

E6 Gyllan – Kvål

Fagrapport ingeniør- og hydrogeologi Homyrkamtunnelen

31.08 | 23

Detaljreguleringsplan

Nye Veier AS | Tangen 76
4608 Kristiansand
nyeveier.no

Oppdragsnummer:	5207617
Oppdragsnavn:	E6 Gyllan – Kvål
Dokumentnummer:	NV50E6GK-GEO-RAP-0001
Dokumentnavn:	Fagrapport ingeniør- og hydrogeologi Homyrkamtunnelen

Versjonsoversikt

Versjon	Dato	Beskrivelse	Utarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av
01	20.03.2023	Til høring av reguleringsplan	MARRAA, GREGG	KTLOF, EIHAL	JHSVE
02	31.08.2023	Revisjon etter 3.partskontroll	KTLOF	INT	JHSVE

SAMMENDRAG

Nye Veier skal bygge ut E6 på strekningen Gyllan – Kvål i Melhus kommune. Som en del av utbyggingen skal den 5,5 km lange Homyrkamtunnelen etableres mellom Losen og Evjengrenda. Tunnelen bygges med to løp med profil T9,5 og med fartsgrense 110 km.

Tunnelen er plassert i konsekvens-/pålitelighetsklasse (CC/RC) 3 og geoteknisk kategori 3 med tilhørende prosjekteringskontrollklasse PKK3.

Tunnelen går stort sett under jomfruelig terreng, men langs en delstrekning er det spredt bebyggelse. Overdekningen er 65–320 m og det er gjennomgående lite løsmasser over traséen.

De sørlige ca. 3,8 km går i sedimentære bergarter som rhyolittisk sandstein, sandsteinskonglomerat og siltstein, mens de nordre ca. 1,7 km går i grønnstein. Det er anslått at 93 % av tunnelen vil ligge i bergmasseklasse A–D (sikringsklasse 1–3). Stabilitetssikring vil i hovedsak omfatte bolter og fiberarmert sprøytebetong, men i svakhetssoner og ved sørlige påhugg må det påregnes behov for tung bergsikring, eksempelvis ved bruk av armerte sprøytebetongbuer og forbolter.

Ut fra fastsatte innlekkasjekrav ventes det behov for systematisk injeksjon langs en strekning på ca. 1 250 m. I tillegg anslås det nødvendig med behovsprøvd injeksjon på en strekning på ca. 950 m.

Ved det sørlige påhugget medfører krav til sikt behov for utvidet tunnelprofil (T14,5). Liten over- og sidedekning ventes å medføre behov for ekstra stabilitetssikring her. Over påhugget ligger det stedvis mektig løsmasseavsetning som må sikres midlertidig i byggefasen. I permanent fase vil det etableres portaler og det skal tilbakefylles over disse.

Nordre del av tunnel/påhugg ligger nær faresone for kvikkleire og dette vil kreve tiltak i anleggsfasen.

INNHold

1	INNLEDNING	6
1.1	Bakgrunn	6
1.2	Prosjektets formål og mål	7
1.3	Planprosess for detaljregulering med konsekvensutredning for E6 Gyllan – Kvål.....	7
1.4	Rapportens innhold og oppbygning.....	8
1.5	Tunneltrasé og geometrisk utforming	9
1.6	Grunnlagsmateriale	11
1.7	Kontroll og kvalitetssikring av geologisk prosjektering	12
2	UTFØRTE UNDERSØKELSER (FAKTADEL)	13
2.1	Tidligere undersøkelser	13
2.2	Befaring og kartlegging.....	14
2.3	Totalsonderinger.....	15
2.4	Refraksjonsseismikk	15
2.5	Hydrologiske og hydrogeologiske undersøkelser.....	16
2.6	Laboratorieundersøkelser.....	16
3	GRUNNFORHOLD (FAKTADEL).....	22
3.1	Topografi og overdekning.....	22
3.2	Kvartærgeologi og løsmasser.....	24
3.3	Berggrunnsgeologi.....	25
3.4	Oppsprekking.....	30
3.5	Svakhetssoner	35
3.6	Dypforvitring.....	37
3.7	Potensial for radon.....	39
3.8	Hydrologi og hydrogeologi.....	40
3.9	Skredfare	43
3.10	Spesielle lokale hensyn	43
3.11	Erfaringer fra nærliggende berganlegg	46
4	INGENIØR- OG HYDROGEOLOGISKE VURDERINGER (TOLKNINGSDEL)	48
4.1	Bergmassekvalitet og bergartsfordeling	48
4.2	Bergoverdekning og bergspenninger	50
4.3	Etablering av påhugg og forskjæringer.....	51
4.4	Svakhetssonenes påvirkning på stabilitet	54
4.5	Oppsprekkingens påvirkning på stabilitet	57
4.6	Hydrogeologiske vurderinger.....	58
4.7	Tettekrav	69
4.8	Forventede bergsikringsmetoder	71
4.9	Bergmekaniske egenskaper	75
4.10	Anvendelse av steinmateriale	77
4.11	Steinmaterialets forurensende potensial.....	79

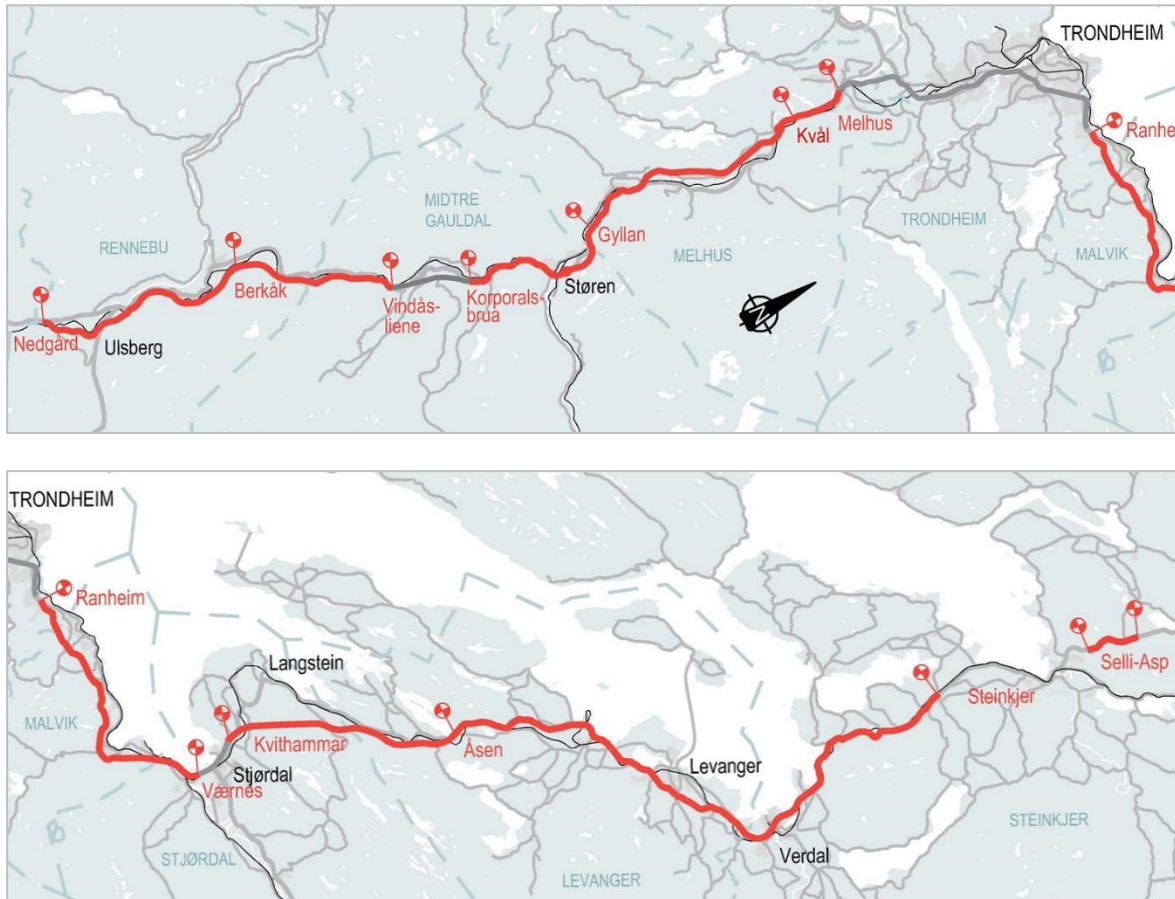
4.12	Ytre miljø	80
4.13	Usikkerheter	81
5	ANBEFALINGER	84
5.1	Krav til overvåking av spesielle forhold	84
5.2	Bygningsbesiktigelse og rystelser	86
5.3	Ingeniørgeologisk bemanning	86
6	REFERANSER.....	88

Vedlegg:

- Vedlegg 1: Ingeniørgeologiske plantegninger, V920–V929.
- Vedlegg 2: Lengdeprofil langs tunneltrasé, V940–V947.
- Vedlegg 3: Tverrprofiler for påhuggsområdene.
- Vedlegg 4: Strukturgeologiske målinger.
- Vedlegg 5: Resultater fra analyse av steinmateriale til bruk i veioppbygging og betongtilslag.
- Vedlegg 6: Resultater fra analyse av syredannende egenskaper.
- Vedlegg 7: Rapporter med resultater fra geofysiske undersøkelser.

1 INNLEDNING

Nye Veier har ca. 175 km ny E6 i sin portefølje i Trøndelag. Målet til Nye Veier er å bedre trafiksikkerheten, forkorte reisetiden og styrke vekst og utvikling i landsdelen. E6 Gyllan – Kvål inngår som en del av denne store oppgraderingen av E6 gjennom Trøndelag fra Nedgård i sør (Rennebu kommune) til Asp i nord (Steinkjer kommune), som vist i figur 1-1.



Figur 1-1: Nye Veiers portefølje i Trøndelag (Kilde: Nye Veier, 2021).

1.1 Bakgrunn

E6 er hovedveien i Norge mellom nord og sør. Veien er hovedtransportåren for godstrafikk til og fra, samt gjennom Trøndelag. E6 er dessuten den viktigste persontrafikkåren for regionen. E6 Gyllan – Kvål er ca. 17 km lang og ligger i sin helhet i Melhus kommune. På strekningen er det tofelts vei med randbebyggelse gjennom tettstedene Ler og Lundamo. Årsmiddelfrafikken (ÅDT) for strekningen i 2020 var mellom 8 600 og 11 400 kjøretøy. Strekninger med redusert hastighet og blandet trafikk kombinert med begrensede muligheter for forbikjøring reduserer fremkommeligheten. I perioden 2011–2020 er det registrert 34 ulykker på strekningen, hvorav åtte er påkjøring bakfra, ti er møteulykker og 12 er utforkjøring. To personer har mistet livet og tre personer har blitt hardt skadde.

1.2 Prosjektets formål og mål

Formålet med planarbeidet er å skaffe et formelt grunnlag for erverv av grunn og bygging av ny E6 som en firefelts motorvei. Løsningene skal bidra til å oppnå målene i Nasjonal transportplan 2022–2030, gjengitt i figur 1-2.



Figur 1-2: Målene for transportsektoren fra Nasjonal transportplan (Kilde: www.regjeringen.no).

1.3 Planprosess for detaljregulering med konsekvensutredning for E6 Gyllan – Kvål

Nye Veier startet en ny planprosess i 2020 med bakgrunn i et ønske om å øke den samfunnsøkonomiske lønnsomheten, redusere kostnader, minimere jordbruksbeslag og redusere belastning på ytre miljø sammenlignet med gjeldende plan.

Det er i perioden 2021–2022 utarbeidet konsekvensutredning for flere alternativer på strekningen. Dimensjoneringsklasse H3, og fartsgrense 110 km/t lå til grunn for utredningen. En mulighetsstudie for fartsgrense 100 km/t inngikk også i beslutningsgrunnlaget for valg av trasé. Melhus kommune vedtok 25. oktober 2022 at alternativ 1.1A og 2.1 skulle legges til grunn for utarbeidelse av reguleringsplan på strekningen, se figur 1-3.



Figur 1-3: Oversiktskart der alternativ som er lagt til grunn for planforslaget er vist med rød linje. Andre utredede alternativer er vist med lysere farge (Kilde: Nye Veier, 2022).

Planforslaget ligger hovedsakelig i samme trasé som gjeldende plan. De største endringene er følgende:

- Løsning og plassering av Fosskrysset.
- Løsningen på Røskaft der man unngår omlegging av jernbane og brusøyler i elv.
- Kryss på Losen/Ler er tatt ut.
- Løsningen ivaretar sikkerhet mot skred og flom bedre enn gjeldende plan.
- På deler av strekningen har E6 en høyere standard og høyere dimensjonerende fart.

1.4 Rapportens innhold og oppbygning

Foreliggende rapport inngår i arbeidet med teknisk plan som er en del av grunnlaget for ny reguleringsplan for E6 Gyllan – Kvål. Rapporten beskriver de ingeniør- og hydrogeologiske forholdene for den planlagte Homyrkamtunnelen. I tillegg til denne rapporten er det for ingeniørgeologi utarbeidet følgende fagrapporter for parsellen:

- NV50E6GK-GEO-RAP-0002 Høye bergskjæringer [1].
- NV50E6GK-GEO-RAP-0003 Skredfarevurdering [2].

Rapporten er utarbeidet etter krav i Statens vegvesens Håndbok N500 Vegtunneler [3].

Innholdet i rapporten er delt i en faktadel og en tolkningsdel. Innledningsvis presenteres tunnelens utforming og trasé, samt grunnlagsmateriale og begrunnelse for valg av geoteknisk kategori. Videre gis en beskrivelse av utførte grunnundersøkelser og grunnforholdene langs traséen slik de foreligger i dag, og til slutt de ingeniør- og hydrogeologiske vurderingene, samt en anbefaling for videre arbeider. Rapporten omfatter også forskjæringene til tunnelen.

I rapporten er det henvist til profilnummer. Der det ikke er oppgitt annet er det profilnummer langs sørgående løp som gjelder.

Det vil bli vist til følgende vedlegg i rapporten:

- Vedlegg 1: Ingeniørgeologiske plantegninger, V920–V929.
- Vedlegg 2: Lengdeprofil langs tunneltrasé, V940–V947.
- Vedlegg 3: Tverrprofiler for påhuggsområdene.
- Vedlegg 4: Strukturgeologiske målinger.
- Vedlegg 5: Resultater fra analyse av steinmateriale til bruk i veioppbygging og betongtilslag.
- Vedlegg 6: Resultater fra analyse av syredannende egenskaper.
- Vedlegg 7: Rapporter med resultater fra geofysiske undersøkelser.

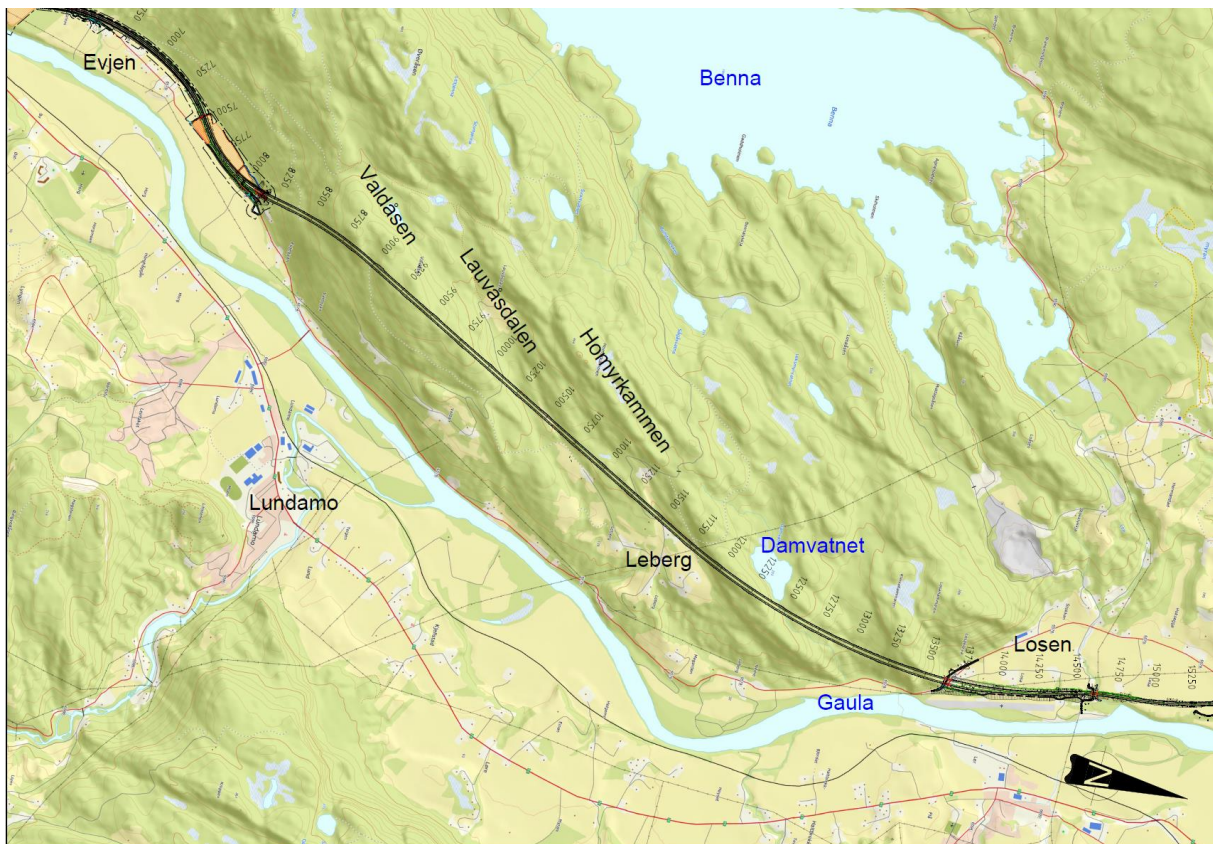
I tillegg til denne rapporten er det laget en geologisk grunnforholdsmodell i 3D som inneholder følgende data:

- Bergoverflatemodell basert på kartlagt berg i dagen, utførte grunnboringer og deler av utført geofysikk.

- Geofysikkmodell
- Bergartsmodell
- Svakhetssonmodell

1.5 Tunneltrasé og geometrisk utforming

Traséen for Homyrkamtunnelen er planlagt som vist på oversiktskartet i figur 1-4. Tunnelens lengde blir ca. 5 480 m, med søndre påhugg ved ca. profil 8 150 og nordre påhugg ved ca. profil 13 630. Påhugg og tunneltrasé følger i hovedsak regulert veilinje fra 2016, men det er gjort noen justeringer, først og fremst ved påhugg sør og den sørlige delen av tunnelen.



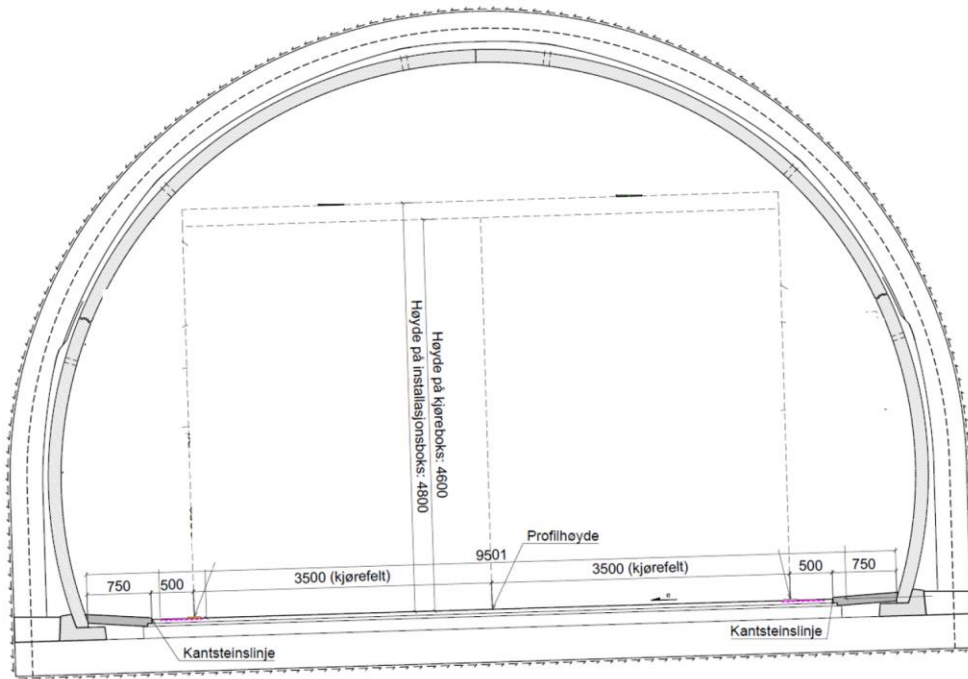
Figur 1-4: Oversiktskart over trasé for Homyrkamtunnelen. Profilnummer er gitt for sørgående løp (Kilde: Norconsult).

Det er planlagt å bygge toløpstunnel i tunnelklasse E med modifisert tverrsnitt T9,5 (figur 1-5). Bergstabe mellom de parallelle tunneløpene er gjennomgående 12–15 m utenom påhuggsområde i sør. Ved søndre påhugg ligger veibanen på kote +35 og vil fortsette på svak stigning (+0,5 %) frem til høybrekk ved profil 10 250. Deretter går tunnelen på synk (-0,5 %) frem til nordre påhugg der veibanen ligger på ca. kote +29.

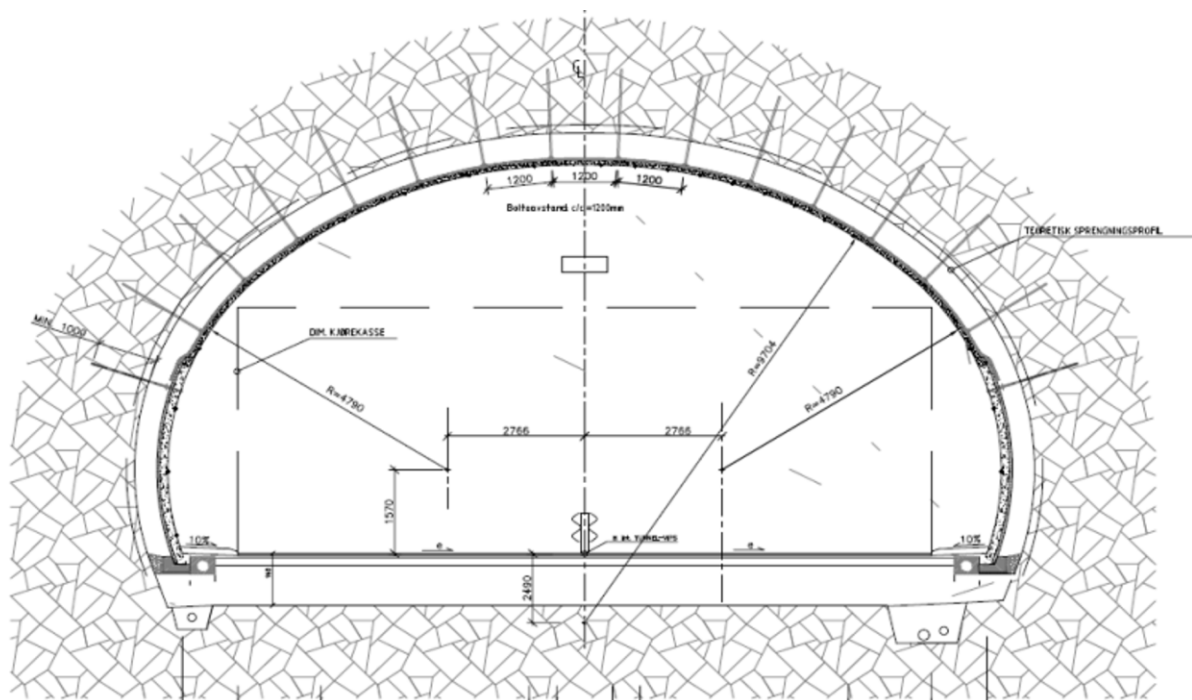
For etablering av nisjeutvidelser og rømningsveier er det planlagt følgende:

- 22 tverrforbindelser med innbyrdes avstand på ca. 250 m.
- 11 havarinisjer per løp med innbyrdes avstand ca. 500 m.

På grunn av krav til sikt er det nødvendig med utvidet tverrsnitt ved søndre påhugg. Det er planlagt tverrsnitt T14,5, se figur 1-6.



Figur 1-5: Modifisert tunnelprofil T9,5 for hoveddelen av tunnelstrekningen (Kilde: Norconsult).



Figur 1-6: Tunnelprofil T14,5 ved søndre påhugg (Kilde: Norconsult).

1.6 Grunnlagsmateriale

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

- Digitalt kartgrunnlag og veilinje.
- Topografiske kart fra Kartverket (www.norgeskart.no).
- Helningskart og skyggekart basert på digital terrengmodell (www.hoydedata.no).
- Berggrunnskart (1:50 000) fra NGU, foreløpig utgave (ikke publisert) [4].
- Løsmassekart (1:250 000) fra NGU [5].
- Ortofoto fra Kartverket (www.norgebilder.no).
- Aktsomhetskart for dypforvitring fra NGU, med digitale vedlegg [6].
- Aktsomhetskart for radon fra NGU [7].
- Grus- og pukkdatabasen fra NGU [8].
- Grunnvannsdatenbasen GRANADA fra NGU [9].
- Registrerte kvikkleireområder fra NVE [10].
- Naturbase kart fra Miljødirektoratet.
- NVEs karttjenester Nevina og NVE-atlas.

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

- Eurokode 0: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner (NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016) [11].
- Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering – Del 1 Allmenne regler (NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2020) [12].
- Veileder for bruk av Eurokode 7 til bergteknisk prosjektering [13].
- Statens vegvesen Håndbok N500 Vegtunneler, 2022 [3].
- Statens vegvesen Håndbok N200 Vegbygging, 2021 [14].
- Statens vegvesen Håndbok V521 Geologi og bergsikring i tunnel, 2022 [15].

Følgende rapporter fra tidligere undersøkelser er benyttet i forbindelse med utarbeidelse av denne rapporten:

- Ingeniørgeologisk rapport for Homyrkamtunnelen til reguleringsplan. Utarbeidet av Statens vegvesen i 2015 [16].
- Datarapporter for geofysiske grunnundersøkelser utført under tidligere prosjektering. Utarbeidet av Rambøll Danmark i 2014 [17], GeoPhysix i 2015 [18] og EMerald Geomodelling i 2019 [19].
- Grunnboringer langs deler av trasé utført i tidligere planfaser. Disse er sammenfattet i Norconsults geotekniske datarapport [20]. Relevante boringer er omtalt i denne rapporten.
- Geoteknisk og ingeniørgeologisk rapport for delstrekningen E6 Ulsberg – Melhus. Utarbeidet av Rambøll i 2018 [21].

1.7 Kontroll og kvalitetssikring av geologisk prosjektering

I henhold til N500 [3] skal veitunnelprosjekter generelt klassifiseres i konsekvensklasse 3 (CC 3) og pålitelighetsklasse 3 (RC 3). Noen veitunnelprosjekter kan klassifiseres i pålitelighetsklasse 2, jmfør Eurokode 0 [11]. Homyrkamtunnelen vil drives gjennom et område med lite bebyggelse og god bergoverdekning med unntak av påhugg. Søndre påhugg har stort tunneltverrsnitt, betydelige løsmassemektinger og begrenset over/sidedekning. Hovedsprekkeretningen og mange av de mulige svakhetssonene kan gi stabilitetsutfordringer da de følger nokså parallelt tunnelaksen. I tillegg er det satt strenge krav til innlekkasje for deler av tunnelen. Det anbefales at hele Homyrkamtunnelen inkludert forskjæringer klassifiseres i CC/RC 3 og geoteknisk kategori 3.

Eurokode 0 [11] legger føringer for hvilken prosjekteringskontrollklasse (PKK) som skal anvendes og hvem som skal utføre kontrollen (se tabell 1-1). Pålitelighetsklasse CC/RC 3 medfører PKK 3 som stiller krav til egenkontroll, intern systematisk kontroll og utvidet kontroll. Kontroll i PKK 3 skal utføres av et uavhengig foretak. Den utvidede kontrollen skal gjennomføres som en faglig kontroll, og ved PKK 3 skal det kontrolleres at planlegging og prosjektering følger krav til de geologiske forundersøkelsene og rapporter i kapittel 2.6 i N500 [3].

Norconsults interne kvalitetssystem stiller krav til at det alltid utføres egenkontroll og intern systematisk kontroll.

Tabell 1-1: Sammenheng mellom konsekvensklasse, pålitelighetsklasse og prosjekteringskontrollklasse (hentet fra tabell 2.3 – 1 i N500 [3]). Homyrkamtunnelens kontrollklasse og krav til kontrollform for prosjekteringsrapport er uthevet. (Kilde: Statens vegvesen).

Valg av prosjekteringskontrollklasse			Krav til kontrollform		
Konsekvens-klasse	Pålitelighets-klasse	Minste prosjekterings-kontrollklasse	Egenkontroll	Intern systematisk kontroll	Utvidet kontroll
CC 3	RC 4	PKK 4	Kontroll spesifiseres spesielt		
CC 3	RC 4	PKK 3	Kreves	Kreves	Kreves
CC 3	RC 3	PKK 3	Kreves	Kreves	Kreves
CC 3	RC 3	PKK 2	Kreves	Kreves	Kreves*
CC 3	RC 2	PKK 2	Kreves	Kreves	Kreves*

* Kan begrenses til kontroll av at egenkontroll og intern systematisk kontroll er gjennomført og dokumentert av prosjekterende foretak

2 UTFØRTE UNDERSØKELSER (FAKTADEL)

2.1 Tidligere undersøkelser

Statens vegvesen har tidligere utarbeidet ingeniørgeologisk rapport for reguleringsplan for Homyrkamtunnelen. I den forbindelse ble det utført feltkartlegging, grunnboringer og geofysiske grunnundersøkelser, samt testing av steinmateriale på laboratorium. På oppdrag fra Nye Veier er det i tidsrommet mellom reguleringsplanen i 2015 og frem til Norconsult sin planoppstart gjennomført en omgang med grunnboringer, samt gjort en geoskanning for videre utredning av området langs og i tilknytning til planlagt tunneltrasé.

2.1.1 Grunnboringer

Grunnboringer ved søndre påhugg ble utført av Statens vegvesen i 2014 [16]. Det ble boret 28 totalsonderinger med sikker bergpåvisning. I tillegg ble det utført 8 enkle sonderinger med håndholdt utstyr til stopp i antatt berg eller blokk, men uten sikker bergpåvisning. Øst for tunneltraséen ved Leberg ble det boret 14 totalsonderinger til berg av Rambøll i 2017/18 [22]. De relevante borpunktene er vist på ingeniørgeologiske tegninger V920–V947, og videre omtalt i kapittel 2.3.

2.1.2 Geofysiske undersøkelser

Rambøll Danmark utførte refraksjonsseismiske undersøkelser og 2D resistivetsmålinger for søndre påhugg og deler av tunneltraséen i 2014. Undersøkelsene omfattet 11 profiler refraksjonsseismikk og 4 profiler med 2D resistivitet. I 2015 utførte GeoPhysics AS tilsvarende undersøkelser over nordre del av trasé som omfattet 5 seismikklinjer og 1 resistivetsprofil. Samlet lengde med geofysikk er ca. 5 000 m. I tillegg gjennomførte EMerald Geomodelling en helikopterbasert geoskanning av området i 2019. Resultater fra undersøkelsene er presentert i egne rapporter vist i vedlegg [17] [18] [19], og relevant data er vist på ingeniørgeologiske tegninger, V920–V947. Det presiseres at oppgitte profilnummer og vist veilinje i rapportene ikke samsvarer med dagens situasjon.

Resultatene er tolket å vise løsmassemektheter hovedsakelig varierende fra 0 til 10 m. Generelt er det tolket høye seismiske hastigheter i berget mot dypet ($> 5\,000$ m/s), men det er indikert enkelte lavhastighetssoner ($\leq 3\,500$ m/s) i flere av profilene.

Resistivetsmålingene indikerer mer varierende forhold, med flere større partier med relativt lav resistivitet ($< 3\,000$ Ω m).

Undersøkelsene er tolket og benyttet til vurderinger av bergoverdekning (kapittel 4.2), svakhetssoner (kapittel 4.4) og bergmassekvalitet (kapittel 4.1).

2.1.3 Laboratorieundersøkelser

Statens vegvesen har gjort en analyse av steinmaterialets kvalitet med tanke på bruk i veioppbygging for to av bergartene langs tunneltraséen. Prøver er tatt i sandstein ved søndre påhugg og i grønnstein ved nordre påhugg. Det er testet for Micro Deval-, Los Angeles- og kulemølleverdi, samt flisighetsindeks. Resultatene presenteres i kapittel 2.6.3. For utfyllende informasjon henvises det til eget notat om steinkvalitet utarbeidet av Norconsult [23].

Det er utført bergmekaniske tester som en del av en masteroppgave ved NTNU som er omtalt i Statens vegvesens tunnelrapport [16]. Testene er utført på siltstein hentet fra et steinbrudd 700 m øst for tunnelen ved profilnummer 10 300 og grønnstein fra det nordre påhugget. Testene omfatter enaksiell trykkfasthet, E-modul, strekkstyrketest, punktlasttest, tilttest, lyd hastighet, egenvekt og borbarhetsverdier. Resultatene er beskrevet i kapittel 2.6.1.

