



# Fagrappport ingeniørgeologi Vatlandstunnelen

Detaljregulering E39 Lyngdal vest - Kvinesdal

---

NV Dokumentnummer: NV42E39LK-GEO-RAP-0004

ENT Dokumentnummer: 10220781E30LK\_100\_geo\_rap\_04

Prosjekt nr:	115510
Oppdragsnavn:	E39 Lyngdal vest - Kvinesdal
Kunde	Nye Veier AS

#### Revisjonsoversikt

Revisjon	Dato	Årsak til utgivelse	Utarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av
01	15.05.2023	Første gangs behandling	NOFRAE/NOGBIR/ NOPADT	NOKNSK NOKIRD	NONOTT

#### Endringsoversikt

Revisjon	Endringsbeskrivelse
01	Til første gangs behandling i Lyngdal og Kvinesdal kommune

## 1 Sammendrag

På oppdrag fra Nye Veier AS utarbeider Sweco detaljreguleringsplan for E39 Lyngdal vest – Kvinesdal. Strekningen er ca. 24 km lang, hvor det planlegges 4 tunneler og ca. 7 km med bergskjæringer over 10 m. Denne rapporten omhandler ingeniørgeologiske og hydrogeologiske forhold for Vatlandstunnelen.

Den eksisterende Vatlandstunnelen har en lengde på ca. 3,2 km med tunnelprofil T8,5. Nytt løp får 3,2 km lengde, følger i hovedsak parallelt med eksisterende og har ca. 10-15 m avstand til eksisterende. Nytt løp drives med T9,5 profil. Det vurderes å strosse eksisterende løp til T9,5. Tunnelen er lagt til pålitelighetsklasse 3.

Terrenget over Vatlandstunnelen er småkupert med mindre rygger/kløfter i NØ-SV retning. Det østlige påhugget for ny tunnel skal etableres nedenfor en brattkant hvor det i dag ligger urmasser med estimert mektighet på 2-7 m. Ved det vestlige påhugget er det stort sett berg i dagen/tynt løsmassedekke, hvor det raskt blir god overdekning. Sett bort fra påhuggsområdene varierer bergoverdekningen stort sett mellom 60-150 m.

Tunnelen går gjennom granitt, båndgneis/amfibolittisk gneis samt granittisk gneis. Tunnelen krysser 9 svakhetssoner, hvor 7 av dem treffer med relativt slake fallvinkler (15-40°). Forventet bergmassekvalitet for nytt løp er primært basert på fordeling av bergmasseklasser i eksisterende løp, hvor størstedelen av traséen (77 %) forventes å ligge i klasse A/B og C. Det forventes at den permanente bergsikringen primært vil bestå av bolter og sprøytebetong, men det kan også bli aktuelt med sprøytebetongbuer.

Det er fastsatt grenseverdier for innlekkasje av grunnvann i tunnelen. Verdiene er satt på bakgrunn av vannbalanseanalyse. Tunnelen går under utmark hvor grenseverdien generelt er 30 L/min/100 m per to løp. Under myr/edelskog og nær vann er grenseverdien redusert til 20 L/min/100m per to løp. Det vurderes generelt å være nødvendig med behovsprøvd forinjeksjon. Der kravet er 20 L/min/100 m per to løp bør det utføres systematisk forinjeksjon.

Spesielle utfordringer er hovedsakelig knyttet til påhuggsetableringen ved Rørdal (påhugg øst) da det er relativt lav overdekning de første 30 tunnelmeterene, samt at det skal etableres et sakset påhugg med en 8 m bred bergstabbe. I dette området vil det være viktig med skånsomt berguttak. I tillegg nevnes driving av nytt løp parallelt med eksisterende løp som spesielt utfordrende. Både etablering av nytt løp og strossing av eksisterende løp skal utføres med trafikk i motsatt løp. Under sprengning blir det nødvendig med stans i trafikken, kontroll av nedfall og god kontroll på rystelser.

## Innhold

1	SAMMENDRAG .....	3
2	INNLEDNING .....	7
2.1	Bakgrunn .....	7
2.2	Om rapporten .....	8
2.3	Trasévalg, linjeføring og tunnelvernsnitt .....	9
2.4	Prosjekteringsforutsetninger og kontroll .....	10
3	GRUNNLAG OG UTFØRTE UNDERSØKELSER .....	17
3.1	Tidligere faser/undersøkelser .....	17
3.2	Nærliggende anlegg .....	17
3.3	Kart- og bildedatabaser .....	18
3.4	Utførte undersøkelser i reguleringsplanfasen .....	18
3.4.1	Feltarbeid .....	18
3.4.2	Refraksjonsseismikk .....	19
3.4.3	Totalsonderinger .....	19
3.4.4	Kjerneboringer .....	20
4	FAKTA-DEL .....	21
4.1	Topografi.....	21
4.2	Kvartærgeologi og løsmasser .....	21
4.3	Berggrunnsgeologi.....	23
4.4	Strukturgeologi.....	26
4.4.1	Lineamenter og svakhetssoner.....	26
4.4.2	Strukturer, foliasjon og oppsprekking .....	27
4.4.3	Sprekker og svakhetssoner i eksisterende Vatlandstunnel .....	28
4.4.4	Dypforvitring .....	30
4.5	Påhuggsområder .....	31
4.5.1	Påhugg/forskjæring øst ved Rørdal.....	31
4.5.2	Påhugg/forskjæring vest.....	35
4.6	Bergmasseklassifisering i eksisterende Vatlandstunnel .....	37
4.7	Bergmekaniske egenskaper .....	37
4.7.1	Trykkfasthet.....	37
4.7.2	Borbarhet og sprengbaret.....	37
4.7.3	Anvendelse av sprengstein.....	40
4.8	Bergartens syredannende og radon egenskaper .....	41
4.8.1	Sulfidholdige bergarter .....	41
4.8.2	Radonholdige bergarter .....	41
4.9	Natur- og kulturverdier .....	42
4.10	Bebyggelse og brønner .....	44

4.11	Vannforhold.....	45
4.11.1	Vannforhold ved påhugg/forskjæringer .....	45
4.11.2	Hydrologi.....	47
4.11.3	Hydrogeologi.....	49
5	TOLKNINGSDEL.....	51
5.1	Bergoverdekning og bergspenninger .....	51
5.2	Påhugg og forskjæringer.....	51
5.2.1	Påhugg/forskjæring øst.....	51
5.2.2	Påhugg vest.....	54
5.3	Svakhetssoner.....	56
5.4	Bergmassekvalitet.....	57
5.5	Bergsikring.....	58
5.5.1	Bergsikring tunnel .....	58
5.5.2	Bergsikring påhugg og forskjæringer .....	61
5.5.3	Sikring av overliggende terreng.....	61
5.6	Bergmekaniske egenskaper .....	61
5.6.1	Borbarhet og sprengbarhet.....	61
5.6.2	Anvendelse av sprengstein.....	62
5.7	Miljøhensyn.....	62
5.7.1	Syredannende bergarter.....	62
5.7.2	Radon.....	62
5.7.3	Vibrasjoner fra sprengning.....	63
5.8	Hydrogeologiske vurderinger.....	63
5.8.1	Generelt.....	63
5.8.2	Konsekvenser ved senkning av grunnvann.....	63
5.8.3	Influensområde.....	67
5.8.4	Vannbalanseberegning og innlekkasjekrav.....	69
5.8.5	Overvåkningsbrønner .....	73
5.9	Sonderboring og injeksjon.....	73
5.10	Utvidelse av eksisterende løp .....	74
6	USIKKERHETER OG ANBEFALINGER.....	74
6.1	Spesielle usikkerheter .....	74
6.2	Krav til overvåking av spesielle forhold .....	75
6.3	Ingeniørgeologisk kompetanse i byggefasen .....	76
6.4	Sikkerhet, helse og arbeidsmiljø (SHA).....	76
6.5	Anbefalte videre undersøkelser .....	77
7	REFERANSER.....	78

## VEDLEGG

1. Bildevedlegg
2. Polplott og sprekkeroser
3. Kartlagte bergklasser med pel nummer fra kartleggings skjema og nytt pel nummer for eksisterende løp
4. 10220781-V1100-V1107-Ingeniørgeologi\_Vatlandstunnelen. Tegninger:
  - V-1100 Plan/profil, oversikt, 1:10 000
  - V-1101 Plan/profil, 1:2000
  - V-1102 Plan/profil, 1:2000
  - V-1103 Plan/profil, 1:2000
  - V-1104 Plan/profil, 1:2000
  - V-1105 Plan/profil, 1:2000
  - V-1106 Plan/profil, påhugg øst 1:1000
  - V-1107 Plan/profil, påhugg vest 1:1000
5. Numeriske analyser av østlig påhuggsområdet til Vatlandstunnelen
6. Tunnelkartlegging fra eksisterende Vatlandstunnel

## 2 Innledning

### 2.1 Bakgrunn

Nye Veier har ansvaret for utbygging av E39 fra Kristiansand i Agder til Ålgård i Rogaland, en strekning på om lag 200 kilometer. Ny E39 planlegges som trafiksikker firefelts motorvei med fartsgrense 110 km/t. Motorveien vil, i tillegg til reduksjon i antall ulykker, gi vesentlig kortere reisetid for brukerne og knytte Agder og Rogaland tettere sammen som felles bo- og arbeidsmarked.

Utarbeiding av reguleringsplan med konsekvensutredning for parsellen Lyngdal vest-Kvinesdal er en del av dette arbeidet. Planlegging av ny vei og tunnel fra E39 til Øyesletta inngår i prosjektet. Det er Lyngdal og Kvinesdal kommuner som er planmyndighet.

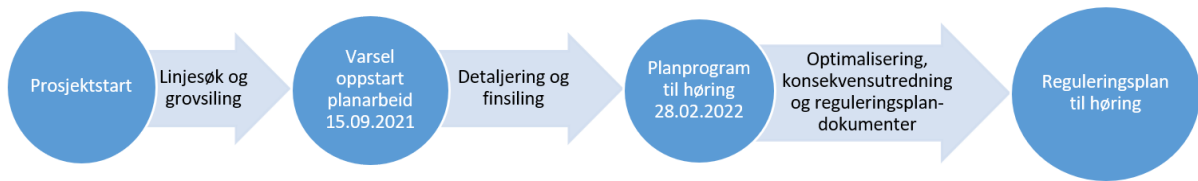


Figur 1. Parsellen E39 Lyngdal vest-Kvinesdal

Det foreligger trasé for veiløsning i de gjeldende kommunedelplanene E39 Vigeland-Lyngdal vest og E39 Lyngdal vest-Ålgård, men strekningen gjennom Kvinesdal kommune er ikke vedtatt. Ny trasé fra Røyskår til kommunegrensen mot Flekkefjord er nå utredet av Nye Veier.

I arbeidet med reguleringsplan er det gjennomført linjesøk og tverrfaglige vurderinger av et bredt utvalg av løsninger for å finne den samlet sett beste traséen fra Røyskår i Lyngdal, gjennom Kvinesdal, til kommunegrensen mot Flekkefjord, der fremtidig ny E39 skal fortsette i den vedtatte traséen i kommunedelplan videre vestover. Østover fra Røyskår er prosjektet E39 Lyngdal øst-Lyngdal vest under bygging, med forventet ferdigstillelse i 2025.

Til varsel om oppstart av planarbeid (15.09.2021) ble det gjennomført en grovsiling av et stort antall alternative veilinjer for ny E39. Anbefalte linjer fra grovsilingen dannet grunnlaget for videre detaljering og vurdering. Frem mot utlegging av planprogram til offentlig høring (28.02.2022) ble det gjennomført en finsiling av de gjenstående linjene fra grovsilingen. Anbefalt linje fra finsilingen, sammen med linjer og kryssløsninger som kommunene vedtok utredet i planprogrammet, har dannet grunnlaget for videre optimalisering, detaljering, konsekvensutredning og utarbeidelse av reguleringsplandokumenter.

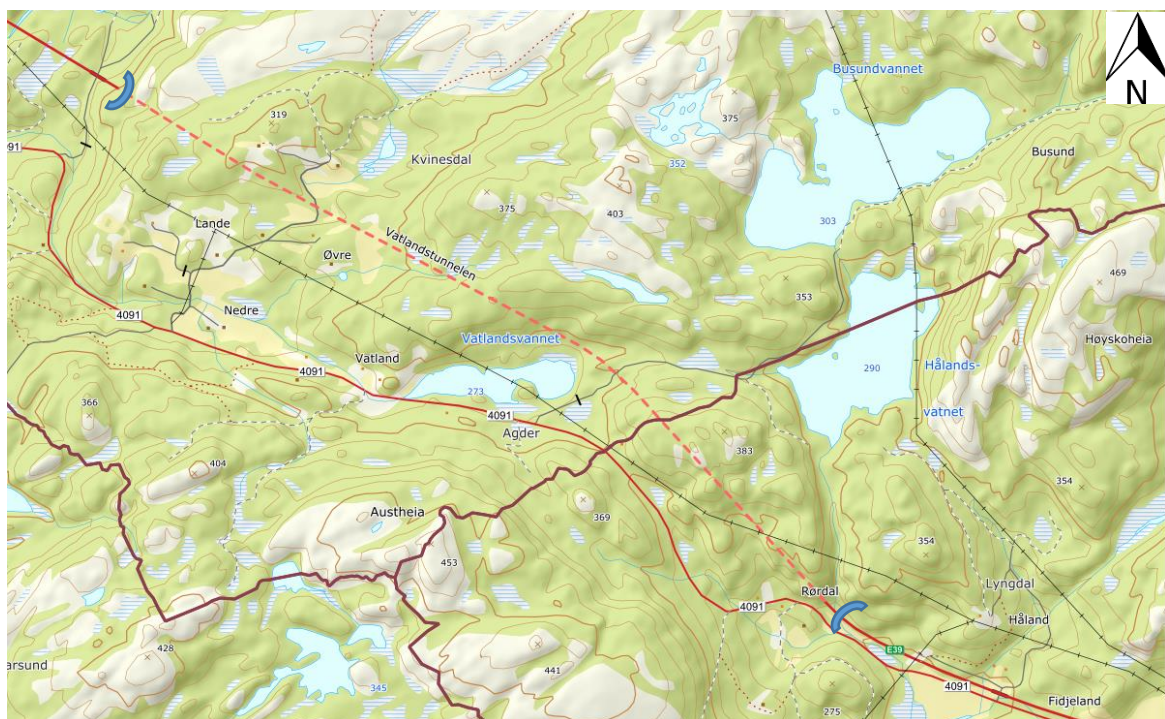


Det henvises til silingsrapporter, planprogram, prosjektrapport, konsekvensutredning, reguleringsplandokumenter og fagrapporter for ytterligere detaljert informasjon om prosjektet. Dokumentene kan finnes på nettsidene til Nye Veier, Lyngdal og Kvinesdal kommune.

## 2.2 Om rapporten

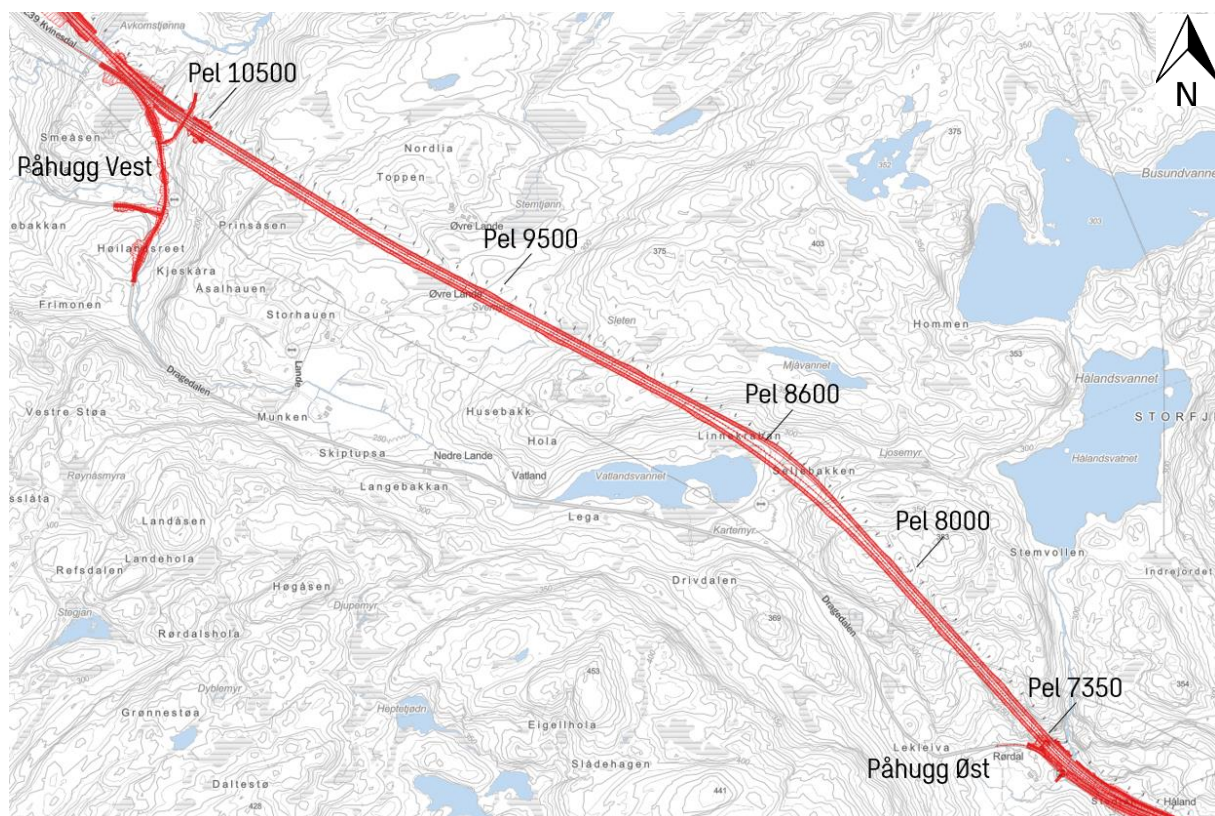
Denne rapporten gir en ingeniørgeologisk og hydrogeologisk vurdering av Vatlandstunnelen inkl. forskjæringer. Tunnelen har en planlagt lengde på 3155 m. Oversiktskart for den eksisterende Vatlandstunnelen er vist i Figur 2-2. Oversiktskart som viser nytt løp er gitt i Figur 2-3.

