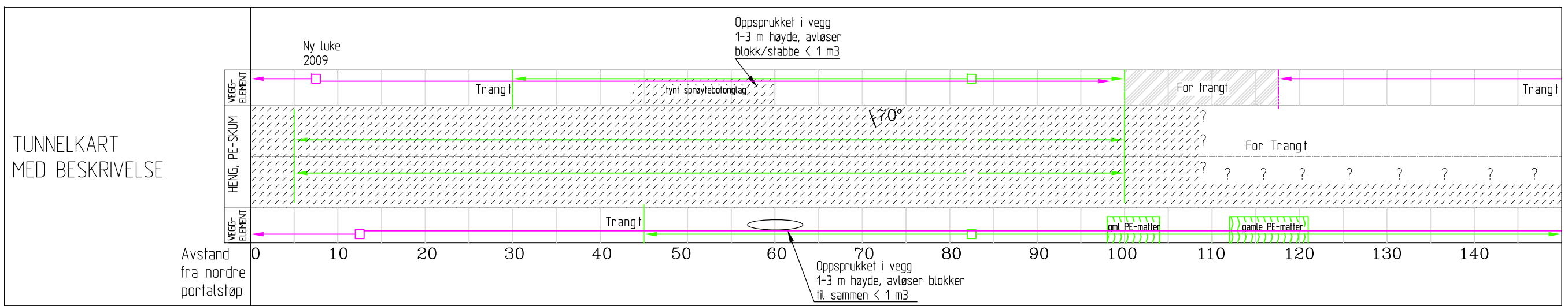




## 7.4.2 Håggåtunnelen

Påhugg sør





**KOMMENTARER**

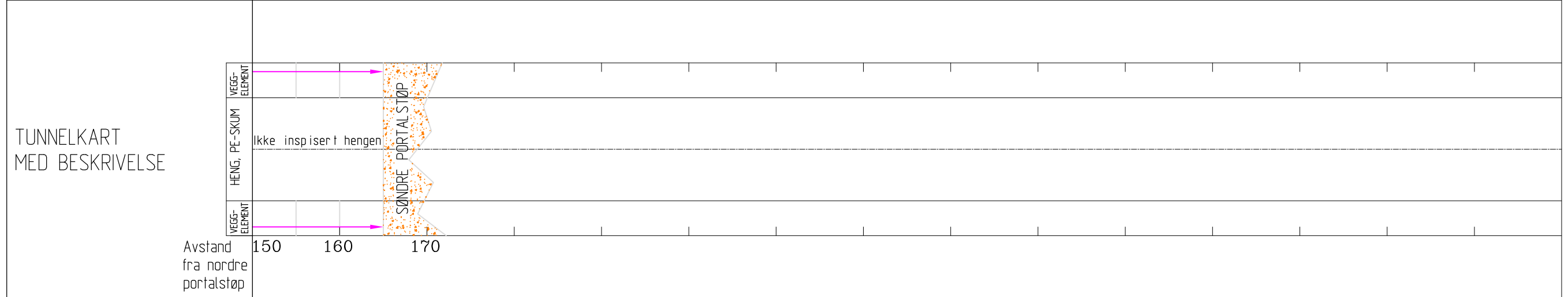
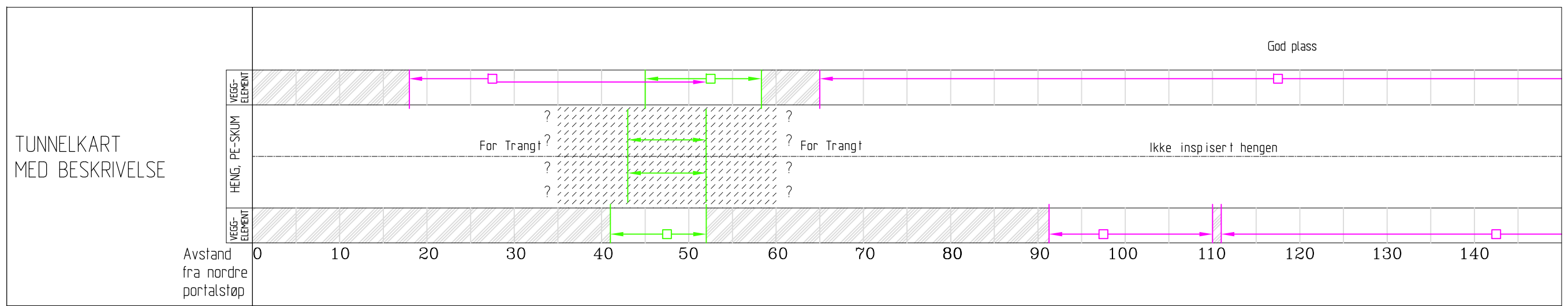
Sprøytebetong m/fiber i heng på inspiserete områder (min. tykkelse antatt > 4 cm)