2.2 Befaring og kartlegging

Norconsult har utført ingeniørgeologisk kartlegging i flere omganger for å supplere kartleggingen som ble gjort av Statens vegvesen i 2015. Det er spesielt lagt vekt på innsamling av data fra påhuggsområdene og den midtre delen av tunneltraséen for å kartlegge bergartsfordeling og bergmassens beskaffenhet. I vurderingene av bergartsfordeling er det også tatt i betraktning feltkartlegging utført av NGU i området over tunneltraséen. Tabell 2-1 viser en oversikt over feltbefaringer utført av Norconsult. Kartleggingslokaliteter er vist på ingeniørgeologiske plantegninger i vedlegg 1.

Tabell 2-1: Oversikt over utført befaring og feltkartlegging for Homyrkamtunnelen (Kilde: Norconsult).

Dato	Tema	Område	Deltakere
29.10.2020	Gjennomførbarhet påhuggsområder	Nordre og søndre påhugg	Ingvar Tyssekvam / Maria T. Raastad
08.12.2020	Bergartsfordeling og bergmassekvalitet	Øst for tunneltrasé ved Leberg	Ragna T. Halseth / Maria T. Raastad
09.12.2020	Gjennomførbarhet	Søndre påhugg	Ingvar Tyssekvam / Maria T. Raastad
11.12.2020	Bergartsfordeling og bergmassekvalitet	Skjæringer øst for nordre påhugg, samt øst for trasé ved Leberg	Ragna T. Halseth / Maria T. Raastad
08.01.2021 og 18.01.2021	Prøvetaking steinmateriale	Nordre påhugg og langs trasé	Ingvar Tyssekvam / Kristian Loftesnes / Maria T. Raastad
19.03.2021	Oppfølging av boringer for optimalisering av påhuggsplassering	Søndre påhugg	Kristian Loftesnes
25.03.2021	Prøvetaking steinmateriale	Øst for Valdåsen	Maria T. Raastad
03.05.2021	Strukturkartlegging og bergmassekvalitet	Nordre påhuggsområde	Kristian Loftesnes / Maria T. Raastad
08.11.2022 og 09.11.2022	Bergartsfordeling, strukturkartlegging og bergmassekvalitet	Langs trasé fra Lauvåsdalen til Nordre Leberg	Kristian Loftesnes / Maria T. Raastad

Forholdene ved befaringsdagene vekslet fra helt snøfritt til delvis snødekket terreng (ca. 5 cm). Datafangsten vurderes som tilfredsstillende tatt forholdene i betraktning.

2.3 Totalsonderinger

Det er utført totalt ca. 100 totalsonderinger langs eller i tilknytning til tunneltraséen. En del av disse er utført i forbindelse med planarbeidet i perioden 2020–2022. Hovedandelen av boreriger relevante for tunneltrasé er gjort ved søndre påhugg, men det er også utført boreriger i et område øst for planlagt tunneltrasé langs et utgått linjealternativ (ved Leberg og nordover). Det henvises til geoteknisk datarapport [20] for beskrivelse av undersøkelsene. Se også ingeniørgeologiske tegninger og profiler (vedlegg 1, 2 og 3) for detaljer og plassering av relevante boreriger.

Hensikten med de geotekniske undersøkelsene var å få kontroll på løsmassemekthet og bergoverdekning ved påhuggsområdet, samt å innhente et grunnlag for vurdering av løsmasstype og stabilitet. Boringene ved søndre påhugg ble også utført for å kalibrere tidligere utført seismikk. På grunn av sidebratt terreng ble det bygd midlertidige anleggsveier for å etablere adkomst for borerigg i området, og undersøkelsene måtte tilpasses hvor det var mulig å få adkomst.

Dybde til berg ved boreriger i søndre påhuggsområde varierer mellom 5,7 m–11,6 m, med økende løsmassemekthet mot øst. I området 100 m nordøst for påhuggsområdet er det registrert dybde til berg på opptil 18,5 m. Sørvest for påhuggene er det gjort boreriger langs en gammel tilkomstvei som viser løsmassemektheter på 4,5–11,5 m, med størst mektighet nærmest påhugg. Det er også utført enkle sonderinger like vest for påhuggene som indikerer dybde til berg på ca. 3–9 m med avtakende trend mot nord. Registrerte løsmasstyper er i stor grad sand og grus, men det er stedvis registrert et topplag bestående av antatt løsere masser med dybde 2–5 meter [24].

Boringene øst for tunneltraséen ved profil 11 500–12 000 (ved Leberg) viser løsmassemektheter hovedsakelig under 10 m nærmest tunnelen, men enkelte boreriger lenger øst på løsmasseterrassene viser opptil 40 m mektighet. På flatene nordøst for nordre påhugg er det registrert løsmassemektheter på over 30 m uten å treffe berg.

Det er påvist sprøbruddsmateriale ved et fåtall boreriger øst og nord for tunnelen i området Nedre Leberg – Losen.

2.4 Refraksjonsseismikk

I forbindelse med planarbeidet i perioden 2020–2022 har Geomap Norge AS utført refraksjonsseismiske undersøkelser øst for tunneltraséen ved Leberg. Dette for et utgått alternativ med kortere tunnel. Det er skutt 3 profiler, L1–L3, med lengde ca. 115 m for å vurdere bergoverdekning for påhugg, samt et lengre profil, L7, på ca. 190 m et stykke lengre sør. Målemetoder og datatolkning er nærmere omtalt i egen datarapport [25].

Resultatene er tolket å vise løsmassemektheter varierende fra 1 til 20 m. Hovedsakelig er det tolket høye seismiske hastigheter i berget (ca. 5 000 m/s), men det er indikert to lavhastighetssoner (3 200 m/s) i profil L3.

Undersøkelsene er tolket og benyttet til vurderinger av bergoverdekning og svakhetssoner omtalt i kapitlene 4.2 og 4.4.

2.5 Hydrologiske og hydrogeologiske undersøkelser

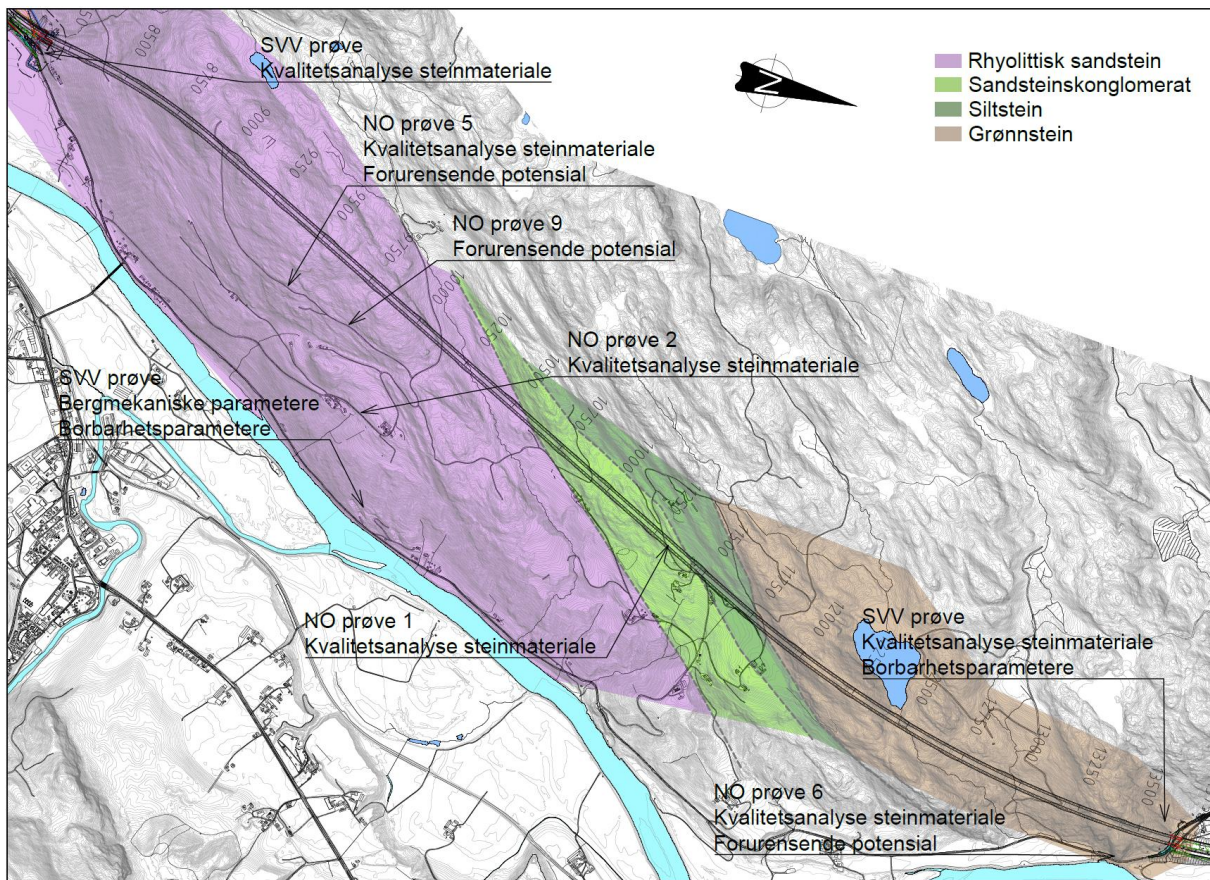
Det er gjort en kartlegging av drikkevannskilder langs tunneltraséen. Ellers er det gjort gjennomgang av kart og offentlige databaser for å vurdere de hydrogeologiske forholdene i området.

2.6 Laboratorieundersøkelser

Det er utført analyser av steinmateriale på et supplerende antall prøver i forbindelse med Norconsult sitt planarbeid. Analysene omfatter testing for å vurdere følgende forhold:

- Mekanisk styrke for bruk til veioppbygging.
- Egnethet for bruk som betongtilslag.
- Potensial for syredannende egenskaper.

I det følgende presenteres resultater fra utførte laboratorieundersøkelser av Statens vegvesen i forbindelse med tidligere regulering og av Norconsult i gjeldende reguleringsplan. Prøvelokaliteter er vist i figur 2-1. Det henvises til egne notater utarbeidet av Norconsult for ytterligere detaljer [23], [26], [27].



Figur 2-1: Prøvelokaliteter for steinmateriale undersøkt ved laboratorietesting (Kilde: Norconsult).

2.6.1 Bergmekaniske parametere

I forbindelse med tidligere reguleringsplan har Statens vegvesen utført laboratorieundersøkelser av styrkeparametere for bergarten innenfor området definert som rhyolittisk sandstein (se prøvelokalitet i figur 2-1). Bergarten er karakterisert som en siltstein i henhold til Statens vegvesens rapport [16]. En sammenstilling av gjennomsnittsverdier for styrkeegenskapene er gitt i tabell 2-2.

Verdiene for enaksiell trykkfasthet, strekkstyrke og E-modul er dels betydelig høyere enn tilsvarende normalverdier for siltstein. I henhold til ISRM [28] er enaksiell trykkfasthet klassifisert som *meget høy*.

Tabell 2-2: Styrkeparametere i intakt steinmateriale (Kilde: Statens vegvesen [16]).

Parameter	Gjennomsnittsverdi
Enaksiell trykkfasthet, σ_{ci}	237 MPa
Strekkestyrke	22,3 MPa
Punktlastindeks, diametral	4,75 MPa
Punktlastindeks, aksial	11,8 MPa
Anisotropi-indeks	2,48
Tilttest	27,7°
Lydhastighet	5 370 m/s
E-modul	54,5 GPa
Poissons forholdstall, ν	0,18
Egenvekt	2 840 kg/m ³

2.6.2 Borbarhetsparametere

Borbarhetsparametere er testet i regi av Statens vegvesen i forbindelse med tidligere reguleringsplan [16]. Testene er utført på samme bergart som beskrevet i kapittel 2.6.1 over, samt grønnstein fra nordre påhugg (se prøvelokaliteter i figur 2-1).

Borbarhet uttrykker forventet borsynk og borslitasje i en gitt bergmasse – god borbarhet indikerer høy borsynk og lav slitasje. Borbarheten angis ved indeksene DRI (Drilling Rate Index, borsynkindeks) og BWI (Bit Wear Index, borslitasjeindeks). Indeksene avhenger av borbarhetsparametere S_{20} (sprøhetstall), Sievers J-verdi og AV (slitasjetall) som bestemmes ved laboratorietester.

Tabell 2-3 presenterer gjennomsnittsverdier for borbarhetsparametere testet i laboratorium, og resulterende borbarhetsindekser.

Tabell 2-3: Borbarhetsparametere hentet fra Statens vegvesens rapport [16].

Parameter	Gjennomsnittsverdi	
	Rhyolittisk sandstein	Grønnstein
AV	1,5	1,5
AVS	1,5	1,5
S_{20}	43,2	39,5
Sievers J	28	47,6
Flisighet	1,45	1,29
DRI	50	47
BWI	20	23
CLI	43,8	52,3
Egenvekt (kg/m ³)	2840	2950

Resultatene for borsynkindeksen (DRI) klassifiserer begge bergartene i kategorien *middels* borsynk. Borslitasjeindeksen (BWI) klassifiseres som *veldig lav* for sandsteinen og *lav* for grønnsteinen [29].

2.6.3 Kvalitetsanalyse av steinmaterialer

Det er utført laboratorietester av mekaniske egenskaper for å vurdere egnethet av stedeagne steinmaterialer for bruk i veioppbygning (se prøvelokaliteter i figur 2-1). Statens vegvesen har testet sandstein ved søndre påhugg og grønnstein ved nordre påhugg. Norconsult har tatt to prøver av rhyolittisk sandstein, og en prøve av henholdsvis sandsteinskonglomerat og grønnstein. Norconsult sine analyser er utført av Norsk Betong og Tilslagslaboratorium AS (NBTL). Analyserapport fra NBTL finnes i vedlegg 5. Følgende tester er utført:

- *Los-Angeles* – motstandsevne mot nedknusing
- *Micro-Deval* – motstandsevne mot slitasje i veifundament
- *Kulemølle* – motstandsevne mot piggedekkslitasje
- *Flisighet* – kornform

Resultatene fremgår av tabell 2-4 og er vurdert i kapittel 4.10.1. Det henvises til eget notat utarbeidet av Norconsult for ytterligere detaljer [23].

Tabell 2-4: Resultater fra testing av steinmaterialets egnethet for bruk i veioppbygging. GS=grønnstein, RS=rhyolittisk sandstein, SK=sandsteinskonglomerat. (Kilde: NBTL og Norconsult).

Parameter	SVV prøve (RS)	NO prøve 2 (RS)	NO prøve 5 (RS)	NO prøve 1 (SK)	NO prøve 6 (GS)	SVV prøve (GS)
Los-Angeles (LA)	13	15	16	17	14	10
Micro-Deval (M _{DE})	13	17	16	18	17	14
Kulemølle (A _n)	15	21	19	24	21	20
Flisighetsindeks (FI)	22	17	21	14	11	10

Det er også utført supplerende laboratorietester av tre bergartsprøver for å vurdere egnethet av stedeagne steinmaterialer for bruk som betongtilslag. Testene er utført på prøve fra sandsteinskonglomerat, rhyolittisk sandstein og grønnstein (samme prøvemateriale som er testet for mekanisk styrke). Analysene er utført av Norsk Betong og Tilslagslaboratorium AS (NBTL) med bistand fra SINTEF. Analyserapport fra NBTL finnes i vedlegg 5. I henhold til regelverk er det krav om deklarerer av en rekke egenskaper avhengig av tilslagets sluttbruk og opprinnelse. På dette plannivået er undersøkelsene avgrenset til tester av egenskapene som ekskluderer bruk i betong. Følgende tester er utført:

- *Totalt innhold av svovel*
- *DTA-analyse* – innhold av magnetkis (FeS)
- *Hele korn av kalkstein*
- *Forenklet petrografisk analyse* – alkalireaktivitet

Resultatene fremgår av tabell 2-5, og vurdering er gitt i kapittel 4.10.2. Det henvises til eget notat utarbeidet av Norconsult for ytterligere detaljer [26].

Tabell 2-5: Resultater fra testing av steinmaterialets egnethet for bruk som tilslag for betong. GS=grønnstein, RS=rhyolittisk sandstein, SK=sandsteinskonglomerat. (Kilde: NBTL og Norconsult).

Parameter	NO prøve 1 (SK)	NO prøve 5 (RS)	NO prøve 6 (GS)
Total svovel	0,0160 %	0,2000 %	0,1300 %
DTA (magnetkis)	-	0 %	0 %
Hele korn av kalkstein	0 %	0 %	0 %
Forenklet petrografi (alkalireaktivitet)	Klassifiseres som alkalireaktiv	Klassifiseres som alkalireaktiv	Klassifiseres som ikke-alkalireaktiv

2.6.4 Analyse av forurensende potensial

Det er utført kjemiske analyser for vurdering av steinmaterialets forurensende potensial (se prøvelokaliteter i figur 2-1). Prøve 5 er en massiv rhyolittisk sandstein, prøve 9 består av svært skifrig og omvandlet berg (mulig leirskifer) hentet fra en skifrig sone i den rhyolittiske sandsteinen. Prøve 6 består av kompetent grønnstein. Analysene (angitt som «Alunskiferpakke») er gjort av ALS Laboratory Group og inkluderer konsentrasjoner av hovedoksid, sporelementer, total uorganisk karbon og total svovel. Rapport er gitt i vedlegg 6. En oppsummering av resultatene fremgår av tabell 2-6 og tabell 2-7.

Tabell 2-6: Rapporterte konsentrasjoner av åtte tungmetaller og uran, sammenlignet med normverdier i TA-2553 [30] og svart leirskifer [31]. i.a = ikke analysert. GS=grønnstein, RS=rhyolittisk sandstein. (Kilde: ALS og Norconsult).

Stoff	Normverdi	Svart leirskifer ¹	NO prøve 5 (RS)	NO prøve 9 (RS)	NO prøve 6 (GS)
As [mg/kg]	8	121	13,4	16,8	< 3
Cd [mg/kg]	1,5	5,8	0,0733	0,0666	0,0872
Cr [mg/kg]	50	80,8	130	151	196
Cu [mg/kg]	100	157	13,5	9,2	28,1
Hg [mg/kg]	1	i.a.	< 0,02	<0,02	< 0,02
Ni [mg/kg]	60	163	22,7	68,8	116
Pb [mg/kg]	60	27,1	17,0	11,2	< 1
Zn [mg/kg]	200	297	70,4	61,4	54,6
U [mg/kg]		72,4	4,88	4,01	0,804

¹ Gjennomsnitt av 11 svart leirskifer-prøver fra Degerhamn, Sverige [31].

Vurdering av potensialet for syredannelse gjøres blant annet ved å regne ut forhold mellom NP og AP. Potensielt syredannende berg har NP:AP < 1:1, mens ikke-syredannende berg har NP:AP > 3:1 («bufret sone»). Mellom disse to er prøven klassifisert som «usikker». Resultatene viser at to av prøvene ligger i bufret sone mens en ligger i usikker sone.

Tabell 2-7: Beregning av NP og AP basert på analyseresultater, samt rapportert svovelkonsentrasjon. GS=grønnstein, RS=rhyolittisk sandstein. (Kilde: ALS og Norconsult).

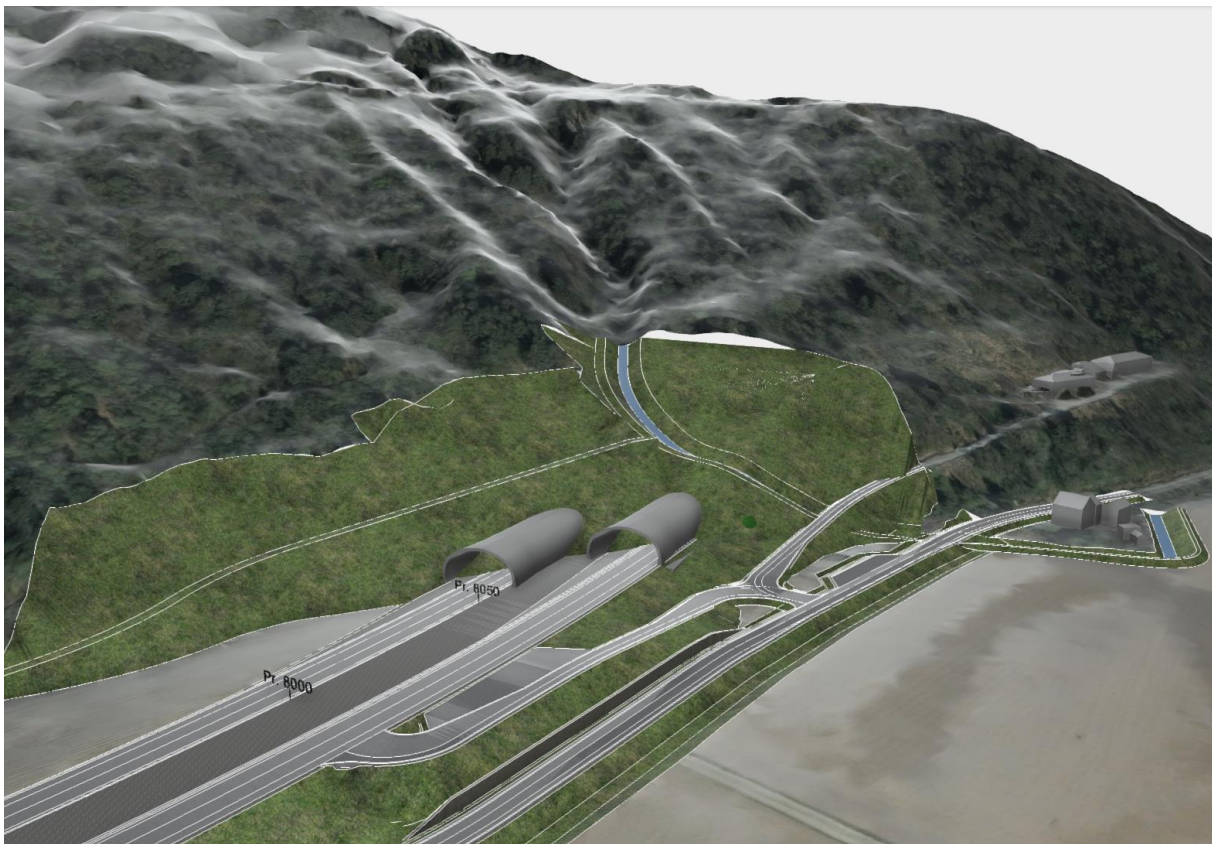
	NO prøve 5 (RS)	NO prøve 9 (RS)	NO prøve 6 (GS)
Nøytraliserende potensial (NP)	11,67	13,33	144,99
Syredannende potensial (AP)	5,97	0,62	2,13
NP:AP	1,95	21,55	68,23
S [mg/kg]	1910	198	680

I sum er tungmetallkonsentrasjonen under 1 000 mg/kg for hver av prøvene, og de respektive konsentrasjonene er generelt under normverdier [30] og sammenligningsverdier i svart leirskifer [31] med unntak av krom, nikkel og arsen. Rapporterte svovelkonsentrasjoner er lave sammenlignet med erfaringsverdier oppgitt i RIF-veileder 8040 [32]. Resultatene er vurdert i kapittel 4.11. Det henvises også til Norconsults eget notat for detaljer rundt tolkningsmetodikk og resultater fra utførte undersøkelser [27].

3 GRUNNFORHOLD (FAKTADEL)

3.1 Topografi og overdekning

Tunnelen er planlagt i den vestre dalsiden av Gauldalen, hovedsakelig under et bratt/kupert og skogkledt terreng preget av to tydelige åskammer; Valdåsen og Homyrkammen. Søndre påhugg ligger i et gammelt steinbrudd (som ble brukt til å ta ut plastringsstein etter flom i Gaula i 1940) hvor terrenget stiger raskt på med gjennomsnittlig helning ca. 25° innover fra påhugg. Traséen skjærer inn i åssiden med ca. 45° vinkel, og det er ca. 30 m forskyvning mellom påhuggsflatene for nordgående og sørgående løp. Bekken Floksa krysser over traséen mellom påhuggsflatene for de to tunneløpene.



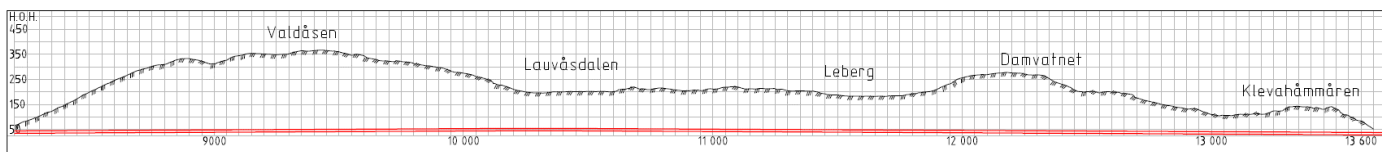
Figur 3-1: Søndre påhuggsområde vist i 3D-modell (Kilde: Norconsult).

Sørgående løp er planlagt med påhuggsflate i steinbruddets bakvegg i ca. profil 8 140 der innmålt berg viser over- og sidedekning i berg på > 8,5 m. Totalsonderingene indikerer at bergoverflaten ligger relativt flatt de første 30 m innover fra planlagt påhugg, men deretter stiger på videre innover til > 15 m omtrent ved profil 8 190.

For nordgående løp er påhuggsflaten planlagt i profil 8 170. Totalsonderingene viser at over- og sidedekning i berg mellom profil 8 170–8 175 er ca. 7–8 m. Løsmassemekthetene øker noe innover fra planlagt påhugg, men boringene viser også at bergoverdekningen stiger til >

12,5 m ved ca. profil 8 190. Se vedlagt tverrprofiler (vedlegg 3) for nærmere oversikt over bergoverdekningen i påhuggsområdet.

Lengdeprofil som viser overdekningen er presentert i figur 3-2. Fra søndre påhugg går tunneltraséen nordover under Valdåsen, der største bergoverdekning på ca. 320 m oppnås omtrent ved profil 9 400. Over midtre del av traséen krysses Lauvåsdalen. Dette er et NØ–SV-gående dalsøkk som har spiss vinkel til tunneltraséen. Dalsøkket har en bredde på mellom 100–150 m der tunnelen krysser under. Minste overdekning er ca. 140 meter ved profil 10 250. I dalen er det delvis dyrket jordbruksområde og spredt bebyggelse.



Figur 3-2: Lengdesnitt langs tunneltrasé for sørgående løp. En rute i rutenettet tilsvarende 50 m. (Kilde: Norconsult).

Nordover fra Lauvåsdalen følger traséen langsmed åssiden til Homyrkammen med jevn overdekning. Mellom profil 11 000–12 000 passerer traséen vest for et dyrket jordbruksområde, med flere nærliggende gårdsbruk (Leberg). Deretter stiger terrengoverdekningen over tunnelen til ca. 250 m før traséen passerer øst for Damvatnet som ligger på kote 200 omtrent ved profil 12 300. Traséen fortsetter med minkende overdekning frem til Klevahåmmåren der nordre påhugg er planlagt. Ved lavbrekk ved profil 13 000 er minste overdekning ca. 65 m.

Nordre påhugg vil ligge i enden av en bratt skogkledt bergrygg med tynt vegetasjonsdekke. Påhuggsflatene er planlagt i ca. profil 13 630 der minste bergoverdekning er ca. 8 m. Nord- og sørgående løp er lagt på hver sin side av et lite langsgående terrengsøkk som utgjør en mulig svakhetssone, men det er observert berg i dagen og økende over- og sidedekning i berg for begge løp innover fra påhugg.



Figur 3-3: Nordre påhuggsområde vist i 3D-modell (Kilde: Norconsult).

3.2 Kvartærgeologi og løsmasser

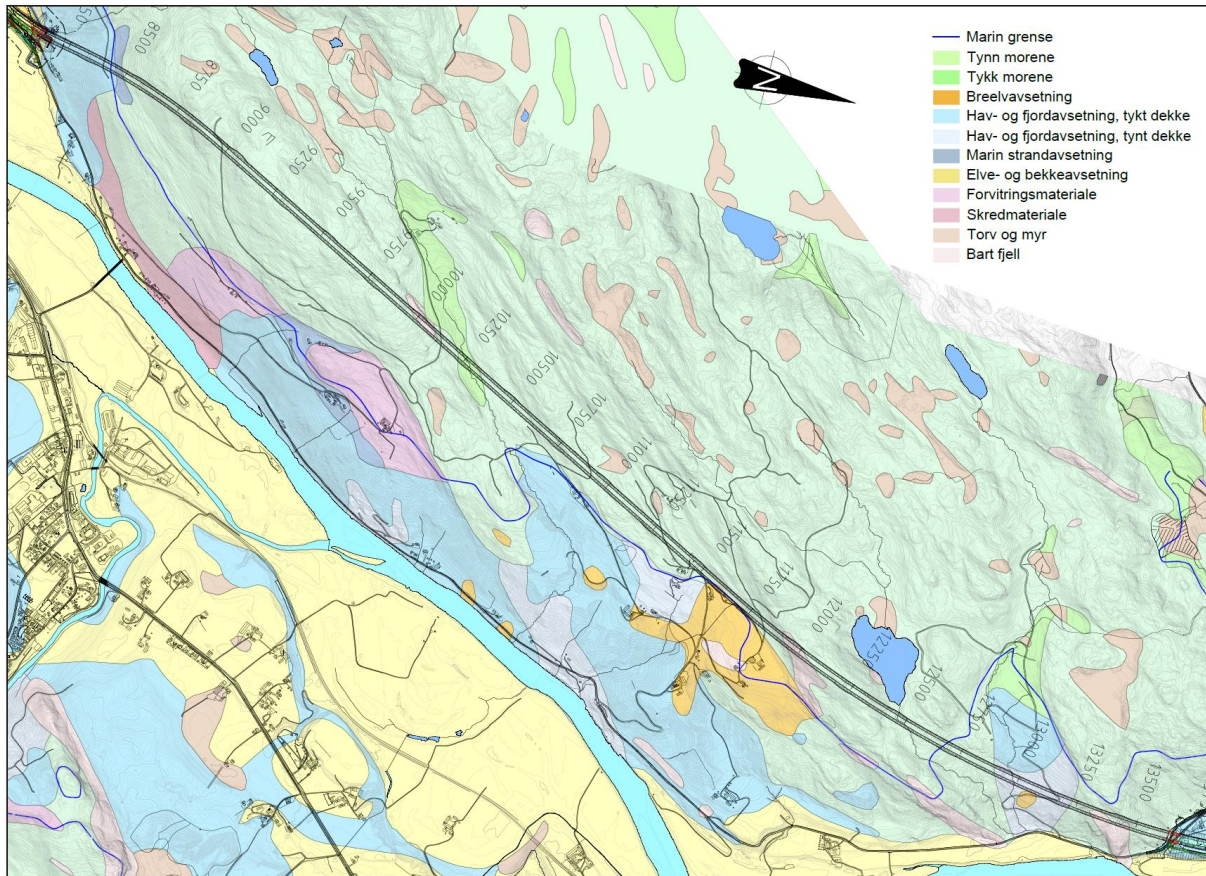
NGUs løsmassekart viser i hovedsak tynt morenedekke over store deler av tunneltraséen, med unntak av påhuggsområdet i sør, se figur 3-4. Tunnelen krysser under et parti med tykt morenedekke i Lauvåsdalen fra profil 10 000–10 400. Mektigheten på avsetningen er ikke detaljkartlagt, men nærliggende seismikkprofil N viser løsmassemektigheter rundt 5 m. Marin grense i område ligger på 175 m.o.h.

Ved søndre påhugg og videre 350 m inn i tunnelen er løsmassedekket ifølge NGU sitt løsmassekart bestående av havavsetninger i leir-, silt- og sandfraksjonen. Boringer viser løsmasseytykkelser på ca. 5–15 m der det skal etableres forskjæring og påhuggsflate, samt første del av tunneltrasé. Generelt består løsmassene av sand og grus ned til berg, med lokale lommer med topplag av løst lagret masser med lav bormotstand med mektighet opp mot 3 m [20]. Det er registrert maksimalt 11,5 m løsmasser ca. 50 m vest for vestre forskjæring, og maksimalt 11 m løsmasser ved påhuggsflate for nordgående løp.

Over nordre påhugg er det kartlagt tynt morenedekke og en del berg i dagen. Ute på sletten nord for påhugget viser NGU sitt kart [5] tykt dekke med hav- og fjordavsetninger, og området er kartlagt som kvikkleireområde av Statens vegvesen [10]. Sonderboringer i løsmassene her indikerer 2 m tørrskorpeleire over fast leire med sandsjikt til ca. 7 m dybde, deretter ca. 5 m grovere masser (grus, sand) og leire videre nedover. Registrerte løsmassemektigheter er fra 10 m til over 30 m (uten å treffe berg).

Feltobservasjoner fra befarte områder er i overensstemmelse med løsmassekartet til NGU. Blotningsgraden over traséen har vist seg å variere noe. Ved søndre påhugg er det kun registrert én bergblotning utenom steinbruddet, mens det ved nordre påhugg er gjort flere observasjoner av berg i dagen.

Det vises til geoteknisk datarapport [20], og vurderingsrapporter [24] og [33] for utfyllende informasjon om løsmassetyper og vurderinger av disse.



Figur 3-4: Løsmassekart fra NGU [5] langs tunneltraséen (Kilde: NGU og Norconsult).

Det er identifisert faresoner for kvikkleire ved Nedre Leberg (vest for trasé ved profil 13 000–13 300) og ved Losen (påhugg nord) [34]. Disse er omtalt nærmere i kapittel 3.10.1 og vist på tegninger i vedlegg 1, 2 og 3.