Rapporten er et vedlegg til reguleringsplan for E39 Lyngdal vest-Kvinesdal.



Figur 2-2: Topografisk kart med eksisterende Vatlandstunnel inntegnet.





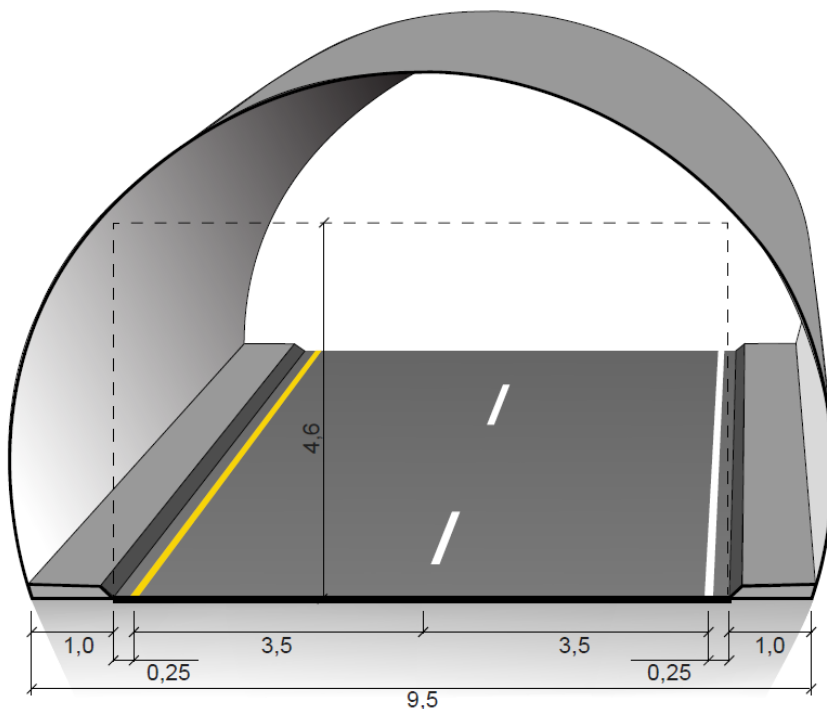
Figur 2-3: Oversiktskart over tunneltraséen fra pånugg øst ved Rørdal til pånugg vest ved Avkom.

### 2.3 Trasévalg, linjeføring og tunnelvernsnitt

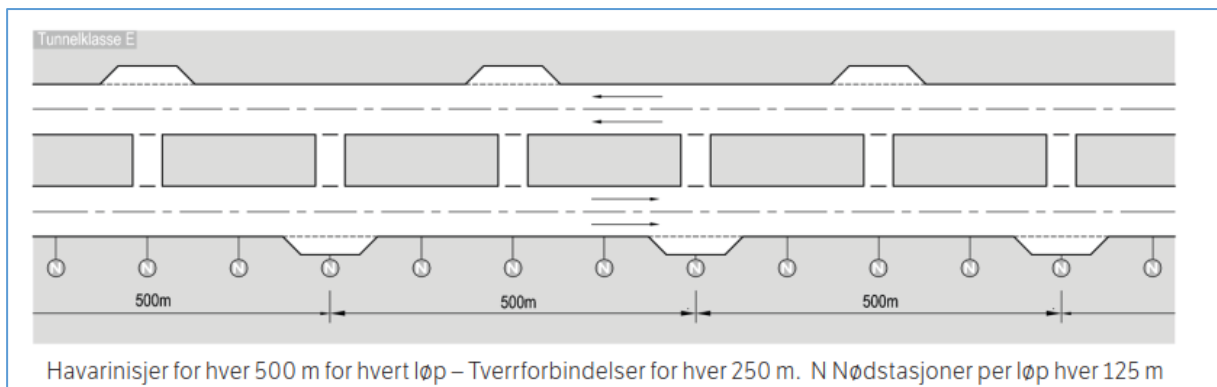
Tunnelen går parallelt eksisterende E39 Vatlandstunnelen, som utvides og gjenbrukes som tunneløp for vestgående trafikk, mens det bygges nytt parallelt løp for østgående trafikk for ny E39. Veilinjen planlegges med veiklasse H3, ÅDT > 12 000 og med fire kjørefelt og fartsgrense på 110 km/t. Nytt løp skal ha profil T9,5 (Figur 2-4). Det eksisterende løpet har T8,5 profil. Dette vil bli benyttet som fremtidig vestgående løp for E39. Det er aktuelt å strosse eksisterende løp til T9,5, men dette vil bli omfattende å få gjennomført og det er ikke avklart om det skal utføres.

Det vil bli drevet nytt tunneløp parallelt med eksisterende tunnel som vil fungere som østgående løp. Tunnelen ligger i tunnelklasse E med krav om havarinisje hver 500 meter og tverrforbindelser hver 250 meter (Figur 2-5). Tunnelen har et fall på ca. 1 %.

Ved ca. profil 8300-8700 blir det siktutvidelse i eksisterende løp, og ved profil 8500 er det i tillegg havarinisje. På denne strekningen får tunnelen en bredde på opp mot ca. 20 m på det meste.



Figur 2-4: Tunnelprofil T9,5. Hentet fra N100 [1]



Figur 2-5: Tunnelklasse E med havarinisjer, nødstasjoner og tverrforbindelser [2].

## 2.4 Prosjekteringsforutsetninger og kontroll

### Styrende dokumenter

Følgende styrende dokumenter er lagt til grunn ved utarbeidelse av denne rapporten:

- Eurokode 0: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 [3].
- Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering – Del 1 Allmenne regler NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2020 [4].
- NS-EN ISO 14689-1, Geotekniske felt- og laboratorieundersøkelser - Identifisering, beskrivelse og klassifisering av berg [5].
- Veileder til bruk av Eurokode 7 til bergteknisk prosjektering [6].

- Statens vegvesen Vegnormal N500 Vegtunneler [7]
- Statens vegvesen Veiledning V521 – Geologi og bergsikring [8]
- Statens vegvesen Vegnormal N200 Vegbygging [9]
- Statens vegvesen Håndbok R760 Styring av vegprosjekter [10].
- Statens vegvesen, Publikasjon nr 103. Undersøkelser og krav til innlekkasje for å ivareta ytre miljø [11].
- NGI, Bruk av Q-systemet. Bergmasseklassifisering og bergforsterkning [12].

### Pålitelighetsklasse

For valg av Pålitelighetsklasse refereres til NS-EN 1990 og tabell NA.A1 (901) i nasjonalt tillegg, se [3].

Tabell 2-1: Klassifisering av pålitelighetsklasse, fra tabell NA.A1 i nasjonalt tillegg til NS-EN 1990 [3]

Veiledende eksempler for klassifisering av byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler	Pålitelighetsklasse <sup>2)</sup> (CC/RC)			
	1	2	3	4
Atomreaktorer, lager for radioaktivt avfall				x
Dammer			x	(x)
Marine konstruksjoner for petroleumsindustrien			x	(x)
Grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg i kompliserte tilfeller <sup>1)</sup>		(x)	x	(x)
Veg- og jernbanebruer			x	
Byggverk med store ansamlinger av mennesker (tribuner, kinosaler, sportshaller, kjøpesentre, forsamlingslokaler, osv.)		(x)	x	
Kai- og havneanlegg		x	(x)	
Tårn, master, skorsteiner, siloer		x	(x)	
Industrianlegg		x	(x)	
Kontor- og forretningsbygg, skoler, institusjonsbygg, boligbygg osv.		x	(x)	
Oppdrettsanlegg		x	(x)	
Landbruksbygg	(x)	x		
Feste av kledninger, taktekking og lignende komponenter	x	(x)		
Grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg ved enkle og oversiktlige grunnforhold <sup>1)</sup>	x	(x)		
Småhus, rekkehus, mindre lagerhus osv.	x			
Kaier og fortøyningsanlegg for sport og fritid	x			

<sup>1)</sup> Ved vurdering av pålitelighetsklasse for grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg skal det også tas hensyn til omkringliggende områder og byggverk.  
<sup>2)</sup> Kryss uten parentes angir normalt valg av pålitelighetsklasse.

### Prosjekteringskontrollklasse

Avhengig av pålitelighetsklasse CC/RC stilles krav til prosjekteringskontrollklasse (PKK) med tilhørende krav til kontrollform slik det fremgår av

Tabell 2-2 nedenfor. CC/RC3 gir PKK3 som krever egenkontroll, intern systematisk kontroll og utvidet kontroll.

Tabell 2-2: Valg av prosjekteringskontrollklasse og krav til kontrollform ved prosjektering, tabell NA-A (902) i NS-EN 1990 [3].

Valg av prosjekteringskontroll-klasse		Krav til kontrollform		
Pålitelighets-klasse	Minste prosjekterings-kontrollklasse	Egenkontroll	Intern systematisk kontroll	Utvidet kontroll
CC/RC1	PKK1	Kreves	Kreves ikke	Kreves ikke
CC/RC2	PKK2	Kreves	Kreves	Kreves
CC/RC3	PKK3	Kreves	Kreves	Kreves
CC/RC4	Skal spesifiseres	Kreves	Kreves	Kreves

### Geoteknisk kategori

Geoteknisk kategori (GK) gir føringer på omfang av arbeid under planlegging, bygging og drift av prosjektet. Geoteknisk kategori skal angis i henhold til Eurokode 7 [4]. I veileder til Eurokode 7 [6] er geoteknisk kategori definert som en funksjon av vanskelighetsgrad og pålitelighetsklasse, se Tabell 2-3. Vanskelighetsgraden avhenger av grunnforholdenes kompleksitet og type prosjekt, og klassifiseres som angitt i

Tabell 2-4.

Tabell 2-3: Definisjon av geoteknisk kategori [6].

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

\* Vurderes særskilt

Tabell 2-4: Klassifisering av vanskelighetsgrad [6].

Vanskelighetsgrad	Beskrivelse
Lav	Oversiktlige og enkle grunnforhold eller et prosjekt som er lite påvirket av grunnforholdene. Ingen eller bare enkle grunnundersøkelser kreves for å fastlegge eventuelle nødvendige geotekniske parametere. Tilfredsstillende erfaringer fra tilsvarende grunnforhold og konstruksjoner kan dokumenteres.
Middels	Uoversiktlige eller vanskelige grunnforhold og et prosjekt som er påvirket av grunnforholdene. Metoder for fastleggelse av grunnforhold og for dimensjonering er godt utviklet. Tilfredsstillende erfaringer fra tilsvarende grunnforhold og konstruksjoner kan dokumenteres.
Høy	Uoversiktlige eller vanskelige grunnforhold og et prosjekt som er påvirket av grunnforholdene. Metoder for fastleggelse av pålitelige parametere eller for dimensjonering er lite utviklet. Bare begrensede erfaringer fra tilsvarende grunnforhold og konstruksjoner kan dokumenteres.

#### Fastsettelse av pålitelighetsklasse/geoteknisk kategori

For denne tunnelen er det generelt rimelig oversiktlige grunnforhold. Berggrunnen ligger i stor grad i eller nær overflaten, det er god overdekning og bergarter som erfaringsmessig ikke gir unormalt krevende driveforhold. Tunnelen går under utmark med skog, samt et område med gårder. Ettersom det finnes en eksisterende tunnel parallelt med nytt løp med detaljert dokumentasjon om grunnforholdene anses forholdene som relativt oversiktlige og forutsigbare. Forskjæringene har høyde på mer enn 10 m. Følgende forhold gir økt risiko:

- Påhugg øst ved Rørdal med sakset påhugg og smal bergstappe inntil eksisterende tunnel.
- Nytt løp krysser nær Vatlandsvannet
- Driving av nytt tunnellop ved siden av eksisterende tunnel i drift.

Pålitelighetsklassen for tunnelen vurderes å være generelt i klasse 2 til 3, mens påhuggene til klasse 3. Vanskelighetsgraden er vurdert til høy ved påhuggsområde sør og middels i tunneltraséen for øvrig.

Med bakgrunn i ovenstående plasseres hele tunnelen inkl. forskjæringer i følgende:

- Pålitelighetsklasse/konsekvensklasse 3
- Prosjekteringskontrollklasse PKK3
- Geoteknisk kategori 3

For tunnelen benyttes prosjektering ved beregning, prosjektering ved konstruktive tiltak og observasjonsmetoden. Erfaring, normal praksis og etablerte klassifiseringssystem benyttes for å oppnå tilfredsstillende stabilitet.

Det skal utføres egenkontroll, intern systematisk kontroll, samt utvidet kontroll av prosjektering.

#### Sikkerhet mot skred

Sikkerhet mot skred er omtalt i Vegnormal N200 [9]. Basert på samlet skredsannsynlighet pr. km vei og dimensjonerende trafikkmengde skal det velges sikkerhetsnivå (restrisiko), iht. Tabell 1.12 i N200, gjengitt i Tabell 2-5. Restrisikoen skal være lavere enn tolererbar skredsannsynlighet og bør være lavere enn akseptabel skredsannsynlighet gitt i Tabell 2-5. I valg av endelig sikkerhetsnivå skal det legges vekt på skredintensitet og skadepotensiale fra skred, konsekvenser av stengt vei regionalt og lokalt, samt kostnader for å oppnå ulike sikkerhetsnivå.

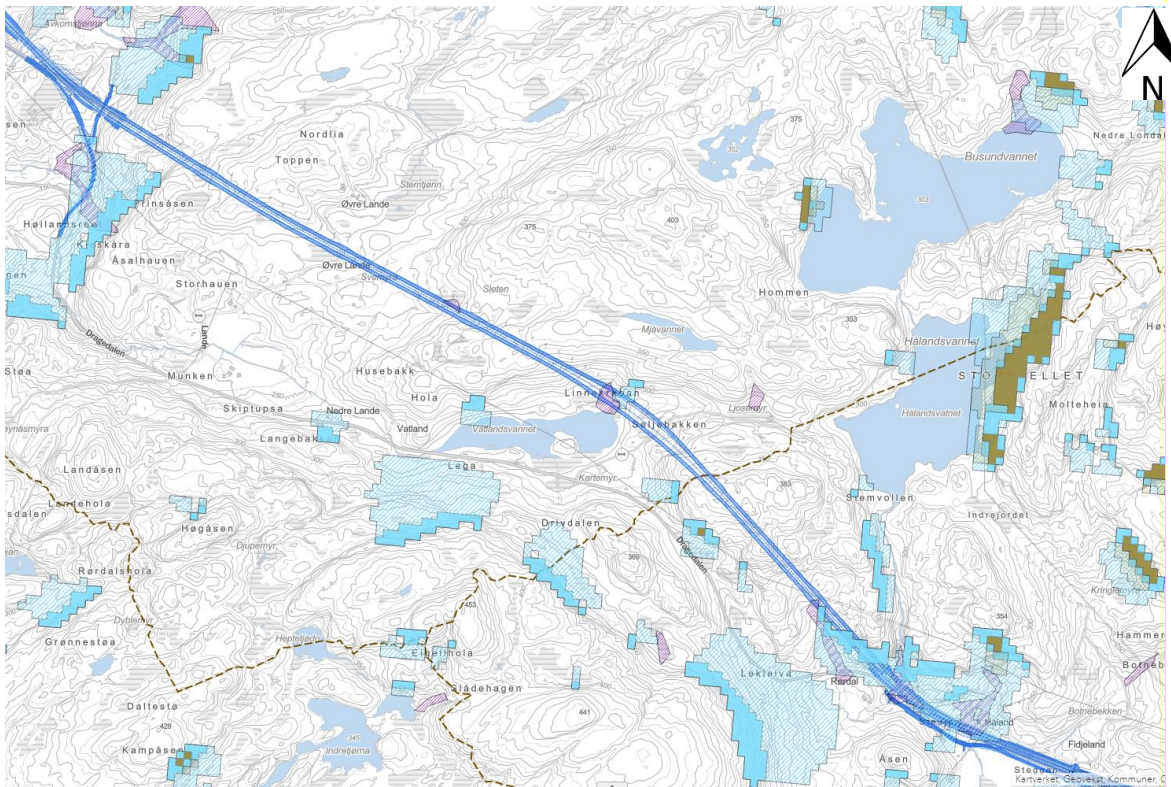
Ved framskriving av trafikkmengde neste 20 år er ÅDT for prosjektet oppgitt til <12.000. ÅDT for hovedveien ligger helt i grensesjiktet mellom  $\leq 1/300$  og  $\leq 1/1000$ , og det er derfor lagt til grunn at veianlegget ikke skal ha større årlig nominell sannsynlighet for skred enn  $1/1000$  (Tabell 2-5). For utdypende vurderinger angående fastsettelse av tillatt skredsannsynlighet henvises det til rapport for skred [13].