Bolting i heng, varierende avstand (utført før sprøytebetonger ble lagt på, flere bolter nesten dekket av sprøytebetong)

**FORKLARING**

- ■ Inspeksjonsluker (ny og gammel)
- Ikke adkomst (for trangt)
- Adkomst opp/ned fra hvelv (via medbrakt stige og klatretau)
- Inspisert strekning 2007
- Inspisert strekning 2009
- Skilfrighet, lagdeling
- Sprekk, stikk / sleppe
- Sprekke-/sleppesone
- Leir-/knusningszone
- kv - kvarter  
le - leire  
kl - kloritt  
sv - svelleleire  
ka - kalkspat
- Bolter, forspente/innstøpte
- B(c) x: Bolter, ct,  
x = midlere bolteavstand (m)  
(p) polyester forankret  
(i) fullt innstøpt
- Bolter med band/armerte ribber
- Sprøytebetong; uarm./arm./fiber
- Sfry: Fiberarmert sprøytebetong,  
y = midlere tykkelse (cm)
- Utstøping

Indeks	Revideringen gjelder	Navn	Dato
		Tegn: stigli	2011-04-07
		Prosjans:	
		Godkj:	
E6 Støren Håggåtunnelen		Bilag	
		PROFnr:	
		Målestokk: 1:500	
		Tegn nr: <b>V001</b>	
Tunnelkart Inspeksjon bak hvelv 2007-05-09 og 2009-02-04		Arkiv referanse:	Ud 410E
Produsert av:			



KOMMENTARER

Sprøytebetong m/fiber i heng på inspiserete områder (min. tykkelse antatt > 4 cm)

Bolting i heng, varierende avstand (utført før sprøytebetonger ble lagt på, flere bolter nesten dekket av sprøytebetong)