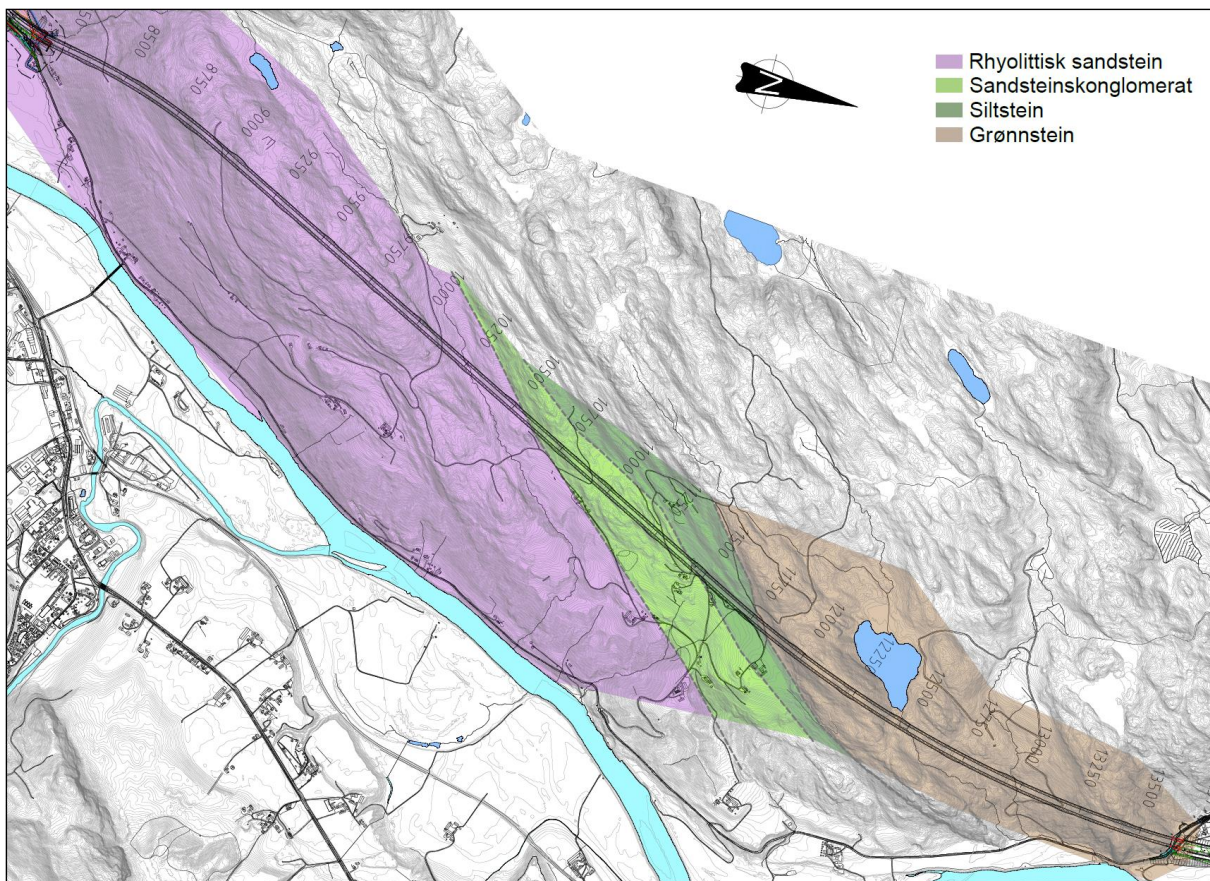
3.3 Berggrunnsgeologi

I henhold til NGUs beskrivelse av geologien i området består bergartene hovedsakelig av lavmetamorfe metavulkanitter og metasedimenter [6]. Gjennom den kaledonske fjellkjedefoldingen i kambrosilur har bergartene blitt skjøvet over hverandre i skyvedekker og dels foldet, hevet og erodert. Prosessene har gitt opphav til flere forkastninger i området, deriblant Horgforkastningen, som NGU har vurdert å være av tektonisk art [35].

Forkastninger/svakhetssoner er nærmere omtalt i kapittel 3.5. Ut fra NGU sitt berggrunnskart og feltkartlegging ventes fire ulike bergarter å opptre langs tunneltraséen:

- Rhyolittisk sandstein
- Sandsteinskonglomerat
- Siltstein
- Grønnstein

NGU arbeider med berggrunnskart for kartblad 1621-3 1:50 000 Støren som dekker tunneltraséen. NGU opplyser at kartet er nær ved å bli publisert. I den forbindelse har NGU samlet inn data om bergartsfordeling ved lokaliteter relevante for tunneltraséen og utarbeidet et foreløpig manuskart som er delt med Norconsult [4]. Berggrunnskartet vist i figur 3-5 er i stor grad basert på grunnlaget tilsendt fra NGU, men bergartsgrensene er justert noe ut fra Norconsults feltkartlegging. Ingeniørgeologiske tegninger V920–V947 viser lokaliteter med bergartsobservasjoner/-vurderinger.



Figur 3-5: Berggrunnskart som viser den kartlagte bergartsfordelingen langs tunneltraséen. Kartet er basert på manuskart og kartleggingsdata fra NGU [4], samt Norconsult sine feltobservasjoner. (Kilde: NGU og Norconsult).

Nedenfor følger en beskrivelse av de ulike bergartene som i stor grad bygger på grunnlagsdata mottatt fra NGU i forbindelse med utarbeidelse av berggrunnskart 1:50 000 for Støren [35].

Rhyolittisk sandstein – En massiv til lagdelt sandstein/konglomerat med veksellagring mellom kvarts-sandstein og rustne, mørke siltsteins-/skiferlag. Foto 3-1 viser sandsteinens lagdelte struktur. Rhyolitt er en lavabergart med høyt innhold av felsiske mineraler som kvarts, kalifeltspat og natriumrik plagioklas, og som kjemisk jmføres med dypbergarten granitt. Opptreden av rhyolitt er begrenset til enkelte linser som kan være opptil 2 m tykke og 50 m lange. Sandsteinen kan også inneholde klaster av kalkstein. Den har flere likheter med sandsteinskonglomeraten (beskrevet under), men disse tilhører ulike geologiske enheter påvist ved datering. Horgforkastningen er av NGU tolket å utgjøre skillet mellom disse to bergartene.



Foto 3-1: Rhyolittisk sandstein fra et steinbrudd øst for traséen ved ca. profil 10 300. Bildet viser tydelig laminert struktur i sandsteinen (Kilde: NGU).

Sandsteinskonglomerat – En grønn sandstein med konglomeratlag med klaster av grønnstein, jaspis, kvartsitt, gabbro, jaspis og kalkstein (se foto 3-2). Enkelte klaster er opptil 10–30 cm store. Sandsteinen inneholder mineralene kvarts, feltspat og hornblende. Enkelte lag av mer finkornet siltstein forekommer også i veksling. Lagdeling har fallretning steilt mot NV. Bergarten er eldre enn den rhyolittiske sandsteinen i sør (beskrevet over) og lagene blir yngre mot SØ.



Foto 3-2: Grovere lag av sandsteinskonglomerat med klaster opp til 5 cm. Generelt er observert kornstørrelse på mm-skala. Bildet er tatt fra kartleggingslokalitet 43.2 ved ca. profil 11 000 (Kilde: Norconsult).

Siltstein – bergarten er mørk, finkornig og stedvis svært foliert i overflaten. Den er beskrevet å være kalkholdig og observeres ofte som delvis rusten. Bergarten er stedvis myk og lar seg lett risse i, men det er også registrert enkelte lagpakker av mer massiv og sandsteinspreget karakter. Fallretning på lagdeling er steilt mot NV. Kornstørrelsen er ned til silt, og kartlegging har ikke vist indikasjoner på leirskifer. Stedvis er siltsteinen observert å være sterkt småskalafoldet med betydelig variasjon i fallvinkel og dels også strøkretning innenfor få meter (eksempelvis ved kartleggingslokalitet M vist på tegning V925 og V944). Det er registrert en del tydelige lineamenter i terrenget i denne bergarten som gir videre indikasjon på opptreden av svakere bergartslag i veksling med noe mer kompetente lagpakker. Foto 3-3 viser et slikt svakere lag som er overflateforvitret. Foto 3-4 viser siltstein der det er foretatt avgraving av øvre par meter av sterkt overflateforvitret berg.



Foto 3-3: Silsteinslag med foliert og flisig struktur som er tydelig påvirket av overflateforvitring. Bildet er tatt ved kartleggingslokalitet 57 ved ca. profil 11 200. (Kilde: Norconsult).



Foto 3-4: Siltstein der øvre lag av overflateforvitret berg er gravd av. Berget er mindre flisig og har noe lavere oppsprekingsgrad enn avgravd bergmasse. Bildet er tatt ved prøvelokalitet 61 ved ca. profil 11 200. (Kilde: Norconsult).

Grønnstein – en grønnlig bergart bestående av opprinnelige lavabergarter med en del intrusjonsganger. Det er ifølge NGU observert delvis putelavastruktur og den er også delvis dolerittisk. Strukturen er massiv. Bergarten kan minne noe om sandsteinene, men har en mer knadd og kaotisk i struktur, og uten klaster og tydelig laminering (se foto 3-5). Feltobservasjoner viser at bergarten ved nordre påhugg er kompetent og har høy motstandsstyrke mot hammerslag.

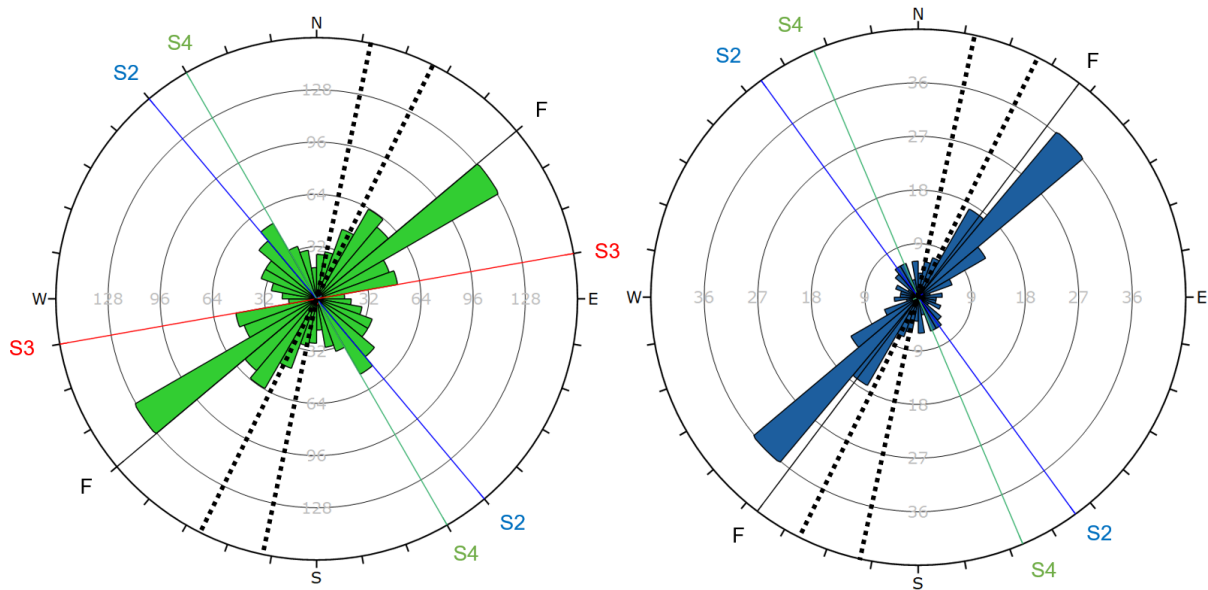


Foto 3-5: *Grønnstein* ved nordre påhugg. Bildet er tatt i skjæringen rett øst for der påhuggflaten for nordgående løp er planlagt. (Kilde: Norconsult).

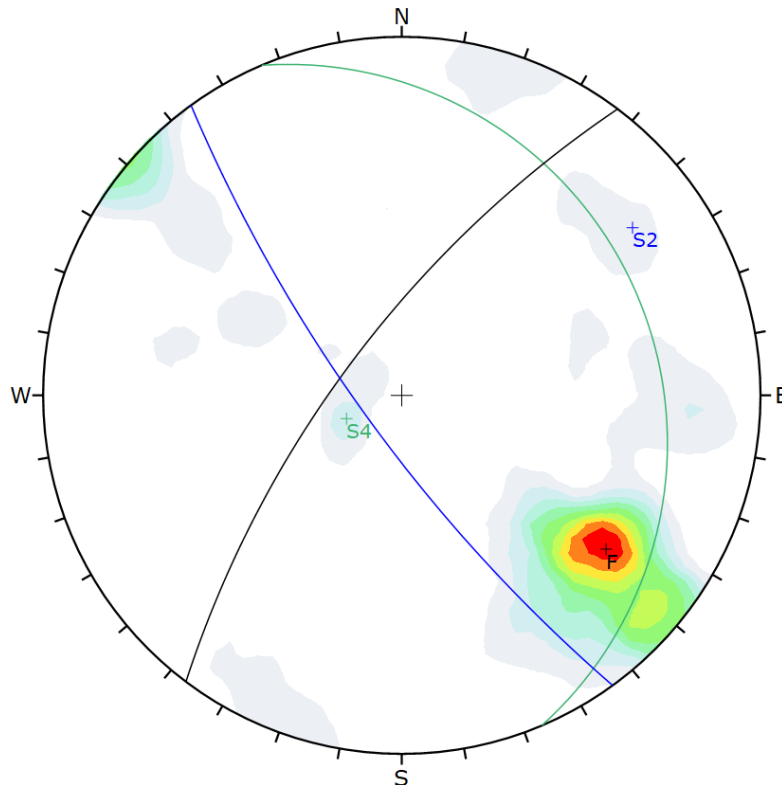
3.4 Oppsprekking

3.4.1 Kartlagt detaljoppsprekking

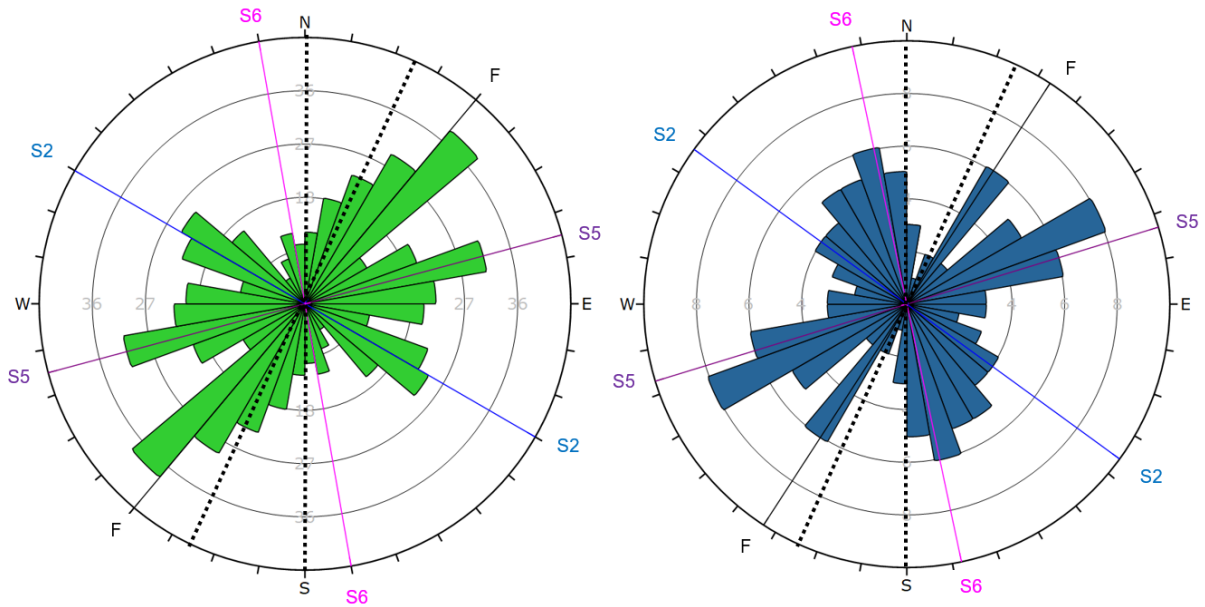
I forbindelse med tidligere reguleringsplan har Statens vegvesen gjort ingeniørgeologisk kartlegging langs hele tunneltraséen. Kartleggingen omfatter et stort antall sprekkeregistreringer som er oppsummert i sprekkeroser i figur 3-6 og i figur 3-8 fordelt på tunnelens søndre, midtre og nordre del. Norconsult har gjort supplerende sprekkekartlegging langs midtre og nordre deler av tunnelen, og data fra denne kartleggingen er vist i sammenheng med Statens vegvesens datainnsamling (figur 3-6–figur 3-9). Alle stereoplott og sprekkeroser for ulike delstrekninger er samlet i vedlegg 4, og sprekkeroser for utført kartlegging er vist på ingeniørgeologiske tegninger V920–929.



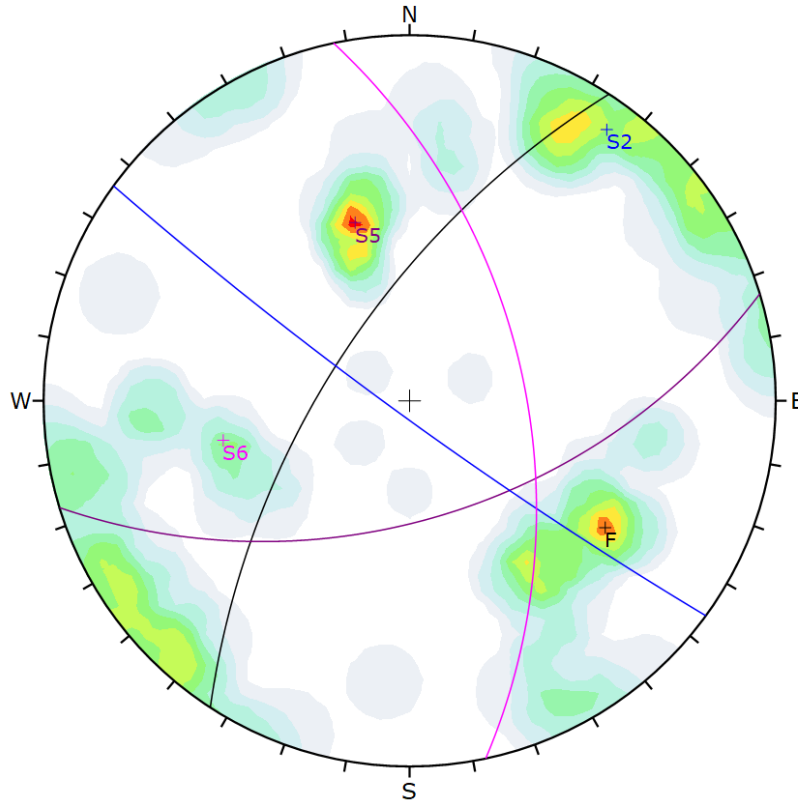
Figur 3-6: Til venstre: Sprekkerose med sprekke­data fra kartlegging gjort av Statens vegvesen for søndre og midtre deler av tunneltraséen (eksakt profilnummer er ikke kjent). Til høyre: Sprekkerose med sprekke­data fra kartlegging gjort av Norconsult over midtre deler av tunneltraséen i sedimentære bergarter (profilnummer 10 500–12 100). Tunnelens orientering er vist med tykk stiple­strek. (Kilde: Statens vegvesen og Norconsult).



Figur 3-7: Stereoplott med sprekke­data fra kartlegging gjort av Norconsult for midtre del av tunneltraséen i sedimentære bergarter (profilnummer 10 500–12 100). (Kilde: Norconsult).



Figur 3-8: Til venstre: Sprekkerose med sprekke­data fra kartlegging gjort av Statens vegvesen for nordre del av tunneltraséen (eksakt profilnummer er ikke kjent). Til høyre: Sprekkerose med sprekke­data fra kartlegging gjort av Norconsult over nordre del av tunneltraséen i grønnstein (profilnummer 11 700–12 100 og 13 300–13650). Tunnelens orientering er vist med tykk stiple­strek. (Kilde: Statens vegvesen og Norconsult).



Figur 3-9: Stereoplott med sprekke­data fra kartlegging gjort av Norconsult for nordre del av tunneltraséen i grønnstein (profilnummer 11 700–12 100 og 13 300–13650). (Kilde: Norconsult).

For tunnelen i sin helhet er hovedtrendene i sprekkemønsteret NØ–SV-orienterte sprekkplan som følger bergartenes foliasjon eller lagdeling. Sprekkene er i hovedsak observert å være bølgete til plane på stor skala, og har en ru tekstur. Det er i liten grad observert sprekkfyllingsmateriale.

De sedimentære bergartene langs søndre og midtre deler av tunnelen viser 3–4 sprekkesett der oppsprekking langs skifriheten (F) med strøkretning/fall N210–240°/55–90° mot vest er dominerende. I sandsteinsbergartene er sprekkavstanden i overflaten typisk fra 0,2 m til >1 m, men ned til 1–10 cm i sjikt med skifrig berg av siltstein. I siltsteinsbergarten er det registrert sprekkavstander for F på > 30 cm i kompetente lag og ned til < 1 cm i flisige partier. Andre tydelige sprekkesett i de sedimentære bergartene har strøkretning NNV–SSØ (S2) og Ø–V (S3) med moderat til steilt fall. Det er også registrert et mer flattliggende sprekkesett (S4) med fall ca. 10–30° over midtre deler av tunnelen. Identifiserte sprekkesett for de sedimentære bergartene er oppsummert i tabell 3-1 og tabell 3-2.

Tabell 3-1: Kartlagte sprekkesett over tunnelens søndre del i sedimentære bergarter (profilnummer 8 150–10 500). Høyrehåndsregelen er benyttet. (Kilde: Norconsult).

Sprekke-sett	Strøk	Fall	Sprekke-tetthet	Merknad
F	N210°–240°	55°–90°NV	0,2–1 m	Oppsprekking langs skifrihetsplan. Sprekkeavstand 1–10 cm i skifrige deler av bergmassen (siltsteinslag).
S2	N160°–190° / N330°–350°	60°–90°V 70°–90°Ø	0,2–1 m	Tverrsprekker. Stor variasjon i strøkretning og fallvinkel.
S3	N260°–290°	65°–85°N	0,2–1 m	

Tabell 3-2: Kartlagte sprekkesett over tunnelens midtre del i sedimentære bergarter (profilnummer 10 500–12 100). Høyrehåndsregelen er benyttet. (Kilde: Norconsult).

Sprekke-sett	Strøk	Fall	Sprekke-tetthet	Merknad
S1/F	N210°–240°	55°–90°NV	0,2–1 m	Oppsprekking langs skifrihetsplan. Hovedtrenden er ca. 70° fallvinkel. I siltsteinen er det lokalt registrert hyppig variasjon i fallvinkel ned mot 40°. Sprekkeavstand <1–10 cm i skifrige deler av bergmassen (siltsteinslag). Stedvis er observerte sprekker plane og glatte.
S2	N130°–160° / N310°–320°	70°–90°SV 70°–90°NØ	0,5–2 m	Tverrsprekker. Stor variasjon i strøkretning og fallvinkel.
S4	N330°–360°	10°–30°Ø	>1–2 m (gjennom-settende)	Subhorisontale sprekker. Sprekkeavstand for korte sprekker 0,2–0,3 m.

I grønnsteinen langs nordre del av tunnelen fremstår sprekkemønsteret mer komplekst. Det er identifisert 4 sprekkesett (se tabell 3-3), hvorav F og S2 har omtrent samme orientering

som i de sedimentære bergartene. S2 er stedvis observert å være utholdende over flere meter. Sprekkesett S5 er dominerende i hammeren for nordre påhugg og har moderat til steilt fall mot sør. Sprekkesett S6 har lokalt svært utholdende sprekker som utgjør bergskrenter med steilt fall mot Ø. Det er registrert et parti i påhuggsområdet der berget har kaotisk og knollete struktur med tett oppsprekking rundt knollene og glatte overflater. Utover dette er det i mindre grad observert opptreden av skifrig berg med tett oppsprekking i nordre påhuggsområde.

Det forekommer også sprekker med mer vilkårlig orientering som ikke er del av et utbredt og definert sprekkesystem.

Tabell 3-3: Kartlagte sprekkesett over tunnelens nordre del i grønnstein (profilnummer 11 700–13 650). Høyrehåndsregelen er benyttet. (Kilde: Norconsult).

Sprekke-sett	Strøk	Fall	Sprekke-tetthet	Merknad
S1/F	N200°–230°	50°–90°NV	0,3–1 m	Oppsprekking langs foliasjonsplan.
S2	120°–150° / 305°–330°	90°±10°SV / NØ	1–2,5 m (gjennom-settende)	Stedvis veldig utholdende sprekkeplan. Sprekkeavstand for mindre stikk 0,3 m.
S5	N070°–100°	50°–90°S	0,5–1,5 m	Sprekkesettet er dominerende i nordre påhuggsområde. Sprekkeavstand ned mot 15 cm lokalt.
S6	N320°–360°	50°–90°Ø	3–6 m (gjennom-settende)	Stedvis veldig utholdende sprekkeplan. For mindre gjennomsettende plan er registrert sprekkeavstand ned mot 0,5 m.

3.4.2 Registrerte Q-parametere

Det er utført kartlegging av parametere for klassifisering av bergmassekvalitet i henhold til Q-systemet [36]. Tabell 3-4 viser kartlagte parametere for bergmassen (utenom svakhetssoner) for ulike bergarter og oppsprekkingsgrader langs trasé.

Tabell 3-4: Oversikt over Norconsult sine kartlagte Q-parametere. For beregning av Q-verdier er det benyttet SRF = 5 i påhuggsområder, ellers er J_w og SRF satt til 1. (Kilde: Norconsult).

Bergart / beskrivelse	Q-parametere				Q-verdi
	RQD	J_n	J_r	Ja	
Rhyolittisk sandstein (søndre påhugg) Skifrig og tett oppsprukket sone med bredde 3 m.	20	9	1–1,5	1	0,4–0,7
Rhyolittisk sandstein (søndre påhugg) Massivt og kompetent parti.	90	6	3	1	9
Sandsteinskonglomerat	70–100	9–12	1,5–3	1	8,5–33

Bergart / beskrivelse	Q-parametere				Q-verdi
	RQD	Jn	Jr	Ja	
Siltstein: kompetente lag med lav oppsprekkingsgrad.	50–90	6–9	1,5–3	1	8,5–45
Siltstein: tett oppsprukket bergmasse med flisig karakter (dels overflateforvitret).	10–30	6–9	1,5–3	1–2	2,5–15
Grønnstein ved bergartsgrense mot siltstein.	80–100	6–9	1,5–3	1	13,3–50
Grønnstein (nordre påhugg)	65–90	6–15	1–3	1–2	0,7–5,7

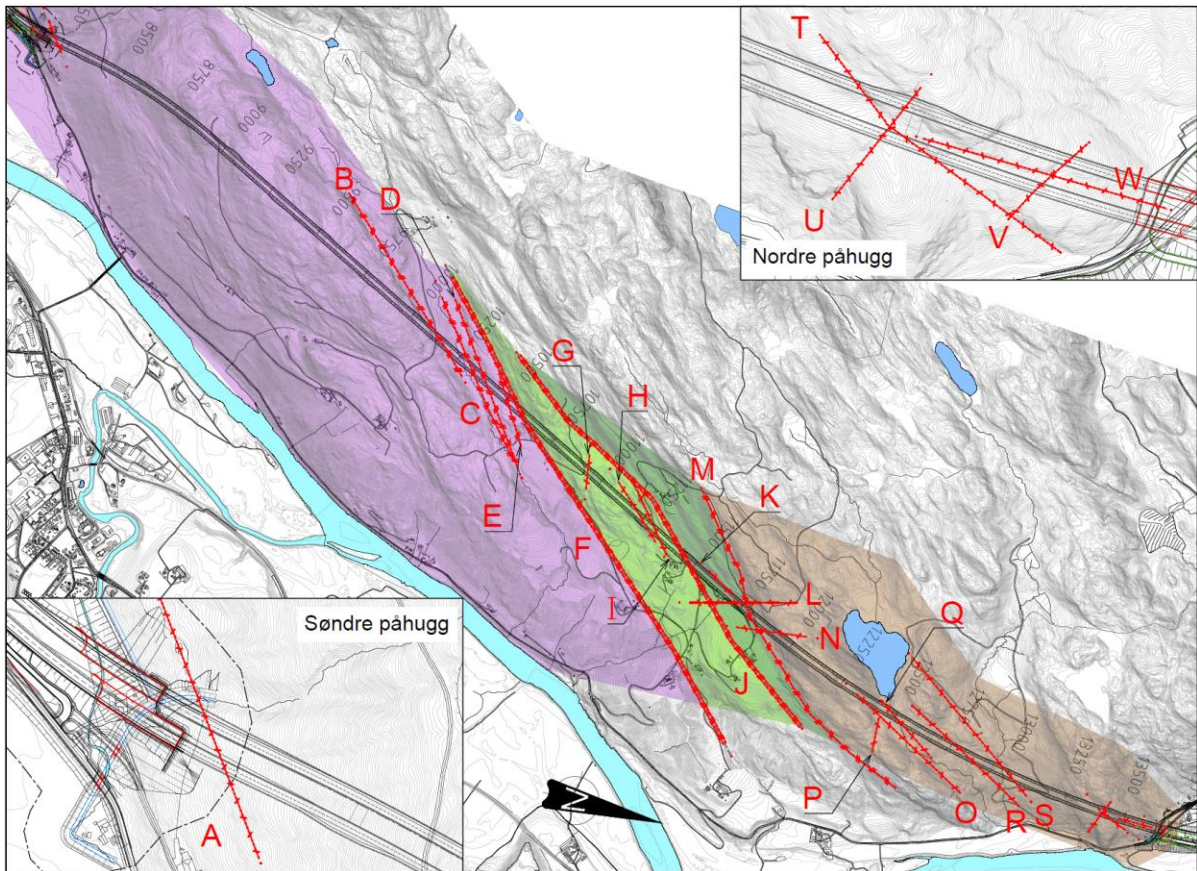
3.5 Svakhetssoner

Det er identifisert 23 lineamenter som krysser eller kan komme i kontakt med tunnelen (se figur 3-10). Slike strukturer kan representere brudd i bergmassen og gjøre seg gjeldende som svakhetssoner i tunnelen. Lineamentene er tolket ut fra terrengmodell med skyggerelieff, geofysiske undersøkelser og kartlegging i felt; alene, eller i kombinasjon.

Svakhetssoner vil ofte bestå av en kjerne med tett oppsprekking, potensielt med glatte og/eller leirfylte slepper (knusningssoner), med gradvis overgang til friskt sideberg der oppsprekningen er avtakende. Sonene kan også være mer grovfragmentert og forekomme som partier i bergmassen der sprekkeavstanden er mindre enn 10 cm (sprekkesoner).

Lineamentene er navngitt med bokstaver og oppsummert i tabell 3-5. De er også vist i ingeniørgeologiske tegninger (vedlegg 1, 2 og 3) med tolket fall og antatt lokalisering ved tunnelnivå. De tydeligste lineamentene opptrer i forbindelse med Lauvåsdalen og bergartsgrensene ved midtre deler av traséen som er tolket som regionale forkastninger av NGU. Disse har strøkretning NØ–SV og krysser tunneltraséen med en vinkel på ca. 15°–35°. Det opptrer også enkelte lineamenter som har strøk omtrent N–S eller Ø–V. Bergmassen i sonene er stort sett dekket av løsmasser/vegetasjonslag, slik at vurdering av mektighet, beskaffenhet og utvikling mot dypet er beheftet med usikkerhet.

For vurderinger av lineamentene-/svakhetssonenes påvirkning på tunnelen vises det til kapittel 4.4.



Figur 3-10: Identifiserte lineamenter som krysser tunnelen. (Kilde: Norconsult).

Tabell 3-5: Oppsummering av identifiserte lineamenter som krysser tunnelen. Profilnummer for sonenes kryssning med tunnelen er hentet fra den geologiske 3D-modellen, og svarer til sørgående tunnellop. (Kilde: Norconsult).

Nr.	Antatt kryssing i profil (fra-til))	Antatt fall	Antatt strøk	Antatt mektighet [m]	Terreng-overdekning	Merknad
A	8 180–8 195	90°NV±10°	NØ–SV	< 3 m	25 m	Sone krysser tett ved søndre påhugg.
B	10 270–10 320	75°NV±10°	NØ–SV	3–7 m	140 m	
C	10 390–10 425	75°NV±10°	NØ–SV	3–7 m	145 m	
D	10 405–10 440	80°NV±10°	NØ–SV	3–7 m	145 m	
E	10 520–10 550	80°NV±10°	NØ–SV	3–7 m	150 m	
F	10 660–10 740	70°NV±10°	NØ–SV	8–12 m	155 m	Horgforkastningen. Bergartsgrense rhyolittisk sandstein–sandsteinskonglomerat.
G	10 990–11 000	70°N±10°	Ø–V	< 3 m	160 m	
H	11 295–11 330	75°NV±10°	NØ–SV	< 3 m	155 m	
I	11 385–11 415	70°NV±10°	NØ–SV	< 3 m	145 m	
J	11 520–11 590	70°NV±10°	NØ–SV	8–12 m	135 m	Bergartsgrense sandsteinskonglomerat–siltstein. Tolket som en forkastning av NGU.
K	11 600–11 730	70°NV±10°	NNØ–SSV	< 3 m	135 m	Influerer kun sørgående løp.
L	11 735–11 745	90°±10°	NNV–SSØ	< 3 m	140 m	
M	11 915–11 975	65°NV±10°	NØ–SV	3–7 m	185 m	Bergartsgrense grønnstein–siltstein. Tolket som en forkastning av NGU.
N	11 920–11 940	90°±10°	N–S	< 3 m	185 m	
O	12 370–12 415	80°NV±10°	NNØ–SSV	< 3 m	170 m	
P	12 425–12 430	90°±10°	Ø–V	< 3 m	160 m	
Q	12 520–12 560	80°NV±10°	NNØ–SSV	< 3 m	155 m	
R	12 835–12 875	75°NV±10°	NNØ–SSV	< 3 m	90 m	
S	12 970–12 995	90°±10°	NNØ–SSV	< 3 m	65 m	
T	13 395–13 420	80°V±10°	NNØ–SSV	< 3 m	95 m	
U	13 415–13 420	90° (70–90° S)	ØSØ–VNV	< 3 m	95 m	
V	13 555–13 565	90° (75–90° SV)	ØSØ–VNV	< 3 m	50 m	
W	13 610–13 630	90°±10°	N–S	< 3 m	8 m	Langsgående sone mellom tunnellopene ved nordre påhugg.