Tabell 2-5: Matrise som angir sikkerhetskrav for skredsannsynlighet på vei [9].

Dimensjonerende trafikkmengde	Samlet skredsannsynlighet per km og år
< 500	1/20
500 – 3999	1/50
4000 – 5999	1/100
6000-11999	1/300
$\geq 12000$	1/1000

Figur 2-6 viser aktsomhetskart for steinsprang, snøskred og jord- og flomskred. Forskjæring ved Rørdal ligger innenfor aktsomhetssone for snøskred, jord- og flomskred. Vestlig forskjæring ligger utenfor aktsomhetssone for alle typer skred, men innenfor hensynssone for snøskred basert på kartlegging av Sweco. For utdypende vurderinger av skredfare ved påhuggene henvises det til kapittel 5.2.1 og 5.2.2, samt fagrapport for skred [13].





Figur 2-6: Aktsomhetskart for steinsprang (grønn farge), snøskred (lysblå farge) og jord- og flomskred (lilla farge).

### 3 Grunnlag og utførte undersøkelser

#### 3.1 Tidligere faser/undersøkelser

Gjeldende veilinje ble anbefalt av Nye Veier gjennom en silingsprosess i 2021. Prosjektet gikk direkte over i detaljreguleringsfase i 2022.

##### Kommunedelplan Statens vegvesen 2018

Det er utarbeidet kommunedelplan for ny motorvei gjennom samme område (E39 Lyngdal vest til Ålgård) hvor det lå til grunn gjenbruk av eksisterende E39 på strekningen [14]. I fb. KDPen ble det ikke utført grunnundersøkelser eller feltarbeid.

##### Mulighetsstudie Nye Veier 2020

Norconsult gjennomførte mulighetsstudie av ny motorvei på strekningen (Røyskår til Lølandsvatnet) [15]. Det ble vurdert et hovedalternativ med fjordkryssing ved Diganes på nordsiden av fjorden.

#### 3.2 Nærliggende anlegg

Dagens E39 på strekningen ble ferdigstilt i 2006 som et OPS prosjekt med Allfarvei/Veidekke som entreprenør og driftsansvarlig. Grunnlag fra tunnelene på dagens E39 (Vatlandstunnelen, Oppoftetunnelen, Teistedalstunnelen og Fedaheitunnelen) er relevant å benytte i vurderingene.

Det foreligger tunnelkartleggingsskjema (bergmassekvalitet, hovedsprekker /soner, utført sikring/injeksjon), tunneloppfølgingsnotat, ingeniørgeologisk kart, utført vann- og frostsikring, ingeniørgeologisk rapport til byggeplan, inspeksjonsrapporter, samt bergmekaniske tester fra byggefasen. Sweco har hatt muntlig kommunikasjon med Veidekke om erfaringer fra bygging av eksisterende E39 på strekningen [16].

Eksisterende to-felts Vatlandstunnel som ble bygget i 2004 vil fungere som fremtidig vestgående tunnellop for ny Vatlandstunnel. Tunnelkartleggingsskjema fra tunnelen som viser bergmassekvalitet, hovedsprekker/soner og utført sikring, samt bergmekaniske tester fra byggefasen er benyttet i vurderingene for nytt løp.

I forbindelse med prosjekteringen av eksisterende Vatlandstunnel ble det utført kjerneboring gjennom svakhetssone ved Vatlandsvannet med vanntapsmåling i 2002 som viste moderate vannmengder. I borchullet er det registrert lys grå granodiorittisk gneis [16].

### 3.3 Kart- og bildedatabaser

Følgende grunnlagsmateriale er benyttet til forberedelse av feltarbeid og utforming av ingeniørgeologisk rapport:

- Berggrunnskart fra NGU i 1:250.000-skala og 1:50.000-skala [17]
- Kvartærgeologisk kart fra NGU [18].
- Grunnvannsdatabase GRANADA fra NGU [19].
- Skredhendelser og aktsomhetskart fra NVE [20].
- Vegkart, database hos Statens vegvesen [21].
- Aktsomhetskart for Radon fra NGU [22].
- Nettbasert kartverktøy: «Norgebilder», «Norgei3D», «Norgeskart», «Google Maps».
- GEODATA – Grunnlagkart i WMS-løsning av tilgjengelige kartdata fra kartverket [23].
- Kart over naturtyper, miljøstatus fra Miljødirektoratet [24].

### 3.4 Utførte undersøkelser i reguleringsplanfasen

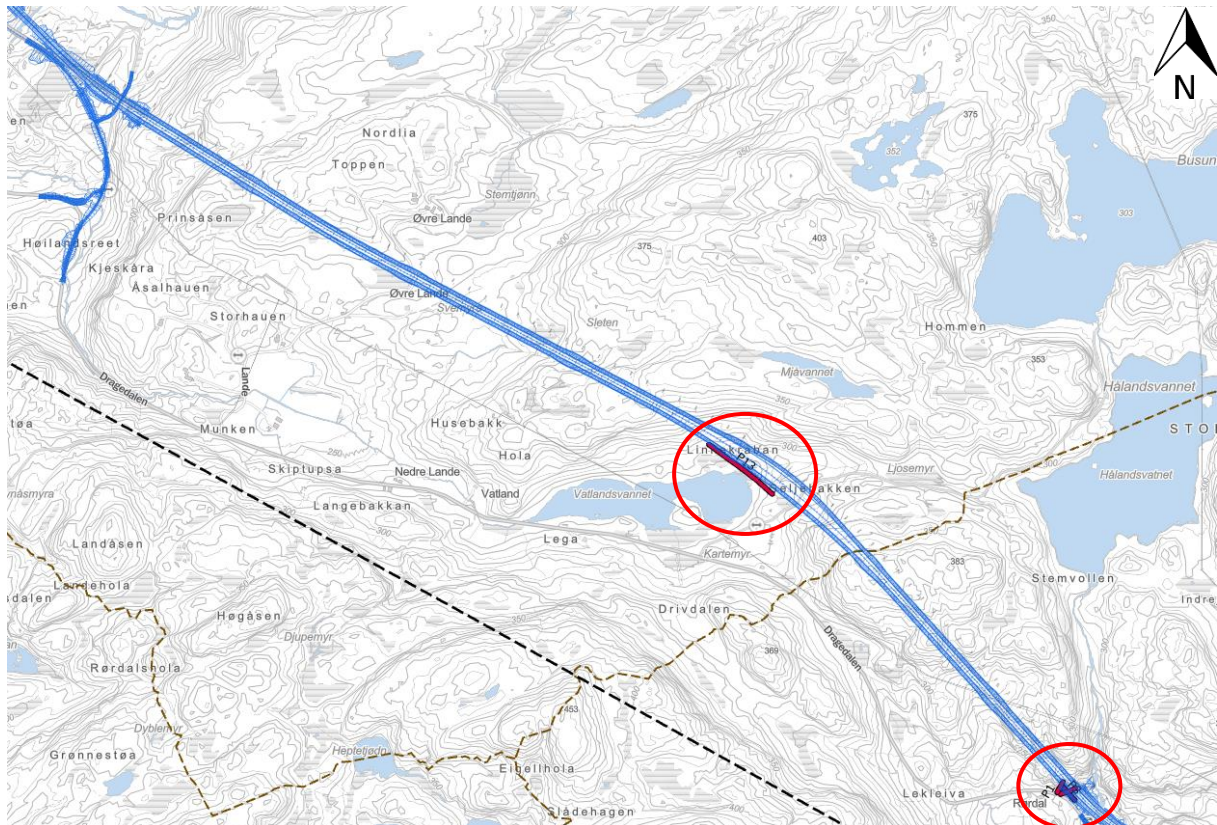
#### 3.4.1 Feltarbeid

I april 2022 ble det gjennomført befaringer med ingeniørgeologisk kartlegging av påhuggsområdene. ArcGIS programvare (Collector) med innlagt veilinje er anvendt på mobil/tablet i felt. Svakhetssoner, bergarter og sprekkemålinger ble registrert. Sprekkekartlegging ble utført med kompass og tablet.

Det er utarbeidet egen skredfarerapport for prosjektet som blant annet omtaler påhuggsområdene til Vatlandstunnelen [25]. Det er gjennomført eget feltarbeid for skredrapporten.

### 3.4.2 Refraksjonsseismikk

Geomap har utført refraksjonsseismikk i perioden juli-august 2022 [26]. Det er målt langs tre profiler ved forskjæring/påhugg øst og ett profil ved Vatlandsvannet for å undersøke løsmassemektighet og bergkvalitet. Områder med utført refraksjonsseismikk er vist i Figur 3-1. Se Vedlegg 4 for plassering av profiler med hastigheter.

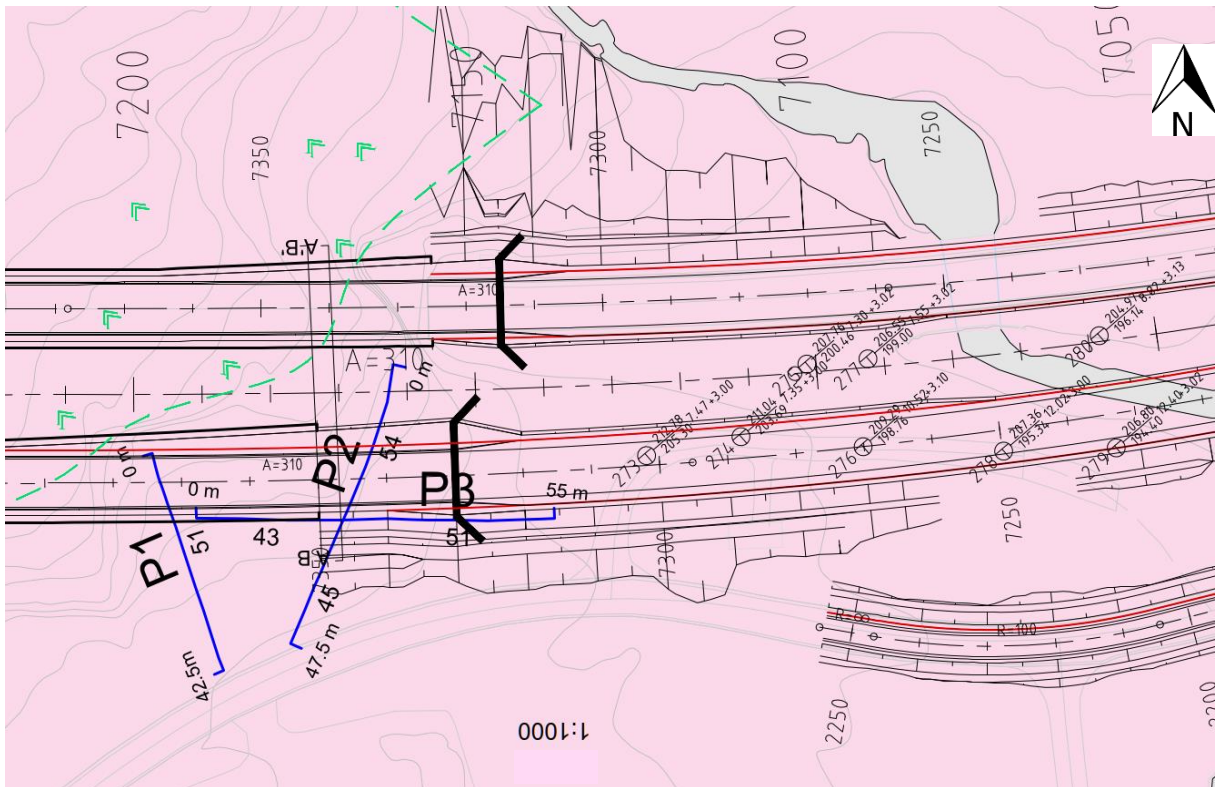


Figur 3-1: Områder med utført refraksjonsseismikk markert med rødt.

### 3.4.3 Totalsonderinger

Det er utført et stort antall totalsonderinger for dagsoner øst og vest for tunnelpåhuggene. Totalsonderingene ved østre påhugg er boret i området ca. 20 m SØ for forskjæringen, se Figur 3-2.

Se Vedlegg 4 for plassering av borpunkter med resultater. Mer detaljert informasjon om grunnboringene og løsmassenes egenskaper er gitt i geoteknisk rapport.



Figur 3-2: Totalsonderinger ved østre påhugg. Utført refraksjonsseismikk er vist med blå markering.

### 3.4.4 Kjerneboringer

I forbindelse med prosjekteringen av eksisterende Vatlandstunnel ble det utført et kjerneborehull i bruddsonen ved Vatlandsvatnet. Borkjernene viste det deler av bergmassen var relativt kraftig omdannet, med sekundære mineraler som kloritt og epidot. Resultatene ga Q-verdier som klassifiseres som middels til godt tunnelberg. Bruddsonen anses å ikke gå ned på tunnelnivå [16]. Det er ikke utført kjerneboringer i denne planfasen av prosjektet.

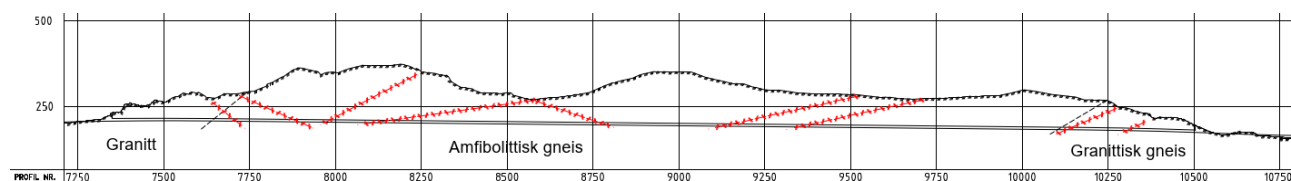
## 4 FAKTA-DEL

### 4.1 Topografi

Området langs tunnelinjen er kupert, og terrenget ligger mellom kote ca. +200 og kote ca. +380. Flere mindre søkk i terrenget har stort sett NØ-liggende retning. En noe større forsenkning med retning Ø-V strekker seg mellom Vatlandsvannet og Hålandsvatnet. Et utsnitt fra lengdeprofilen av tunnelen er vist i Figur 4-1. Profil og lengdesnitt av tunnelen er vist i Vedlegg 4.

Tunnelsålen går på synk med 1,02 % helning mellom ca. kote +210 ved påhugg øst og ca. kote +180 ved påhugg vest. Terrenget over tunnelen de første ca. 25 m innenfor påhugg øst ligger på ca. kote +225 til +243 og på ca. kote +220 de siste ca. 50-60 m innenfor påhugg vest. Terrenget langs resten av tunnelen varierer fra kote +270 til +370. Tunnelens høyeste strekninger ligger ved Hesthei og Torveheia. Tunnelens laveste strekninger ligger under Seljebakken ved Vatlandsvannet og Sveimyra/Lande.

Bortsett fra ved påhuggene har tunnelen ca. 50 - 170 m overdekning. Terrenget stiger bratt etter østre påhugg, men ved vestre påhugg er terrenget noe slakere og de siste 100 m av tunnelen frem til vestre påhugg er overdekningen < 50 m.