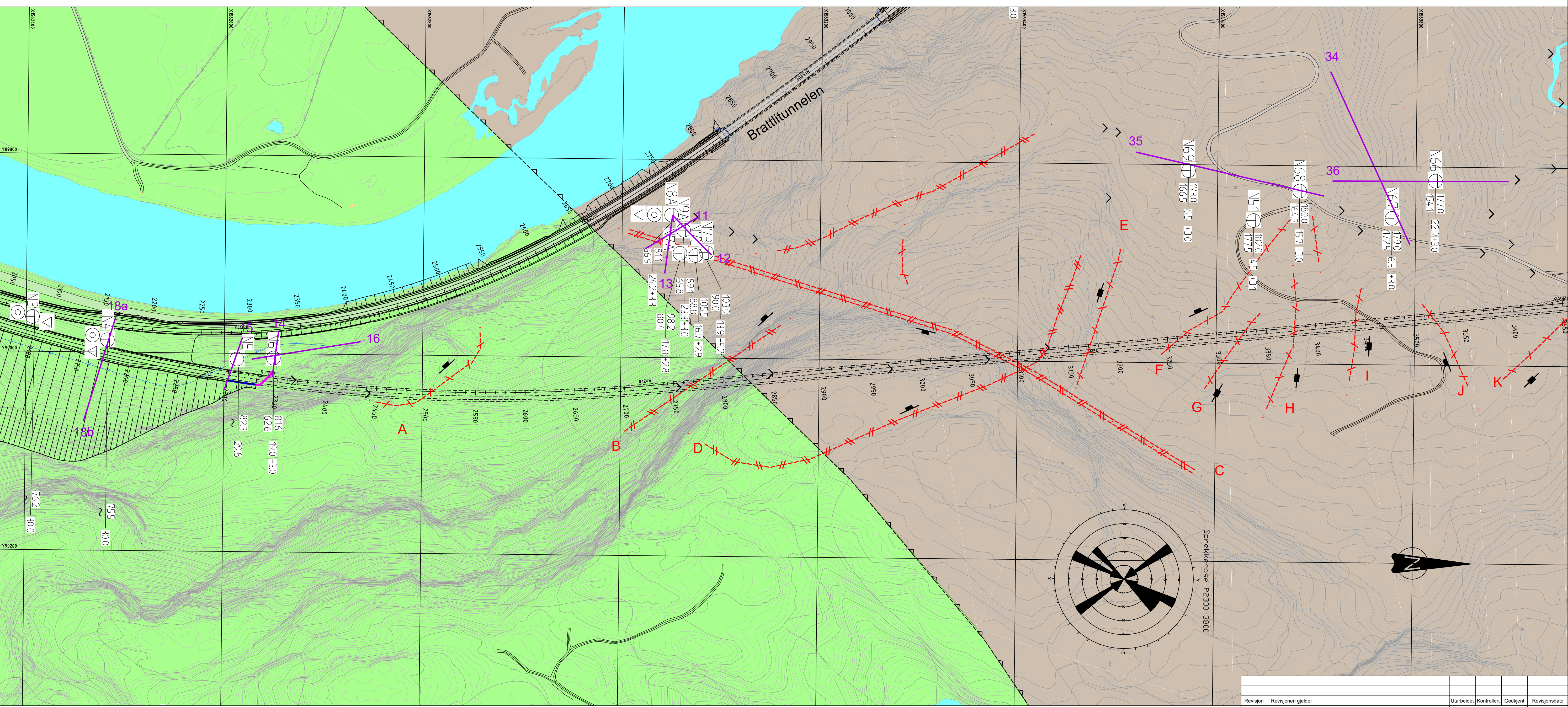
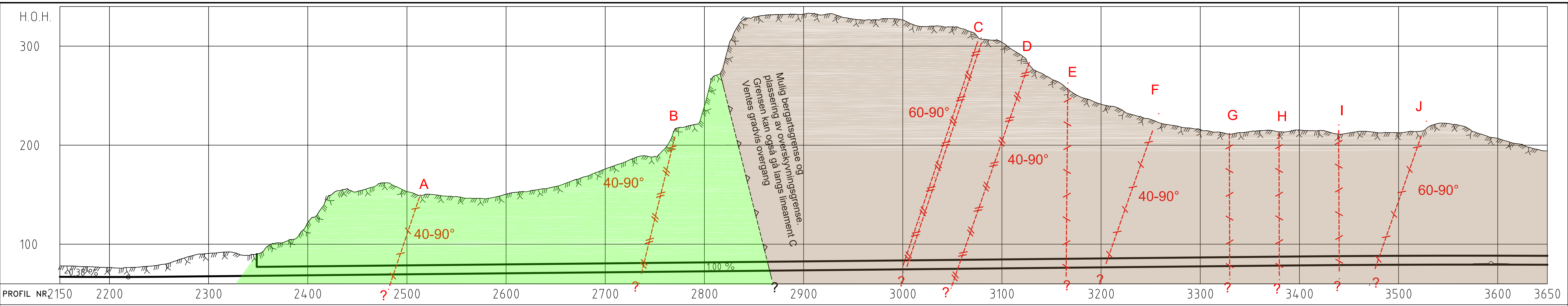
**FORKLARING**