3.6 Dypforvitring

Det er utarbeidet et aktsomhetskart for dypforvitring av NGU som dekker store deler av Sør-Norge. Kartet er tilvirket ved kombinasjon av data om terrengdepresjoner og magnetiske anomalier – en metode kalt AeroMagnetic And GEomorphological Relations (AMAGER). På grunn av lave magnetiske anomalier i Trøndelag, og manglende deteksjon av flere kjente

dypforvitringssoner, er kartet forbedret med en ny versjon. Her er topografi alene brukt for å avgrense lineamenter som sammenfaller med observerte dypforvitringslokaliteter [6]. Figur 3-11 viser tunneltraséen med aktsomhetskart for dypforvitrings der både topografimetoden og AMAGER-metoden er inkludert. For topografimetoden er det benyttet et datasett filtrert med terrengets vertikalderverte, der blå og rosa farge indikerer henholdsvis sannsynlig og mindre sannsynlig dypforvitrings. Tilsvarende er mulig dypforvitrings basert på AMAGER-metoden anvist med cyan farge (sannsynlig) og gul farge (mindre sannsynlig).

Tegnforklaring

Topografi-metode

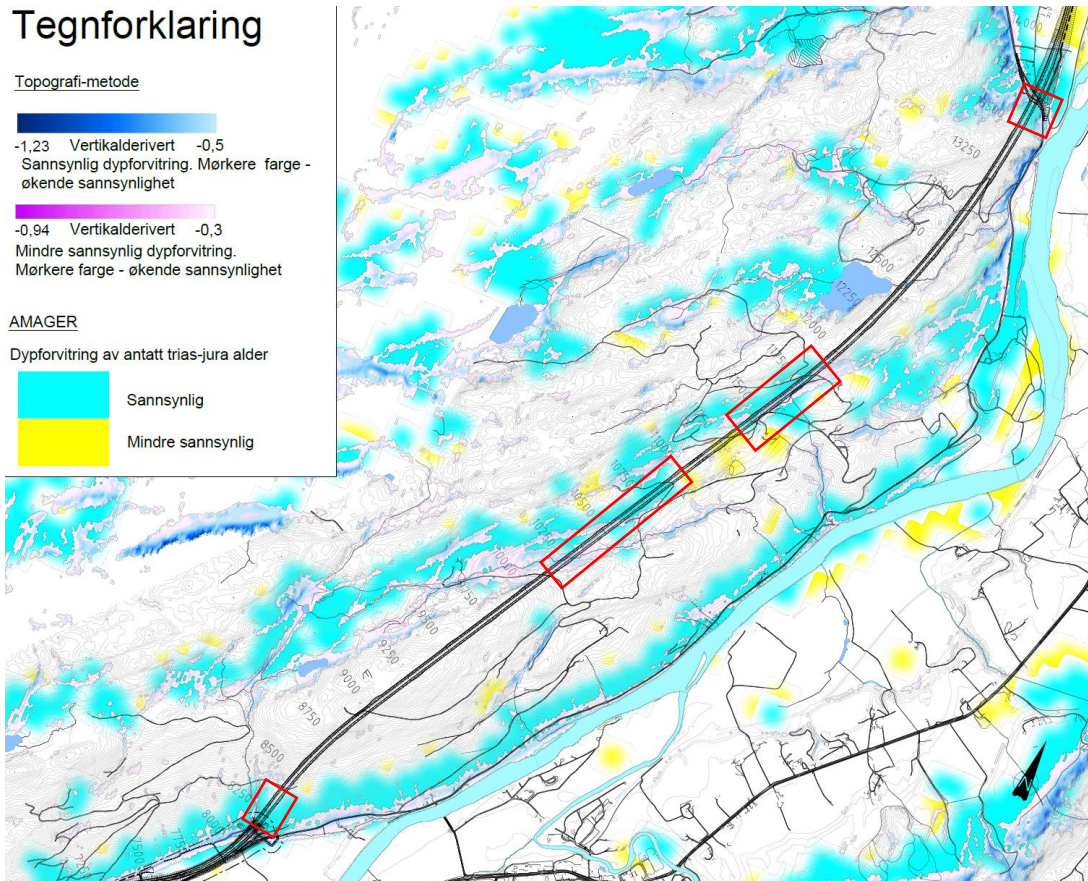
-1,23 Vertikaldervert -0,5
 Sannsynlig dypforvitrings. Mørkere farge - økende sannsynlighet

-0,94 Vertikaldervert -0,3
 Mindre sannsynlig dypforvitrings.
 Mørkere farge - økende sannsynlighet

AMAGER

Dypforvitrings av antatt trias-jura alder

Sannsynlig
 Mindre sannsynlig



Figur 3-11: Kartskisse som viser områder indikert som mulige dypforvitringssoner på aktsomhetskart fra NGU [6]. Dypforvitrings er indikert av topografiens vertikaldervert som sannsynlig (blå) og mindre sannsynlig (rosa), og av AMAGER-metoden som sannsynlig (cyan) og mindre sannsynlig (gul). (Kilde: NGU og Norconsult).

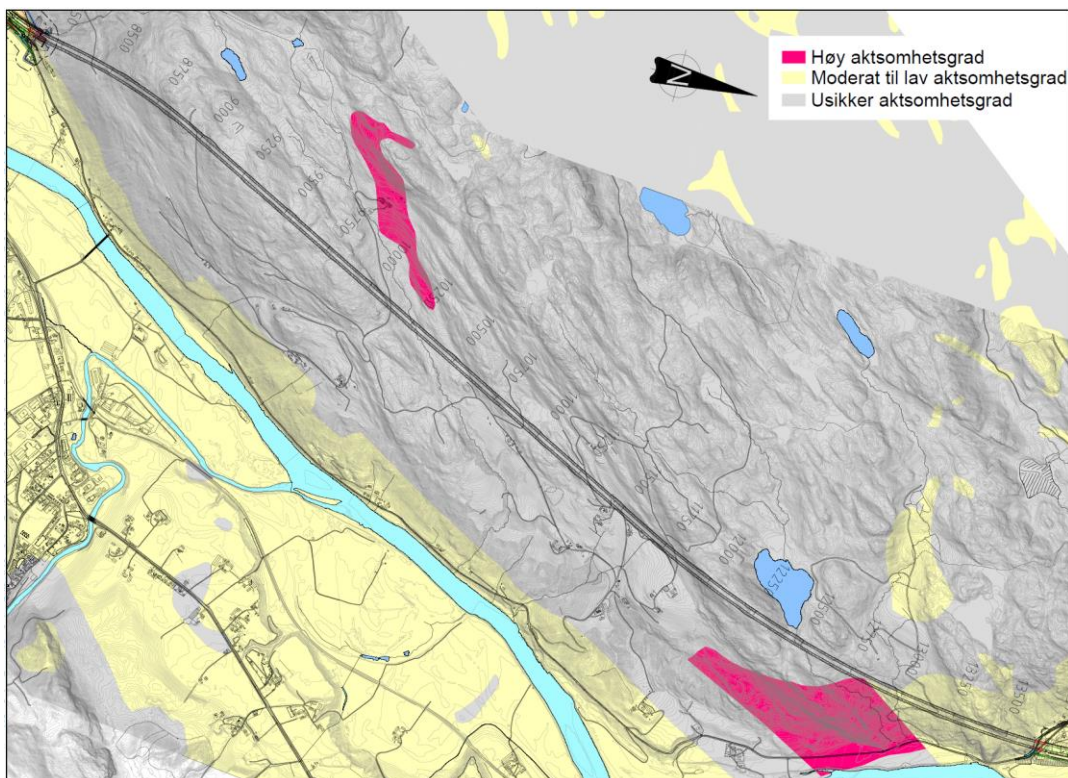
Følgende områder er markert som mulige dypforvitringssoner:

- Søndre påhugg: Langs bekkefar ned mot påhugg og i skråningsfoten langs hele dalsiden er det indikert mulig dypforvitrings. Utført refraksjonsseismikk i området viser to mulige lavhastighetssoner med bredde inntil 10 m.
- Profil 10 200–10 900: Det er indikert mulig dypforvitrings i to belter langs Lauvåsdalen i området ved svakhetssonene C, D, E og F. I dette området er det gjort flere bakkebaserte geofysiske undersøkelser:
 - Seismikklinje N krysser Lauvåsdalen like over tunneltrasé: Her er det tolket fire lavhastighetssoner (2 900 m/s–3 400 m/s) med bredde inntil 10 m.

- Seismikklinje H og G: begge linjer har tolket en lavhastighetszone på 10–20 m bredde med seismisk hastighet på 3 000–3 500 m/s.
- Resistivetsprofil L: lav resistivitet (500–1 000 Ωm) i flere soner med tolket bredde langs profil på 20–40 m ca. 100 m øst for trasé.
- Resistivetsprofil P: to lavresistivitetssoner (ca. 2 000 Ωm) ca. 150–300 m sørøst for trasé.
- Profil 11 400–12 000: Mulig dypforvitring indikert som sannsynlig etter AMAGER-metoden. Nordre ende av partiet krysser i ytterkanten av seismikkprofil I. Her er det tolket en lavhastighetszone på 2 500 m/s med bredde ca. 15 m, men ikke avdekket tegn til øvrige svake berglag.
- Nordre påhugg: Indikert sannsynlig dypforvitring etter topografimetoden i søkk vest for påhugget og lang foten av Klevahåmmåren mot øst. I henhold til AMAGER-metoden er ryggen over tunneltrasé fra profil 13 500 og frem til påhugg markert som sannsynlig område for dypforvitring. Det er ikke observert bergmasse som er betydelig forvitret i området.

3.7 Potensial for radon

Aktsomhetskart for radon fra NGU [7] angir grad av aktsomhet fra «moderat til lav» til «særlig høy» for hele landet. For store deler av Homyrkamtunnelen er aktsomhetsgraden definert som «usikker», se figur 3-12. To partier kartlagt med «høy» aktsomhetsgrad ligger vest og øst for tunnelen ved henholdsvis ca. profil 10 000 og 12 750. Ved nordre påhuggsområde er aktsomhetsgraden angitt som «moderat til lav».



Figur 3-12: Kartskisse som viser aktsomhetsgrad for potensial for radon [7] langs tunneltraséen. (Kilde: NGU og Norconsult).

3.8 Hydrologi og hydrogeologi

3.8.1 Overvann

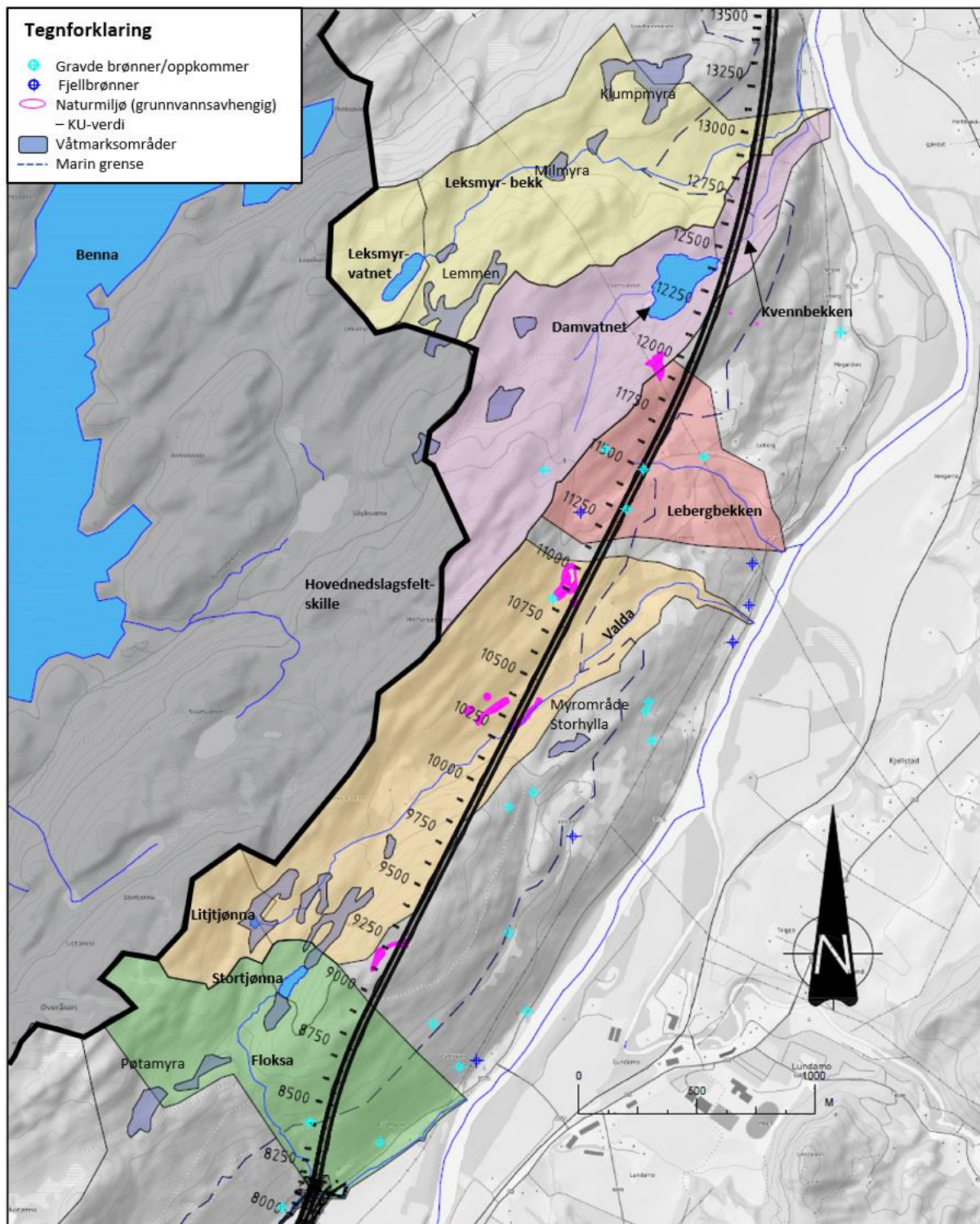
Hele tunneltraséen er planlagt innenfor nedslagsfelt med avrenning mot Gaula i øst. Årlig nedbør i området ligger omkring 900 mm, hvorav ca. 55 % faller som vinternedbør [37]. Basert på normalnedbør for værstasjonene Løksmyr og Leinstrand, som ligger henholdsvis 11 km nordøst og 15 km nord for tunnelen, faller mest nedbør i perioden august til desember, mens april og mai er de tørreste månedene [38, 39]. Fjellsiden til Homyrkammen er stedvis relativt bratt og mye av nedbøren vil renne av som overflateavrenning. Men det er også noen søkk og myrpartier hvor nedbør kan magasineres og infiltrere berggrunnen. Ifølge NVE varierer årsavrenning i området mellom 611 og 700 mm [10].

Det er flere overflatevann i området. Tunnelen vil også krysse flere små bekker som renner i hovedsak fra vest mot øst til Gaula. 400–600 m vest for traséen er det et topografisk nedbørsfeltsskille, med avrenning mot vest til Benna, som er reserve drikkevannskilde for Melhus og Trondheim.

Vannforekomster med nedslagsfelt er vist i kartfigur figur 3-13. I tillegg viser kartet de største våtmarkene i området og lokalisering av annen grunnvannsavhengig natur, lokalisert gjennom naturregistreringer i området [40]. Tabell 3-6 gir en oversikt over størrelse av vann- og våtmarksforekomster med horisontal avstand til tunnel, målt i kart.

Tabell 3-6: Oversikt over overflatevann og bekker og våtmarksforekomster i nærheten av tunneltraséen. (Kilde: Norconsult).

Vannforekomst	Areal	Areal nedslagsfelt	Avstand tunnel
Innsjøer			
Stortjønna	0,007 km ²	0,074 km ²	290 m mot vest, ved profil 8 750 til 9 000.
Litjtjønna	0,0003 km ²	0,17 km ²	570 m mot vest, ved profil 9 050 til 9 150.
Leksmyrvatnet	0,0006 km ²	0,19 km ²	1 300 m vest for tunnelen, ved profil 11 700 til 12 100.
Damvatnet	0,046 km ²	0,93 km ²	25 m mot vest, ved profil 12 100 til 12 450.
Benna	5,9 km ²	25 km ²	1 600 m mot vest, ligger langs med hele tunneltraséen.
Bekker			
Floksa		0,5 km ²	0 m – krysser søndre påhugg, ved profil 8 125 og 8 175.
Valda		1,2 km ²	0 m – tunnelen krysser under bekken mellom profil 10 200 til 10 300.
Lebergsbekken		0,47 km ²	0 m – tunnelen krysser under bekken ved profil 11 500.
Kvennbekken		1,01 km ²	0 m – tunnelen krysser under bekken mellom profil 12 450 til 12 550.
Bekk – Leksmyrvatnet		1,2 km ²	0 m – tunnelen krysser under bekken ved profil 12 950.
Våtmarksforekomster			
Pøtamyra	0,03 km ²	-	550 m vest for tunnelen, fra søndre påhugg mot profil 8 500
Myrområde ved Litjtjønna, og Stortjønna	0,08 km ²	-	200 m vest for tunnelen, mellom profil 8 700 og 9 600
Myrområde Storhylla	0,007 km ²	-	160 m øst for tunnelen, ved profil 10 200 og 10 400
Myrområde oppstrøms Damvatnet	0,02 km ²	-	650 m vest for tunnelen, ved profil 11 300 og 12 000
Lemmen	0,04 km ²	-	950 m vest for tunnelen, ved profil 11 600 og 12 200
Milmyra	0,008 km ²	-	750 m vest for tunnelen, ved profil 12 600 og 12 800
Klumpmyra	0,05 km ²	-	330 m vest for tunnelen, ved profil 13 000 og 13 300



Figur 3-13: Oversikt over vannforekomster, og nedslagsfelt langs tunneltraséen. Kartet viser også kartlagte drikkevannskilder, våtmarksforekomster og grunnvannsavhengige naturtyper som er registrert i området. (Kilde: Norconsult).

3.8.2 Hydrogeologi

Det er ikke gjennomført separat måleprogram for grunnvann i området. Hydrogeologien er derfor beskrevet basert på kartstudier og informasjon hentet gjennom kartlegging av grunnvannsbrønner i området.

Gjennom naturkartlegging og kartlegging av drikkevannskilder (se avsnitt 3.10.2 og 3.10.4) er det identifisert flere oppkommer og kildeframsprings i fjellsiden i Homyrkammen, som vist i figur 3-13. Flere av disse er lokalisert i tilknytning til marin grense, men det foreligger også kilder og oppkommer både oppstrøms og nedstrøms marin grense. Kildene tyder på høyt grunnvannsnivå i løsmassene i fjellsiden.

Grunnvannstrømmen i fjellet vil være dominert av sprekkeseett og sprekkeforhold. Regional grunnvannstrøm vil være mot nord/nordøst, men lokalt strømningsmønster vil være avhengig av orientering og kommunikasjon mellom vannførende sprekker. Kommuniserende sprekkeseett med stor sprekkåpning, og som er åpne eller fylt med permeabelt sprekkemateriale, har generelt stor ledningsevne. Med økende overdekning får bergmassen vanligvis økende sprekkavstand og en lukking av sprekker. Mot dypet har derfor bergmassen generelt en lavere ledningsevne.

3.9 Skredfare

Søndre påhuggsområde ligger innenfor NVE sitt aktsomhetsområde for jord- og flomskred og snøskred. Nordre påhuggsområde ligger innenfor NVE sitt aktsomhetsområde for snøskred. Det er utarbeidet egen rapport for skredfare fra naturlig terreng [2]. Her er vurderinger av skredfare for påhuggsområdene inkludert og det vises til denne for detaljer.

I skredfarevurderingen er det vurdert at søndre påhuggs- og forskjæringsområde ikke tilfredsstiller krav til sikkerhet mot jord- og flomskred, og det er vurdert behov for tiltak i form av skredvoll, omlegging av bekkeløpet til Floksa og lange portaler. Tiltakene er nærmere beskrevet i kapittel 4.3.1 og i skredfarerapporten.

For nordre påhugg er det vurdert at krav til sikkerhet mot skred er tilfredsstilt uten behov for tiltak.

3.10 Spesielle lokale hensyn

3.10.1 Kvikkleire

Det er tolket faresoner for kvikkleire ved Nedre Leberg (vest for trasé profil 13 000–13 300) og ved Losen (påhugg nord). Her er det gjort en geoteknisk områdevurdering. Se plantegninger i vedlegg for utbredelse. Ved påhugg nord er det påvist kvikkleire ca. 300 m nordøst for, samt 170 m nord for, påhugget. Det er også påvist kvikkleire i boring S2-144 som ligger 150 m øst for påhugg. I tillegg er det flere boringer som indikerer kvikkleire uten at dette er påvist ved prøvetaking. Sonen ved Losen ligger tett opptil forskjæringen, men det er ikke avklart hvorvidt det er direkte kontakt med berg som skal sprenges. Borpunkt 1044 antas ikke å være kvikk, men dette er ikke verifisert ved prøvetaking [34]. Borpunkt 1046 har antatt kvikkleire ved dybde 11–12 m og nedover, mens boring S2-106 og S2-107

har antatt kvikkleire fra overflaten. Borpunkt 1043 har 2–3 m mektig lag som muligens er kvikk og som trolig ligger i direkte kontakt med berg. Behov for geotekniske undersøkelser for å avgrense sonen ytterligere må vurderes i videre planfase. Det vises ellers til geotekniske rapporter for beskrivelse og vurdering av kvikkleiresonene [34] [33].

Det er også påvist kvikkleire i ett borpunkt ved Leberg, ca. 400 m øst for tunnelen. Se tegning V926 (vedlegg 1) og geoteknisk datarapport [20]. Flere boringer indikerer mulig sprøbruddsmateriale i dette området. Her er det imidlertid ikke utført geoteknisk områdeutredning med avgrensning av eventuell kvikkleiresone.

3.10.2 Bosetning og vannforsyning

Det er spredt bebyggelse over og øst for Homyrkamtunnelen ned mot Gaula. All bebyggelse har privat vannforsyning, og det er gjort en kartlegging av private brønner og drikkevannskilder i området. Resultatet er presentert i egen rapport [41].

Det er kartlagt totalt 18 løsmassebrønner over og øst for tunneltraséen. Disse er i hovedsak lokalisert ved oppkommer/kildeframspring i stedlige løsmasser, og er utformet som gravde brønner med samleikum for oppsamling av vann. I tillegg er det kartlagt 6 fjellbrønner (vannforsyning) i området. Det ble ikke lokalisert noen energibrønner. En oppsummering av private vannkilder og avstand til tunnel framgår av tabell 3-7. Vannkildene vises i kartet i figur 3-13.

Tabell 3-7: Oversikt over registrerte grunnvannsbrønner ved tunneltraséen. (Kilde: Norconsult).

Type	Gnr./bnr.	Andre eiendommer som bruker samme vannkilde (antatt)	Alder (år)	Dybde (m)	Horisontal avstand til tunneltrasé (m)
Kilde med kum	261/1	261/7, (263/15), (261/8)	50+		0
Kilde med kum	263/2 (1)	263/1, (262/8)			170
Kilde med kum	263/2 (2)	Uvisst			0
Kilde med kum	262/1 (1)	262/9, 262/11			320
Kilde med kum	262/1 (2)	262/9, 262/11			150
Kilde med kum	264/6	264/6	3		450
Kilde med kum	261/2	263/14	20		75
Kilde med kum	260/28	260/4	40–50		400
Kilde med kum	260/19	260/20	20		490
Kilde med kum	260/21				380
Kilde med kum	260/2				520
Kilde med kum	258/15	258/16, 258/19, (258/7)	55		180
Kilde med kum	259/1	Uvisst			75
Kilde med kum	258/6	Uvisst			50
Kilde med kum	260/7	Uvisst			230
Kilde med kum	260/8	Uvisst			320
Kilde med kum	260/3 (1)	Uvisst			120
Kilde med kum	260/3 (2)	Flere			170
Fjellbrønn	263/4	263/10	4		130
Fjellbrønn	261/4			120	600
Fjellbrønn	263/5		4	120	600
Fjellbrønn	261/9		3	60	540
Fjellbrønn	260/1	Forsyner to husstander	12	120	380
Fjellbrønn	260/22		15	75	450

3.10.3 Fundamenteringsforhold

Deler av bebyggelsen øst for tunneltraséen, i fjellskråningen mot Gaula, ligger under marin grense. Gjennom kartlegging av drikkevannsbrønner ble det også spurt aktuelle grunneiere ved tunneltraséen hva slags fundamentering bebyggelsen står på [41]. I hovedsak kunne de som har bebyggelse over marin grense formidle at bebyggelsen står på fjell eller faste løsmasser. Grunneiere med bebyggelse under marin grense mente bebyggelsen stod på løsmasser av varierende kvalitet (sand, silt og leire). Bebyggelse på leire vil være utsatt for setninger ved senkning av grunnvannstand.

Det er gjort geotekniske grunnundersøkelser ved Leberg, ca. 200 m øst for tunneltraséen. Sonderinger indikerer varierende løsmassedekke bestående av leire med mektighet opp mot 20 meter over middels fast til fast lagrede masser over berg [42]. Videre er det påvist en kvikkleiresone ca. 400 m øst for tunnelen. Det er ikke gjort geotekniske grunnundersøkelser ved bebyggelsen som ligger tett ved tunneltraséen.

3.10.4 Sårbar natur

Som del av konsekvensutredning for veilinja er det gjennomført en kartlegging av naturtyper over og omkring den planlagte Homyrkamtunnelen. Resultatet er presentert i Delutredning Naturmangfold [43]. Det er funnet gammel barskog, gråor- og ospeskog og edelløvsog, hvor mye av skogstypene er funnet i tilknytning til kildeframspring. Videre er det påvist kildepåvirket vegetasjon som myrer og sumpskog. Grunnvannsavhengige naturregistreringer er markert med rosa markering i figur 3-13. Øvrige registrerte myrområder (dyp myr) som er lokalisert i området vises også i figuren (registreringer fra DMK, Nibio [44]).

Flere av naturtypene er tillagt stor til svært stor KU-verdi (konsekvensutrednings-verdi). Skogstypene vurderes å være sentrale for økosystemfunksjon. Våtmarksområdene, som myr, sumpskog og kildepåvirket vegetasjon har status nær truet, sårbar og sentrale for økosystemfunksjon.

3.10.5 Kulturminner

Ifølge Naturbase.no er det flere SEFRAK-registrerte bygninger langs med Homyrkammen [40]. Videre er det registrert en bygdeborg rett nord for Damvatnet. Det er også funnet spor av andre førhistoriske bosetningstegn, som groper, fangstgrop og gammel vei i området. Det er ikke kartlagt kulturminner i tilknytning til dagsonene.

3.10.6 Friluftsliv

I Naturbase.no er Gaula fra Gaulosen mot Støren og tilhørende elvebredde registrert som et svært viktig friluftsområde [40]. Gaula er blant de beste lakseelvene i landet med flere fiskeplasser. Ellers er det ikke registrert viktige friluftsområder langs med tunnelen.

Gjennom konsekvensutredning for friluftsliv ble områder langs med den nye veilinja kartlagt og verdisatt [45]. Det ble imidlertid ikke gjort kartlegging og verdisetting av områder over/ved Homyrkamtunnelen, ettersom dette var vurdert som utenfor influensområdet i fagrapporten. Basert på kartstudier er det flere stier og enkelte vann i området som trolig benyttes for ferdsel i sammenheng med friluftsliv og vil derfor også ha noe verdi for fagtemaet friluftsliv.

3.11 Erfaringer fra nærliggende berganlegg

Det er flere tunneler i denne delen av Trøndelag som går i bergarter beslektet med forventede bergartstyper for Homyrkamtunnelen [16]. Tabell 3-8 sammenfatter informasjon fra disse nærliggende berganleggene.

Tabell 3-8: Nærliggende berganlegg. (Kilde: Norconsult).

Tunnel	Lengde	Avstand	Kommentar
Håggåtunnelen	255 m	Ca. 10 km sør	Åpnet 1991. Liten til moderat overdekning, ingen spesielle stabilitetsvansker med unntak av behov for forsiktig sprengning ved nordre påhugg av hensyn til overdekning. Lite vannlekkasje. Hovedsakelig grønnstein og grønnskifer av middels god til god bergkvalitet.
Brattlitunnelen	186 m	Ca. 11 km sør	Åpnet 1991. Moderat overdekning, ingen spesielle stabilitetsvansker med unntak av behov for ekstra sikring av enkelte slepper subparallele tunnelen. Lite vannlekkasje. Hovedsakelig grønnstein og grønnskifer i veksling. Middels god til god bergkvalitet.
Brekktunnelen	1 290 m	Ca. 15 km nordvest	Åpnet 2005. Moderat overdekning, ingen spesielle problemer med bergoverdekning og lite vannlekkasje. Hovedsakelig grønnskifer av middels god til god bergkvalitet.

4 INGENIØR- OG HYDROGEOLOGISKE VURDERINGER (TOLKNINGSDEL)

4.1 Bergmassekvalitet og bergartsfordeling

Bergmassekvalitet er klassifisert i henhold til Q-systemet [36] og det er antatt en prosentvis fordeling av tunnallengde i ulike bergmasseklasser gitt i tabell 7.5–1 i N500 [3]. Tabell 4-1 viser antatt fordeling av bergmassekvalitet ved tunnelnivå. Fordelingen er en tolkning med basis i grunnlag fra kartlegging i dagen, og bergkvaliteten ved tunnelnivå kan variere fra dette.

Tabell 4-1: Antatt prosentvis fordeling av bergmassekvalitet estimert i tunnelnivå. Fordelingen er basert på foreliggende kjennskap til berggrunnen fra kartlegging i dagen. (Kilde: Norconsult).

Bergmasseklasse Q-verdi	A/B 100–10 (svært god/god)	C 10–4 (middels)	D 4–1 (dårlig)	E 1–0,1 (svært dårlig)	F 0,1–0,01 (ekstremt dårlig)
Tunnel (%)	29 %	45 %	19,5 %	5 %	1,5 %

Ut fra kartlegging i dagen ventes hovedandelen av bergmassen å ligge i bergmasseklasse A/B og C. Dette beskrives som henholdsvis *svært god/god* og *middels* bergmasse i henhold til Q-systemets inndeling. I partier med svakhetssoner, forkastninger eller høy grad av skifrihet ventes bergmassekvaliteten hovedsakelig å ligge i klasse D og E (*dårlig* til *svært dårlig*). Liten krysningsvinkel mellom tunnelakse og lagdelingsplan gjør at lagpakker med svakere bergmasse vil ha en viss influenslengde i tunnel. Dette er hensyntatt i estimatet ved at ventet andel i klasse A/B er redusert noe ned i forhold til om en vurderer ut fra kartlagte Q-verdier alene.

Tabell 4-2: Antatt fordeling av bergmassekvalitet estimert i tunnelnivå. Fordelingen er basert på foreliggende kjennskap til berggrunnen fra kartlegging i dagen. Profilnummer for sonenes kryssning med tunnelen er hentet fra den geologiske 3D-modellen, og svarer til sørgående tunnellop. Oppgitte lengder gjelder per tunnellop. (Kilde: Norconsult).