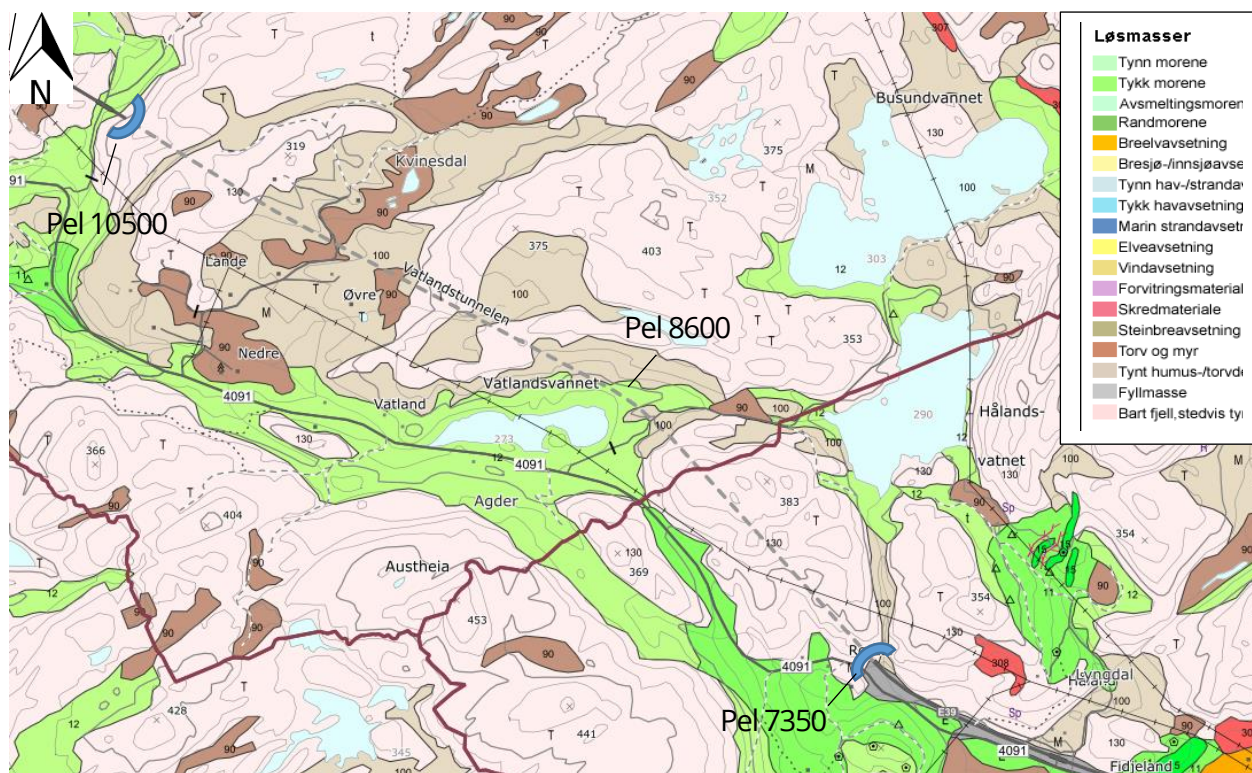
Figur 4-1: Lengdesnitt av tunnelen fra øst mot vest.

### 4.2 Kvartærgeologi og løsmasser

NGU sitt kvartærgeologisk kart over området er vist i Figur 4-2. Kartet viser at løsmassene i området domineres av bart fjell med partier med tynt humus-/torvdekke og to mindre partier med torv og myr rett over tunnelen, samt tynn morene øst for Vatlandsvannet. Det er registrert morene langs Dragedalen. Prosjektområdet ligger over marin grense.

Myrsøkk over det nye østgående tunnellopet er kartlagt ved følgende profiler:

- 8430-8470 Seljebakken
- 8560-8670 Linnekraban-Vatlandsvatnet
- 9260-9320 Sletten
- 9640-9770 Lande
- 9940-9960
- 10170-10230
- 10380-10400

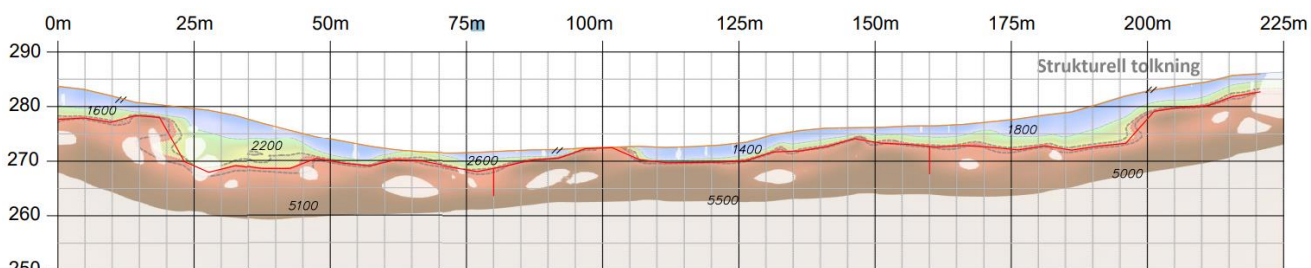


Figur 4-2: Løsmassekart, NGU. M1:250.000. Stiplet linje=tunnel.

I påhuggsområdet på østlig side er det observert urmasser og blokker hvor påhugget skal etableres. Refraksjonsseismiske profiler (P1, P2, P3) indikerer at urmassene har en mektighet på opp mot 7 m [26].

Ved det vestre påhugget er det registrert tynt løsmassedekke og bart berg i området hvor påhugget skal etableres.

Mellom pel 8550 og 8650 går det nye østgående tunneløpet nord-øst for Vatlandsvannet minimum 20 m avstand til vannet. Refraksjonsseismisk profil (P13) indikerer løsmasse-tykkelse på opp mot 4 m langs vannet. Tunnelen har en overdekning > 50 m på denne strekningen.



Figur 4-3: Utklipp fra refraksjonsseismikk profil 13, fra ca. pel 8500 til 8720.

For utdypende beskrivelser av de geotekniske forholdene henvises det til de geotekniske vurderingsrapportene for delområde 2 [27], samt delområde 3 og 4 [28].

### 4.3 Berggrunnsgeologi

Berggrunnen i sørvest-Norge består hovedsakelig av grunnfjellsbergarter av prekambrisk alder (jordas urtid). Bergarter har forskjellig opprinnelse og alder, og er i varierende grad blitt utsatt for tektonisk påvirkning. Beskrivelsen av regionalgeologien i planområdet er basert på kartblad for Mandal i målestokk 1:250 000, se Figur 4-4 [29]. Dette er basert Torgeir Falkums sammenstilling av geologisk kartlegging utført i årene 1964-1978. Det digitale berggrunnskartet fra ngu.no avviker noe fra kartbladet for Mandal, som det digitale berggrunnskartet er basert på. De to berggrunnskartene er identiske bortsett fra at det som er kartlagt som granittiske gneiser på Mandal kartbladet er betegnet som granodioritt på det digitale berggrunnskartet. Registreringer i felt og eksisterende Vatlandstunnel bekrefter at bergarten er granittisk gneis og ikke granodioritt. Prosjekteringsrapport for eksisterende Vatlandstunnel betegner bergarten som granodiorittisk gneis.

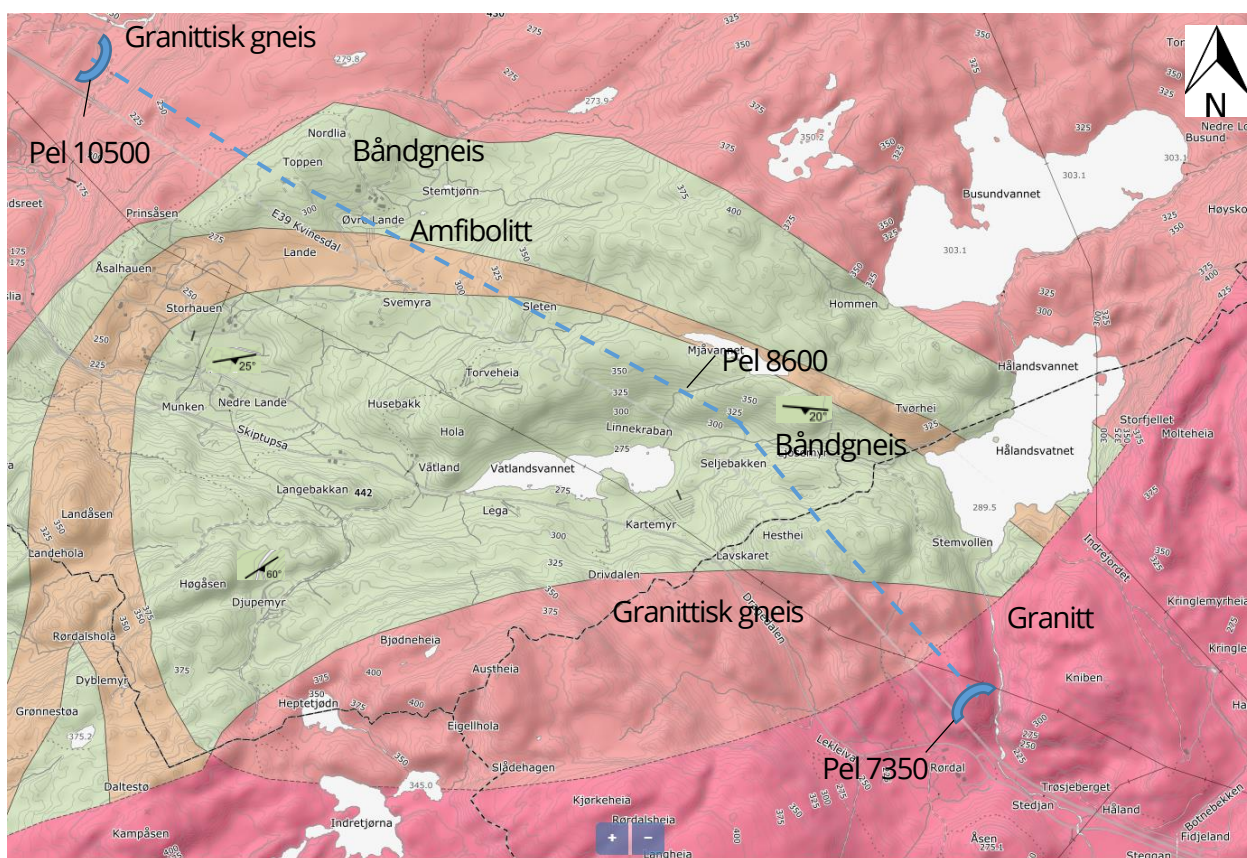
Berggrunnsgeologien i områdene hvor Vatlandstunnelen er lokalisert, er dominert av grunnfjellsbergarter i gneis-migmatittkomplekset «Agderkomplekset». Agderkomplekset består av de eldste bergartene i planområdet, som omfatter migmatittiske båndgneiser, granittiske gneiser og øyegneiser med mindre mengder av andre bergarter. Dette gneisgrunlaget ble dannet i forbindelse med den svekokarelske fjellkjededannelse for 2 milliarder år siden. I forbindelse med den svekonorvegiske fjellkjededannelse for 1200 millioner år siden (varte i omtrent 350 millioner år), steg temperaturen og bergartene ble omkrystallisert til amfibolittfaciesgneis, amfibolitt, kvartsitt, marmor og granat-cordieritt-sillimanitt-gneis. Noe senere ble området gjennomgått av granittbatholitter. Yngre granittiske dypbergarter utgjør en gruppe granitter som er trengt inn i de omgivende bergarter etter at deformasjonsbevegelsene stanset (antatt 1000 millioner år siden). Batholittene har blitt deformert og omdannet siden de trengte inn i Agderkomplekset. Basert på berggrunnskartet i Figur 4-4 forekommer følgende bergarter langs tunnelen, sett fra øst mot vest.

- Granitt. Kartlagt som granittisk gneis i eksisterende tunnel.
- Granittiske gneiser, varierende fin- til middelskornete kvarts- og feltspatrike gneiser.
- Båndgneis, stedvis migmatittisk (amfibolitt, biotittgneis i bånding med lys gneis, stedvis granat-sillimanitt-cordieritt biotittgneis og tynne lag av kvartsitt). Kartlagt i eksisterende tunnel som Amfibolitt gneis.
- Amfibolitt (Piroxenamfibolitt). Kartlagt i eksisterende tunnel som Amfibolitt/biotitt gneis.
- Båndgneis. Kartlagt i eksisterende tunnel som Amfibolitt/biotitt gneis.

Basert på berggrunnskartet vist i Figur 4-4 vil de første ca. 300 m tunnelen fra påhugg øst til ca. pel 7630 ligge i relativ massiv hornblendegranitt tilhørende de granittiske dypbergartene. På kartleggings skjema fra eksisterende Vatlandstunnel er det ikke kartlagt granitt i tunnelen, men de første 330 m av tunnelen fra påhugg øst er kartlagt som granittisk gneis. På feltbefaring ble bergarten ved det østlige påhugget kartlagt å være granitt, se Figur 4-5. Basert på berggrunnskartet vil tunnelen komme over i Agderkomplekset, der den starter i granittisk gneis med granittårer de neste ca. 300 meterne frem til ca. pel. 7930. Mesteparten av tunnelen fra ca. pel. 7930 - 10100 ligger i båndgneis som krysser en sone med amfibolitt ifølge berggrunnskartet. Ved det vestlige påhugget ble det kartlagt granittisk gneis i felt (Figur 4-6), som stemmer overens med berggrunnskartet.

På kartleggingsskjema fra eksisterende Vatlandstunnel er det stort sett kartlagt Amfibolitt gneis i tillegg til amfibolitt/biotitt gneis i mesteparten av tunnelen. Den siste delen av tunnelen frem til påhugget i vest består av granittisk gneis. Pelnummer er basert på planlagt østgående tunnellop. Bergartsfordeling på tegninger V1100-1107 i vedlegg 4 er basert på kartleggingsskjema i eksisterende Vatlandstunnel samt befaring av påhuggsområdene. Bergartsfordelingen i tegningene avviker derfor noe med bergartsfordelingen i Figur 4-4.

Det er ikke registrert mineralressurser i berggrunnen ifølge databasene til NGU.



Figur 4-4: Berggrunnskart N250 [17]. Eksisterende Vatlandstunnel inntegnet med blå stiplet linje.





Figur 4-5: Bilde av bergarten (Granitt) ved det østlige påhugget.



Figur 4-6: Bilde av bergarten (Granittisk gneis) ved det vestlige påhugget.

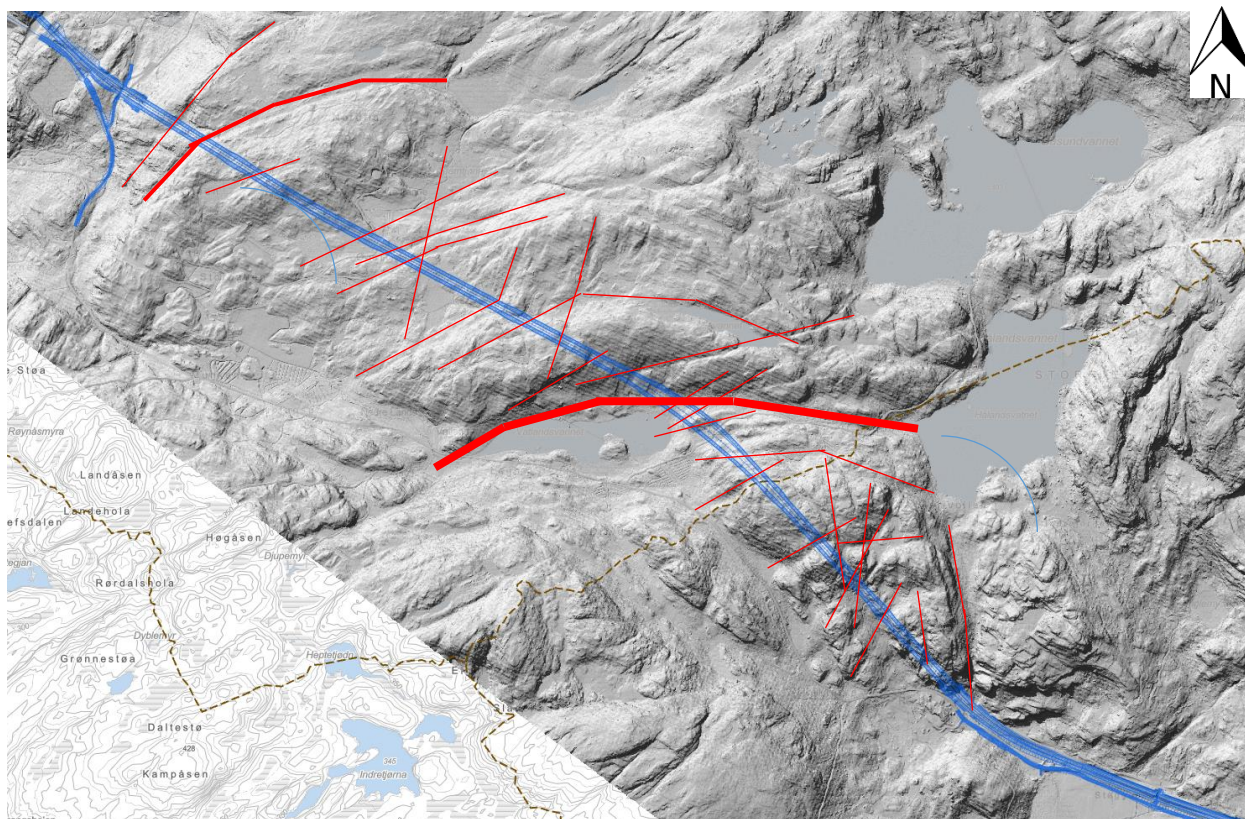
## 4.4 Strukturgeologi

### 4.4.1 Lineamenter og svakhetssoner

Det er utført lineamentstudie i området ved hjelp av skyggerelieffkart, topografiske kart og studie av figurer og kart i referanse [14] og [16]. En oversikt over de tolkede lineamentene er vist i Figur 4-7. Buete lineamenter i figuren har slakt fall mot sør og treffer tunneltraséen et stykke fra inntegnet lineament i terrenget, avhengig av overdekningen. Det er i hovedsak to lineamentsretninger som er kartlagt i området. Den mest fremtredende er langs bergmassens foliasjonsretninge NØ-SV til Ø-V og med fall mot sørøst til sør. Det andre har strøkretning N-S og har steilt fall.