- ■ Inspeksjonsluker (ny og gammel)
- Ikke adkomst (for trangt)
- Adkomst opp/ned fra hvelv (via medbrakt stige og klatretau)
- Inspisert strekning 2007
- Inspisert strekning 2009
- Skilfrighet, lagdeling
- Sprekk, stikk / sleppe
- Sprekke-/sleppesone
- Leir-/knusningszone
- kv - kvarter  
le - leire  
kl - kloritt  
sv - svelleleire  
ka - kalkspat
- Bolter, forspente/innstøpte
- B(c) x: Bolter, ct,  
x = midlere bolteavstand (m)  
(p) polyester forankret  
(i) fullt innstøpt
- Bolter med band/armerte ribber
- Sprøytebetong; uarm./arm./fiber
- Sfr y: Fiberarmert sprøytebetong,  
y = midlere tykkelse (cm)
- Utstøping

Indeks	Revideringen gjelder	Navn	Dato
	<b>Statens vegvesen</b> Region midt	Tegn: stigli	2011-04-07
E6 Støren Brattlitunnelen		Prosjans:	
Tunnelkart Inspenksjon bak hvelv 2007-05-10 og 2009-02-04		Godkj:	
Produisert av:		Bilag	
		PROFnr:	
		Målestokk: 1:500	
		Tegn nr: <b>V002</b>	
		Arkiv referanse:	Ud 410E



X:\noroppdrag\Trondheim\517604\1BIM\ingeniørgeologi\KML\LAY\_V\_siste.dwg - KTLof - Plottet: 2018-05-30, 14:57:04 - LAYOUT = V301 - XREF = Kart\_2D\_filer\_NTM10, T\_Geom\_linj\_tunnei, T\_Geom\_CL\_16000, C.D. 2018-04-05 Lengdeprofil 16000 profill 2150-5150, T\_Geom\_EBPG\_16000, Sprekkerose nord, Sprekkerose midt, Sprekkerose sør, T\_Boringer\_NxxxNTM10, storen\_sesim\_endelig\_L\_22, NTM10, storen4U\_endelig\_L\_30\_36, NTM10, Begrunningskart, Kart\_2D\_elendomsgranser\_Melhus, Kart\_2D\_slipplan\_Melhus, Kart\_2D\_EI\_VA\_Midrecaudal, Kart\_2D\_hoydekurver\_Midrecaudal, Kart\_2D\_hoydekurver\_Melhus, Kart\_2D\_EI\_VA\_Melhus, Kart\_2D\_NTM10, Ingeniørgeologisk tegning



TEGNFORKLARING			
	Fyllitt, glimmerskifer		Lineament. Mullig svakhetssone, antatt <1m
	Grønnstein/skifer, amfibolitt		Lineament. Mullig svakhetssone, antatt 1-3m
	Bergblotning		Lineament. Mullig svakhetssone, antatt >3m
			Overskyvningsgrense, antatt
	Grunnvannsbrønn, plassering usikker		I lengdesnitt: Antatt svakhetssone. Ukjent dybde, usikker fallvinkel.
	Utført seismikklinje		40-90°
	Utført totalsondering		
	Strøk/fall, antatt steilt fall		
	Strøk/fall, antatt fallretning		