Profilnummer (fra–til)	Bergmasseklasse					Merknad
	A/B (svært god/god) Q: 100–10	C (middels) Q: 10–4	D (dårlig) Q: 4–1	E (svært dårlig) Q: 1–0,1	F (ekstremt dårlig) Q: 0,1–0,01	
8 150–8 180			10 m	10 m	10 m	Påhugg sør
8 180–8 195			10 m	5 m		Sone A
8 195–10 270	750 m	1085 m	230 m	10 m		
10 270–10 320			20 m	20 m	10 m	Sone B
10 320–10 390	25 m	35 m	10 m			
10 390–10 440			20 m	20 m	10 m	Sone C og D
10 440–10 520	25 m	40 m	15 m			
10 520–10 550			15 m	15 m		Sone E
10 550–10 660	35 m	60 m	15 m			
10 660–10 740			40 m	20 m	20 m	Sone F

Profilnummer (fra-til)	Bergmasseklasse					Merknad
	A/B (svært god/god) Q: 100–10	C (middels) Q: 10–4	D (dårlig) Q: 4–1	E (svært dårlig) Q: 1–0,1	F (ekstremt dårlig) Q: 0,1–0,01	
10 740–10 990	75 m	135 m	40 m			
10 990–11 000			5 m	5 m		Sone G
11 000–11295	90 m	160 m	45 m			
11 295–11 330			25 m	10 m		Sone H
11 330–11 385	20 m	30 m	5 m			
11 385–11 415			20 m	10 m		Sone I
11 415–11 520	35 m	55 m	15 m			
11 520–11 590			30 m	25 m	15 m	Sone J
11 590–11 600			10 m			
11 600–11 730		10 m	105 m	15 m		Mulig sone K i sørgående løp
11 730–11 735			5 m			
11 735–11 745			5 m	5 m		Sone L
11 745–11 915		80 m	60 m	30 m		
11 915–11 975			30 m	20 m	10 m	Sone M og N
11 975–12 370	160 m	195 m	40 m			
12 370–12 415			35 m	10 m		Sone O
12 415–12 425	5 m	5 m				
12 425–12 430				5 m		Sone P
12 430–12 520	35 m	45 m	10 m			
12 520–12 560			30 m	10 m		Sone Q
12 560–12 835	90 m	170 m	15 m			
12 835–12 875			30 m	10 m		Sone R
12 875–12 970	35 m	50 m	10 m			
12 970–12 995			20 m	5 m		Sone S
12 995–13 395	150 m	220 m	30 m			
13 395–13 420			20 m	5 m		Sone T og U
13 420–13 555	45 m	70 m	20 m			
13 555–13 565			5 m	5 m		Sone V
13 565–13 610	15 m	20 m	10 m			
13 610–13 630				20 m		Påhugg nord/sone W
Sum lengde per tunnelløp	1 590 m (29 %)	2 465 m (45 %)	1 060 m (19,5 %)	285 m (5,0 %)	80 m (1,5 %)	

Det er tolket at søndre del av tunnelen (ca. 3,4 km) vil gå i rhyolittisk sandstein og sandsteinskonglomerat. Feltkartlegging viser at bergartene generelt vil være av *middels* til *god* kvalitet, men at det ligger svakere bergartslag med skifrig karakter av varierende mektighet med lavere kvalitet mellom mer kompetente sandsteinslag. Liten krysningsvinkel mellom lagdeling og tunnelakse medfører at bergartslagene vil opptre i tunnelen over en viss strekning.

Basert på informasjon fra NGU er overgangen mellom sandsteinskonglomerat og rhyolittisk sandstein antatt å følge Horgforkastningen. Denne er tolket å ligge i søkket langs foten av en bergrygg som krysser tunnelen ved overflaten ved ca. profil 10 600 (se også sone F kapittel 4.4). Forløp og plassering av denne overgangen/forkastningen er usikker.

Overgangen mellom sandsteinskonglomerat og siltstein er tolket å krysse tunnelen ved overflaten i ca. profil 11 450. Forløpet til overgangen øst for tunneltrasé er tolket basert på utført geofysikk, da området er dekket av løsmasser. Eksakt plassering ved tunnelnivå er noe usikker. Ifølge NGU er dette en tektonisk påvirket grense (se også sone J i kapittel 4.4).

Siltsteinen er svakere enn de omkringliggende bergartene og tar opp deformasjon fra tektoniske prosesser lettere. Det er derfor sannsynlig at det kan forekomme flere lagpakker med skifrig berg med nedsatt bergmassekvalitet generelt i siltsteinen. Det er kartlagt flere områder med kompetent siltstein i dagen, men samtidig er det i overflaten flere steder observert flisig og overflateforvitret bergmasse, stedvis med foldning. Det ventes derfor lavere andel bergmasse i klasse A/B og C i denne bergarten enn i øvrige bergarter. Ved kartleggingslokalitet 61 har grunneier gravd bort de øvre par meterne med «flussberg». Observasjoner her viser at bergmassen er av bedre kvalitet (Q-verdi = 8,5–45, kompetent siltstein i tabell 3-4), med klink lyd ved hammerslag, selv om oppsprekingsgraden fremdeles er middels til høy (se foto 3-4). Dette kan indikere at bergkvaliteten bedres mot dypet.

Siltsteinens grense mot grønnstein er kartlagt med noe større sikkerhet enn øvrige grenser. NGU har tolket grensen som en mulig forkastning, og det er derfor sannsynlig at bergmassekvaliteten er redusert også ved kryssing av denne. Kartlegging ved lokalitet 69 viser en 5 m bred sone der berget er dekket av løsmasser/vegetasjon. Nord for sonen er det massiv grønnstein (RQD ca. 100), mens det sør for sonen er knadd, foldet siltstein (RQD ca. 30). Foldningen indikerer bevegelse langs grensen, og at siltsteinen har tatt opp en del av deformasjonen. Se også beskrivelse av sone M i kapittel 4.4.

Grønnsteinen fremstår generelt som kompetent og kartleggingen viser at berget utenom svakhetssoner ventes å være av *middels* til *god* kvalitet. Ut fra berggrunnskart må det påregnes at det stedvis opptrer partier med grønnskifer med noe høyere oppsprekingsgrad enn ellers.

4.2 Bergoverdekning og bergspenninger

Bergoverdekning i påhuggsområdene er omtalt under kapittel 4.3. Langs tunnelen, utenom påhuggsområder, ventes generelt tynt løsmassedekke og bergoverdekning på ca. 40–320 m. Det er registrert bergblotninger langs tunnellinjen i et omfang som gjør at bergoverdekningen vurderes som robust. Der tunnellinjen krysser under områder med noe løsmasseavsetninger, eksempelvis ved kryssing under Lauvåsdalen ved profil 10 250 og i området ved profil 10 500–10 800, viser utført geofysikk (profil N, J og M) bergnivå som ligger > 100 m over tunnelheng. Strekningen hvor terrengoverdekningen er lavest er ved profil 12 950–13 200. Her er minste terrengoverdekning over nordgående løp ca. 50 m. Seismikklinje T og U viser

0–4 m løsmasser over berg i området. Dette, i kombinasjon med bergblotninger i skråningen øst for tunnellen, indikerer at bergoverdekningen er > 40 m, noe som vurderes som tilstrekkelig robust.

Det er ikke utført bergspenningsmålinger i området. Tunneltraséen ligger i et område som er tektonisk påkjent, slik at tektonisk betingede spenninger kan ligge «lagret» i bergmassen. Den maksimale bergoverdekningen i området er i størrelsesorden 300 m, og det vurderes derfor lite sannsynlig at den gravitative spenningen alene når et nivå der sprakeberg oppstår. Tektoniske forhold kan medvirke til relativt høye horisontale spenninger, som kan gi spenningskonsentrasjoner i overgangen mellom stive og myke bergarter og i sideberget til svakhetssoner og forkastninger. Siltsteinen er mykere enn sidebergartene og følgelig er disse overgangene dermed noe mer utsatt. Ved soner som krysser tunnelen med lav vinkel kan en få konsentrasjon av spenninger over lengre strekninger.

Deformasjoner som følge av spenningsomlagring/-konsentrasjon kan ikke utelukkes, men det ventes ikke vesentlige stabilitetsutfordringer som følge av høye bergspenninger. Grunnet god bergoverdekning ventes det ikke stabilitetsutfordringer knyttet til manglende innspenning (lave bergspenninger), med mulig unntak av ved søndre påhugg. Dette er nærmere omtalt i kapittel 4.3.1.

4.3 Etablering av påhugg og forskjæringer

Dette kapittelet tar for seg bergtekniske forhold knyttet til etablering av påhugg og forskjæringer. Skredfarevurdering og beskrivelse av skredsikringstiltak er gitt i egen rapport [2]. Det vises til geoteknisk fagrapport [24] for detaljer omkring løsmassetekniske tiltak i påhuggsområdet.

4.3.1 Påhugg sør

Veitraséen skjærer skrått inn i terrenget med ca. 45° vinkel, noe som medfører 30–50 m lange forskjæringer i berg, og forskyvning i påhuggsflater for de to tunnellopene. Krav til sikt gjør at tunneltversnittet her er utvidet til T14,5. Det vises til plan- og profiltegninger i vedlegg 1–3.

Løsmassemektigheten over påhugg og forskjæringer er 0–10 m og stedvis økende oppover i terrenget. I permanent fase vil tunnelpåhugg og forskjæringer bli tilbakefylt og det etableres portaler med lengder på ca. 80 og 90 m, samt en skredvoll for å sikre mot løsmasseskred. I byggefasen må løsmasser overfor påhuggsområdet sikres ved å etablere en støttekonstruksjon (rørvegg) i kombinasjon med avgraving der dette er mulig. Det er gjort geotekniske beregninger som viser at det er mulig å etablere en inntil 11 m høy rørvegg for å stabilisere ovenforliggende masser. Det vises til geoteknisk rapport for detaljer [24]. Rørvegg er plassert i avstand minimum 10 m fra toppkant bergskjæring (se tegning V920). Foreløpige beregninger indikerer at en 11 m høy rørvegg vil kunne påføre underliggende berg en spenningsøkning i størrelsesorden rundt 500–600 kPa. Størrelsesorden på spenningsøkningen i berg under fundament er heftet med noe usikkerhet, da beregningsmodellen ikke er optimalisert med blant annet kritisk geometri og avstand fra

sprengningskontur og inn til fundament på støttekonstruksjonen. Det bør gjøres en optimalisering av disse beregningene i videre detaljprosjektering for å sikre at spenningsøkningen i berg er tilstrekkelig kontrollert og blir ivaretatt ved dimensjonering av bergsikring. Det kan bli nødvendig å forankre bergfot ved hjelp av stag og/eller bolter.

I byggefase må en også håndtere bekken Floksa som kommer ned i forskjæring for nordgående løp. Denne vil legges noe om i permanent fase.

Bergoverdekningen i påhuggsområdet er vurdert med basis i utførte totalsonderinger. Tolket seismikk antyder stedvis at bergoverflaten ligger flere meter høyere enn det totalsonderingene viser, og håndholdte boringer har ikke verifisert bergnivå. På grunn av for stor usikkerhet er det valgt å ikke vektlegge seismikken og håndboringene i vurderingen av bergoverdekning, men trenden i bergforløpet langs seismikklinjene virker sannsynlig og er derfor hensyntatt.

For å minimere terrenginngrepet og for å oppnå størst mulig stabbe mellom løp er forskjæringer planlagt etablert med vertikal helning. Største bergskjæringshøyde er ca. 24 m for sørgående løp og ca. 22 m for nordgående løp.

Kartlegging viser få sprekker med ugunstig orientering med tanke på totalstabilitet. Sprekker langs lagdelingen vil stå med fall skrått inn i forskjæring og påhuggsflater. Det er likevel mulig at følgende stabilitetsutfordringer vil gjøre seg gjeldende (se stereoplott i vedlegg 4.1):

- I påhuggsflatene:
 - Toppling (utvelting) langs skifrihetsparallell oppsprekking (F). Sprekkene står med vinkel på 30–40° på skjæringsflaten, dette ventes å begrense størrelsen på eventuelle utfall.
 - Kileutglidning langs kombinasjon av sprekker orientert NNV–SSØ og variant av skifrihetsplan med steilt fall mot SØ.
- I forskjæringer mot vest:
 - Toppling langs sprekker orientert N–S med fall mot V og til dels også foliasjonssprekker med fall mot NV.
 - Plan utglidning langs sprekker orientert N–S med steilt fall mot Ø. Statens vegvesen har kartlagt slike sprekker, men ikke i et omfang som gjør at de er definert som et eget sprekkesett. Fallvinkel på 84–90° vil medføre begrenset størrelse på eventuelle plane utglidninger. Bakbrytningen til et sprekkeplan på 85° som har utgang i foten av en 25 m høy skjæring vil være ca. 2,5 m.
- I forskjæring mot øst: Plan utglidning langs sprekker orientert N–S og NØ–SV med fall mot V. Det skal tilbakefylles over denne skjæringen og mindre geologiske utfall ved sprengning vil ha liten betydning.

Ut fra kartlagte sprekkeorienteringer vurderes det å være en viss risiko for geologisk utfall ved sprengning, men avstanden til planlagt rørvegg vurderes i utgangspunktet som robust. Det antas behov for forbolter langs hele forskjæringen i vest og i påhuggsflatene. Behov for seksjonsvis uttak og sikring underveis i berguttaket for å redusere sannsynlighet for bakbrytning må vurderes.

Bergpåhugg for sørgående løp kan ventes i indre del av eksisterende steinbrudd i ca. profil 8 140, der innmålt berg viser over- og sidedekning i berg på > 8,5 m. Totalsonderingene indikerer at berget ligger relativt flatt et stykke innover, slik at tunnelen vil drives med begrenset bergoverdekning i ca. 45 m før det oppnås bergoverdekning tilsvarende bredden på tunnelen. Fra innmålt berg på kote +56,9 og inn til boring NO3-506 er det ca. 20 m. Her er bergflatens forløp ikke detaljkartlagt på grunn av manglende adkomst for borerigg. Dette medfører noe usikkerhet rundt størrelsen på bergoverdekningen. Ut fra øvrige boringer og innmålinger, samt trend i isolinjer på seismikklinje B og C vurderes det som lite sannsynlig at berget faller så mye at bergoverdekningen ikke er tilstrekkelig. Området må detaljkartlegges i byggefasen, og det må tas høyde for bruk av tung sikring dersom berget faller av og/eller bergmassen er dårlig. Det er også liten sidedekning på ca. 5,5–6,5 m mot bergskjæring i øst på strekningen profil 8 140–8 170, frem til påhugg for nordgående tunnellop. Dette vil kreve god planlegging og forsiktig uttak av bergmassen. En må vurdere rekkefølge på berguttak, behov for forbolter, og om det eksempelvis er best å ta ut bergskjæringen før tunnellopet. Sprengningsopplegget må planlegges godt for å skåne bergmassen langs kontur i størst mulig grad, eksempelvis ved bruk av presplitt og/eller sømboring. Risiko for plan utglidning omtalt ovenfor gjør at en må vurdere behov for seksjonsvis uttak og fortløpende sikring. Det må tas høyde for behov for tung sikring i tunnel ved bruk av forbolter og armerte sprøytebetongbuer, samt mulig delte/reduerte salver. Ut fra kartlegging ventes bergmassen i stabben i utgangspunktet å være av brukbar kvalitet, men det er registrert skifrige partier i området. En er sensitiv for opptreden av svakere partier som vil kunne kreve relativt omfattende boltesikring og bruk av sprøytebetong (eventuelt i kombinasjon med støp av vegg), for å holde bergstammen intakt.

Det forventes at bergpåhugg for nordgående løp kan etableres ved profil 8 170. Totalsondering NO1-500 indikerer bergoverdekning over vederlag mot øst på 9,8 m i profil 8 173. Muligheten for å trekke påhugget noe lengre mot sør kan vurderes i senere planfase, men på grunn av krevende adkomst for borerigg har det ikke vært mulig å verifisere sidedekningen mot øst i området 8 150–8 170. Boringer og trenden for isolinjer vist på seismikkprofil C viser at bergoverflaten stiger svakt innover første del av tunnelen, men at side-/skrådekningen mot øst er begrenset. Dette må undersøkes i byggefasen ved sonderboringer. Bergstammen mot sørgående løp vil være 7,5–8 m bred i påhugget, før den øker gradvis til 10 m i løpet av de første 40 meterne av tunnelen. Kombinert med begrenset bergoverdekning kan det bli behov for tung bergsikring i denne delen av tunnelen, spesielt ved opptreden av dårlig bergmasse.

4.3.2 Påhugg nord

Nordre påhugg er planlagt etablert i foten av en bergrygg med bart berg og tynt vegetasjonsdekke. Lokalvei skal etableres over portaler ved påhugget og store deler av forskjæringer og påhuggsflate vil tilbakefylles. Det ventes at påhuggsflate for begge løp kan etableres i samme profilnummer ved profil 13 630. Her ventes bergoverdekning > 8 m. Største høyde på skjæring i påhuggsflaten vil bli ca. 20 m. Terreng og bergoverdekning stiger raskt innover fra påhugg. Løsmasser må graves av minimum 3 m inn fra toppkant

bergskjæring. Behov for sikring av eventuelle mindre løsmasselommer må vurderes på stedet. For permanent situasjon er det prosjektert fanggrøft med bredde 6–12 m som ventes å ivareta sikkerhet mot nedfall på lokalvei både fra bergskjæring og eventuelt naturlig terreng.

Forskjæringer i berg vil ha en lengde på ca. 30 m for sørgående løp og ca. 20 m for nordgående løp. Største høyde på vestre forskjæring (sørgående) vil bli ca. 10 m, og på østre forskjæring (nordgående) ca. 9 m nærmest påhugget. Ut fra kartlegging ventes hovedsakelig kompetent bergmasse i påhuggs- og forskjæringsområdet (se tabell 3-4), men det er også registrert opptreden av svakere berg i området.

Forskjæringer og påhuggsflate er planlagt etablert med helning 10:1. Kartlagte sprekker viser at følgende stabilitetsutfordringer kan opptre (se stereoplott i vedlegg 4.12):

- I påhuggsflaten: Toppling langs S5.
- I påhuggsflaten: Kileutglidning langs kombinasjon av F og S6.
- I forskjæringer: Toppling eller plan utglidning langs S6 i henholdsvis østre og vestre forskjæring.
- I østre forskjæring: Kileutglidning langs kombinasjon F og S2.

I påhuggsflaten er det en viss mulighet for geologisk utfall av kiler ved sprengning. Det er regulert areal som gjør at en kan tillate geologiske utfall, men uttaksmetodikk og behov for sikring før sprengning for å redusere sannsynligheten for bakbryting må vurderes ved detaljprosjektering. Forskjæringer i øst og vest vil tilbakefylles og eventuelle utglidninger ved sprengning vurderes derfor å ha liten konsekvens. Gjenstående berg må likevel sikres for å ivareta totalstabilitet, men her kan en vurdere sikring opp mot nedtaking av eventuelle ustabile bergpartier.

Det er registrert en potensiell svakhetssone langs et terrengsøkk mellom de to tunneløpene. Det er observert bergkontakt på sidene av søkket med 1,5 m avstand, men sonen kan ha større bredde. Sonen er ut fra lokale sprekemålinger tolket å ha steilt fall og vil ventelig ha begrenset utstrekning dersom den gjør seg gjeldende i påhuggsskjæringen, men det må forventes økt sikringsomfang lokalt. Fallvinkel er imidlertid noe usikker og det kan ikke utelukkes at sonen også vil kunne opptre i et av tunneløpene innenfor påhugget, og påvirke stabiliteten. Tunneløpene er lagt slik at sonen mest sannsynlig vil gå i stabben mellom løp. Mulighet for optimalisering av linje i forhold til sonens forløp og/eller ytterligere undersøkelser av plassering og beskaffenhet kan vurderes i senere planfase.

Sprengning av forskjæring og første del av tunnelen vil foregå tett på kvikkleiresone ved Losen. Dette er nærmere omtalt i kapittel 4.13.

4.4 Svakhetssonenes påvirkning på stabilitet

Det er identifisert 23 lineamenter som kan komme i kontakt med tunnelen (se figur 3-10 og tabell 3-5), og som kan representere svakhetssoner i berget. Det må påregnes at berget i

disse lineamentene har tettere oppsprukket bergmasse, og at det kan opptre knusningssoner med svært skifrig berg og mulig opptreden av leirsoner. Det anbefales å undersøke de mulige svakhetssonene med sonderboring foran stoff for å kartlegge bergmassekvaliteten før en driver inn i disse.

16 av lineamentene har orientering som omtrentlig sammenfaller med foliasjon/-lagdelingssprekker orientert NØ–SV med steilt fall mot NV. Liten skjæringsvinkel til tunnelens lengdeakse vil gjøre at potensielle svakhetssoner kan berøre tunnelen over en lengre strekning enn sonens antatte bredde. Samlet påvirkningslengde langs tunnelen (inkludert begge løp og stabben mellom løpene) kan bli over 100 m for enkelte soner.

Fallvinkel er tolket med basis i registrert fall fra relevante sprekkmålinger ved overflaten (65–90°) og det er antatt konstant vinkel mot dypet. For å illustrere usikkerhet i forløp er det oppgitt variasjon i mulig fallvinkel, og det er følgelig knyttet usikkerhet til sonenes eksakte plassering ved tunnelnivå.

Noen av lineamentene sammenfaller med områder som er markerte som sannsynlige dypforvittringssoner. Soner detektert ved vertikalderivert metodikk vurderes som mer pålitelige enn AMAGER-soner. I flere av områdene markert som sannsynlige dypforvittringssoner er det gjort bakkegeofysikk som stedvis viser lavhastighetssoner i avgrensede områder med kompetent bergmasse rundt. Disse er oftest knyttet til lineamenter og tolkede svakhetssoner, og de kan ha dypforvitring som strekker seg ned til tunnelnivå. Det er derimot ikke avdekket tegn til større sammenhengende partier med dypforvitring i områder utenom lineamenter, slik AMAGER-tolkningen stedvis kan gi inntrykk av. NGU har heller ikke gjort observasjoner av forkastningssoner som indikerer dypforvitring i området [35].

Sone A:

Lavhastighetssonen indikert i seismikklinje B tolkes å kunne representere en svakhetszone som krysser tunnelen ca. 30 meter innenfor påhugg for hvert av løpene. Antatt bredde er mindre enn 3 m. Stort tunneltverrsnitt kombinert med potensielt lav bergoverdekning (< 15 m) ved krysningspunkt, spesielt for sørgående løp, kan medføre behov for tung bergsikring og tilpasset berguttak.

Sone B–F:

Denne gruppen er tolket som flere relativt nærliggende, separate soner som til sammen utgjør bunnen i Lauvåsdalen. Flere av sonene er indikert som lavhastighetssoner (2 900–3 500 m/s) på kryssende seismikkprofiler (linje G, H, og N). Antatt bredde på sone B–E er 3–7 m, for sone F antas bredde på 8–12 m. Alle sonene er tolket å ha strøk ca. NØ–SV og krysser tunnelen med lav vinkel slik at en kan forvente å komme i kontakt med hver sone over en lengde på mellom 30–75 m (per tunnellop).

Området er indikert å ha sannsynlighet for mulig dypforvitring. Dypforvitret bergmasse kan komme til uttrykk som knusningssoner bestående av steinblokker, nedknust steinmateriale og potensielt svellende leire. Dypforvitret berg i tilknytning til svakhetssonene kan ikke utelukkes, og ved opptreden av leir i sonene bør materiale undersøkes for potensielt svellende egenskaper.

Sone F er tolket som Horgforkastningen med antatt bredde ved tunnelnivå på ca. 10 meter på bakgrunn av data fra NGU. Plassering i overflaten antas å følge langs foten av en markert terrengrygg. Under kartlegging ble det registrert kompetent bergmasse på begge sider av sonen, men berget langs selve sonen er dekket av løsmasser. Minste avstand mellom bergobservasjoner på hver side av søkket er 20 m. På grunn av forkastningens tektoniske art er det sannsynlig at bergmassekvaliteten ved tunnelnivå er redusert, og det kan forekomme oppkjust berg med mulige leirsoner. Seismikklinje L har detektert en 15 m bred lavhastighetssone på 3 400 m/s i området. Dette indikerer redusert, men ikke veldig dårlig bergmasse. Seismikklinje H og G, samt resistivetsprofil L og P krysser alle tolket forløp til forkastningen uten at det er detektert lavhastighetssoner i noen av disse.

Det er usikkert i hvilken grad sonene B–F vil opptre som tydelig separate soner eller et lengre parti med varierende bergkvalitet med veksling mellom kompetente og mer skifrige og svakere berglag. Det må påregnes opptreden av partier med stabilitetsutfordringer ved kryssing under Lauvåsdalen.

Sone G, H og I:

Tilstedeværelsen av sone G er usikker, da lineamentet kan være et resultat av løsmasseerosjon uten at det nødvendigvis representerer en struktur i berggrunnen. Sonen er inkludert i tolkningen for å signalisere en mulig svakhetssone som ikke nødvendigvis går ned til tunnelnivå.

Sone H og I er to nærliggende soner som kommer til uttrykk som mindre terrengsøkk med stedvis tydelig avgrensning mot oppstikkende bergknauser i sidekantene. Antatt bredde på sonene er < 3 m, og influenslengden kan ventes å bli opp til 30–35 m (per tunnellop) for hver av disse.

Sone J, K, og M:

Sone J og M er tolket som forkastninger på bakgrunn av data fra NGU. Antatt bredde er henholdsvis 8–12 m og 3–7 m. Begge sonene er tolket å utgjøre overgangen fra siltsteinen til nabobergartene. Det er flere steder registrert kompetent bergmasse tett på sonene på sandsteinssiden (sone J) og grønnsteinssiden (sone M). På grunn av sonens tektoniske art, må det påregnes oppkjust/skifrig berg og mulige leirsoner med dårlig stabilitet. Sonene ligger også i et område med mulig dypforvitring (se kapittel 3.6).

Tilstedeværelsen av sone K er usikker, men en mulig struktur mot dypet kan følge skrenten i retning NNØ. Berget i skrenten viser foliasjon som varierer hyppig i fall, og sonens fallvinkel er derfor tolket ut fra målinger i sidebergarter. Med fall mot vest er det lite sannsynlig at den opptrer i tunnelen, men det kan ikke utelukkes. Skrenten har begrenset utstrekning og noe avvikende orientering fra øvrige strukturer, hvilket kan indikere at den ikke er like gjennomsettende. Som følge av topografien sammenfaller sonen med et område med mulig dypforvitring ut fra topografimetoden (se kapittel 3.6). Det er observert svært flisig bergmasse i overflaten, men som kartlagt ved lokalitet 60 kan dette være et resultat av overflateforvitring, og at bergmassekvaliteten er bedre mot dypet.

Sone L og N:

Sonene følger terrengsøkk gjennom åsryggen over tunnel, og sammenfaller med orienteringen til et sekundært sett med lineamenter i området. Disse har strøkretning omtrent N–S. Antatt bredde på sonene er < 3 m, og de kan ventes å opptre som sprekkesoner med influenslengde mellom 15–20 m langs tunnelen (per løp).

Sone O–S:

Denne gruppen lineamenter følger mindre terrengsøkk i grønnsteinen i området nord for Damvatnet. Alle sonene er indikert som lavhastighetssoner (2 900–3 500 m/s) og lavresistivitetssoner på kryssende geofysikkprofiler (linje R, S og T). Antatt bredde på sonene er < 3 m. Alle sonene, med unntak av sone P, er tolket å ha strøk ca. NØ–SV og krysser tunnelen med lav vinkel slik at en kan forvente å komme i kontakt med hver sone over en lengde på mellom 25–45 m (per løp). Sone P er tolket å ha strøk omtrent Ø–V og krysser dermed tunnelen med gunstig vinkel.

Sone T–W:

Sonene observeres som markante søkk og skrenter i bergryggen der nordre påhugg skal etableres. Antatt bredde er < 3 m og influenslengdene per tunnellop kan ventes opptil 20 m for sone T og 7–10 m for sone U og V.

Sone W går tilnærmet parallelt tunneltraséen de første 200 m sørover fra påhugget. Sonens fall er ut fra stedlig sprekkemålinger tolket å være steilt og med ca. 5–10 m avstand til begge tunnellopene nærmest påhugg. Det kan ikke utelukkes at en kommer i befatning med sonen i et av tunnellopene, og en må i så tilfelle påregne at sonen gjør seg gjeldende over en lengre strekning og at dette kan medføre behov for tung bergsikring.

4.5 Oppsprekkingens påvirkning på stabilitet

Sprekkesystem er av vesentlig betydning for tunnelens stabilitet og dermed behov for bergsikring. For tunnelen sett under ett er det registrert 2–3 hovedsprekkesett. Oppsprekking langs lagdelingen/foliasjonen (F) med strøkretning/fall N210–240°/55–90° er mest fremtredende. Langs store deler av tunnelen vil sprekkesettet krysse tunnelen med lav vinkel (ca. 10–30°), noe som er ugunstig med tanke på stabilitet. Øvrige kartlagte hovedsprekkesett er mer tverrstilte på trasé og vil i hovedsak krysse tunnelen med mer gunstig vinkel.

Observert sprekketetthet langs lagdelingen/foliasjonen i dagen er stedvis høy og det antas at dette også kan være tilfelle ved tunnelnivå. Kartlegging viser at lagdelingssprekkene gjerne har bølgete og ru sprekkoverflater, men det er kartlagt unntak med lavere friksjon. Slike langsgående sprekker vil kunne medføre kileutfall i tunnelhengen, spesielt der de opptrer sammen med tverrstilte sprekker (S2 og S3). De vil også kunne gi avløste flak i veggene (spesielt østre side).

Det er kartlagt enkelte subhorisontale sprekker (S4) som i kombinasjon med steile sprekker kan medføre flat heng og utstikkende, gjentakende kanter i heng og vederlag. Flat heng er ugunstig for stabiliteten da en i mindre grad får bueffekt for lastoverføring til vederlag og

vegger. Spesielt i påhuggsområder med liten overdekning vil dette kunne påvirke stabiliteten og medføre økt sikringsomfang.

Det ventes at sprekkeflatene i kompetente deler av bergmassen vil ha god ruhet og friksjon, slik at samvirket mellom blokker vil kunne ha en låsende effekt så lenge bergmassen er innspent.

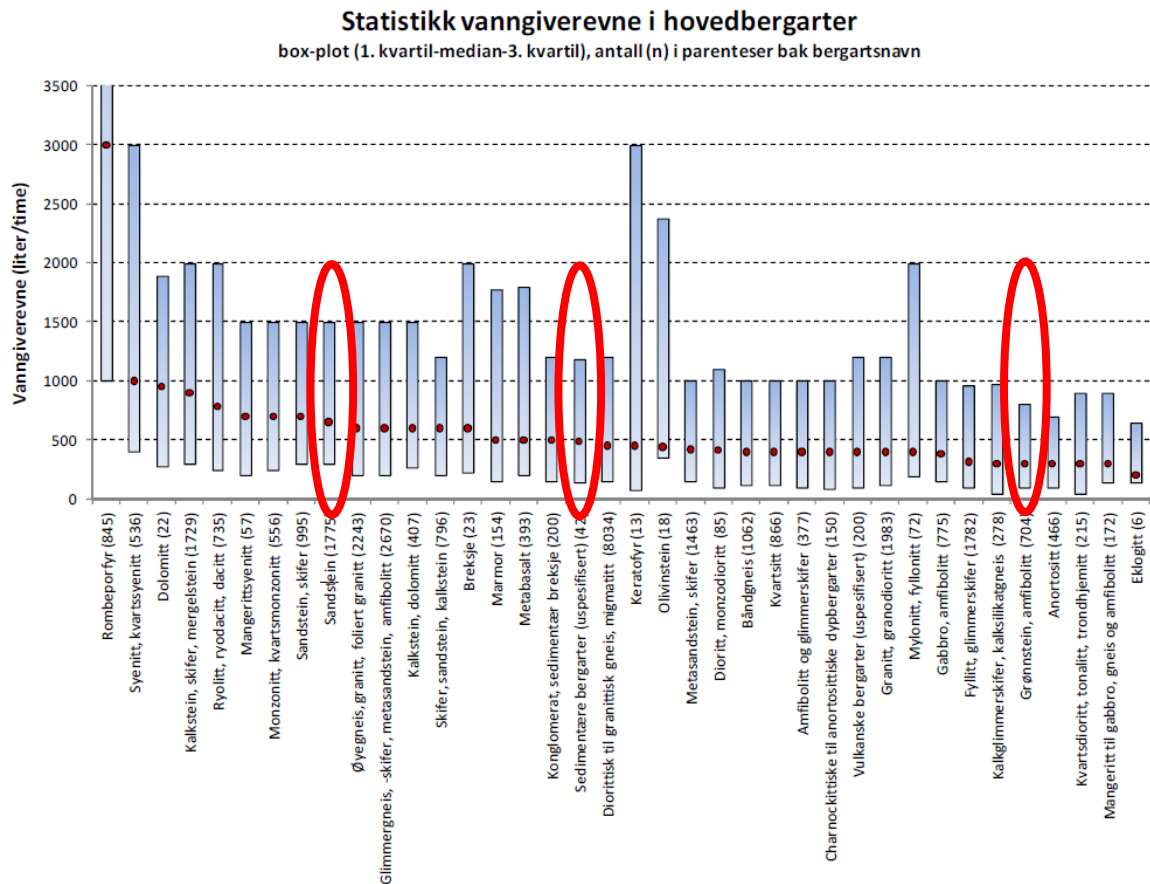
4.6 Hydrogeologiske vurderinger

4.6.1 Grunnvannsforhold i bergmassen

Det er ikke gjort separate hydrogeologiske undersøkelser i området, og grunnvannsnivå i berg og bergets permeabilitet er ikke kartlagt. Gjennom kartlegging av drikkevannsbrønner og naturmiljø er det kartlagt flere myrområder, kilder og oppkommer i fjellsiden til Homyrkammen, og funnene tyder på høyt grunnvannsnivå i løsmassene. Det er identifisert flere sprekkesoner på terrengoverflaten, hvor vann i løsmasser kan infiltrere berggrunnen.

De fleste bergarter i Norge har lav hydraulisk ledningsevne og lite porevolum, og grunnvannstrøm vil i hovedsak foregå langs sprekker og kanaler. Grad av oppsprekking av berget avhenger av den geologiske historien til området, og oppsprekkingsmønster og -intensitet i bergarten. Forkastninger, folder og bergartsgrenser har en mye større sprekkeintensitet enn resten av bergarten, i slike soner kan det forventes større grad av vannførende sprekkelag.

Figur 4-1 viser statistisk vanngiverevne i hovedbergarter, basert på sammenstilling av vanngiverevne i bergbrønner som er rapportert i Granada [46]. Bergartene langs tunneltraséen er fra medium til lite vannførende.



Figur 4-1: Statistisk vanngiverevne i hovedbergarter. Sandstein, uspesifiserte sedimentære bergarter og grønnstein er markert med rødt. (Kilde NGU).