I den ingeniørgeologiske rapporten for den eksisterende Vatlandstunnelen [16] er det beskrevet at utført kjerneborehull i bruddsonen ved Vatlandsvannet viser at deler av bergmassen er relativt kraftig omdannet, med sekundære mineraler som kloritt og epidot.

Basert på tunnelkartleggingskjema fra den eksisterende Vatlandstunnelen [16] krysser tunnelen 9 svakhetssoner. Hovedsakelig skjærer svakhetssonene tunneltraséen med stor vinkel og NØ-SV retning, men noen av disse har også forholdsvis spiss vinkel med retning ØSØ-VNV og vil kunne følges over mange tunnelmetere. Sonene treffer eksisterende tunnel med varierende helninger, hvor de mektigste sonene har slakt fall ned mot 20-30°. En ytterligere beskrivelse av registreringene fra eksisterende tunnelkartleggingskjema er gjort i kapittel 4.4.3.



Figur 4-7: Skyggerelieffkart over prosjektområdet med påtegnet lineamenter (rød markering).

#### 4.4.2 Strukturer, foliasjon og oppsprekking

Det ble utført sprekkemålinger langs tunneltraséen for eksisterende Vatlandstunnel i forbindelse med OPS prosjektet, beskrevet i ingeniørgeologisk rapport fra 2004 [16]. I rapporten står følgende beskrevet (kursiv):

I overveiende grad vil hovedoppsprekkingen (foliasjonen) stryke NØ-SV.

I granitten i øst er det i terrenget registrert 3 hovedsprekkeretninger:

- NØ-SV/steilt fall mot sør
- NNV-SSØ/steilt fall mot øst og vest
- NNØ-SSV/steilt fall mot øst

I den granodiorittiske gneisen er det registrert 3 sprekkesett:

- NØ-SV/steilt fall begge veier
- ØSØ-VNV/steilt fall mot nord
- Ø-V/flatliggende sprekker parallelt foliasjonen

I båndgneisen er det registrert 4 sprekkesett:

- NNØ-SSV/steilt fall mot øst og vest
- NV-SØ/steilt fall begge veier
- Ø-V til ØSØ-VNV/steilt fall mot nord
- Ø-V til ØSØ-VNV/flatliggende sprekker

I den granittiske gneisen i slutten av tunnelen er det registrert 3 sprekkesett:

- VNV-ØSØ/steilt fall
- N-S/steilt fall mot øst
- N-S/flatliggende sprekker parallelt foliasjonen.

Sweco har også utført sprekkemålinger av påhuggsområder i 2022. Målingene er utført ved å måle fall/fallretning til sprekkeplanet. Vedlegg 2 viser polplott og sprekkeroser av utførte sprekkemålinger. Tabell 4-1 og Tabell 4-2 viser beskrivelse av de målte sprekkesettene.

Tabell 4-1: Kartlagte sprekkesett ved Vatlandstunnelen påhugg øst

Sprekkesett	Fall/fallretning	Kommentar
SØ1 (1m)	70-90°/110-130°	Sprekkesett med strøkretning normalt på tunnelaksen. Stedvis åpne sprekker med avløste blokker, se Bildevedlegg 1. Ikke observert sprekkefyll. Ru og plan overflate, typisk sprekkeavstand varierer mellom 0,5 – 2 m.
SØ2 (2m)	80-90°/210-230°	Steilt sprekkesett med strøkretning parallelt med tunnelaksen. Ikke observert sprekkefyll, men noe overflateforvitring på sprekkeplan i dagen. Ru og plan overflate, sprekkeavstand 1 – 5 m.
SØ3 (3m)	40-50°/120-140°	Sprekkesett med slakt fall ut mot påhuggsflaten, omtrentlig samme strøkretning som SØ1. Stedvis åpne sprekker. Ikke observert sprekkefyll. Ru og plan overflate. Sprekkeene er mer sporadiske, typiske avstander mellom 2-10 m.

Tabell 4-2: Kartlagte sprekkeseett ved Vatlandstunnelen påhugg vest

Sprekkesett	Fall/fallretning	Kommentar
SV1 (1m)	80-85°/180-190°	Steile sprekker med strøkretning semi-parallelt med tunnelaksen. Ikke observert sprekkefyll. Ru og plan overflate, typiske sprekkeavstander mellom 1-3 m.
SV2 (2m)	60-80°/110-120°	Sprekker med fall inn i påhuggsflaten og sammenfaller med foliasjonen. Ikke observert sprekkefyll. Ru og plan overflate, typiske sprekkeavstander mellom 2-5 m.
SV3 (3m)	40-50°/290-300°	Sprekker med slakt fall ut av påhuggsflaten, følger terrenget. Ikke observert sprekkefyll. Ru og undulerende overflate. Typiske avstander mellom 1-3 m.

#### 4.4.3 Sprekker og svakhetssoner i eksisterende Vatlandstunnel

Det foreligger ingeniørgeologisk kartleggingsskjema fra eksisterende Vatlandstunnel [16]. Skjemaene viser sprekker og slepper og bergsikring i tunnelen.

De fleste sprekkekartlagte i eksisterende tunnel har strøk NØ-SV parallelt foliasjonen. De fleste sprekke i den granittiske gneisen i de første ca. 330 m av tunnelen har middels fall ca. 30-60° mot NV. I mesteparten av tunnelen som ligger i bergart som er kartlagt som amfibolitt gneis og amfibolitt/biotitt gneis har sprekke slakt fall ca. 15-30° mot SØ. I siste ca. 380 m av tunnelen som ligger i granittisk gneis har sprekke middels fall 30-60° mot NV.

Tabell 4-3 viser svakhetssonene som er kartlagt i eksisterende tunnel og hvor de forventes å treffe i det nye tunneløpet. Disse sonene er tegnet inn i plan og profil på de ingeniørgeologiske tegningene for Vatlandstunnelen i Vedlegg 4.

Tabell 4-3: Kartlagte svakhetssoner med pelnummer i eksisterende tunnel og pelnummer hvor sonene forventes å treffe ny tunnel.

Sone nr.	Pel.nr eks. løp fra kartleggings-skjema	Eks. løp nytt pel nr.	Fall [°]	Fallretning [°]	Strøk [°]	Pel nr. hvor sonen forventes å treffe nytt løp.
1	16635	7785	80	244	154	7730
2	16665	7815	60	23	113	7900
3	16835	7985	35	188	98	8035
4	16950	8100	20	188	98	8150
5	17620	8770	20	310	40	8775
6	18010	9160	15	113	23	9155
7	18225	9375	20	129	39	9375
8	18970	10120	40	173	83	10155
9	19185	10335	40	117	27	10330

I

Tabell 4-4 er det gitt en mer detaljert beskrivelse av de enkelte sonene kartlagt i eksisterende Vatlandstunnel og egenskapene til disse som er beskrevet i kartleggingsskjema fra byggetiden.

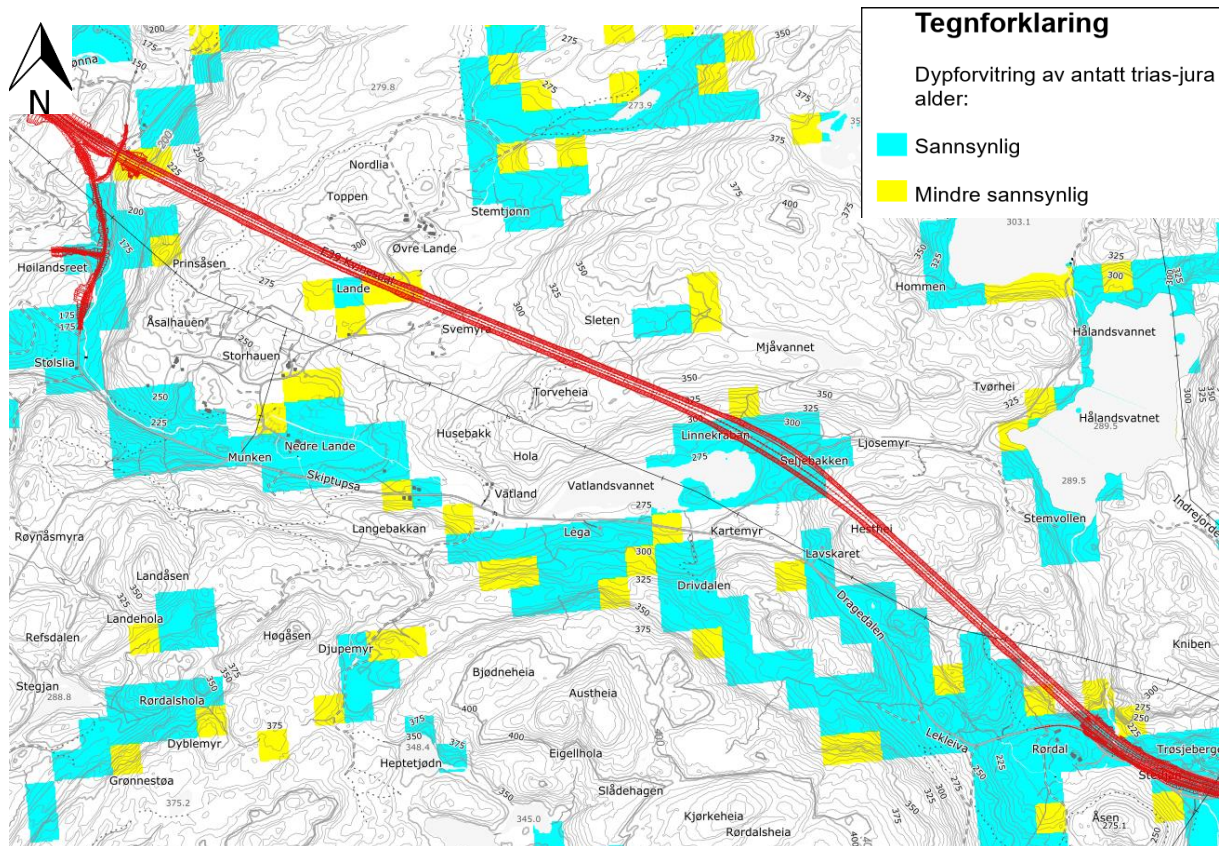
Tabell 4-4: Kartlagte svakhetssoner i eksisterende tunnel.

Sone nr.	Fall	Strøk	Mektighet	Kommentar
1	80° mot SV	NV - SØ	2-3 m	Sone med leire og noe vannsig
2	60° mot NNØ	ØSØ - VNV	2 m	Knusningssone med leire
3	35° mot S	Ø - V	3-4 m	Leir- og kloritt sone med oppsprukket berg-masse og noe rinnende vann fra hengen
4	20° mot S	Ø - V	3-4 m	Leir- og kloritt sone med oppsprukket bergmasse i grensesnittet og utfall i hengen. Installert armert betongbue.
5	20° mot NV	NØ - SV	1-2 m	Flat leirsone med rennende vann fra hengen
6	15° mot ØSØ	NNØ - SSV	1 m	Flat leirsleppe med utfall i hengen
7	20° mot SØ	NØ - SV	2 m	Knusningssone med 3 cm leire og kileutfall i hengen
8	40° mot S	Ø - V	3-4 m	Leirsone med med oppsprukket bergmasse i grensesnittet og utfall i hengen. Rennende vann fra hengen 3 l/min
9	40° mot ØSØ	NNØ-SSV	2-3 m	Sone med leire og utfall i heng. Det ble målt svelletrykk på 0,18 MPa av leirmaterialet, som indikerer moderat svelling.

#### 4.4.4 Dypforvitring

Dypforvitring, der dette forekommer i svakhetssoner eller som svake bergartslag, kan skape problemer for veianlegg i berg, både i anleggsperioden men også i løpet av tunnelens levetid. Dette har man flere eksempler på fra Østlandsområdet, blant annet fra Lieråsen jernbanetunnel og Hanekleivtunnelen på E18 [14].

NGU har utført AMAGER-undersøkelser (AeroMagnetiske og Geomorfologiske relasjoner) for å utarbeide aktsomhetskart for mulig dypforvitring [30]. Kartene indikerer stort sett at alle større forsenkninger i topografien kan være påvirket av dypforvitring. Basert på dypforvitringsskart over tunneltraséen (Figur 4-8) kan det forekomme dypforvitringssoner ved det østre tunnelpåhugget (Rørdal) og en større sone nordøst for Vatlandsvannet, hvor det er lav overdekning og myrsøkk.

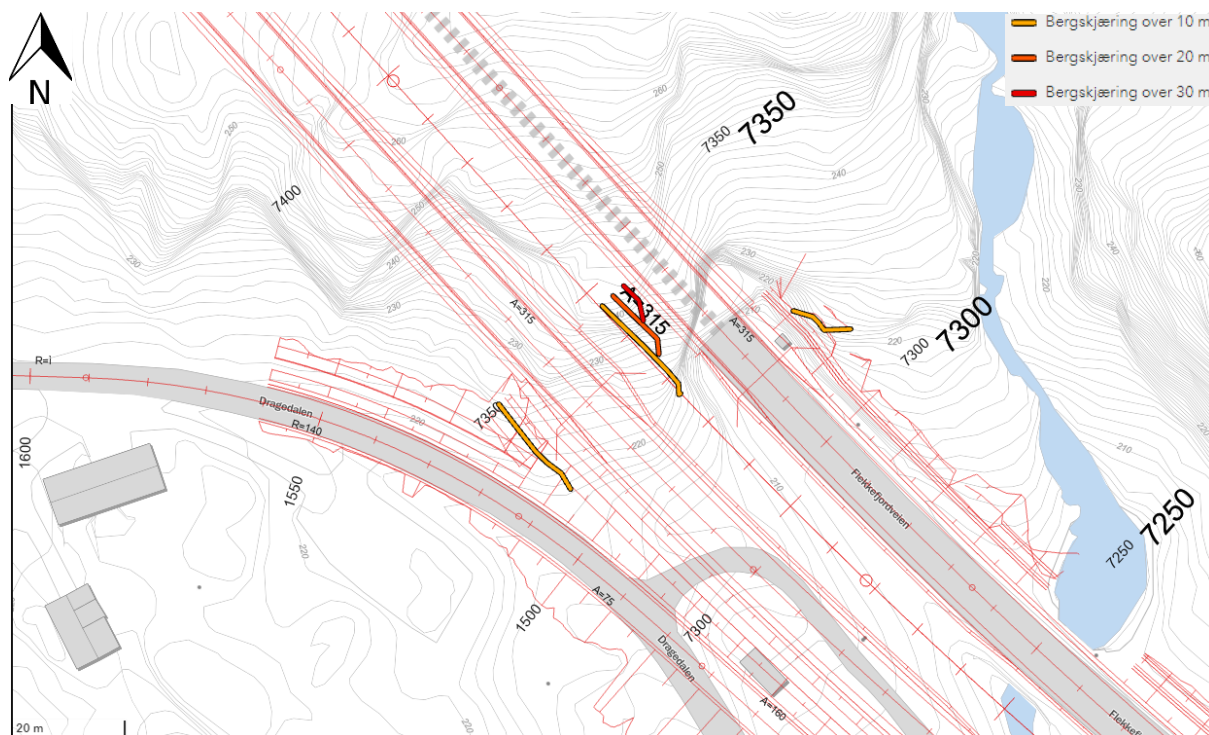


Figur 4-8: Kart med AMAGER-undersøkelse som indikerer dypforvitring [29].

## 4.5 Påhuggsområder

### 4.5.1 Påhugg/forskjæring øst ved Rørdal

Påhugget ved Rørdal er planlagt parallelt på sør-vest siden av den eksisterende Vatlandstunnelen, se oversikt i Figur 4-9 og bilde av området i Figur 4-10. Terrenget ved planlagt påhuggsplassering heller ca. 30-40° mot sørvest. Det er to brattskrenter her som står vinkelrett på hverandre ca. 30 m etter påhuggsflaten sett i tunnelens lengderetning, se Bildevedlegg 2. Det blir til sammen ca. 65 m skjæring med høyder over 10 m, påhugg og forskjæring inkludert.



Figur 4-9: Oversikt over bergskjæring med høyde over 10 m for påhugg øst.

Basert på NGUs løsmassekart er det bart berg i området hvor påhugget er planlagt etablert. Etter feltbefaring ble det avdekket at det er urmasser og blokker i dette området. Der hvor terrenget stiger videre over den eksisterende Vatlandstunnelen ble det observert bart berg. Det er utført 3 linjer med refraksjonsseismikk ved påhuggsområdet for å undersøke dybde til berg. Utklipp fra seismikkprofilene er vist i Figur 4-12 - Figur 4-13, og plasseringen er vist i Figur 3-2. Resultatene indikerer at urmassene har en mektighet på opp mot ca. 7 m. For utfyllende informasjon av resultatene fra refraksjonsseismikken henvises det til rapporten fra Geomap [26].