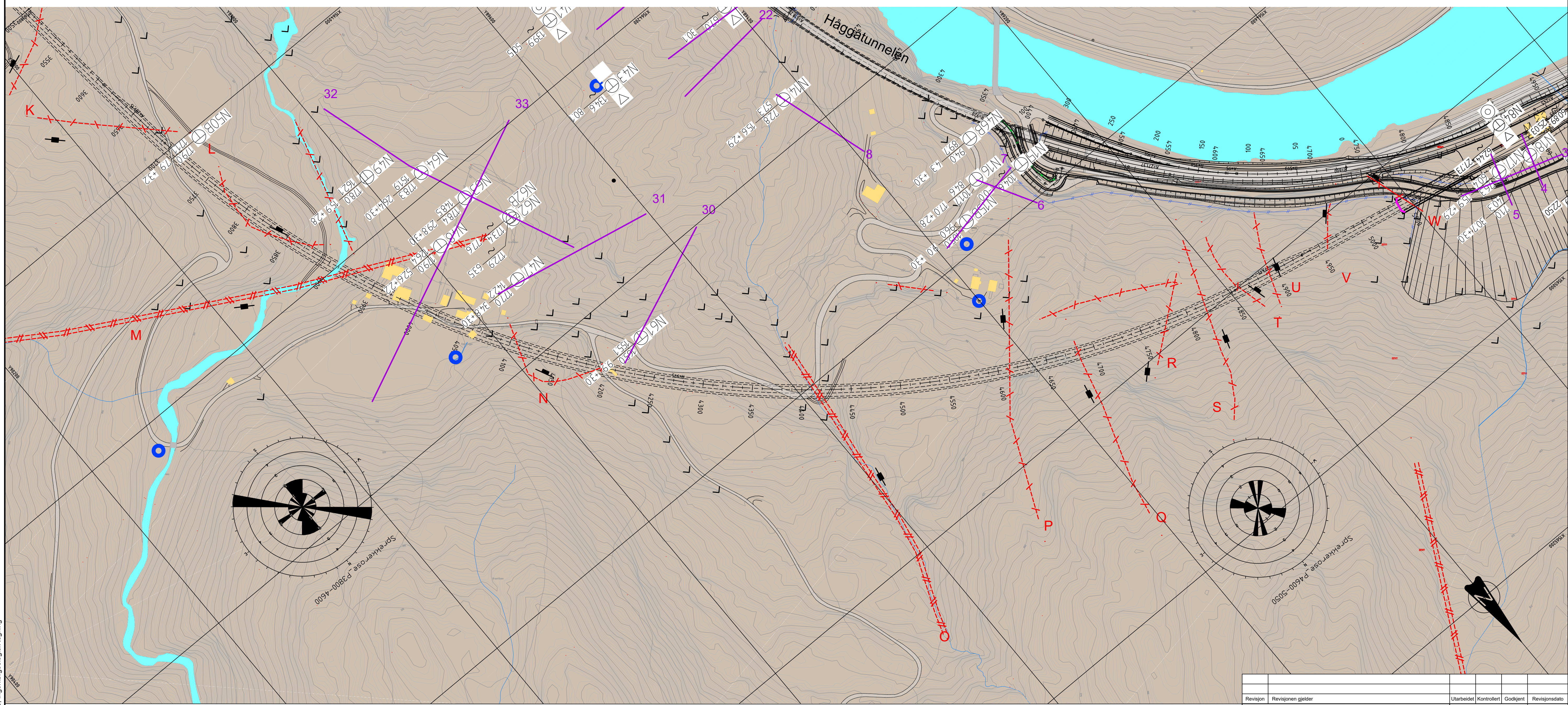
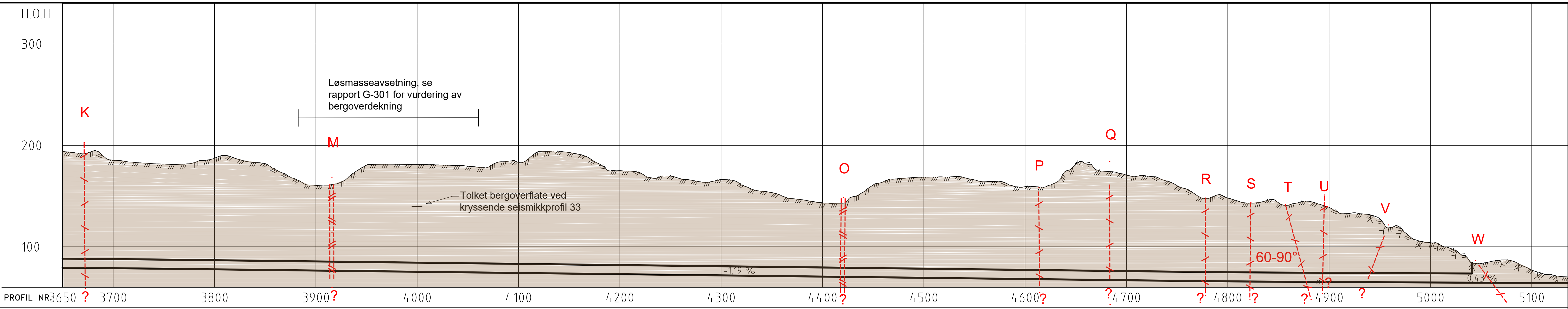
Revisjon	Revisjonen gjelder	Saknr.	Utarbeidet	Kontrollert	Godkjent	Revisjonsdato