Langs tunneltraséen er det identifisert 23 lineamenter på terrengoverflaten (omtalt i kapittel 3.4 og 3.5). Hvordan disse mulige svakhetssonene opptrer nedover i dypet er uvisst. Store deler av tunnelen har høy overdekning og det forventes ikke at alle lineamentene på overflaten gjør seg gjeldende som lekkasjesoner ved tunnelnivå. Imidlertid har flere av svakhetssonene orientering som følger tunnelen over et lengre strekke, og kan by på utfordringer med innlekkasje av vann til tunnel dersom disse er vannførende på tunnelnivå. Dette gjelder soner fra profil 10 100 og fram til nordre påhugg.

Lineamentene i Lauvåsdalen (B–F) er vurdert å ha relativt stor mektighet. Videre er sone F, J og M tolket å være forkastninger med relativt stor mektighet. I Lauvåsdalen vil overdekning være høy, ca. 150 m, noe som gjør at det ikke er umiddelbar risiko for å drenere ut grunnvann fra terrengoverflaten. Men forkastningssonene, F, J og M er vurdert å være betydelige, og kan by på utfordringer med oppsprukket berg også ved tunnelnivå. I tillegg har disse sonene orientering som følger tunnelen over et lengre strekke og kan medføre utfordringer med mye vann i tunnelen. Damvatnet ligger relativt nærme tunneltraséen og det er kartlagt flere lineamenter i terrenget øst og nord for vannet. Dersom sprekkene gjør seg gjeldende ved tunnelnivå, er det risiko for at mye vann drenerer ned til tunnelen. Ved påhuggene vil overdekning være lavere, og spesielt ved nordre påhugg, hvor det er kartlagt

flere mulige svakhetssoner, vurderes det som sannsynlig å treffe på vannførende sprekker på tunnelnivå.

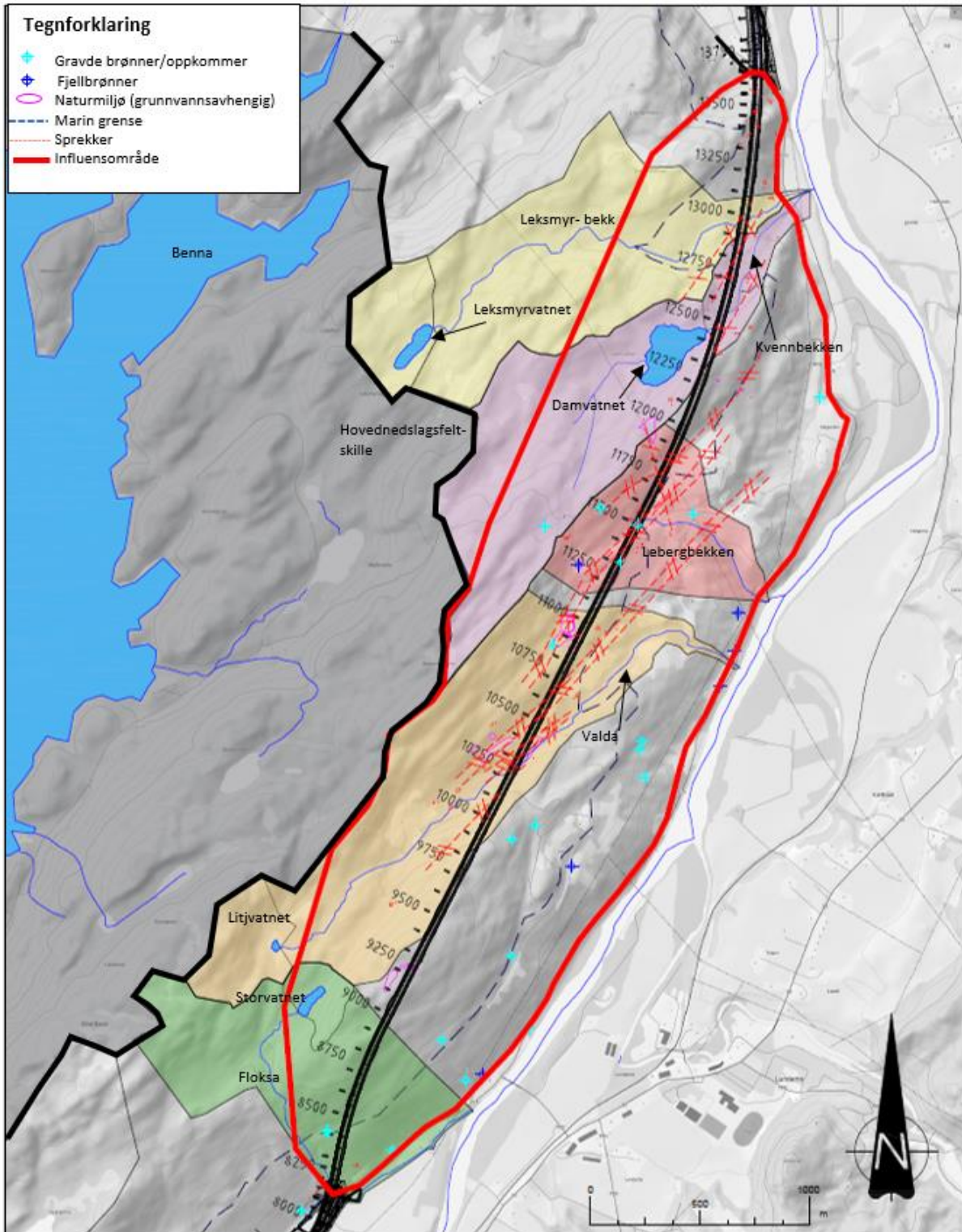
4.6.2 Tunnelens influenssone

Erfaringer tilsier at tunneler har størst påvirkning på grunnvannsnivå innenfor en avstand på 300 m i horisontal avstand fra tunnel [47]. Dette er riktignok sterkt avhengig av sprekker og svakhetssoner i bergmassen, og det finnes flere eksempler på påvirkning i større avstander. En senkning av grunnvannstand ved tunnelnivå vil ikke nødvendigvis medføre en direkte avsenkning av grunnvannstand høyere opp i bergmassen direkte over tunnelen. I stedet kan trykkreduksjonen ofte følge sprekker og svakhetssoner, og kan bli avskåret av tette lag.

I tilfeller hvor tunnelen ligger dypt under terrengoverflaten forventes det et større influensområde enn der det er liten bergoverdekning. På en annen side vil effekten av en innlekkasje fordeles over et større område, og senkning av grunnvannsnivået rett over tunnelen vil bli mindre.

Homyrkamtunnelen er planlagt med såle mellom kote 29 og 45. I hovedsak vil bergoverdekningen være mellom 60 og 320 m. Ved søndre påhugg er bergoverdekningen rundt 8 m i starten før den stiger til 320 m under Valdåsen. Ved nordre påhugg er bergoverdekningen rundt 8 meter, og den stiger jevnt mot sør til ca. 75 meter under Klevahåmmåren.

Anslått influenssone for tunnelen er angitt i figur 4-2 og viser i hvilket område tunnelen kan påvirke grunnvannsnivå som følge av innlekkasje inn i tunnelen. Influensområdet er antatt med bakgrunn i orientering av sprekker og topografien i området. Mot øst avgrenses influenssonen av sålen til tunnelen og settes lik kote 40. Mot vest avgrenses influenssonen av nedslagsfeltskillet mellom avrenning mot Gaula i øst og Benna i vest for det meste av tunnelen, men i nordlig del settes influensområdet til 600 m i vestlig retning grunnet stor avstand til nedslagsfeltskillet. Gjennom å definere tettekrav for tunnelen kan influenssonen bli mindre enn hva som er vist i figur 4-2.



Figur 4-2: Tunneltrasé med anslått influensområde for grunnvannssenkning. (Kilde: Norconsult).

4.6.3 Konsekvenser av innlekkasje av grunnvann til tunnel

Bebyggelse

Det er kartlagt spredt bebyggelse over og øst for tunneltraséen, hvor samtlige ligger innenfor den anslåtte influenssonen til tunnelen. Bebyggelse over marin grense forventes å være fundamentert til fjell eller morenemasser, mens bebyggelse under marin grense kan være fundamentert i leire og kan dermed være setningsutsatt.

Ved Leberg ligger det gårdsbruk både over og under marin grense. Dette området ligger tett på tunnelen, og dersom gårdsbrukene står på setningsømfintlige masser vil disse trolig være utsatt for setninger ved en endring i grunnvannsnivå som følge av innlekkasje til tunnelen. Bebyggelse under marin grense ved Leberg ligger også innenfor aktsomhetskart for kvikkleire [10].

Gjennom geotekniske grunnundersøkelser ved Leberg, ca. 200 m øst for tunneltraséen er det påvist varierende løsmassedekke bestående av leire over faste masser over fjell. Videre er det påvist kvikkleireforekomst ca. 400 m øst fra tunnelen [42] (se tegning V926). Det er ikke gjort geotekniske grunnundersøkelser ved bebyggelsen som ligger tett ved tunneltraséen. Aktuelle grunneiere er imidlertid kontaktet via telefon, og flere hevder at husene er fundamentert på løsmasser i varierende kvalitet [41]. Bebyggelse langs øvrige deler av tunneltraséen er lokalisert i tilstrekkelig avstand til tunnelen slik at setningsrisiko som følge av grunnvannslekkasje inn i tunnelen vurderes å være lav.

Det anbefales at det gjennomføres supplerende geotekniske undersøkelser av grunnforhold og av fundamenteringsforhold til bebyggelse under marin grense og innenfor 300 m avstand til tunnelen. Dersom bebyggelsen står på setningsømfintlige masser anbefales det etablering av poretrykksmålere i området slik at grunnvannsnivået i området kan overvåkes og dokumenteres før, under og etter tunneldrivingen. Det bør også vurderes å etablere setningsbolter i tilknytning til bebyggelsen for å kartlegge hvorvidt tunneldrivingen vil medføre risiko for setninger i området.

Drikkevannskilder

Det er registrert flere drikkevannskilder langs tunnelen [41]. I hovedsak dreier det seg om oppkommer/gravde brønner i løsmasser, men det er også kartlagt noen fjellbrønner i området. Negativ påvirkning av brønnene kan være i form av redusert brønncapasitet, som følge av innlekkasje av grunnvann til tunnel, og kjemisk påvirkning i drivefasen som følge av injeksjon av tettemasser i fjellet.

De gravde brønnene er løsmassebrønner, som i hovedsak er etablert i oppkommer i fjellsiden. Vannforhold i disse brønnene er avhengig av vannbalansen innenfor nedslagsfeltet der de er lokalisert. Enkelte av brønnene er lokalisert i tilknytning til registrerte sprekker i berget. Dersom sprekkenes også er gjeldende på tunnelnivå, er det høy sannsynlighet for redusert vanntilførsel til brønnene dersom grunnvann lekker inn i tunnelen.

Det anbefales å etablere piezometere i tilknytning til utsatte brønner for å kartlegge grunnvannsstand i området før, under og etter tunneldrivingen. Dette for å dokumentere hvorvidt tunnelen vil påvirke vanntilførselen. Eventuelle brønner som blir påvirket av tunneldriften bør erstattes med nye brønner, etablert i god avstand fra tunnelen. Alternativt bør det ses på løsninger om tilkobling til kommunalt nett.

Naturmangfold

Det er kartlagt flere naturtyper som vurderes å være avhengig av grunnvannsmating, i hovedsak sumpskog, myrområder og annen kildepåvirket vegetasjon [48]. Flere av artene er truede arter. Ved en stor endring i grunnvannsbalansen som følge av innsig av grunnvann til tunnel vil mye av denne vegetasjonen være utsatt for uttørking og endring av naturmiljø. Dette er sårbare og viktige naturtyper som ikke lar seg erstatte og det bør tilstrebes å ikke påvirke vannbalansen i slik grad at naturmiljø blir varig forringet.

Vannforekomster

Innenfor det antatte influensområdet er det to innsjøer; Damvatnet og Storvatnet. I tillegg er det flere små og større bekker som renner i fjellsiden ned mot Gaula. De som er påtegnet i kartet er Floksa, Valda, «Lebergbekken», Kvennbekken og bekk fra Leksmyrvatnet. Samtlige av disse vannforekomstene kan bli negativt påvirket ved innlekkasje av grunnvann til tunnel, gjennom redusert vannføring og i ytterste konsekvens drenering av vannforekomst.

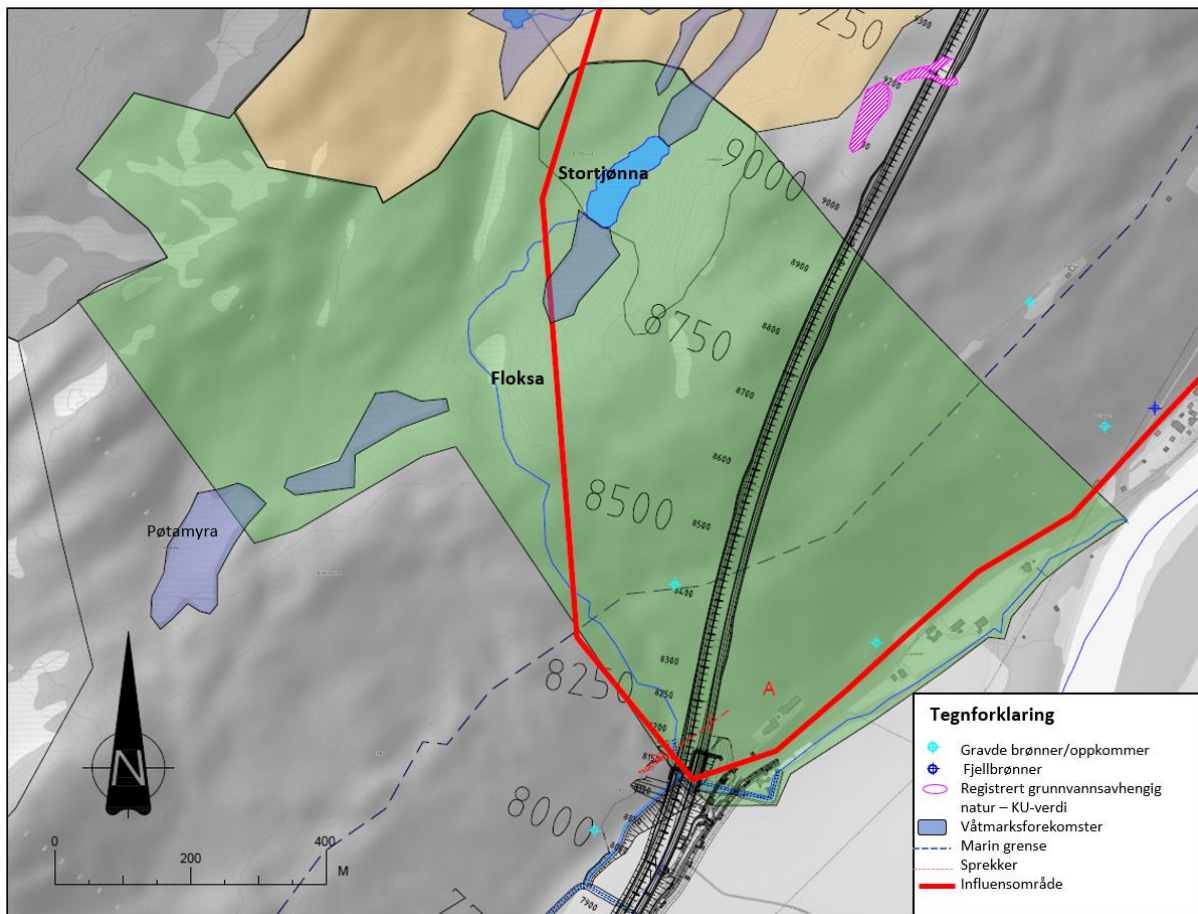
I forbindelse med prosjektering av en vannføringstunnel mellom Holsfjorden og Oslo ble det benyttet en metodikk hvor vannforekomster ble inndelt i 5 sårbarhetsklasser, basert på størrelse til nedslagsfeltet [49]:

- Sårbarhetsklasse 1: Nedbørsfelt < 0,5 km²
- Sårbarhetsklasse 2: Nedbørsfelt mellom 0,5 km² og 1 km²
- Sårbarhetsklasse 3: Nedbørsfelt mellom 1 km² og 2 km²
- Sårbarhetsklasse 4: Nedbørsfelt mellom 2 km² og 5 km²
- Sårbarhetsklasse 5: Nedbørsfelt > 5 km²

Vannforekomster fra sårbarhetsklasse 3 og opp forventes å være mer robuste med tanke på innlekkasjer til tunnel og senkning av grunnvannstanden. Under følger en beskrivelse og sårbarhetsvurdering av vannforekomster langs tunneltraséen.

Floksa og Storvatnet

Storvatnet er en liten innsjø i fjellsiden, som dreneres av bekken Floksa, som renner mot sørøst. Bekken krysser søndre påhuggsområde før den dreier mot nord og videre øst til Gaula. Floksa har nedslagsfelt på ca. 0,9 km² og er i sårbarhetsklasse 2 i henhold til inndelingen over. Årlig avrenning er 631 mm/år, eller 567 900 m³/år. Veilinja/tunnelen krysser nedslagsfeltet mellom profil 8 125 til 9 850, se figur 4 3).



Figur 4-3: Floksa og Stortjønna – nedbørsfelt. (Kilde: Norconsult).

Ifølge kartgrunnlag er det forekomster av våtmark omkring Stortjønna og i utkanten av vestre del av nedslagsfeltet. Ellers er det ikke kartlagt noen sårbare naturelementer i nedslagsfeltet til bekken og vannet. Det er ikke registrert elementer nedstrøms bekken som er avhengig av en stabil vannføring. Stortjønna har verdi i seg selv som rekreasjonsområde. Det er kartlagt to grunnvannsbrønner (oppkommer) innenfor nedslagsfeltet og det er noe bebyggelse tett ved påhuggsområdet og langs med Grinnisvegen.

Det er ut fra seismikk tolket ett lineament (A) ved påhuggsområdet, ellers er berget vurdert å være massivt. Det er også relativt høy overdekning fra påhuggsområdet og gjennom nedslagsfeltet.

Området vurderes å være lite sensitivt med tanke på senkning av grunnvannstand.

Myrdrag, Valdåsen

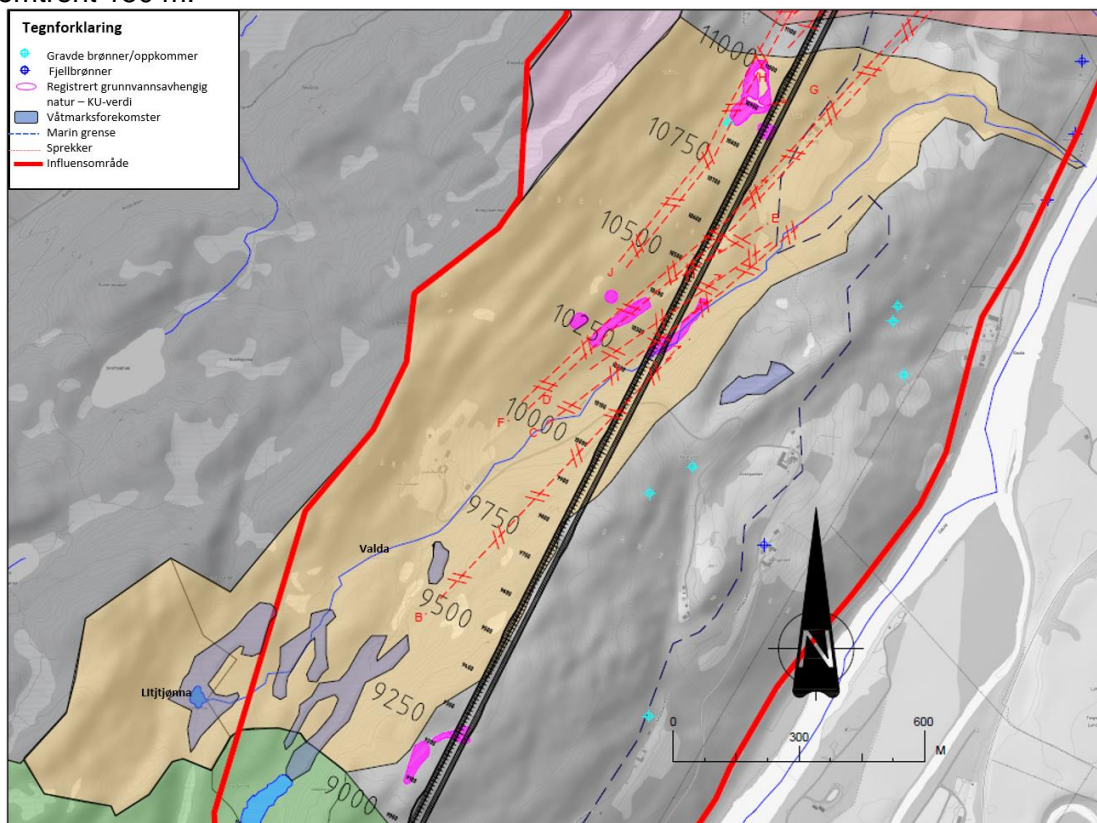
På Valdåsen er det kartlagt et myrområde, som ligger rett over tunnelen ved profil 9 100 til 9 250 (rosa skravert areal, figur 4-3). Myrområdet ligger nær toppen av Valdåsen, og har svært begrenset tilsigsområde (ca. 16 770 m² (målt i kart)). Myra vurderes derfor å være nedbørsavhengig. Det er høy overdekning over tunnelen i dette området (250–300 m) og det

er ikke kartlagt større svakhetssoner i terrengoverflaten. Det vurderes derfor at myra ikke er utsatt for drenering som følge av tunnelen.

Litjvatnet og Valda

Valda er en bekk som går fra Litjvatnet i sørvest og renner nordøst gjennom Lauvåsdalen mot Gaula. Litjvatnet ligger i så stor avstand til tunnel (550 m) at vannet vurderes å ikke være innenfor influensområdet til tunnelen.

Valda har nedslagsfelt på ca. 1,4 km² og er i sårbarhetsklasse 3 i henhold til inndelingen over. Årlig avrenning er 647 mm/år eller 776 400 m³/år. Tunnelen går parallelt med nedslagsfeltskillet til Valda fra profil 9 400 til 9 800, se figur 4-4. I dette strekket er det høy overdekning over tunnelen (250–320 m). Fra profil 9 800 krysser tunnelen nedslagsfeltet gjennom Lauvåsdalen fram til profil 11 050. I dette strekket er overdekningen over tunnelen omtrent 150 m.



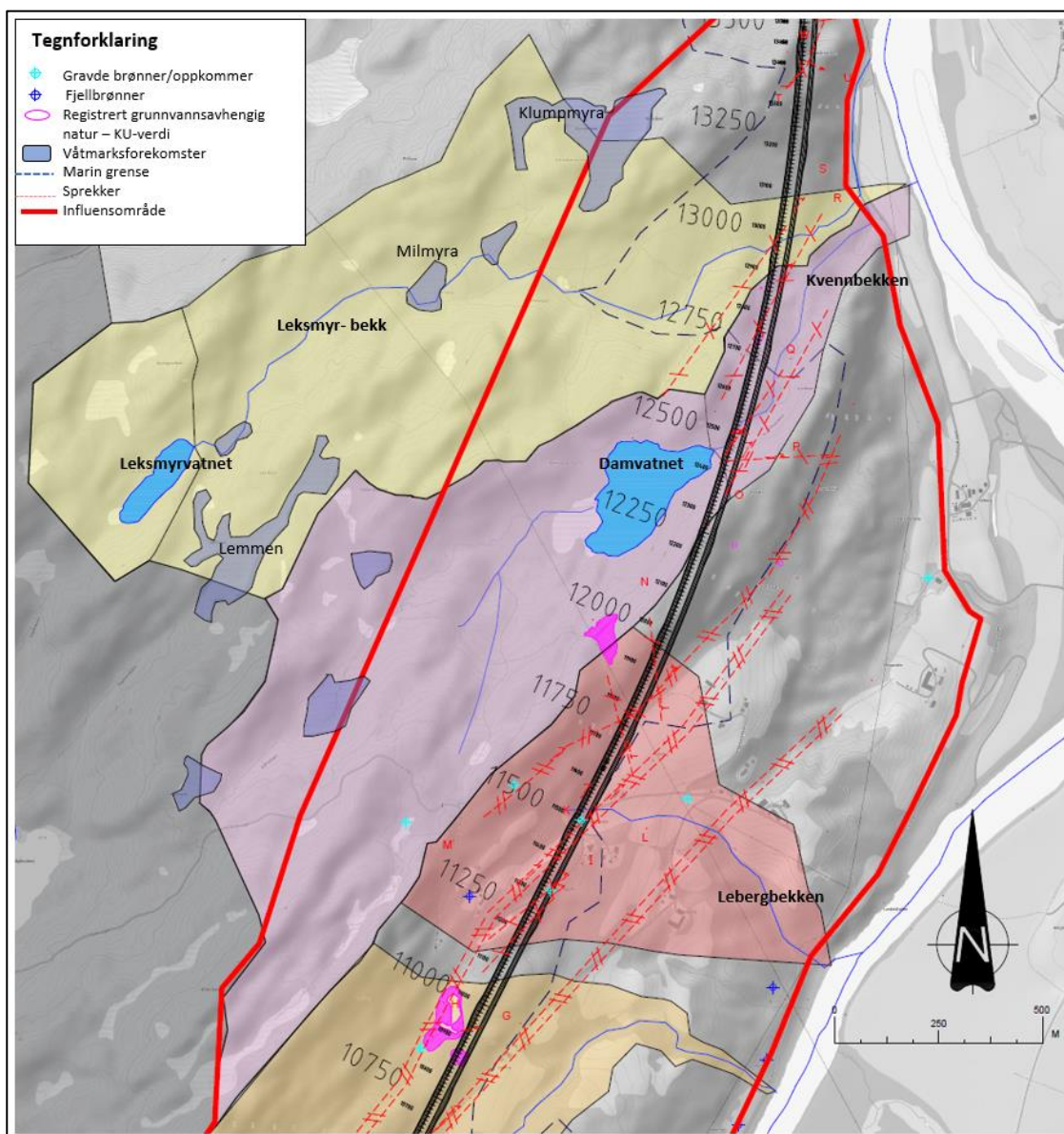
Figur 4-4: Nedslagsfeltet til Valda. (Kilde: Norconsult).

I nedslagsfeltet er det registrert flere mulige svakhetssoner i terrenget (B–F), noen er tolket som forkastningssoner mellom ulike bergarter. Det er kartlagt flere naturtyper innenfor nedslagsfeltet, som vurderes å være grunnvannsavhengige, blant annet myrområder, sumpskoger og kilder/oppkommer. Flere av disse er lokalisert i tilknytning til mulige svakhetssoner i terrenget. Det er registrert én drikkevannskilde innenfor nedslagsfeltet, og ett gårdsbruk, men dette ligger over marin grense og vurderes å ikke være setningsømfintlig.

Grunnet flere myrforekomster og annen grunnvannsavhengig natur (kilder og sumpskog) vurderes nedslagsfeltet å være sensitivt med tanke på endring i vannbalanse som følge av innlekkasje til tunnel.

Lebergbekken

Lebergbekken går i fjellsiden ved Leberg og renner øst mot Gaula. Størrelse av nedslagsfeltet er 0,47 km², og bekken er i sårbarhetsklasse 1 i henhold til inndelingen over. Årlig avrenning er 700 mm/år, eller 329 000 m³/år. Tunnelen krysser nedslagsfeltet i oppstrøms del, mellom profil 11 150 og 11 950. Der bekken krysses av tunnelen er overdekningen ca. 130 m. Nedslagsfeltet for Lebergbekken vises i figur 4-5.



Figur 4-5: Nedslagsfelt til Lebergbekken (rosa), Kvennbekken og Damvatnet (lilla) og Leksmyrvatnet med bekk (gult). (Kilde: Norconsult).

Det er en del bebyggelse innenfor nedslagsfeltet, som kan være setningsømfintlig, se avsnitt om bebyggelse (kapittel 4.6.3). Videre er det identifisert flere drikkevannsbrønner i området, i hovedsak er det snakk om gravde løsmassebrønner/oppkommer, men også en fjellbrønn. Det er ikke kartlagt noen sårbare naturtyper innenfor nedslagsfeltet. Det er flere lineamenter som går gjennom nedslagsfeltet, hvor flere er tolket som mindre svakhetssoner. Men også sone F, J og M, som er tolket som større svakhetssoner/forkastninger/bergartsgrenser krysser nedslagsfeltet.

Grunnet nærhet til bebyggelse som kan være setningsømfintlig, samt vannkilder vurderes nedslagsfeltet å være sensitivt med tanke på endring i vannbalanse som følge av innlekkasje til tunnel.

Damvatnet og Kvennbekken

Damvatnet ligger på det nærmeste 25 m vest for tunneltraséen. Størrelse av nedslagsfeltet til vannet er 0,93 km² og vannet er i sårbarhetsklasse 2 i henhold til inndelingen over. Damvatnet dreneres av Kvennbekken. Disse vannforekomstene har tilnærmet sammenfallende nedslagsfelt, og størrelse av nedslagsfeltet til Kvennbekken er 1 km². Tunnelen krysser bekken mellom profil 12 460 til 12 540, mens nedslagsfeltet krysses mellom profil 12 200 og 12 900. Overdekning ved Damvatnet er ca. 200 m. Årlig avrenning er 669 mm/år, eller 675 700 m³/år.

Nedslagsfeltet for Damvatnet og Kvennbekken er vist i figur 4-5. Det er noen myrforekomster oppstrøms Damvatnet. Videre er det registrert annen grunnvannsavhengig natur og kildeframspring i dalsiden til Kvennbekken. I tillegg vurderes Damvatnet å ha verdi i seg selv som rekreasjonsformål. Det er registrert flere mulige svakhetssoner nordøst for Damvatnet (O, Q, R). Disse sonene er tolket å ha mindre mektighet (> 3 m), men krysser tunnelen med spiss vinkel, og har potensiale for å drenere mye vann om de er gjeldende på tunnelnivå.

Damvatnet og Kvennbekken vurderes å være middels sensitive for grunnvannslekkasjer til tunnel.

Bekk fra Leksmyrvatnet

Nord for nedslagsfeltet til Kvennbekken kommer tunnelen inn i nedslagsfeltet til en mindre bekk som renner fra Leksmyrvatnet, som ligger ca. 1 300 m vest for tunnelen. Tunnelen krysser bekken ved profil 12 970. Overdekning i dette området er ca. 75 m. Nedslagsfeltet til bekken krysses mellom profil 12 900 og 13 075. Årlig avrenning er 659 mm/år eller 790 800 m³/år.

Bekken fra Leksmyrvatnet og nedslagsfeltet er vist i figur 4-5. Det er noen myrforekomster i oppstrøms del av nedslagsfeltet, men som vurderes å være utenfor influensområdet til tunnelen. Videre er det et større myrområde (Klumpmyra) i ytterkant av influensområdet. Utover dette er det ikke kartlagt noen sårbar grunnvannsavhengig natur innenfor nedslagsfeltet. Nedslagsfeltet vurderes å være mindre sensitivt med tanke på endring i vannbalansen som følge av grunnvannslekkasjer til tunnel.

4.6.4 Vannbalanse og effekt av innlekkasjer

Det er flere drikkevannskilder som er avhengig av stabilt grunnvannsnivå innenfor influensområdet til tunnelen. Videre er det flere naturtyper som kan bli negativt berørt dersom vannbalansen blir endret. Noe av bebyggelsen som ligger tett på tunnelen vurderes å være utsatt for setninger ved redusert grunnvannstand. Det vurderes at 10 % endring i vannbalansen ikke vil ha stor påvirkning på poretrykket i leiren.

For naturmiljø blir effekt av tunneltrasé vurdert av forholdet mellom grunnvannslekkasje til tunnel, og normalavrenning til forekomsten som vurderes.

I forbindelse med prosjektering av Holsfjordtunnelen ble følgende lagt til grunn for vurdering av effekt [49]:

- Lekkasje < 10 % av normalavrenning – ingen eller liten effekt
- Lekkasje 10–20 % av normalavrenning – middels effekt
- Lekkasje > 20 % av normalavrenning – stor effekt

Denne tilnærmingen er benyttet i vannbalanseberegning for å vurdere sårbarhet for de vannavhengige naturtypene som er kartlagt innenfor influensområdet til tunneltraséen, og behov for tetthetskrav i tunnel. Metoden er en teoretisk tilnærming og består av usikkerhet knyttet til forhold som avrenning og områdeavgrensning for området som tunnelen drenerer grunnvann fra, eller om naturtypene står i kontakt med grunnvannet. Metoden tar ikke hensyn til bergmassens hydrauliske konduktivitet da den kun vurderer hva naturtypene kan tåle. Tabell 4-3 viser vannbalanse for nedslagsfeltene langs tunneltraséen og angir hvor mye innlekkasje som kan tolereres til tunnel ved ulike scenarier for endring av normalavrenning innenfor nedslagsfeltene.

Tabell 4-3: Nedslagsfelt langs tunneltraséen og innlekkasjekrav til tunnel ved ulike scenarier for tillatt endring av normalavrenning. (Kilde: Norconsult).