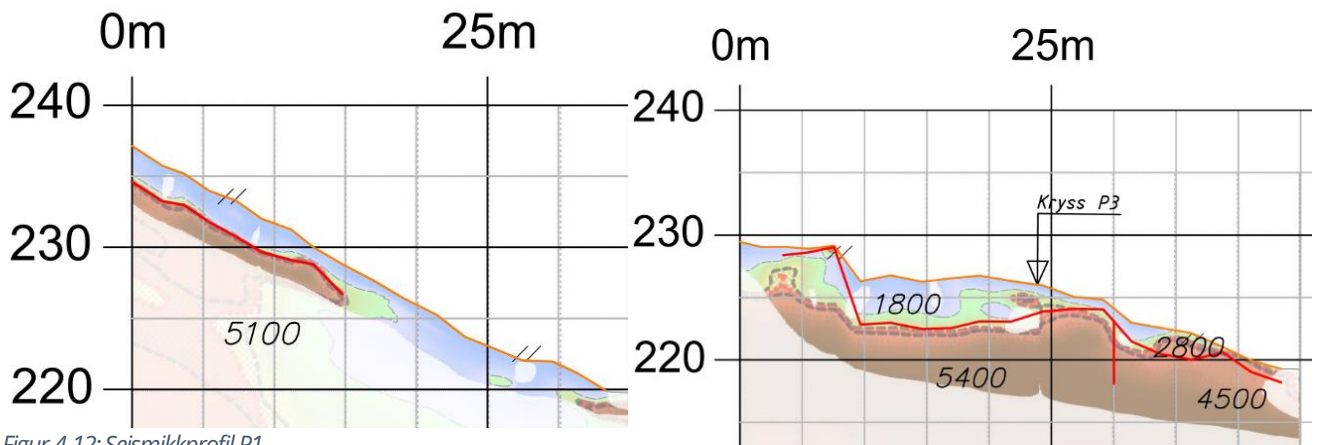
I følge berggrunnskart fra NGU består berggrunnen av granitt, men på kartleggingskjemaet fra den eksisterende Vatlandstunnelen er det kartlagt granittisk gneis ved østlig påhugg. På befaringen ble bergmassen karakterisert som en relativt grovblokkig og massiv granitt, med stedvis åpne sprekker og enkelte avløste blokker. Et bilde av bergarten er vist i Figur 4-5. Det ble kartlagt 3 sprekkesett ved påhugget. Beskrivelse av detaljoppsprekningen er vist i Tabell 4-1, og polplott/sprekkerose er vist i Vedlegg 2.

Det er foretatt en gjennomgang av aktuelle aktsomhetsområder for skred i påhuggsområdet basert på aktsomhetskart fra NVE-atlas [20]. Østre påhuggsområde ligger innenfor utløpsområde for snøskred, samt nærhet til aktsomhetsområde for jord- og flomskred, se Figur 4-14. For utdypende beskrivelser av skredfare henvises det til fagrapporten for skred [13].

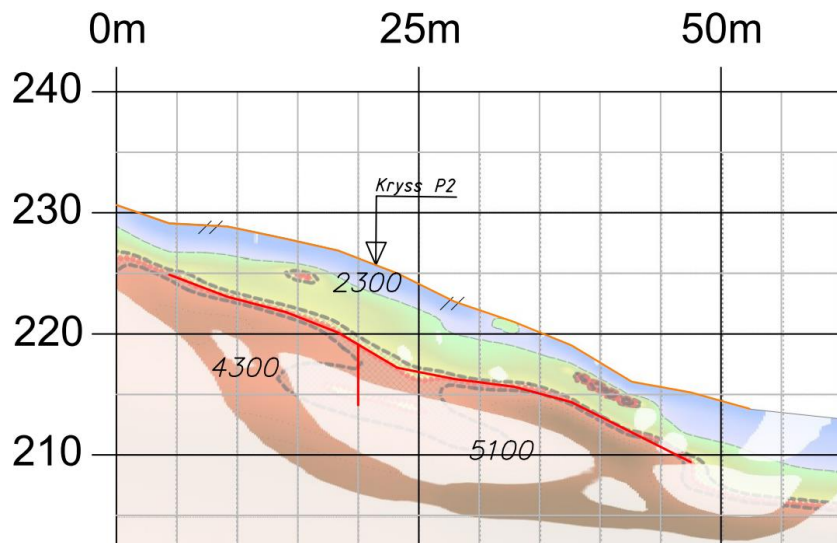




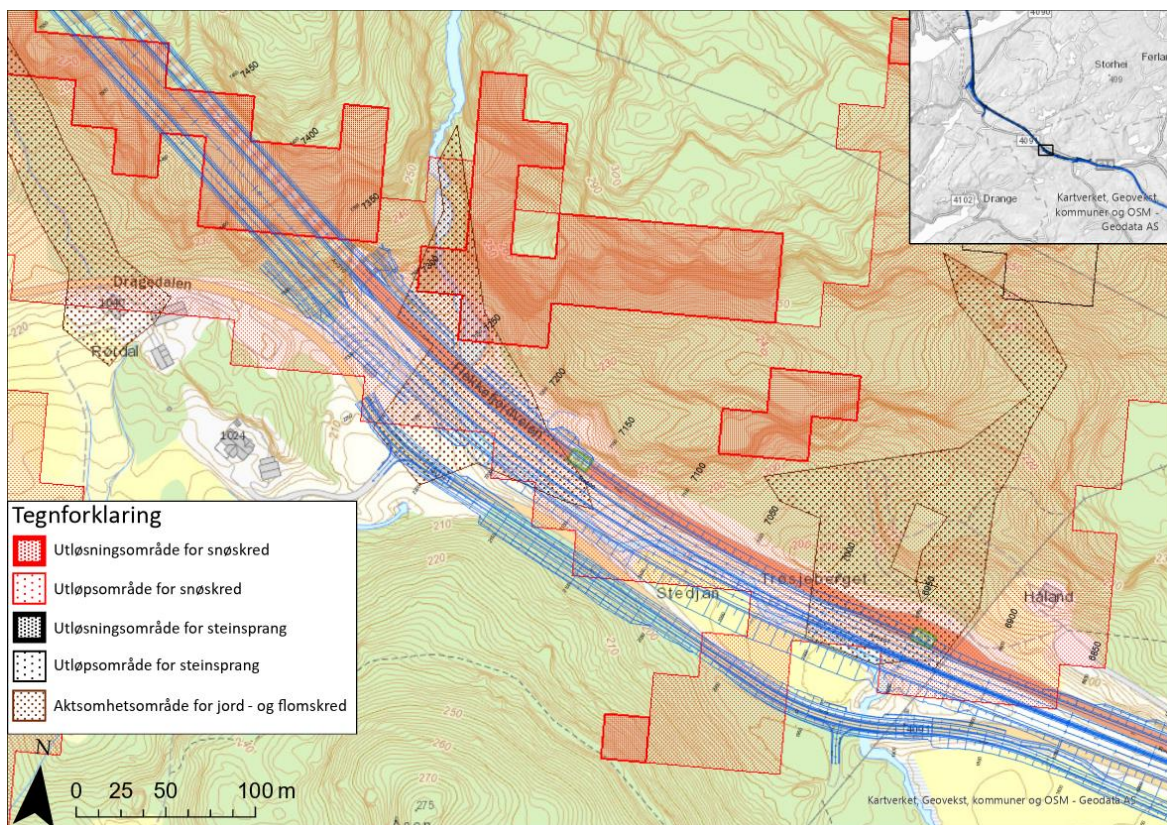
Figur 4-10: Bilde av østlig påhuggsområde for Vatlandstunnelen. Påhugg til eksisterende løp kan ses til høyre.



Figur 4-12: Seismikkprofil P1.



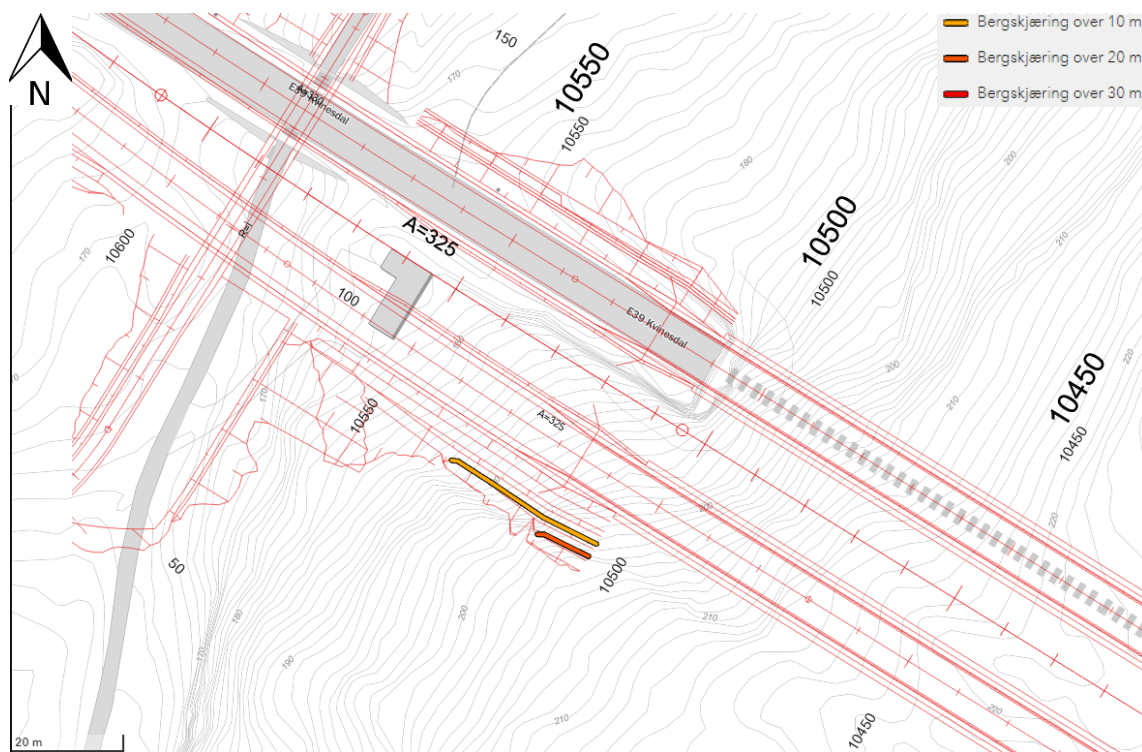
Figur 4-13: Seismikkprofil P3.



Figur 4-14: Aktsomhetsområde for skred i det østre påhuggsområdet for Vatlandstunnelen [20].

#### 4.5.2 Påhugg/forskjæring vest

Påhugget på vestlig side skal etableres parallelt med dagens løp på sørlig side. Terrenget stiger jevnt ovenfor påhugget med en helning på ca. 30°. Dagens påhuggsflate har en høyde på ca. 16 m fra veinivå. Oversikt over påhuggsområdet med markering av skjæringshøyder over 10 m er vist i Figur 4-15. Det blir til sammen ca. 60 m med skjæringshøyder over 10 m for påhugg og forskjæringer inkludert. Et bilde av dagens forskjæring er vist i Figur 4-16.



Figur 4-15: Oversikt over bergskjæringer med høyde over 10 m i påhugg vest.

NGU løsmassekart antyder bart berg i påhuggsområdet, som stemte godt overens med hva som ble observert på befaring. Ovenfor dagens påhugg er det rensket til bergoverflaten, og i området hvor nytt påhugg skal etableres ble det observert tynt torvdekke og bart berg.

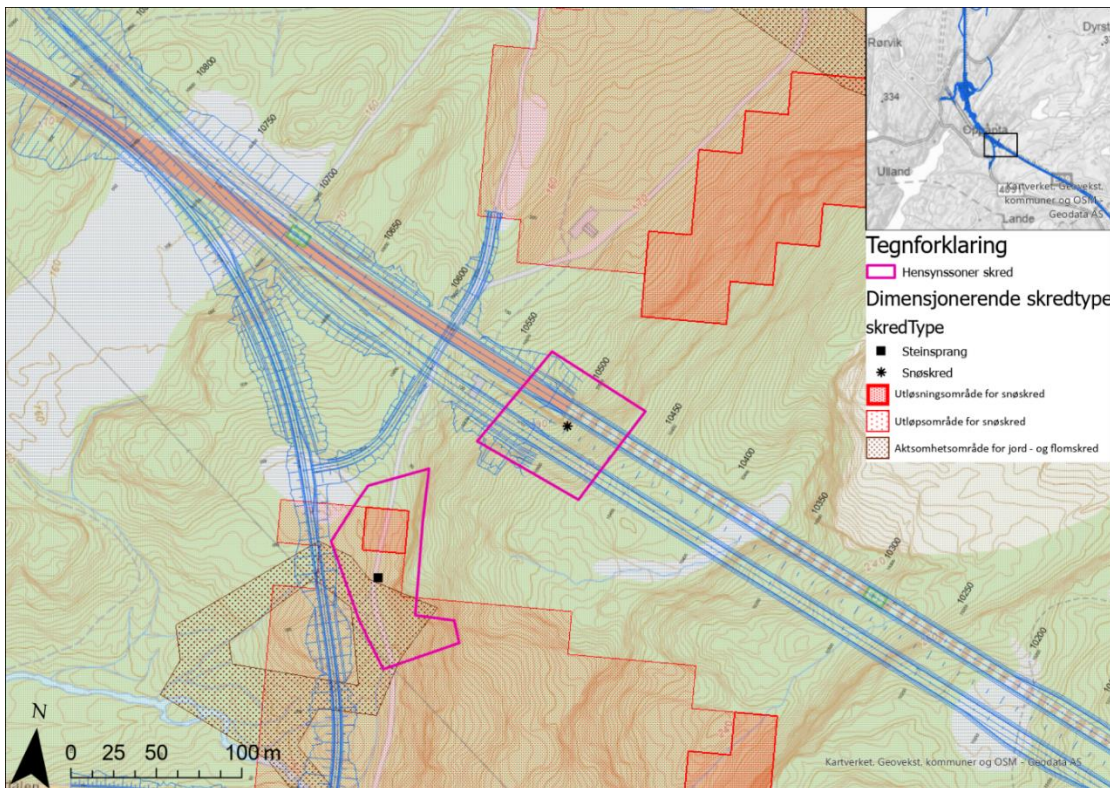
Basert på geologisk kartlegging av T. Falkum [31] i Flekkefjord-området består berggrunnen av granittisk gneis, som stemmer overens med kartleggingsskjemaet fra Vatlandstunnelen.

På befaringen ble bergmassen betraktet som en massiv granittisk gneis med foliasjon som sammenfaller med sprekksett 2 vist i Tabell 4-2. Det ble til sammen kartlagt 3 sprekksett ved påhugget, beskrevet i Tabell 4-2. Polplott og sprekkerose er vist i Vedlegg 2.

Basert på grunnlag fra NVE-atlas [20] ligger vestre påhuggsområdet for Vatlandstunnelen utenfor aktsomhetsområdet for skred, se Figur 4-17. Ovenfor påhugget er det svaberg med 30-40° helning mot veibanen, hvor det kan legge seg noe snø som kan løsne som mindre skred. Påhuggsområdet ligger dermed innenfor hensynssone for snøskred. For utdypende beskrivelser av skredfare henvises det til fagrapporten for skred [13].



Figur 4-16: Bilde av det vestlige tunnelpåhugget for Vatlandstunnelen. Nytt løp kommer på høyre side i bildet.



Figur 4-17: Aktsomhetsområde for skred i det vestre påhuggsområdet for Vatlandstunnelen [20].

## 4.6 Bergmasseklassifisering i eksisterende Vatlandstunnel

Nytt løp har en avstand på i overkant av 10 m til eks. løp. Kartlagt bergmasseklassifisering og bergsikring i eksisterende Vatlandstunnel er derfor en del av faktagrunnlaget.

Bergmasseklassifisering er basert på kartleggingsskjema fra bygging av eksisterende løp. I Vedlegg 3 er det vist bergklasser for eksisterende Vatlandstunnel basert på kartleggingsskjema fra tunnelen [16]. I Vedlegg 4 er bergklassene fra både eksisterende løp og nytt løp vist.

Tabell 4-5 viser antatte bergklasser under prosjekteringen og kartlagte bergklasser i eksisterende tunnellop. Som vist i tabellen var det prosjektert at 80 % av tunnelen ville ligge i bergklasse A/B meget godt til godt berg, mens det var kartlagt at kun 41 % av tunnelen lå i disse bergklassene og mesteparten eller 59 % av tunnelen ligger i middels til meget dårlig berg.

Tabell 4-5: Prosjektert og kartlagte bergklasser for eksisterende Vatlandstunnel

Bergklasse	Q-verdi	Prosjektert [%]	Kartlagt [%]
A	> 40	25	6
B	10 - 40	55	35
C	4 - 10	10	40
D	1 - 4	7	17
E	0,1 - 1	3	2
F	< 0,1	0	0

## 4.7 Bergmekaniske egenskaper

Det er ikke utført tester på bergprøver langs tunneltraséen. Tunnelen går gjennom granittisk gneis, båndgneis og granitt. Det gis i det følgende erfaringstall fra tilsvarende bergarter andre steder.

### 4.7.1 Trykkfasthet

Basert på [32] har gneiser i Skandinavia gjennomsnittlige verdier for hhv. UCS og E-modul på 130 MPa og 50 GPa (107 tester).