		Utløst av: 	
E6 Ulsberg - Melhus Parsell: Prestteigen - Gyllan Ingeniørgeologi Støretunnelen km 2150 - 3650 Plan og profil		Tegningsdato: 2018-06-11 Bestiller: Jan Olav Sivertsen Produsert for: Nye Veier Prosjektnummer: 212120 Arkivreferanse: Byggverk nummer: Koordinatsystem: EUREF89NTM 10 Høydesystem: NN2000 Målestokk A1: 1:2000 Halv målestokk A3: Tegningsnummer/ revisjon: V301	
Reguleringsplan Utarbeidet av: KTLof	Kontrollert av: INT	Godkjent av: JHSve	Konsulentarkiv: 5176041



X:\nr\oppdrag\Tromsheim\5176041\BIM\ingeniørgeologi\Arkiv\KILAY\_V\_siste.dwg - KTLof - Plottet: 2018-05-30, 14:56:29 - LAYOUT = V302 - XREF = Kart\_2D\_filer, NTM10, T\_Geom\_line\_tunnel, T\_Geom\_CL\_16000, C.D. 2018-04-05 Lengdeprofil 16000 profil 2150-5150, T\_Geom\_EBPG\_16000, Sprekkerose nord, Sprekkerose sør, T\_Boringer\_Nxxx\NTM10\_storene\_seism\_endelig\_L\_1\_22, NTM10, storen44, endelig\_L\_30\_36, NTM10, Berggrunnskart, Kart\_2D\_eiendomsgrenser, Melhus, Kart\_2D\_slipian, Midtrecaudal, Kart\_2D\_slipian\_Melhus, Kart\_2D\_EI\_VA, Midtrecaudal, Kart\_2D\_slipian\_Melhus, Kart\_2D\_hoydekurver, Kart\_2D\_hoydekurver\_Melhus, Kart\_2D\_EI\_VA\_Melhus, Kart\_2D\_NT10, Ingeniørgeologisk tegning



**TEGNFORKLARING**

- Fyllitt, glimmerskifer
- Grønnstein/skifer, amfibolitt
- Bergblotning
- Lineament. Mulig svakhetssone, antatt <1m
- Lineament. Mulig svakhetssone, antatt 1-3m
- Lineament. Mulig svakhetssone, antatt >3m
- Overskyvningsgrense, antatt

- Grunnvannsbrønn, plassering usikker
- Utført seismikklinje
- Utført totalsondring
- Strøk/fall, antatt steilt fall
- Strøk/fall, antatt fallretning

- I lengdesnitt: Antatt svakhetssone. Ukjent dybde, usikker fallvinkel.

Revisjon	Revisjonen gjelder	Utarbeidet	Kontrollert	Godkjent	Revisjonsdato
Saknr.			Tegningsdato		
Saknr.			2018-06-11		
Uttørt av:			Bestiller		
Norconsult			Jan Olav Sivertsen		
E6 Ulsberg - Melhus			Prosjektnummer		
Parsell: Prestteigen - Gyllan			212120		
Ingeniørgeologi Støretunnelen km 3650-5100			Arkivreferanse		
Plan og profil			Byggverk nummer		
			EUREF89NTM 10		
Reguleringsplan			Koordnatsystem		
Utarbeidet av			Målestokk A1		
KTLof			1:2000		
Kontrollert av			Målestokk A3		
INT			Tegningsnummer/		
Godkjent av			revisjon		
JHSve			V302		
Konsulentarkiv					
5176041					