Vannforekomst	Areal nedslagsfelt	Årlig avrenning	Lengde tunnel som krysser nedslagsfeltet	Tillatt innlekkasje per 100 m tunnel	
				10 % endring av normalavrenning	20 % endring av normalavrenning
Floksa og Storvatnet	0,9 km ²	631 mm/år	800 m	13 l/min	26 l/min
Valda	1,2 km ²	647 mm/år	1 650 m	9 l/min	18 l/min
Lebergbekken	0,47 km ²	700 mm/år	800 m	8 l/min	16 l/min
Kvennbekken og Damvatnet	1,01 km ²	669 mm/år	700 m	18 l/min	36 l/min
Bekk fra Leksmyrvatnet	1,2 km ²	659 mm/år	175 m	80 l/min	160 l/min

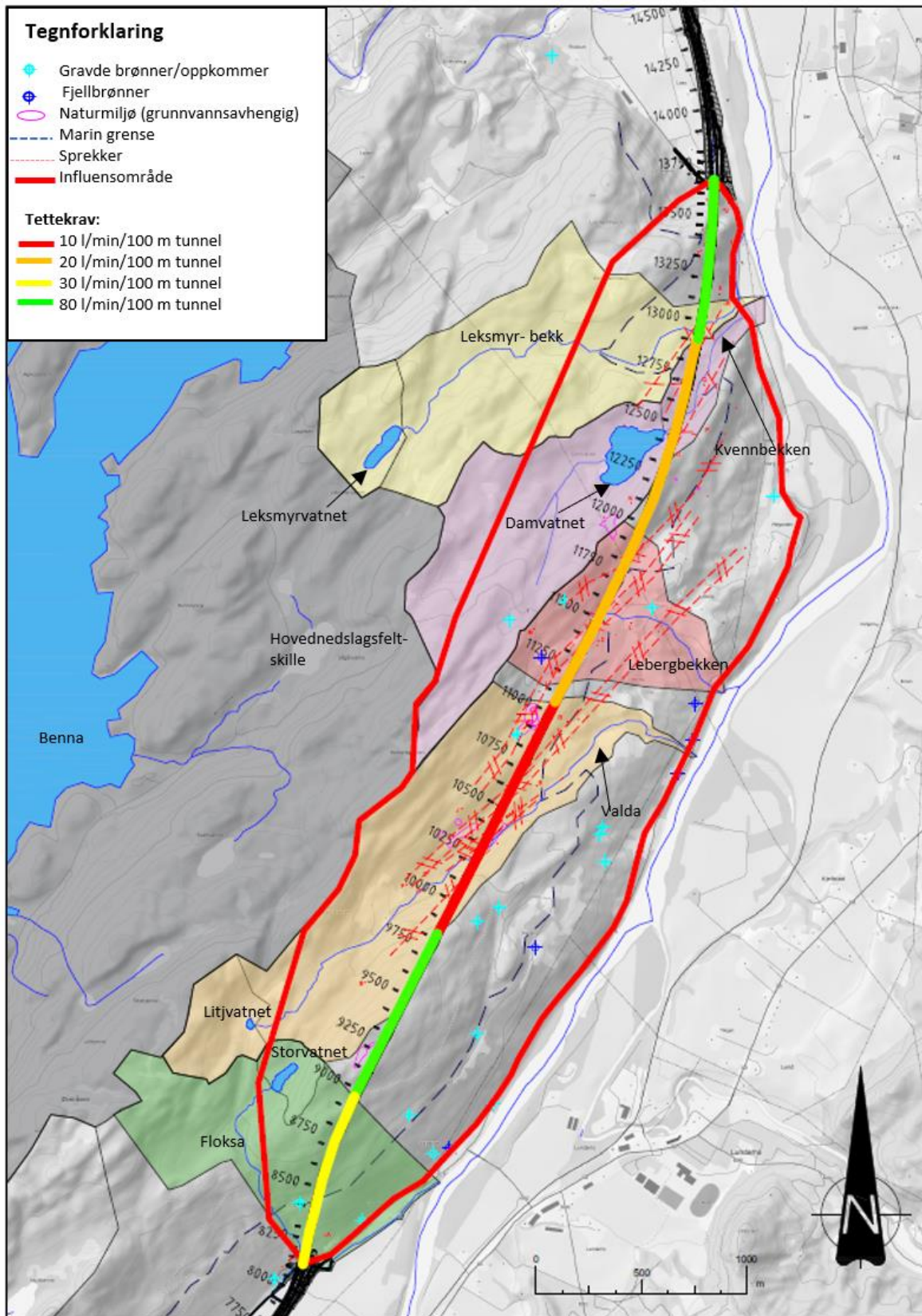
4.7 Tettekrav

4.7.1 Tettekrav for tunnelen

Basert på gjennomgang av tunneltrasé og sårbarhet av kartlagte naturtyper, vannforekomster og bebyggelse, samt beregning av akseptabel endring av vannbalanse er det foreslått tettekrav for tunneltraséen, som angitt i tabell 4-4. Kartoversikt over tunneltrasé med ulike tettekrav er gitt i figur 4-6.

Tabell 4-4: Tettekrav til tunnel. Kravet gjelder samlet for begge tunneløpene. (Kilde: Norconsult).

Profil fra	Profil til	Lengde	Tettekrav	Begrunnelse for kravet
8 150	8 950	800 m	30 l/min/100 m tunnel	Tettekravet innebærer omtrent 20 % endring i normalavrenning innenfor nedslagsfeltet til Floksa. Krav satt av hensyn til naturmiljø og bebyggelse.
8 950	9 800	850 m	80 l/min/100 m tunnel	Ingen sårbare elementer innenfor tunnelstrekket.
9 800	11 050	1 250 m	10 l/min/100 m tunnel	Nedslagsfeltet til Valda, med flere sårbare naturtyper og sprekkesoner som potensielt kan drenere disse. Tillatt 10 % endring i normalavrenning.
11 050	12 900	1 850 m	20 l/min/100 m tunnel	Tillatt 10 % endring i normalavrenning i nedslagsfeltene til Lebergbekken, Damvatnet og Kvennbekken. Kravet er satt av hensyn til bebyggelse og naturmangfold.
12 900	13 630	730 m	80 l/min/100 m tunnel	Ingen sårbare elementer innenfor tunnelstrekket.



Figur 4-6: Oversikt over tunneltrasé med ulike tettekrav i henhold til tabell 4-4. (Kilde: Norconsult).

4.7.2 Tetting av berg

Ut fra de fastsatte innlekkasjekravene er det gjort en vurdering av ventet omfang av injeksjon langs tunnelen.

For strekningen mellom profil 9 800 og 11 050 (1 250 m) med krav til innlekkasje på 10 l/min per 100 m tunnel samlet for begge løp må det påregnes behov for systematisk injeksjon. Mindre lekkasjer er ofte krevende å tette ved etterinjeksjon, og et krav på 5 l/min per 100 m tunnel per løp er sårbart selv for små innlekkasjer. Det må tas høyde for behov for to injeksjonsomganger på deler av strekningen, anslagsvis 25 %. Strekningen går i sandsteinsbergarter, som gjennomgående er kompetent og massiv med lite observert sprekkemateriale. Eventuelle lekkasjer ventes å følge gjennomsettende sprekker og/eller langs svakhetssoner.

For strekningen mellom profil 11 050 og 12 900 der det er satt krav om 20 l/min per 100 m tunnel påregnes behov for behovsprøvd injeksjon. Strekningen inkluderer kryssing under Damvatnet. Sannsynligheten for innlekkasje vurderes som størst i sandsteinskonglomerat som er sprø med utholdende sprekker, mens den finkornete siltsteinen ofte er mindre permeabel. Grønnstein er massiv og kompetent og gjennomsettende sprekker vil kunne være vannførende, selv om en ut fra figur 4-1 kan vente lavere permeabilitet enn i sandsteinsbergartene. Samlet anslås det behov for injeksjon langs 50 % av den 1 850 m lange strekningen. Injeksjonsbehovet må undersøkes med sonderboring på stuff. Omfang og opplegg må vurderes i videre detaljplanlegging. Spesielt må undersøkelsesopplegget i området under Damvatnet vurderes. Det kan ikke utelukkes behov for systematisk injeksjon på deler av denne strekningen (eksempelvis permeable strekninger i sandstein eller ved kryssing under Damvatnet).

Det er ikke indikasjoner på at det vil opptre lekkasjer av en størrelse som ventes å medføre drivetekniske problemer.

I øvrige deler av tunnelen er kravene til innlekkasje moderate, og det vurderes som mindre sannsynlig at det er behov for injeksjon. Det kan imidlertid ikke utelukkes at vannførende soner treffer tunnelnivå og medfører behov for tett tiltak. Ved større vannlekkasjer langs lagdelingssprekker vil liten krysningsvinkel med tunnelaksen medføre at det er behov for tiltak langs en viss strekning.

4.8 Forventede bergsikringsmetoder

Inndeling av ventede bergmasseklasser og tilhørende sikringsklasser baserer seg på eksisterende grunnlagsmateriale og registrerte Q-verdier i dagen. Bergsikring må tilpasses de stedlige geologiske forholdene i tunnelen og Q-systemet skal benyttes for å kartlegge bergmassekvalitet for valg av endelig permanent sikringsmetode.

4.8.1 Områder utenfor svakhetssoner

Bergsikring utenom svakhetssoner ventes å omfatte bergrensk (maskinell og manuell), systematisk boltesikring og bruk av fiberarmert sprøytebetong (minimum 80 mm tykkelse).

Boltelengder ved tunnelbredde T9,5 bør være minimum 4 m i heng og 3 m i vegg. I den delen av tunnelen som har tverrsnitt T14,5 må det i henhold til formler i NFFs håndbok nr. 11 [50] påregnes behov for 5 m lange bolt i heng. Stedvis kan det bli behov for lengre bolter for å håndtere spesielle geologiske strukturer. Som permanent sikring skal alle bolter være fullt innstøpt. Sprøytebetong skal ha tykkelse minimum 8 cm, og det benyttes energiabsorbsjonsklasse E700 og E1000.

4.8.2 Svakhetssoner

Ved opptreden av svakhetssoner ved tunnelnivå må det påregnes behov for bruk av tung bergsikring og tilpasset sprengningsopplegg. Stabiliteten ventes i de fleste tilfeller å kunne ivaretas ved bruk av armerte sprøytebetongbuer/gitterdragere, men i de mest markerte sonene kan det bli behov for doble buer eller full utstøpning. I dårlig og svært dårlig berg vil det kunne bli behov for subhorisontale forbolter for å stabilisere bergmassen foran stuff for å opprettholde konturen før videre berguttak. Oppdeling av salver kan også være aktuelt. I områder der det blir utført tung sikring vil det være behov for utvidelse av tunnelprofilen for å få plass til stabilitetssikringen.

Mindre svakhetssoner kan ventelig sikres med tettere bolting i kombinasjon med sprøytebetong.

Det anbefales å gjøre systematisk sonderboring i de områder der svakhetssoner kan ventes å opptre. Dette vil kunne gi informasjon om sonenes beskaffenhet, samt potensiale for innlekkasje og behov for injeksjon.

En bør være spesielt oppmerksom på bergmassekvalitet ved kryssing av svakhetszone F, J og M.

Ved mistanke om svelleleire må laboratorietester gjennomføres som grunnlag for detaljprosjektering av den permanente bergsikringen. Dersom det påvises svelleleire, må full utstøpning vurderes.

4.8.3 Forskjæringer og påhugg

Bergsikring i forskjæringer og påhuggsflater ventes i hovedsak ivaretatt av bergrensk (maskinell og manuell), bolting (eventuelt i kombinasjon med bergbånd), sprøytebetong og eventuelt nettsikring. Ved påhuggssalver må det påregnes behov for forbolter, samt driving med korte og eventuelt også delte salver.

Ved søndre påhugg er bergoverdekningen mindre enn spennvidden for begge løp, og det må tas høyde for behov for tung bergsikring i form av forbolter og armerte sprøytebetongbuer ved opptreden av dårlig bergmasse. Reduserte salver kan også være aktuelt. Bergstappen utenfor sørgående løp mellom profil 8 140 og 8 170 må vurderes spesielt med tanke på stabilitet og sikringsbehov. Det kan her bli aktuelt med relativt omfattende bergsikring ved opptreden av dårlig bergmasse, eksempelvis ved bruk av bolter/stag med høy kapasitet i kombinasjon med sprøytebetong og/eller betongstøp. Tiltak må ses i sammenheng med sikring i sørgående tunnellop. Berguttaket må planlegges godt for å minimere skade av

kontur som følge av sprengning. Behov for forbolter langs forskjæring må påregnes. Mulighet for å optimalisere veilinja for å øke stabbebredden noe kan også vurderes.

Ved søndre påhuggs- og forskjæringsområde er det vurdert at sikkerheten mot jord- og flomskred ikke er tilstrekkelig i henhold til risikoakseptkriterier definert i N200 [14], se egen skredfarerapport [2]. Sikkerhet vil bli ivaretatt ved etablering av lange portaler, skredvoll og omlegging av bekkeløpet til Floksa. I byggefasen må en vurdere behov for tiltak for å sikre byggegroppen mot eventuelle løsmasseskred. Ut fra kartlegging vurderes skredfrekvensen som begrenset i det aktuelle området, men lokale skrenter har bratt helningsvinkel og det er registrert erosjon av løsmasser langs bekkeløpet til Floksa. Eksempelvis kan en vurdere å etablere en markert overhøyde på rørveggen eller etablere avskjæringsgrøfter i løsmassene over påhugget. Løpet til Floksa som kan være flomskredutsatt må også legges om eller ledes gjennom påhuggsområdet.

Ved nordre påhugg er det identifisert en potensiell svakhetssone (sone W) som kan gjøre seg gjeldende i deler av påhuggsflaten ved nordre påhugg. Behov for detaljsikring med bolter og sprøytebetong i denne sonen forventes. Sonen ventes i utgangspunktet ikke å opptre i tunnelen, men den vil kunne påvirke stabilitet i stabben mellom tunnellopene. Det må derfor tas høyde for ekstra sikring av vegger. Nordre påhugg vurderes å ha lav risiko for skred i anleggsfasen, men det anbefales at skratterrenget over påhugget sjekkes for løse blokker og at eventuelle løsmasser langs toppkant av forskjæring avgraves eller sikres på annen måte.

4.8.4 Sikringsprognose

Det er utarbeidet et grovt estimat for sikringsmengder for tunnelen, se tabell 4-5. Dette er basert på tabell 7.5–1 i N500 [3], antatt fordeling av bergmasseklasser og beskaffenheten til mulige svakhetssoner.

Tabell 4-5: Estimerte sikringsmengder basert på antatt bergmasseklassifisering og tolkning av forholdene ved overflaten. Total mengde gjelder samlet for begge tunnellop. (Kilde: Norconsult).

Bergsikring	Total mengde	Per løpemeter tunnel
Bolter	60 000 stk	5,5 stk/lm
Sprøytebetong	34 000 m ³	3,1 m ³ /lm
Sprøytebetongbuer	200 stk	0,018 stk/lm
Forbolter	4 000 stk	0,37 stk/lm

Tabell 4-6 viser sammenhengen mellom bergmasseklasser og sikringsklasser for permanent sikring. Det bemerkes at sikringsangivelsen i denne figuren kun gjelder dimensjonering av permanent sikring for utsprengt tunnelprofil T8,5–T12,5. Behov for spesiell tilpasning av sikringsopplegg må vurderes i områdene med større tverrsnitt.

Det er viktig å påpeke at sikringsprognosen er basert på en tolkning av forholdene ut fra forundersøkelsene, og at erfaringer, kartlegging og klassifisering etter Q-metoden underveis i tunneldrivingen er avgjørende for å fastsette endelig sikringsomfang. Omfanget vil være sensitivt for bergets oppsprekingsgrad, eventuell opptreden og hyppighet av skifrige lagpakker og svakhetssoner, og krysningvinkel med tunnel. Tilstedeværelse av svelleleire

og/eller svært mektige svakhetssoner kan medføre behov for tyngre sikring enn estimert, eksempelvis doble sikringsbuer, full utstøpning og sålestøp.

Tabell 4-6: Sammenheng mellom bergmasseklasser (Q-systemet) og sikringsklasser for permanent bergsikring. Gjelder utsprengt tunneltverrsnitt T8,5–T12,5. Tabellen er i henhold til tabell 7.5–1 i N500 [3].

Bergmasse-klasse	Sikrings-klasse	Sikringsmetode
A/B	I	<ul style="list-style-type: none"> • Spredt bolting • Sprøytebetong B35 E700, tykkelse 80 mm
C	II	<ul style="list-style-type: none"> • Sprøytebetong B35 E700, tykkelse 80 mm • Systematisk bolting c/c 2 m
D	III	<ul style="list-style-type: none"> • Sprøytebetong B35 E1000, tykkelse 100 mm • Systematisk bolting c/c 1,75 m
E	IVa	<ul style="list-style-type: none"> • Sprøytebetong B35 E1000, tykkelse 150 mm • Systematisk bolting c/c 1,5 m
	IVb	<ul style="list-style-type: none"> • Sprøytebetong B35 E1000, tykkelse 150 mm • Systematisk bolting c/c 1,5 m • Armerte sprøytebetongbuer, buedimensjon E30/6 ø20 mm, c/c buer 2–3 m, eventuelt gitterbuer <ul style="list-style-type: none"> ◦ Buene boltes systematisk, c/c bolt = 1,5 m, boltelengde 3–4 m • Sålestøp vurderes
F	V	<ul style="list-style-type: none"> • Sprøytebetong B35 E1000, tykkelse 150–250 mm • Systematisk bolting c/c 1,0–1,5 m • Armerte sprøytebetongbuer, buedimensjon D60/6+4 ø20 mm, c/c buer 1,5–2 m, eventuelt gitterbuer <ul style="list-style-type: none"> ◦ Buene boltes systematisk, c/c bolt = 1,0 m, boltelengde 3–6 m • Sålestøp vurderes
G	VI	<ul style="list-style-type: none"> • Driving og permanent sikring dimensjoneres spesielt

Mengdeestimat bergsikring forskjæringer og påhugg

Det er anslått behov for sikring av forskjæringer og påhugg med tilhørende sideterreng med mengder som angitt i tabell 4-7. Nødvendige portallengder er bestemt ut fra skredfare og planlagt tilbakefylling ved søndre påhugg, og lokalveiføring ved nordre påhugg.

Tabell 4-7: Estimerte sikringsmengder for forskjæringer. (Kilde: Norconsult).

	Bolter [stk]	Sikringsstag [stk]	Rensk [m ²]	Sprøytebetong [m ³]	Portallengde [m]
Søndre påhugg	300	50	2 300	300	Ca. 90 m (nordgående) Ca. 80 m (sørgående)
Nordre påhugg	200		1 500	200	Ca. 50 m

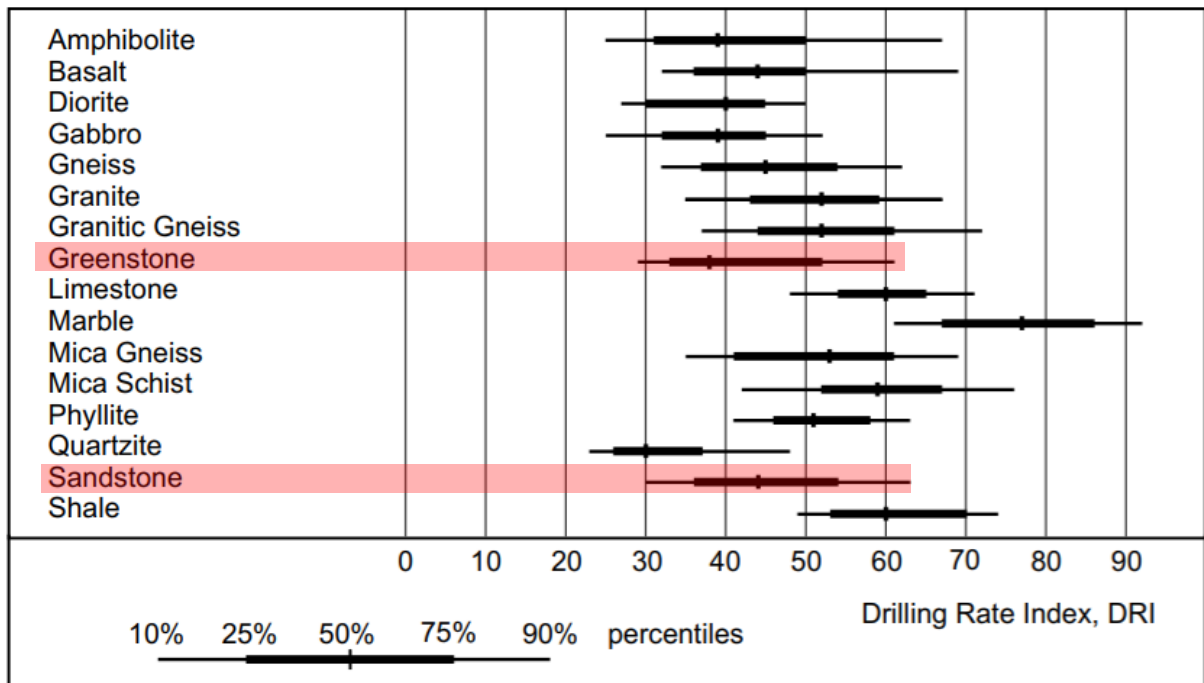
4.9 Bergmekaniske egenskaper

4.9.1 Borbarhet og sprengbarhet

Bergets borbarhet kan estimeres ved hjelp av laboratorietester. Det er utført slike tester på rhyolittisk sandstein (angitt som siltstein i Statens vegvesens rapport [16]) fra søndre påhugg, og på grønnstein fra nordre påhugg. Som et supplement og grunnlag for vurdering av borbarhet for bergartene langs traséen, er det benyttet erfaringsdata fra norske anlegg. I figur 4-7 presenteres gjennomsnitt og variasjon for borbarhet i ulike bergarter [29].

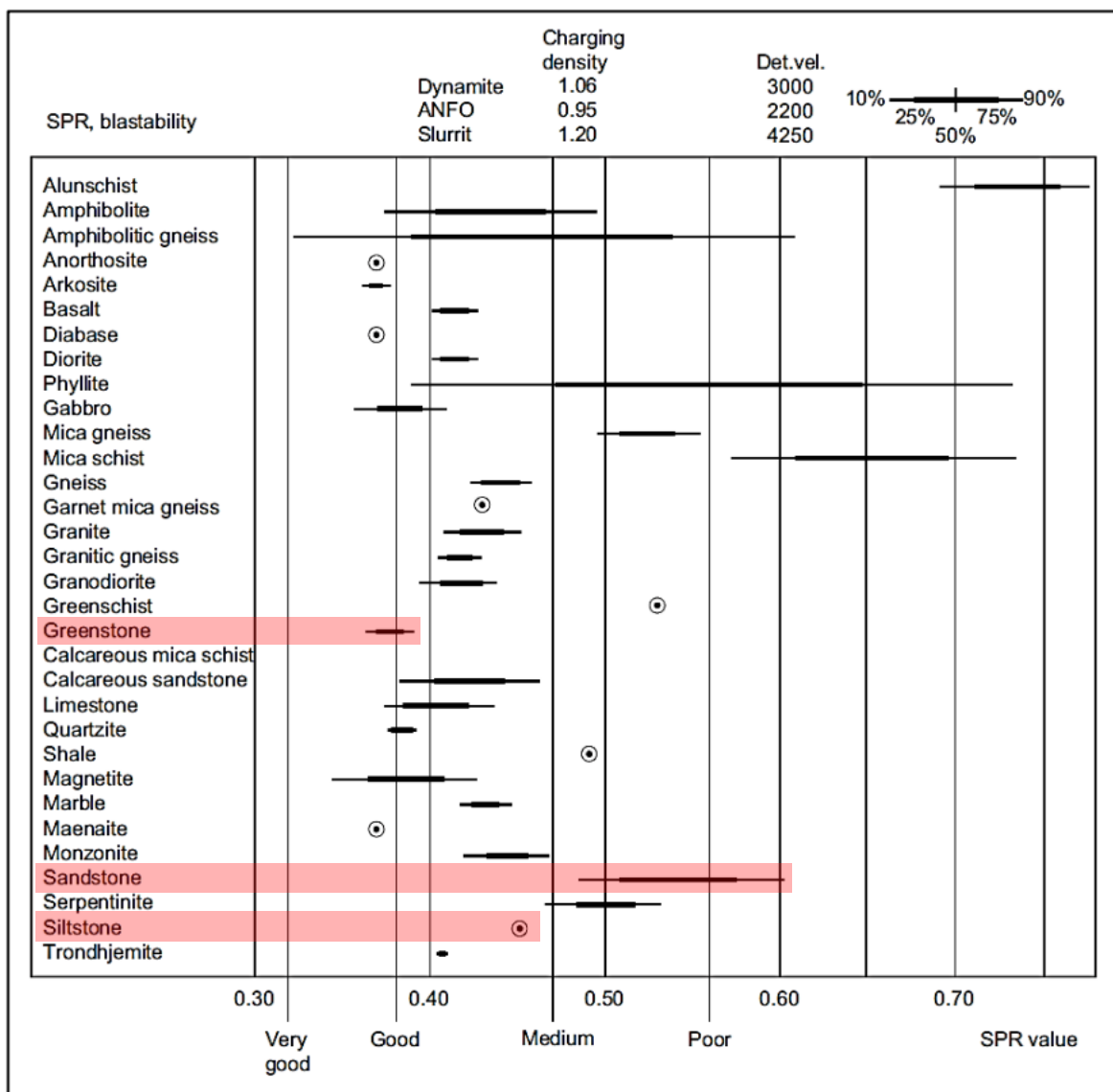
Testverdiene for sandsteinen (DRI 50) og grønnsteinen (DRI 47) ligger i øvre normalområde for erfaringstallene i figur 4-7. Begge disse bergartene har normalt lav til middels borsynk (Drilling Rate Index, DRI) [29]. Det er observert en del kvarts i sandsteinen, noe som vil redusere borsynk. Borsynken i de sedimentære bergartene ventes å variere med kvartsinnhold og veksling mellom skifrige og massive lagpakker.

Ifølge Nilsen og Palmstrøm [51] kan det for middels sterke, sprø bergarter med et kvartsinnhold på 30 % forventes middels borslitasje (Bit Wear Index, BWI). Testverdien for sandsteinen ved sørlige påhugg (BWI = 20) og grønnsteinen fra nordlige påhugg (BWI = 23) indikerer imidlertid veldig lav til lav borslitasje [29]. Borslitasjen vil påvirkes av boreretning i forhold til bergets struktur, både på stor og liten skala, og kvartsinnholdet kan variere i de ulike lagpakkene. Det må derfor påregnes at borslitasje vil kunne avvike fra oppgitte testverdier.



Figur 4-7: Borsynkindeks (DRI) for ulike bergarter. Erfaringstall for sandstein og grønnstein er markert med rødt. Figuren er hentet fra NTNU [29].

Bergarter med tydelig foliasjon og lagdeling kan gi utfordringer med tanke på sprengbarhet. Både sandstein og siltstein kan være tungsprengt og har, som vist i figur 4-8, erfaringsmessig middels til dårlig sprengbarhetsindeks (SPR-verdi). Erfaringstallene viser at grønnstein normalt har god sprengbarhet. Variasjoner innenfor bergartene med tanke på sammensetning og kvalitet vil kunne gi avvik fra erfaringstallene. Det forventes at bergmassen i tilknytning til skifrigre lagpakker, svakhetssoner og leirslepper vil være tungsprengt. Langsgående slepper, og eventuelt leirinnhold på disse, vil potensielt medføre bore- og ladevansker.



Figur 4-8: Sprengbarhetsindeks (SPR) for ulike bergarter. Erfaringstall for sandstein, siltstein og grønnstein er markert med rødt. Figuren er hentet fra NTNU [52].

Det er kartlagt lagdeling/foliasjon som krysser tunneltraséen med liten vinkel. Der sprekkeseett har strøk som er tilnærmet parallelt med driveretningen, men ikke null, vil dette gi

økt sannsynlighet for boravvik som følge av at borkronen søker retningen parallelt sprekkesettet. Denne problematikken må forventes langs store deler av tunnelen.

4.9.2 Styrkeparametere

Fra laboratorietestingene oppnådde den rhyolittiske sandsteinen (angitt som siltstein i Statens vegvesens rapport [16]) spesielt sterke verdier for enaksiell trykkfasthet, E-modul og strekkstyrke. Rapportert høy verdi for lydshastighet underbygger også prøvens styrkeegenskaper. Det kan forventes at kompetente lagpakker i bergarten er sterke og kompakte. Punktlasttesten viste høy grad av anisotropi i sandsteinen, hvilket stemmer godt overens med feltobservasjoner. Prøven viste også høye resultatverdier for motstand mot elastisk deformasjon (E-modul).

Det påpekes at resultatene kun gjelder prøvematerialet, og ikke kan betraktes som representative for bergarten i sin helhet slik den er vist på tegninger og kart.

4.10 Anvendelse av steinmateriale

Vurderingene er basert på analyser av steinmaterialekvalitet fra prøvelokaliteter i dagen. Kvaliteten innen samme bergartsenhet ventes å variere langs traséen og nedover i dypet. I tillegg vil forhold som overflateforvitring kunne påvirke resultatet fra prøver hentet i dagen. Det påpekes at resultatene kun gjelder prøvematerialet, og ikke nødvendigvis er representative for bergarten i sin helhet.

4.10.1 Egnethet til bruk i veioppbygging

Krav til materialer og utførelse av veioppbygging er angitt i N200 [14]. For alle materialer i veioverbygningen er det satt kvalitetskrav for bruk av steinmaterialer som mekaniske egenskaper, kornform, korngradering, finstoffinnhold og andel knuste korn.

Krav til tilslagsmaterialer for veibygging er blant annet basert på Los Angeles-verdi (LA) og Micro Deval (M_{DE}) -analyser, samt test av flisighetsindeks (FI). Kravene er styrt av hvilken trafikkgruppe prosjektet bygges for, og hva materialene skal benyttes til. Krav til bærelag for ny E6 er $LA \leq 30$ og $M_{DE} \leq 15$. For bærelag skal FI være < 25 . Krav til forsterkningslag for ny E6 er $LA \leq 35$ og $M_{DE} \leq 20$.

Prøveresultater og -lokaliteter er vist i kapittel 2.6.3. Analyser er utført på prøver fra rhyolittisk sandstein, sandsteinskonglomerat og grønnstein. Det vises til eget notat [23] for detaljer rundt utførte undersøkelser og resultater. I det følgende er det gitt en oppsummering av resultater og vurdering av disse.

Resultatene fra rhyolittisk sandstein og sandsteinskonglomerat viser at alle prøvene tilfredsstiller krav til forsterkningslag, samt bærelag for lavtrafikkerte veier i trafikkgruppe A. Kun prøven fra søndre påhugg (SVV prøve) har tilstrekkelig lav M_{DE} -verdi for bruk i bærelag for øvrige trafikkgrupper (eksempelvis E6). To av prøvene fra rhyolittisk sandstein oppfyller krav til asfalttilslag for veier med lav trafikk, men ingen oppfyller krav til eksempelvis ny E6.

Resultatene fra grønnstein viser at begge prøvene tilfredsstillende krav til forsterkningslag. Kun én av prøvene (SVV prøve) oppfyller krav til bærelag for høytrafikkerte veier (eksempelvis ny E6), mens begge oppfyller kravet for lavtrafikkerte veier (trafikkgruppe A). Ingen av prøvene oppfyller mekaniske krav til asfalttilslag.

Erfaringsdata på egnethet av stedlig steinmateriale til bruk som bærelag og toppdekke, og i øvrig veifundament, finnes i erfaringsdatabase fra SINTEF og NGU sitt prosjekt *Kortreist stein* [53]. Erfaringsdata indikerer at 30 % av prøver tatt i sandstein og 14 % av prøver tatt i grønnstein kan benyttes som bærelag og toppdekke for veier med trafikkmengde tilsvarende ny E6. For bergarter definert som skifer er andelen 20 %, men ventelig er dette et noe høyt anslag for forventet kvalitet på siltsteinen og skifrige lag i sandsteinene. En vesentlig del av sandsteinen og grønnsteinen kan sannsynligvis benyttes til øvrig veifundament, men andelen reduseres ved opptreden av skifrig bergmasse, jmfør erfaringsdatabasen [53].

Det er observert at bergmassen generelt har varierende kvalitet, og de mer skifrige lagene ventes ikke å tilfredsstillende krav til mekaniske egenskaper for forsterkningslag og bærelag. Det må dermed påregnes behov for sortering av dårlige masser og videre testing i anleggsfasen for å dokumentere hvorvidt deler av sprengsteinen er egnet til bruk i ulike deler av veioppbygningen. Opptreden av skifrige lag vil kunne følge tunnelen over lengre strekninger.

Flere testresultat viser materiale som ligger like utenfor kravene. I prosjektet *Kortreist stein* [53] er det gjort forskning på utnyttelse av lokale masser, der et av funnene var at produksjonsmetode kan påvirke sluttresultatet på steinmasser. Dermed kan det være mulig at masser som i forundersøkelser ikke tilfredsstillende krav til mekaniske egenskaper, gjennom riktig produksjon, vil kunne oppnå tilstrekkelig kvalitet. Dette er nærmere omtalt i nevnte notat [23].

4.10.2 Egnethet til bruk som betongtilslag

I henhold til gjeldende regelverk er det for steinmasser som skal benyttes som betongtilslag krav om deklarerings av en rekke egenskaper avhengig av tilslagets sluttbruk og opprinnelse. For å vurdere mulighet for å benytte stein fra Homyrkamtunnelen som tilslagsmateriale er det gjort laboratorietester. Undersøkelsene i denne planprosessen er avgrenset til test av kjemiske egenskaper som ekskluderer bruk i betong. Statens vegvesens håndbok R762 [54] angir også skjerpede krav til LA-verdi og flisighetsindeks (FI) som vil være gjeldende i visse tilfeller. Det henvises til eget notat [26] for detaljer omkring krav og utførte tester.

Det er utført tester på grønnstein, sandsteinskonglomerat og rhyolittisk sandstein. Siltsteinen er ikke testet da denne ventelig har for dårlige mekaniske egenskaper. Prøveresultater og -lokaliteter er vist i kapittel 2.6.3.