### 4.7.2 Borbarhet og sprengbaret

Borbarhet er definert ved indeksene DRI (Drilling Rate Index, borbarhetsindeks) og BWI (Bit Wear Index, borslitasjeindeks). Avhengig av testresultat klassifiseres bergarten i kategorier fra 'ekstremt lav' til 'ekstremt høy' [32]. Sprengbarhet beskrives ved sprengbarhetsindeksen, SPR. Indeksen er et mål på sprengstofforbruk (kg/fm<sup>3</sup>) for å oppnå en gitt fragmentering (d<sub>50</sub> = 270 mm). SPR-skalaen til bergarten fastsettes som god, middels eller dårlig [33].

Det er ikke utført tester for borbarhet og sprengbarhet (DRI, BWI, SPR) på bergartene langs traséen. Det er derfor benyttet erfaringsdata fra testing av tilsvarende bergarter. Verdier må derfor estimeres fra erfaringsdata på bakgrunn av empiriske data. I to doktoravhandlinger fra 1998 [34] og 2009 [33] er blant annet erfaringsdata for DRI, BWI og SPR. I Tabell 4-6 er det vist erfaringsdata for DRI og BWI for de 3 bergartene som tunnelen krysser, basert på [34].

I

Tabell 4-8 er det vist erfaringsdata for SPR for de 3 bergartene som tunnelen krysser, basert på [33]. Resultatene er basert på et begrenset antall tester.

Klassifisering av borbarhet som vanligvis benyttes er gitt i [32], gjengitt i Tabell 4-7. Klassifisering av sprengbarhetsindeksen som vanligvis benyttes er gitt i [33], gjengitt i Tabell 4-9.

Tabell 4-6: Tester for DRI/BWI ved lab. hos SINTEF for andre prosjekter. Verdier for de 3 hovedbergartene i Vatlandstunnelen [34].

Bergart	Test	Antall tester	Median verdi	25 %-75 % persentil	10 %-90 % persentil
Granitt	DRI	93	52	43 - 59	35 - 67
Granitt	BWI	79	37	30 - 48	24 - 58
Granittisk gneis	DRI	247	52	44 - 61	37 - 72
Granittisk gneis	BWI	369	37	30 - 42	22 - 56
Amfibolitt gneis	DRI	49	43	36 - 51	31 - 57
Amfibolitt gneis	BWI	45	42	33 - 49	29 - 57

Tabell 4-7: Klassifisering av DRI, BWI og CLI (Cutter life Index) verdier basert på [32]

Begrep	DRI	BWI
Ekstremt lav	< 26	< 11
Meget lav	26-32	11-13
Lav	33-42	21-30
Medium	43-57	31-44
Høy	58-69	45-55
Meget høy	70-82	56-69
Ekstremt høy	> 82	> 69

Tabell 4-8: SPR verdier for de 3 hovedbergartene i Vatlandstunnelen basert på [33]

Bergart	Test	Median verdi	25 %-75 % persentil	10 %-90 % persentil
Granitt	SPR	0,430	0,418-0,442	0,408-0,454
Granittisk gneis	SPR	0,419	0,412-0,426	0,406-0,432
Amfibolit gneis	SPR	0,462	0,388-0,540	0,314-0,608

Tabell 4-9: Klassifisering av SPR verdier basert på [33]

Sprengbarhet	SPR	Beskrivelse
God	0,38	Grovkornet homogen granitt, syenitt og kvarts dioritt
Middels	0,47	Bergarter med sprengbarhet mellom god og dårlig, f.eks. gneis
Dårlig	0,56	Metaforfosert berg med lagstruktur ofte med høyt innhold av glimmer og lav enaksial trykkfasthet. Karakteristisk for bergartene er høy grad av anisotropi

#### 4.7.3 Anvendelse av sprengstein

Aktuelle laboratorietester for å avdekke bergmaterialenes egnethet i veioppbygging er:

- Los-Angeles – evne til å motstå nedknusing
- Micro Deval – evne til å motstå slitasje i veifundament
- Kulemåle – Evne til å motstå piggdekkslitasje
- Flisighet – Kornform

Det er i dette prosjektet ikke utført tester for anvendelse av bergartene langs traséen.

Sweco har mottatt dokumentasjon på steinmateriale for eksisterende Vatlandstunnelen fra Veidekke, se Tabell 4-10.



Tabell 4-10. Testverdier (LA, MDE, FI) mottatt fra Veidekke for OPS E39 Lyngdal-Flekkefjord.

	LA	MDE	FI	Anmerkning	Bergart
Vatland tunnel vest	(32)	10,3	Fl <sub>20</sub>	Lab.pukket	Usikkert, Granittisk gneis-amfibolitt gneis
Vatland tunnel vest	(36)	13,3	Fl <sub>20</sub>	Prøveknust i Lyngdal	
Vatland tunnel vest	(42)	33,3	Fl <sub>20</sub>	Prøveknust i Lyngdal, Pel nr.: 19000-18550	
Vatland tunnel vest				Prøveknust i Lyngdal, Pel nr.: 19000-18550, analysert hos NBTL	
Vatland tunnel øst	(37)	18,5	Fl <sub>20</sub>	Lab.pukket	Usikkert, Granitt-amfibolitt gneis
Vatland tunnel øst	(43)	15,0	Fl <sub>20</sub>	Prøveknust i Lyngdal	
Vatland tunnel øst	30	19,2	Fl <sub>20</sub>	ferdigknust 0-32 fraksjon PEL 16400-16800	
Vatland tunnel øst	31	22,9	Fl <sub>20</sub>	ferdigknust 0-32 fraksjon PEL 17100	

\* Grønt oppfyller krav til forsterkningslag/bærelag i trafikkgruppe B-F i N200:2022

\* Gult oppfyller krav til forsterkningslag i trafikkgruppe B-F i N200:2022

\* Bergart er basert på kartleggingsskjema fra OPS E39LF.

## 4.8 Bergartens syredannende og radon egenskaper

### 4.8.1 Sulfidholdige bergarter

Sulfider er forbindelser mellom metaller og svovel. Vanligste sulfidmineral er jernsulfider som svovelkis (pyritt) og magnetkis (pyrrhotitt). Sulfidene kan ved forvitring danne en sterk syre og utlekking av tungmetaller. Sulfidførende bergarter kan derfor føre til forurensning ved utsprengning.

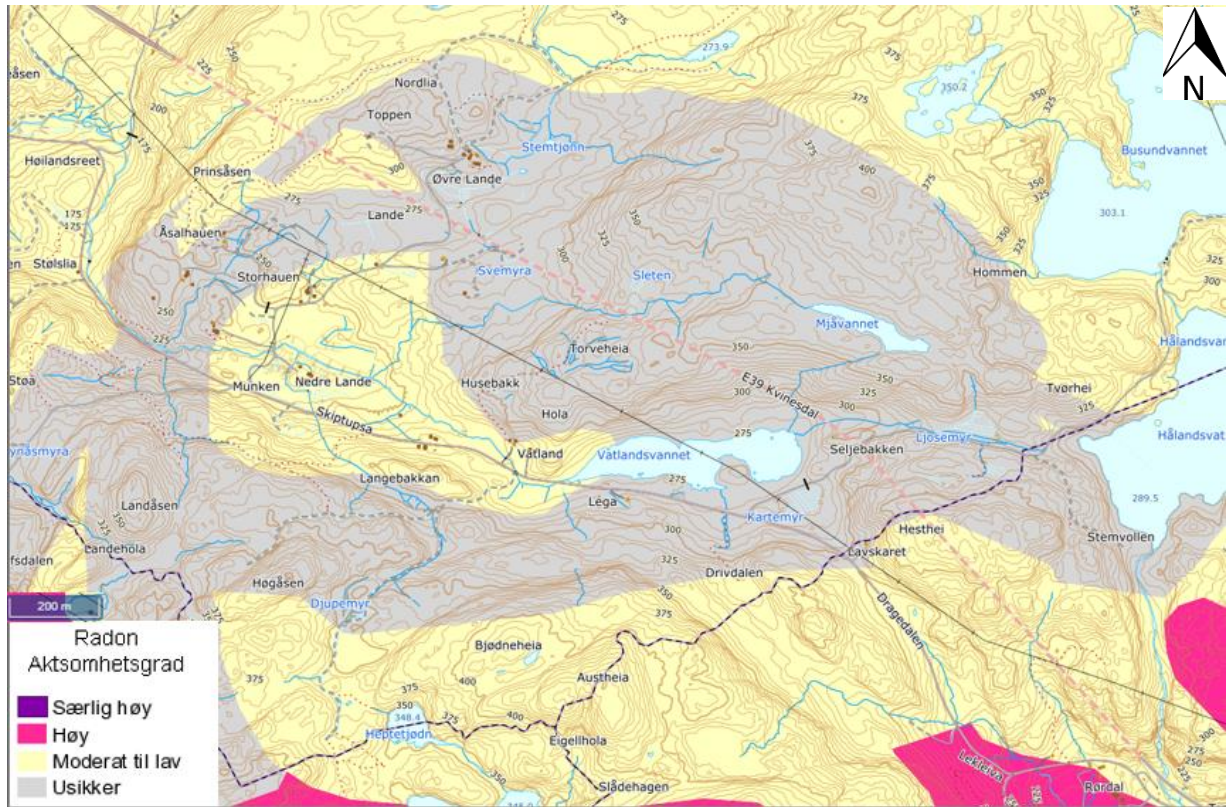
Forekomst av sulfid i Agder er oftest knyttet til båndgneisområder. Generelt er sulfidproblematikken størst i øst (Grimstad-Lillesand), og det har i mindre grad vært utbredt i E39-prosjektene vest for Kristiansand i dag som er utbygd/under bygging. Sweco kjenner ikke til at det har vært problemer med sprengstein fra det nærliggende OPS prosjektet.

Under feltbefaring er det ikke registrert indikasjoner på sulfidholdig berg som kan gi problemer. Det er ikke utført testing av kjemisk innhold av bergartene langs traséen.

### 4.8.2 Radonholdige bergarter

Det nasjonale aktsomhetskartet for radon viser hvilke områder i Norge som kan være mer radonutsatt enn andre. Kartet er utviklet ved at kunnskap om andel høye radon-konsentrasjoner i

boliger som ligger på kjent geologi er overført til andre områder med tilsvarende geologiske forhold. Aktsomhetskart viser at tunneltraséen hovedsakelig ligger i et område med moderat til lav aktsomhetsgrad. Deler av strekningen på midten er klassifisert som usikker.



Figur 4-18: Aktsomhetskart for Radon, hentet fra NGU [22].

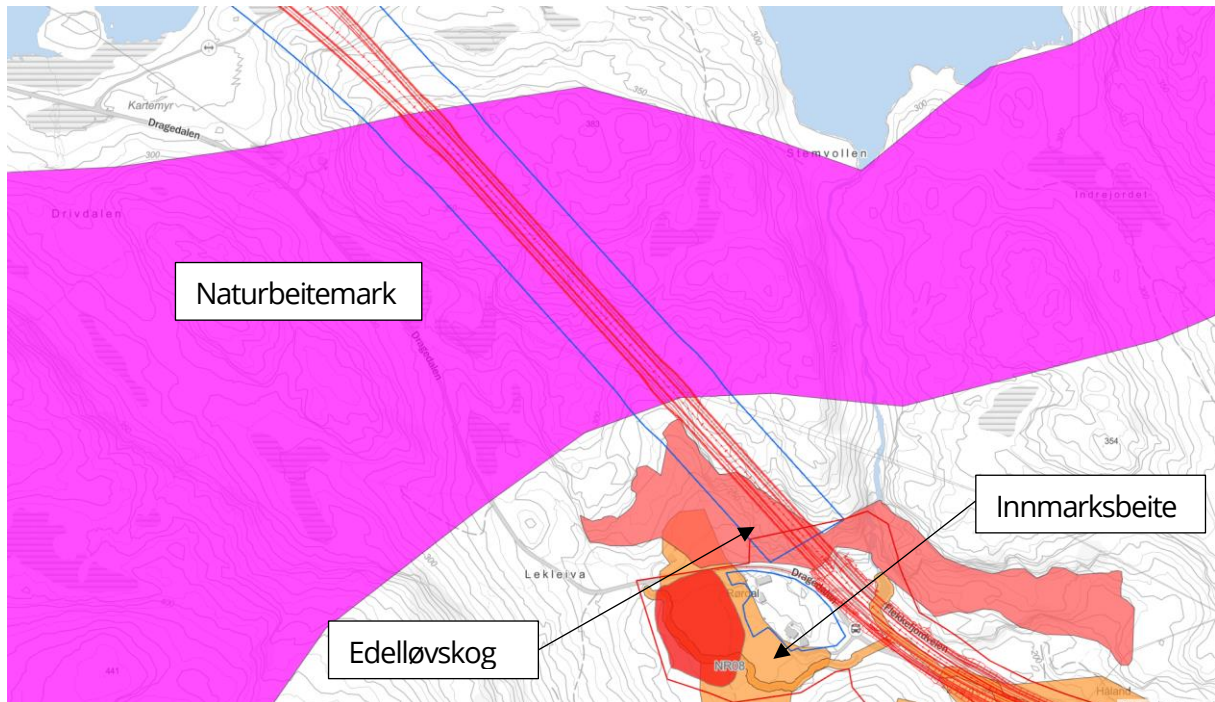
#### 4.9 Natur- og kulturverdier

Det er utført kartlegging av natur- og kulturverdier langs tunneltraséen. Det er ikke registrert kulturminner. Ovenfor østre påhugg er det registrert område med edelløvsskog og hule eiker med høy verdi (Figur 4-19). Man må ha fokus på å minimere påvirkning/skade på dette området under utsprenning, ev. utføre forinjeksjon for å unngå for mye senkning av grunnvannsstand. Vest for påhugget er det et jordbruksområde. Her er det planlagt deponi for tunnelstein. Omtrent 300 m vest for østre påhugg ligger tunnelen under naturbeitemark med høy verdi (Figur 4-19).

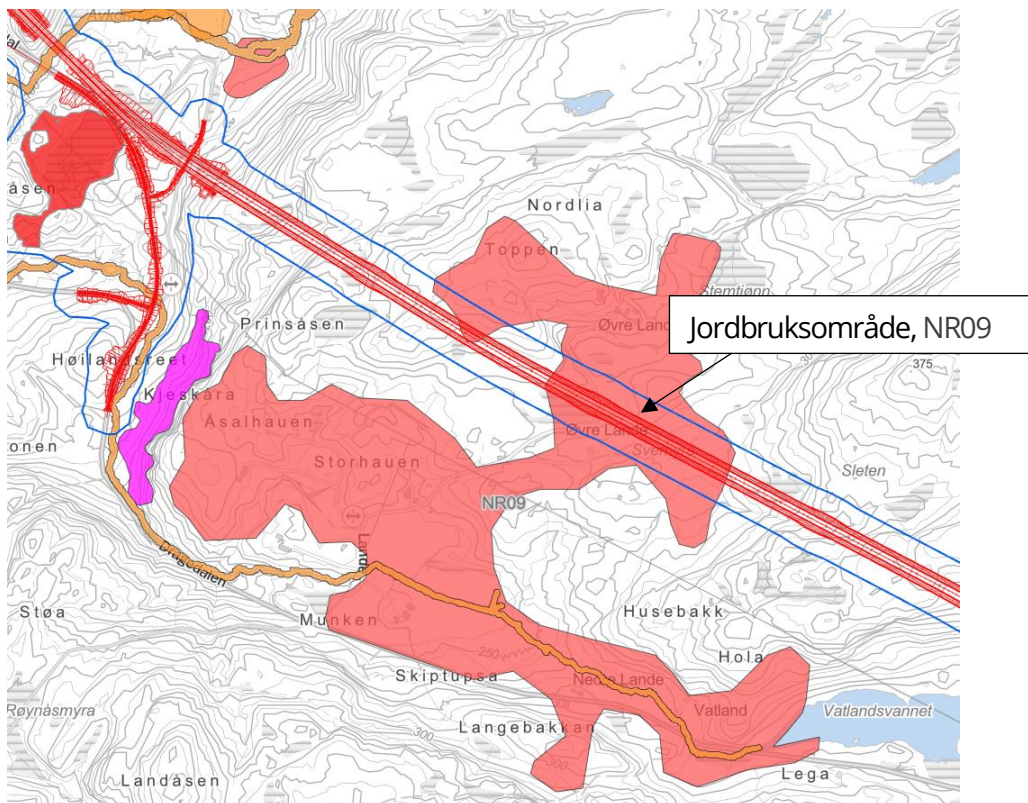
Tunnelen går under et jordbruksområde (Lande, Nr9) med stor verdi (Figur 4-20).

Delområde NR09 består hovedsakelig fulldyrka mark med noe overflatedyrka og innmarksbeite. Stort sett hele arealet drives aktivt og den fulldyrka og overflatedyrka jorda høstes/slås regelmessig.

Traséen går nær/under flere myrer og nær vannet Vatlandsvann (se tegning i vedlegg 1). Det må spesielt unngås nedtapping av vannet.



Figur 4-19. Naturverdier nær tunneltraséen.