Resultatene viser at alle prøvene oppfyller krav til innhold av total svovel, hele korn av kalkstein, samt motstand mot knusing (LA-verdi). Prøvene fra sandsteinskonglomerat og grønnstein oppfyller også kravene til FI, men prøven fra rhyolittisk sandstein ligger like utenfor kravet. Denne, samt prøven fra sandsteinskonglomerat, er klassifisert som

alkalireaktiv. Dette ekskluderer ikke bruk i betong, men medfører behov for tilpasning av betongresept.

Det vurderes sannsynlig at en vil påtreffe bergmasse langs traséen som kan benyttes som tilslag for betong, men omfanget er usikkert. Mer skifrige deler av bergmassen ventes ikke å tilfredsstille de skjerpede kravene til mekaniske egenskaper, og dette vil ventelig påvirke omfanget av egnet bergmasse.

Prøveproduksjon av tilslagsmateriale må vurderes. Det presiseres videre at endelig godkjenning av tilslag gjøres ved test av ferdig produserte masser. Dette inkluderer flere tester enn de som er utført i forundersøkelsene.

4.11 Steinmaterialets forurensende potensial

Enkelte bergarter kan ha syredannende potensiale der avrenning vil kunne skade naturmiljøet. Bakgrunnen for syredannelse er at forvitring av sulfidmineraler kan føre til reduksjon i pH. Dette kan videre føre til frigjøring av tungmetaller bundet i mineralene. I tillegg til sulfidinnhold er også forvitringsegenskapene av betydning for om metallene kan frigjøres og utgjøre en miljørisiko. Kjente bergarter som kan ha syredannende potensiale er først og fremst knyttet til svartskifre og leirskifere i Oslofeltet, samt enkelte gneisbergarter i Agder. Bergartene i prosjektområdet tilhører det kaledonske skyvedekket som ble dannet i samme tidsperiode som svartskiferen i Oslofeltet [55]. Mange av bergartene i Trøndelagsområdet har senere blitt omdannet, noe som gjerne fører til at egenskapene endres. Erfaringsmessig er svartskiferen i Oslofeltet mer reaktiv enn i andre deler av landet [55]. Gjennom feltkartlegging og gjennomgang av øvrig geologisk grunnlagsmateriale er det ikke indikasjoner på at det opptrer svartskifer (opprinnelig eller senere omdannet) eller berg med høyt kisinhold langs tunneltrasé. Det er likevel gjennomført tester av syredannende potensiale for to prøver av rhyolittisk sandstein og en prøve av grønnstein. Det henvises til eget notat [27] for detaljer rundt utførte tester og resultater. I det følgende er utførte undersøkelser oppsummert og vurdert.

Prøve 6 fra grønnstein viser forhold mellom nøytraliserende (NP) og syredannende (AP) potensiale på 68, noe som ligger godt innenfor «bufret sone» ($NP/AP > 3$). Konsentrasjonen av tungmetaller i prøven er lavt. Prøven vurderes å ha lavt potensial for syredannelse og utlekking av tungmetaller.

I den rhyolittiske sandsteinen er det tatt prøve både av kompetent berg (prøve 5) og skifrig bergmasse (prøve 9). Prøve nr. 5 fra massiv sandstein har NP/AP forhold på 1,95, noe som gjør at den plasseres i «usikker sone». Svovelinnholdet er lavt (1 910 mg/kg) og også tungmetallinnhold er lavt nok til at sannsynlighet for utlekking vurderes som lavt. Prøve 9 fra omvandlet og svak skifer ligger i «bufret sone» ($NP/AP = 21$). Svovelinnholdet er svært lavt, og også tungmetallinnhold er lavt nok til at sannsynlighet for utlekking vurderes som lavt. Ut fra dette vurderes prøven å ha lavt potensiale for syredannelse og utlekking av tungmetaller. Den skifrige bergmassen som har størst overflate, og dermed vurderes mest utsatt for forvitring, viser ikke indikasjoner på syredannende potensiale. Resultatene fra den massive

prøven (nr. 5) har ikke påvist syredannende egenskaper, men det kan heller ikke konkluderes med at prøven *ikke* er syredannende. Berget her er imidlertid massivt og kompetent og dermed mindre utsatt for forvitring og utlekking. Svovelinnhold er lavt for begge prøver. Samlet vurderes sannsynligheten for syredannende potensiale i sandsteinen som begrenset, men som følge av usikkerheten anbefales det at en utfører supplerende tester i byggefase ut fra planlagt bruk av masser. Forventet opptreden av skifrige lagpakker mellom kompetente lag i de sedimentære bergartene langs tunneltraséen medfører at de kjemiske egenskapene og motstand mot forvitring og utlekking vil kunne variere. Det kan være hensiktsmessig å etablere et testprogram som en del av geologisk kartlegging på tunnelstuff med hyppigere testing i starten til en blir kjent med bergmassen, for så å redusere omfanget etter hvert, gitt at resultatene er akseptable.

Uraninnholdet i prøvene er langt under grenseverdi på 80 mg/kg, og det vurderes derfor ikke å være behov for måling av radioaktivitet.

4.12 Ytre miljø

4.12.1 Miljømessige konsekvenser ved avrenning fra tunnel

Vannforskriften skal legges til grunn for alle aktiviteter som berører vannmiljøet og forutsetter at tilstanden i overflatevann skal beskyttes mot forringelse, forbedres og gjenopprettes med sikte på at vannforekomstene minst skal ha god økologisk og god kjemisk tilstand.

Drift av vei i tunnel kan føre til forurensning av nærliggende resipienter. I driftsfasen gjelder dette i hovedsak utslipp av tunnelvaskevann som generelt har et høyt innhold av forurensende stoffer som blant annet PAH-forbindelser, oljeforbindelser og tungmetaller, samt høyt innhold av suspendert stoff. I tillegg forventes vannet å ha innhold av mikroplast fra blant annet dekkslitasje. Slike forurensninger kan ha en svært negativ effekt på levende organismer om vannet ledes ut i resipienten uten rensiltak.

Driving av tunnel kan også ha uheldige påvirkninger på nærliggende resipienter. Tunnelsprenging kan gi tunnelvann med store mengder skadelige partikler, samt nitrogenforbindelser fra uomsatt sprengstoff som er skadelige ved høy pH. Det kan også oppstå akutte utslipp fra utstyr og maskiner. Bruk av alkaliske sementprodukter og injeksjonsmasser i tunneler og for sikring av utsprengte bergskjæringer kan føre til svært høye pH-verdier i drens vannet.

Behovet for rensiltak for avrenning fra tunnel ved permanent løsning i driftsfasen er knyttet til resipientens sårbarhet. Resipientenes sårbarhet i henhold til vannforskriften og naturmangfoldloven er vurdert i Delutredning naturmangfold [48], etter metodikken beskrevet i Statens vegvesens rapport 597 [56]. Gaula er, ved aktuelle utslippspunkt, vurdert å ha høy sårbarhet både i forhold til vannforskriften og naturmangfoldloven.

ÅDT (årsmiddel døgntrafikk) for strekning Gyllan – Kvål er beregnet til 14 000 i 2050. I følge N200:2021 [14] er det behov for ett rensetrinn av overvann fra veier med en ÅDT mellom 3 000–30 000 som skal ledes til en resipient med høy sårbarhet.

For håndtering av vann i tunnel er det lagt opp til at dreinsvann fra tunnel føres i et eget separat system og at tunnelvaskevann føres til en lukket renseløsning. Dreinsvann ledes ut av tunnel i egne ledninger og direkte til resipient (Gaula). Renseløsningen samler opp både vaskevann og den avrenning som skyldes veitrafikk. Tilrenning til bassenget vil i hovedsak skje ved vask av tunnel. Før vask tømmes bassenget for vann og slam og utløpet av bassenget stenges. Vaskevann samles opp i bassenget og får en oppholdstid på minimum fire uker før det slippes ut i Gaula. Slam som blir igjen suges opp og kjøres til godkjent deponi. Oppholdstid er satt til fire uker, to uker lenger enn minstekravet i SVV-rapport nr. 295 [57], for å være tilstrekkelig for nedbrytning av såpe og tilbakeholdelse av partikler.

Forurensningsmyndighet kan med hjemmel i forurensningsloven § 11 gi utslippstillatelse for utslipp til resipient for både drifts- og anleggfase. Da må det utarbeides en utslippssøknad hvor vurderinger av blant annet resipientens sårbarhet og aktuelle forurensede stoffer inngår.

4.12.2 Miljørisiko ved nyttiggjøring av steinmasser

Miljørisiko må vurderes ved utfylling av steinmasser på steder der avrenning til vann kan forekomme. Det er utført resipientundersøkelser for å danne et godt grunnlag av kjemisk og økologisk tilstand i Gaula og sidevassdrag. Dette er for strekningen Gyllan – Kvål omtalt i rapporten Basiskartlegging av Gaula og sidevassdrag [58].

Samlet vurderes sannsynligheten for syredannende potensiale i sandstein som begrenset, men som følge av noe usikkerhet anbefales det at en utfører supplerende tester i byggefase ut fra planlagt bruk av masser.

Finstoff, sprengstoffrester og plast fra utfylte masser kan påvirke vannmiljø negativt, da særlig fra bergarter med mineraler som danner skarpe partikler. Grønnstein kan inneholde amfibol, som kan danne asbestlignende partikler med potensiale for å påføre fisk skade. I tillegg vil en bergarts syredannede egenskaper påvirke potensialet for utlekking av metaller.

Ettersom ulike bergarter og partikler vil ha ulikt skadepotensiale i vannmiljø, må risiko i forhold til miljøpåvirkning vurderes i forhold til de aktuelle steinmassene som skal benyttes. Tiltak for å redusere avrenningen av partikler fra anleggsområder er viktig for å unngå skader i vannmiljøet. Slike tiltak må inngå i søknader til myndigheter om utslipp til vann i anleggfase og om inngrep i aktuelle vassdrag ut fra en vurdering av miljørisiko.

4.13 Usikkerheter

Sprengning nær kvikkleire

Sprengning nær kvikkleire må gjennomføres på en måte som gjør at en ikke destabiliserer leirmassene og utløser skred. Eksempel på mulige risikofaktorer er vibrasjoner fra

sprengning, eller dynamiske laster fra berg som følge av utglidning eller fremkast av sprengstein.

Kvikkleiresonen ved Losen vil påvirke hvordan en kan gjennomføre berguttak i det nordre påhuggsområdet. Det er knyttet usikkerhet til utbredelse av sonen, og det må vurderes behov for ytterligere geotekniske undersøkelser for å avgrense denne. Dette er nærmere omtalt i geoteknisk rapport [34]. Behov for analyser av dynamiske påvirkninger på kvikkleiren må vurderes i neste planfase, og det må vurderes etablert hensynssoner med krav til aktiviteter og dynamisk lastpåvirkning fra bergarbeidene, m.m.

Også driving av tunnel vest for kvikkleiresonen ved Nedre Leberg må gjennomføres på en måte som gjør at en unngår utløsning av skred. Minste avstand til sonen er ca. 100 m ved profil 13 300. Her må det settes grenseverdier for vibrasjoner og behov for øvrige tiltak bør vurderes.

Avstanden fra tunnel til borpunkt NO3-212 ved Leberg hvor det er påvist sprøbruddsmateriale i en prøve er stor (ca. 400 m). Øvrige borer i området indikerer ikke sammenhengende kvikkleireområde, selv om enkeltboringer viser mulig sprøbruddsmateriale. Minste bergoverdekning opp til løsmasser i området over trasé er ca. 100 m (geofysikklinje J og M). Sprengning nær kvikkleire skal overholde krav til vibrasjoner [59]. Ut fra avstand til påvist kvikkleire vurderes sannsynligheten for at dette vil påvirke tunneldriften som begrenset, men det må vurderes behov for vibrasjonsmålinger.

Påhugg sør

Bredde på bergstabbe mellom sørgående tunnellop og nordgående portal i området ved profil 8 140–8 170 er liten og sensitiv for opptreden av dårlig berg. Det er et begrenset omfang av berg tilgjengelig for kartlegging i dagen i området. Dette gjør at det er usikkerhet knyttet til omfang av nødvendig bergsikring både i forskjæring og i tunnel. Ved detaljprosjektering må en vurdere endelig utforming av dette området, og planlegge metodikk for skånsomt berguttak og sikringsomfang. Det er i reguleringsplanen avsatt areal slik at en senere kan øke bredde på stabben til over 10 m.

Det er også noe usikkerhet knyttet til størrelsen på bergoverdekningen over de første 20 meterne av sørgående tunnellop, samt sidedekningen øst for nordgående løp. Dette må undersøkes i byggefase for å beslutte nødvendig omfang av bergsikring.

Ved nordgående løp kan det vurderes mulighet for å gjennomføre supplerende grunnboringer for å avklare hvorvidt det er tilstrekkelig bergoverdekning for tunnel i området 8 150–8 170. Krevende adkomst gjør at det er usikkert hvorvidt dette kan verifiseres før ved avgraving i byggefase.

Bergmassekvalitet og innlekkasje

Det er en usikkerhet knyttet til bergmassekvalitet og omfang av innlekkasjer og tilhørende mengder for stabilitetssikring og injeksjon. Bergmassekvalitet er estimert ut fra erfaring fra tilsvarende bergarter, kartlegging i dagen, tolket fall og mektighet på antatte svakhetssoner, samt utført geofysikk langs trasé. Det er kartlagt variasjoner i bergmassekvalitet innenfor de

ulike bergartene, samt at bergartsgrenser vil kunne avvike fra presentert tolkning. Dette kan påvirke tunneldriving og massedisponering. Som følge av avstand fra kartleggingslokaliteter i dagen og ned til tunnelnivå vil det være usikkerhet knyttet til estimat av bergmassekvalitet ved tunnelnivå.

5 ANBEFALINGER

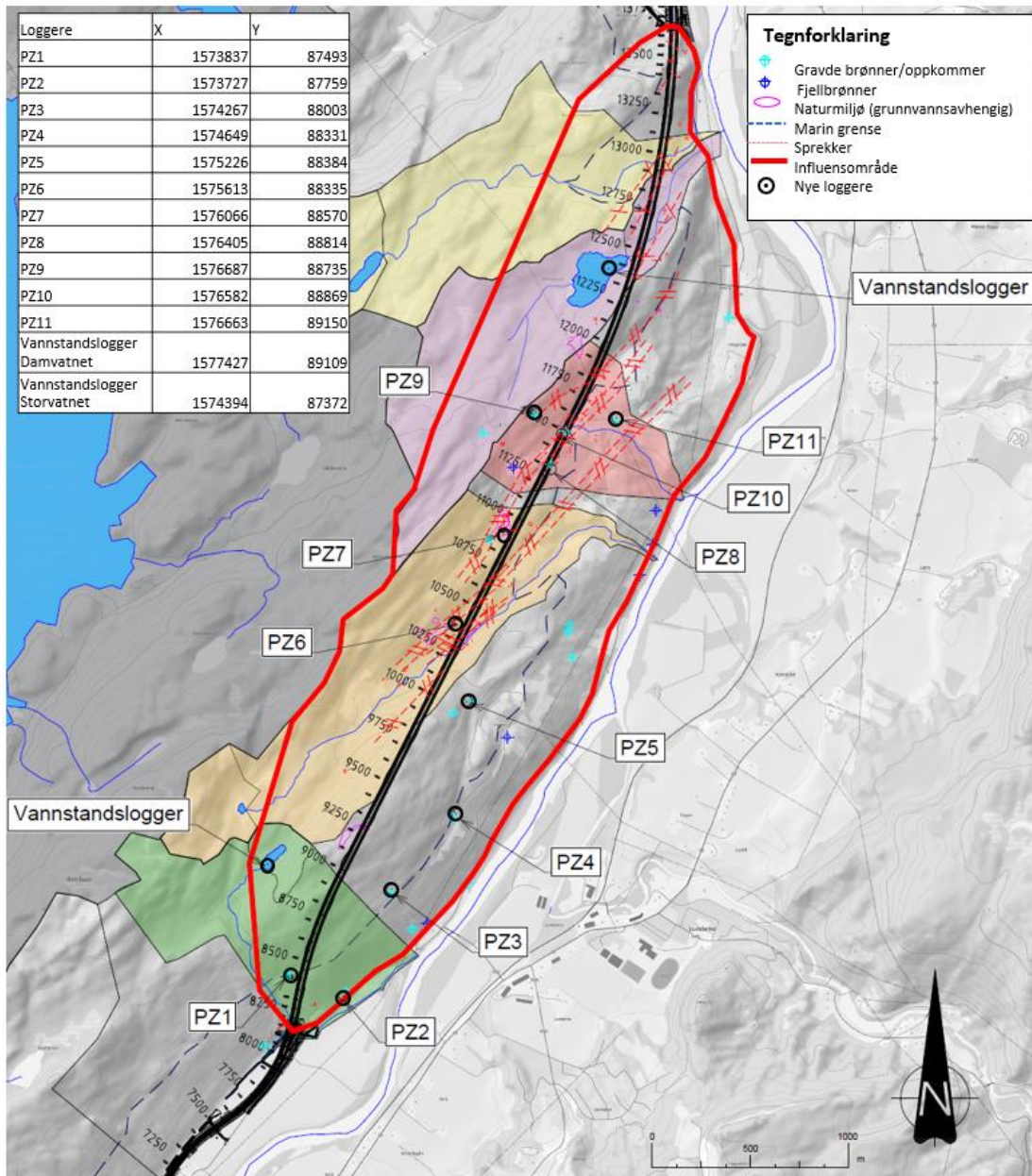
5.1 Krav til overvåking av spesielle forhold

Grunnvannstand

For dokumentasjon av eventuell påvirkning av tunneltraséen på naturmiljø og vannkilder i området anbefales det overvåking av grunnvannstand i løsmasser og ved grunnvannsavhengig natur med bruk av piezometere. Det anbefales elektriske poretryksmålere som kan logge vannstand kontinuerlig over en tidsperiode.

I tillegg anbefales det at det etableres vannstandsloggere i Damvatnet og i Storvatnet for overvåking av vannstand.

Piezometere og vannstandsloggere bør etableres god tid i forkant av anleggsfasen for å fange opp naturlige sesongvise variasjoner i grunnvannstand før tunnelarbeidene starter. Overvåkingen bør pågå gjennom anleggsfasen, samt minimum 5 år etter ferdigstilling av tunnel. Forslag til lokalisering av loggere fremgår av figur 5-1.



Figur 5-1: Forslag til overvåkingsprogram: piezometere og vannstandsloggere. Koordinater i NTM10. (Kilde: Norconsult).

Vannkvalitet

For brønn tilhørende gnr./bnr. 258/15 og 260/1 anbefales det overvåking av vannkvalitet ved prøvetaking før, under og etter anleggsfasen. Vannprøvene bør analyseres for innhold av suspendert stoff, total organisk karbon, jern, mangan, total-nitrogen, nitrat-N, nitritt-N, ammonium-N, klor, tungmetaller, elektrisk ledningsevne og pH.

Fundamenteringsforhold

Det anbefales undersøkelse av fundamenteringsforhold for bebyggelse under marin grense og innenfor 300 m avstand fra tunnel. Dette gjelder eiendommer med gnr./bnr.: 262/1, 263/2, 262/8, 262/9, 261/7, 263/15, 261/8, 261/1, 261/2, 262/11, 258/15 og 258/16.

5.2 Bygningsbesiktigelse og rystelser

Nærliggende bygninger langs tunneltrasé må besiktiges i henhold til anbefalinger gitt i gjeldende versjon av NS8141. Det må også fastsettes grenseverdier for vibrasjoner i henhold til NS8141 for nærliggende bygninger [60]. Gjennomgående er det lite bebyggelse i umiddelbar nærhet til tunnelen, og nærmeste bolighus ligger ca. 75 m fra tunnel ved det sørlige påhugget. Ved Leberg ligger flere bolighus i kort horisontalavstand fra nordgående tunnellopp, men overdekningen her er > 100 m.

Ved sprengning i områder nær kvikkleireforekomster må en definere og overholde krav til vibrasjoner i henhold til NS8141 [59].

I områder hvor bebyggelse er fundamentert på setningsømfintlige masser (fra kartlegging av fundamenteringsforhold, kap. 5.1) bør det gjennomføres tilstandskontroll av bebyggelsen i forkant av anleggsfasen.

5.3 Ingeniørgeologisk bemanning

Det er nødvendig med ingeniørgeologisk kompetanse under bygging av tunnel og bergskjæringer. Byggherren skal i byggefasen sørge for at prosjektet har tilstrekkelig bemanning, med den nødvendige kompetanse ut fra forventede geologiske utfordringer. Før byggefasen bør det utnevnes en fagansvarlig ingeniørgeolog som skal ha det overordnede ansvaret for permanent sikringen. Vedkommende bør ha med minimum 5 års utdanning og 10 års relevant erfaring fra tunnelanlegg. Kompetansen bør innbefatte:

- Erfaring med ingeniørgeologisk kartlegging etter Q-metoden.
- Erfaring med vurdering av sikringsmetoder og -omfang for permanent sikring i tunnel og forskjæringer.
- God kunnskap om utførte grunnundersøkelser og laboratorieundersøkelser.
- God kjennskap til innholdet i ingeniørgeologisk rapport og relevante styrende dokumenter.

5.3.1 Oppfølging

Ansvarlig ingeniørgeolog skal gjennom oppfølgingen av prosjektet sørge for:

- Kartlegging av berget for å bestemme omfang og metode for permanent sikring, samt vurdere og veilede i forbindelse med berguttak i høye bergskjæringer for å oppnå sikker gjennomføring.
- Registrering og dokumentasjon av geologi og utført sikring i henhold til gjeldende krav.

- Undersøkelser foran stuff, ved behov.
- Prøvetaking av eventuelle leirmaterialer fra leirslepper og svakhetssoner for videre laboratorieanalyser.
- Deformasjonsmålinger i større svakhetssoner, spesielt ved påvisning av svelleleire dersom dette vurderes aktuelt.
- Overvåkning av grunnvannsbrønner, måling av innlekkasje og vurdering av injeksjonsbehov.
- Oppfølging av rystelseskrav i forbindelse med sprengning nær kvikkleire og bygninger.

Det skal i henhold til håndbok N500 utføres geologisk kartlegging for hver salve før påføring av sprøytebetong. Dette innebærer at det må settes av tid til geologisk kartlegging fra lift etter at salven er utlastet, og det er utført forsvarlig driftsrensk. Dersom berget ikke blir tildekket etter hver salve, kan kartleggingen gjøres over flere salver om gangen.

Geologisk kartlegging bør innebære registrering av bergartsfordeling, bergmassekvalitet (Q-verdi), sprekkeorienteringer, strukturer, samt orientering og karakteristikk av svakhetssoner, spenningsforhold og vannlekkasjer.

Det presiseres at den ingeniørgeologiske oppfølgingen også gjelder forskjæringene.

5.3.2 Dokumentasjon

Ansvarlig ingeniørgeolog skal gjennom oppfølgingen av prosjektet sørge for at det utarbeides følgende dokumentasjon:

- Ingeniørgeologisk sluttrapport med angivelse av fremtidig inspeksjonsbehov.
- Rapportering og begrunnelse av eventuelle avvik i sikringsomfang og anvendte 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.

6 REFERANSER

- [1] Norconsult, «E6 Gyllan – Kvål. Fagrapport høye bergskjæringer. Reguleringsplan. NV50E6GK-GEO-RAP-0002,» 2023.
- [2] Norconsult, «E6 Gyllan – Kvål. Fagrapport skredfarevurdering. Reguleringsplan. NV50E6GK-GEO-RAP-0003,» 2023.
- [3] Statens vegvesen, «Vegnormal N500 Vegtunneler,» Vegdirektoratet, 2022.
- [4] NGU, «Manuskart berggrunn 1:50 000 Støren. Foreløpig utgave. Mottatt per epost fra Deta Gasser 2022-11-03.,» NGU, 2022.
- [5] A. Reite, «Sør-Trøndelag kvartær 1:250 000,» NGU, 1990.
- [6] NGU, «Rapport 2019.025 - Forundersøkelser E6 trasé Åsen – Ulsberg - Coop3 for Nye Veier,» 2019.
- [7] NGU, «Radon aktsomhet,» tilgjengelig fra http://geo.ngu.no/kart/radon_mobil/, 2022.
- [8] NGU, «Grus- og pukkdatabasen,» tilgjengelig fra: https://geo.ngu.no/kart/grus_pukk_mobil/, 2020.
- [9] NGU, «GRANADA - Nasjonal grunnvannsdatabase,» tilgjengelig fra: http://geo.ngu.no/kart/granada_mobil/, 2020.
- [10] NVE, «NVE Atlas,» 2020. [Internett]. Available: <https://atlas.nve.no/>. [Funnet 22. september 2020].
- [11] Standard Norge, «NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016. Eurokode 0: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner.,» 2016.
- [12] Standard Norge, «NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2020. Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering, del 1: Almenne regler,» 2016.
- [13] Norsk bergmekanikkgruppe (NBG), «Veileder for bruk av Eurokode 7 til bergteknisk prosjektering,» versjon 1, november 2011.
- [14] Statens vegvesen, «Vegnormal N200 Vegbygging,» Vegdirektoratet, 2021.
- [15] Statens vegvesen, «Håndbok V521 Geologi og bergsikring i tunnel,» Vegdirektoratet, 2022.
- [16] Statens vegvesen, «E6 Røskaft – Skjerdingsstad. Homyrkamtunnelen. Ingeniørgeologisk rapport for reguleringsplan. Ud1000Br01-2015053733-05,» Ressursavdelingen, Region midt, datert 2015-08-31.
- [17] Rambøll Danmark, «Geofysiske undersøgelser for E6 Røskaft – Skjerdingsstad - Refraksjonsseismik og geoelektrik,» datert 2014-09-15.
- [18] Geophysix, «E6 Røskaft – Skjerdingsstad. Rapport 15066,» datert 2015-06-24.
- [19] EMerald Geomodelling, «E6 Trøndelag - Homyrkamtunnelen. Leveranse geoskanning 2019,» datert 2020-10-14.
- [20] Norconsult, «E6 Gyllan – Kvål. Datarapport geotekniske grunnundersøkelser Gyllan – Kvål. Reguleringsplan. NV50E6GK-GTK-RAP-0002,» 2023.
- [21] Rambøll Norge, «E6 Ulsberg – Melhus. Geoteknisk og ingeniørgeologisk rapport. G-rap-006,» datert 2018-06-29.

- [22] Rambøll Norge, «E6 Ulsberg – Åsen, delstrekning Røskaft – Kvål. Grunnundersøkelser. Datarapport. G-rap-007,» datert 2018-06-04.
- [23] Norconsult, «E6 Kvål – Gyllan. Mekaniske egenskaper til steinmaterialer. NV50E6GK-GEO-NOT-0001. 2021-02-05,» 2021.
- [24] Norconsult, «E6 Gyllan – Kvål. Fagrapport geoteknikk, Gyllan – Homyrkamtunnelen S. NV50E6GK-GTK-RAP-0005,» 2023.
- [25] Geomap Norge, «E6 Korpralsbrua – Kvål. Geofysiske undersøkelser. Rapport 201025,» datert 2021-01-15.
- [26] Norconsult, «E6 Korporalsbru – Kvål. Laboratorietest av steinmateriale for bruk som tilslag til betong. NV50E6GK-GEO-NOT-0002,» 2022.
- [27] Norconsult, «E6 Korporalsbru – Kvål. Laboratorieundersøkelser av syredannende egenskaper for utvalgte bergarter. NV50E6GK-GEO-NOT-0003,» 2023.
- [28] ISRM, «Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses,» *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* 15:6, pp. 319-368, 1978.
- [29] A. Bruland, «Anleggsteknikk,» Institutt for bygg- og anleggsteknikk, NTNU, Trondheim, 2000.
- [30] Statens forurensningstilsyn, «Veileder TA-2553 - Helsebaserte tilstandsklasser for forurenset grunn,» STF, Oslo, 2009.
- [31] U. Lavergren, M. E. Åstrøm, B. Bergbäck og H. Holmström, «Mobility of trace elements in black shale assessed by leaching tests and sequential chemical extraction,» *Geochemistry: Exploration, Environment Analysis Vol. 9*, pp. 71-79, 2009.
- [32] E. Endre, Structor Geomiljø AS, «RIF veileder 8040 - Bygging på alunskifer og andre svart og grå leirskifere,» RIF, 2019.
- [33] Norconsult, «E6 Gyllan – Kvål. Fagrapport geoteknikk. Homyrkamtunnelen N – Kvål. NV50E6GK-GTK-RAP-0004,» 2023.
- [34] Norconsult, «E6 Gyllan – Kvål. Fagrapport geoteknikk, områdestabilitet Losen – Leberg N. NV50E6GK-GTK-RAP-0007,» Norconsult, 2023.
- [35] NGU/Norconsult, «Møtereferat - Berggrunnskartlegging utført av NGU for området Homyrkamtunnelen.,» Møtedeltakere: Deta Gasser (NGU), Kristian Loftesnes (NO), Maria Raastad (NO), datert 2022-10-25.
- [36] NGI, «Håndbok: Bruk av Q-systemet. Bergmasseklassifisering og bergforsterkning,» Norges Geotekniske Institutt, Oslo, 2022.
- [37] NVE, «NEVINA Nedbørfelt - Vannføring - Indeks - Analyse,» [Internett]. Available: <https://nevina.nve.no/>. [Funnet 2022].
- [38] Meteorologisk institutt, *Yr.no - Leinstrand*, <https://www.yr.no/nb/historikk/graf/5-67150/Norway/Tr%C3%B8ndelag/Trondheim/Leinstrand>, 2022.
- [39] Meteorologisk institutt, *Yr.no - Løksmyr*, <https://www.yr.no/nb/historikk/graf/5-67150/Norway/Tr%C3%B8ndelag/Trondheim/Leinstrand>, 2022.
- [40] Miljødirektoratet, «Naturbase,» [Internett]. Available: <https://geocortex01.miljodirektoratet.no/Html5Viewer/?viewer=naturbase>. [Funnet 2022].

- [41] Nye Veier, *Kartlegging av drikkevannskilder langs veilinja, ny E6 GK*, NV50E6GK-YML-RAP-0008, 2023.
- [42] Nye Veier, *Datarapport grunnundersøkelser parsell 2*, NV50E6GK-GTK-RAP-0002, 2022.
- [43] Nye Veier, *Delutredning naturmangfold*, NV50E6GK-PLA-RAP-0013, 2022.
- [44] Nibio, «Kilden,» 2023. [Internett]. Available: https://kilden.nibio.no/?topic=arealinformasjon&lang=nb&X=7012578.00&Y=261412.01&zoom=8.68341479966229&bgLayer=graatone_cache&catalogNodes=1253,855&layers=arealtype_myrr&layers_opacity=0.75.
- [45] Nye Veier, *Delutredning friluftsliv, by- og bygdeliv*, NV50E6GK-PLA-RAP-0014, 2022.
- [46] NGU, «Statistisk vanngiverevne i forskjellige bergarter.,» *ForForUT deloppgave 3. Statusrapport 2009*, p. 2009.
- [47] Statens vegvesen, «Miljø- og samfunnstjenelige tunneler. Publikasjon 103. Undersøkelser og krav til innlekkasje for å ivareta ytre miljø.,» Vegdirektoratet, Oslo, 2003.
- [48] Norconsult, «E6 Gyllan – Kvål. Delutredning naturmangfold. NV50E6GK-PLA-RAP-0013,» 2023.
- [49] O. E. S. Lars Erikstad, «Analyse av naturens sårbarhet i forhold til planlagt ny vannoverføringstunnel Holsfjorden - Osle,» NINA, Oslo, 2000.
- [50] Norsk forening for fjellsprenningsteknikk (NFF), «Håndbok nr. 11 Bergbolting,» 2020.
- [51] B. a. P. A. Nilsen, «Engineering geology and rock engineering. Handbook NO. 2. NBG,» 2000.
- [52] S. Zare, *2A-05 Drill and Blast tunnelling - Blast design.*, Trondheim: NTNU, 2007.
- [53] SINTEF, «Forundersøkelser og bruk av kortreist stein. En geologisk veileder.,» SINTEF akademisk forlag, 2019.
- [54] Statens vegvesen, «R762 Prosesskode 2 - Standard beskrivelse for bruer og kaier,» 2015.
- [55] NGI, «M-2105. Håndtering av potensielt syredannende svartskifer. Fagrapport til Miljødirektoratet. Utarbeidet av NGI.,» Miljødirektoratet , 2021.
- [56] Statens vegvesen, «Vannforekomstens sårbarhet for avrenningsvann fra vei under anlegg- og driftsfasen. Statens vegvesens rapporter nr. 597,» 2016.
- [57] Statens vegvesen, «Vannbeskyttelse i vegplanlegging og vegbygging. Statens vegvesen rapporter nr. 295,» 2014.
- [58] Norconsult, «E6 Korporalsbru – Kvål. Basiskartlegging av Gaula med sidevassdrag. NV50E6KK-YML-RAP-0002,» 2022.
- [59] Standard Norge, «NS 8141-3:2014 Vibrasjoner og støt – Veiledende grenseverdier for bygge- og anleggsvirksomhet, bergverk og trafikk – Del 3: Virkning av vibrasjoner fra sprengning på utløsning av skred i kvikkleire,» 2014.
- [60] Standard Norge, «NS 8141-1:2022 Vibrasjoner og støt - Veiledende grenseverdier for bygge- og anleggsvirksomhet, bergverk og trafikk — Del 1: Virkning av vibrasjoner og lufttrykkstøt på byggeverk, inkludert tunneler og bergrom,» 2022.