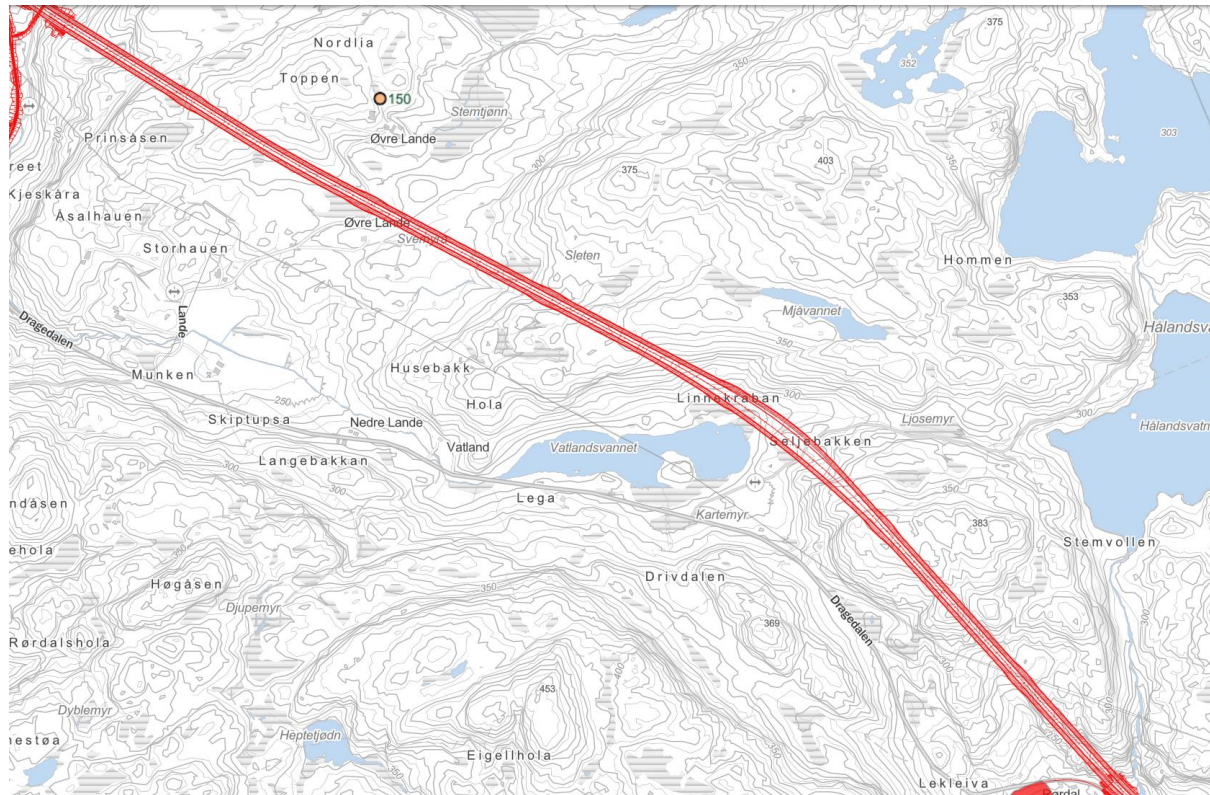
Figur 4-20. Naturressurser nær tunneltraséen.

## 4.10 Bebyggelse og brønner

Siden tunnelen i hovedsak går under utmark forventes det ikke å være mange brønner nær tunnelen. I følge Granada [19], nasjonal grunnvannsdatabase, er det registrert én grunnvannsbrønn ca. 200 m nordøst for traséen ved Lande.

Brønnen ble etablert i 2005 med formål å bruke til vannforsyning. Det som er spesielt med denne er at det ble bestemt å bore på skrå med vinkel 65° med retning 45° N. I NGUs brønndatabase (GRANADA) står det at det ble boret til en dyp på 150 meter. Men siden brønnen er på skrå er det mer sannsynlig at de referer til borelengde og ikke dypden. Borefirma Stålesen Brønnboring AS i sin borelogg nevner at det ble truffet slepper ved 70 meter, og 102 meter som var ikke spesielt vannførende, men fra 120 til 132 meter ble det truffet flere slepper med en vannføring noe mindre enn 500 l/time.

En undersøkelse i matrikkeldatabase viser at det finnes 20 eiendommer i tunnelens influensområde (Tabell 4-11). Mange eiendommer har ikke offisiell adresse mens andre eiendommer har flere eiere. Alle adressene ligger i Kvinesdal. En bør ta kontakt med grunneierne for å sjekke om de har brønner som ikke er registrert. Ved påviste brønner bør det registreres type brønn, vannkvalitet/kapasitet, samt effektuttak ved energibrønn slik at man har dokumentasjon til ettertid hvis det skulle skje noe med brønnene.



Figur 4-21. Grunnvannsbrønner (gul making) [19].

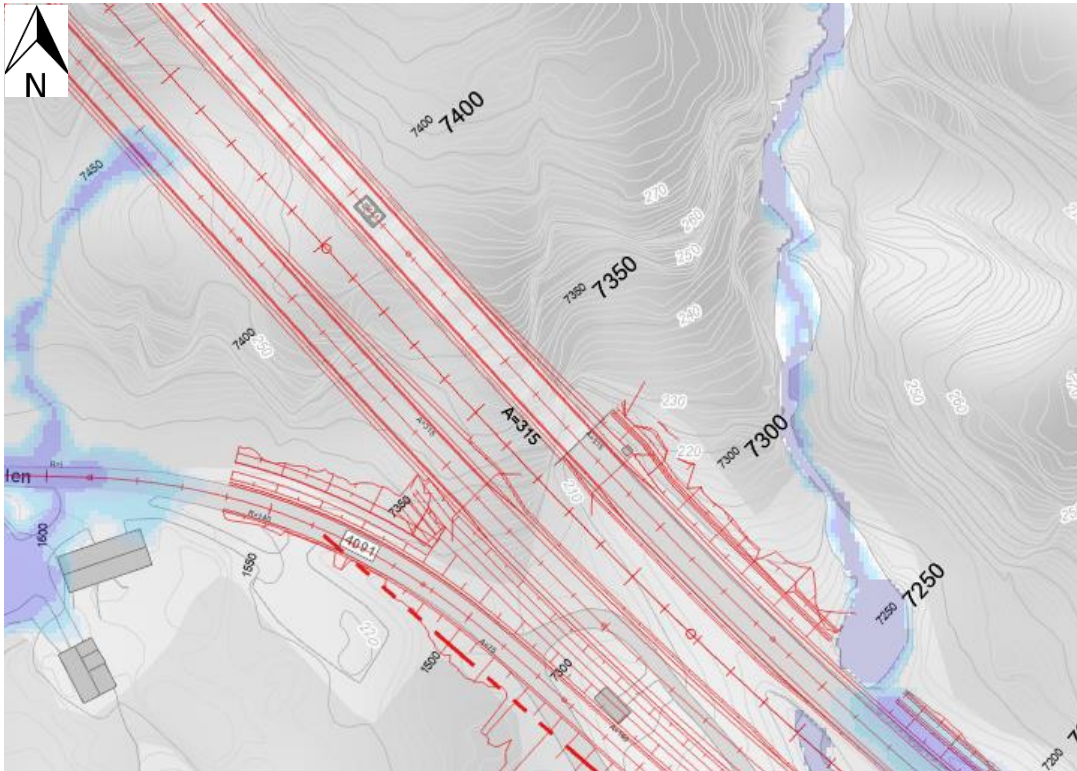
Tabell 4-11. Eiendommer som burde undersøkes om har eksisterende brønn.

Nr	gårdsnr	bruksnr	adresse	postnr	postnavn	Brønn
1	115	4	Dragedalen 1040	4580	Lyngdal	
2	115	5	Dragedalen 1055	4580	Lyngdal	
3	115	6	Dragedalen 1135	4580	Lyngdal	
4	116	1	Dragedalen 959	4580	Lyngdal	Brønn 2
5	37	4	Oppofte 39	4480	Kvinesdal	
6	38	1	Lande 29	4480	Kvinesdal	
7	38	2	Lande 35	4480	Kvinesdal	
8	38	3	Lande 25	4480	Kvinesdal	
9	39	1	Lande 106	4480	Kvinesdal	Brønn 1
10	39	3	Lande 56	4480	Kvinesdal	
11	39	4	Lande 56	4480	Kvinesdal	
12	40	1	Dragedalen 1315	4480	Kvinesdal	
13	40	2	Dragedalen 1264	4480	Kvinesdal	
14	40	3	Dragedalen 1285	4480	Kvinesdal	
15	40	4	Dragedalen 1285	4480	Kvinesdal	
16	40	7	Dragedalen 1285	4480	Kvinesdal	
17	40	8	Dragedalen 1264	4480	Kvinesdal	
18	39	5	Lande 105	4480	Kvinesdal	
19	293	31	Kvinesheiveien 1601	4580	Lyngdal	
20	115	10	Dragedalen 1024	4580	Lyngdal	

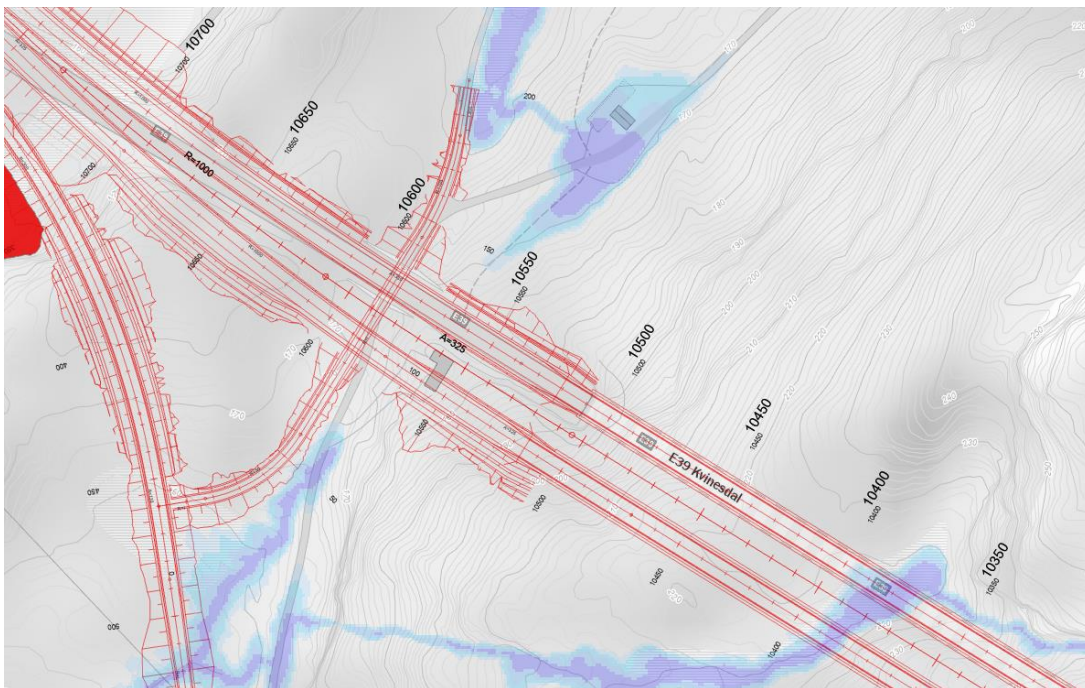
## 4.11 Vannforhold

### 4.11.1 Vannforhold ved påhugg/forskjæringer

Markfuktighetskart fra NIBIO over påhuggsområdene er vist i Figur 4-22 og Figur 4-23. Det er ikke registrert bekker med drenasjevei ned mot påhugg/forskjæringerne.



Figur 4-22: Markfuktighetskart fra NIBIO, påhugg øst.



Figur 4-23: Markfuktighetskart fra NIBIO, påhugg vest.

#### 4.11.2 Hydrologi

Tunnelen går nokså tett på Vatlandsvannet, og det er også flere andre vann i nærheten som kan tenkes å påvirkes av nytt tunneløp. Tunnelen krysser en rekke antatte svakhetssoner som har kontakt med vannene og med myrområder som ligger i forsenkningene over og langs tunnelen.

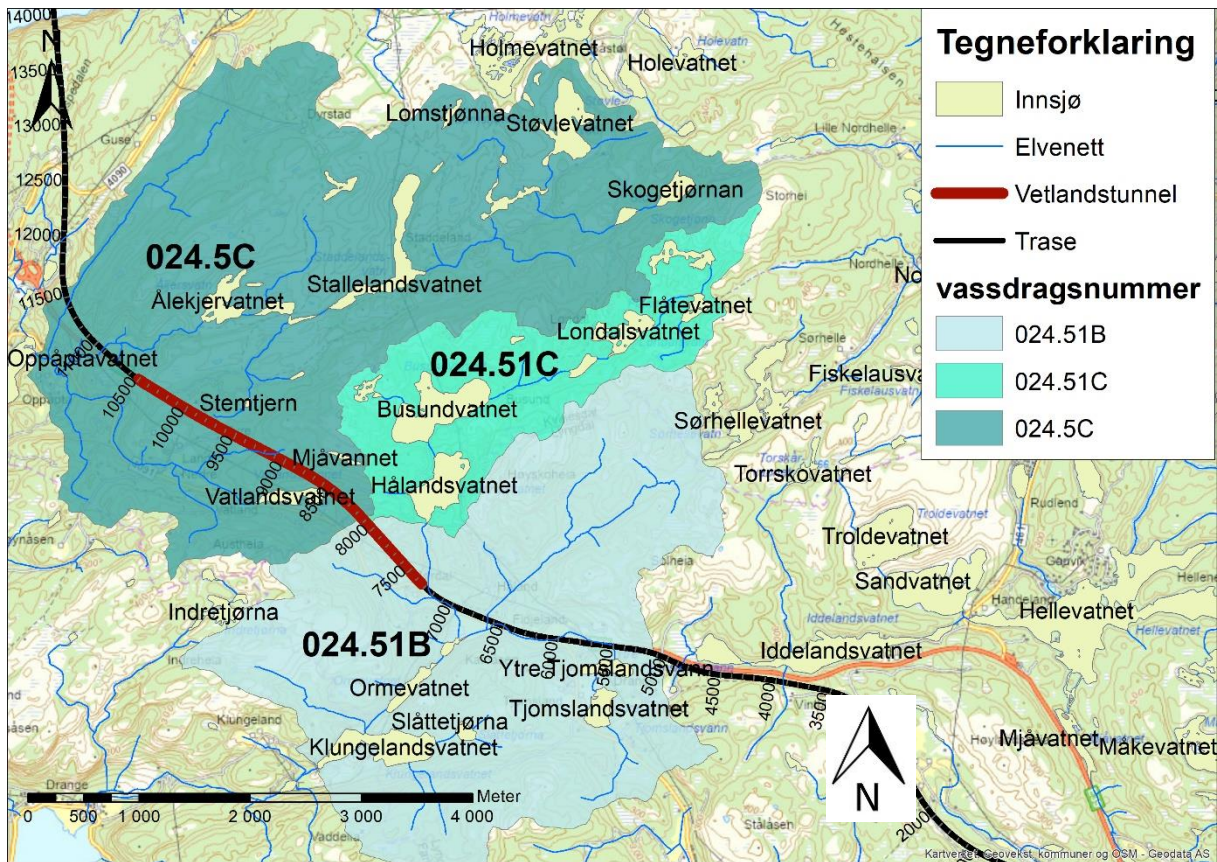
Berørte nedbørfelt er vist i Figur 4-23. Ved siden av 024.51C som refereres som nedbørfelt for Busundvatnet har de andre to nedbørfeltene ikke offisielle lokalnavn og dermed er det enklest å referer til nedbørfeltene med sin vassdragsnummer. Den største delen av tunnelen (8164 m til 10504 m) ligger i nedbørfelt 024.5C, mens resten av tunnelen ligger i nedbørfeltet 24.51B (7338 m til 8164 m). Nedbørfelt 024.51C, slik det er tegnet av NVE, treffer ikke traséen, men ligger innenfor influensområdet ( se kap. 5.8.2) og kommer derfor til å bli noe påvirket.

NVEs verktøy NEVINA er benyttet for å utføre vannbalanseberegninger for disse nedbørsfeltene. NEVINA anser 024.51C som en fortsettelse av 024.51B og dermed er det enklere å analysere de to nedbørfeltene sammen. I

Tabell 4-12 oppsummeres resultatene som anses som de viktigste i forbindelse med tunnelpåvirkning dvs. årlig middelavrenning og årlig nedbør. Estimatenes er gjennomsnittlige årlige verdier og generelt viser de at nedbørsfeltene tar imot store mengder nedbør hvert år og at største delen av det brukes til overvannsavrenning.

Tabell 4-12. Oppsummering av resultatene fra NVEs verktøy NEVINA.

Vassdragsnummer	Areal km <sup>2</sup>	Årlig middel-avrenning, 1961-1990, mm/år	Årlig nedbør mm/år
024.51C	4,03	1839	2059
024.5C	16,03	1756	1964
024.51B + 024.51C	16,19	1752	2017
024.51B	12,16	1723	



Figur 4-24: Elvenett, innsjøer og nedbørfelt til hav over/nær tunnelen. Hydrologisk datagrunnlag fra [20].



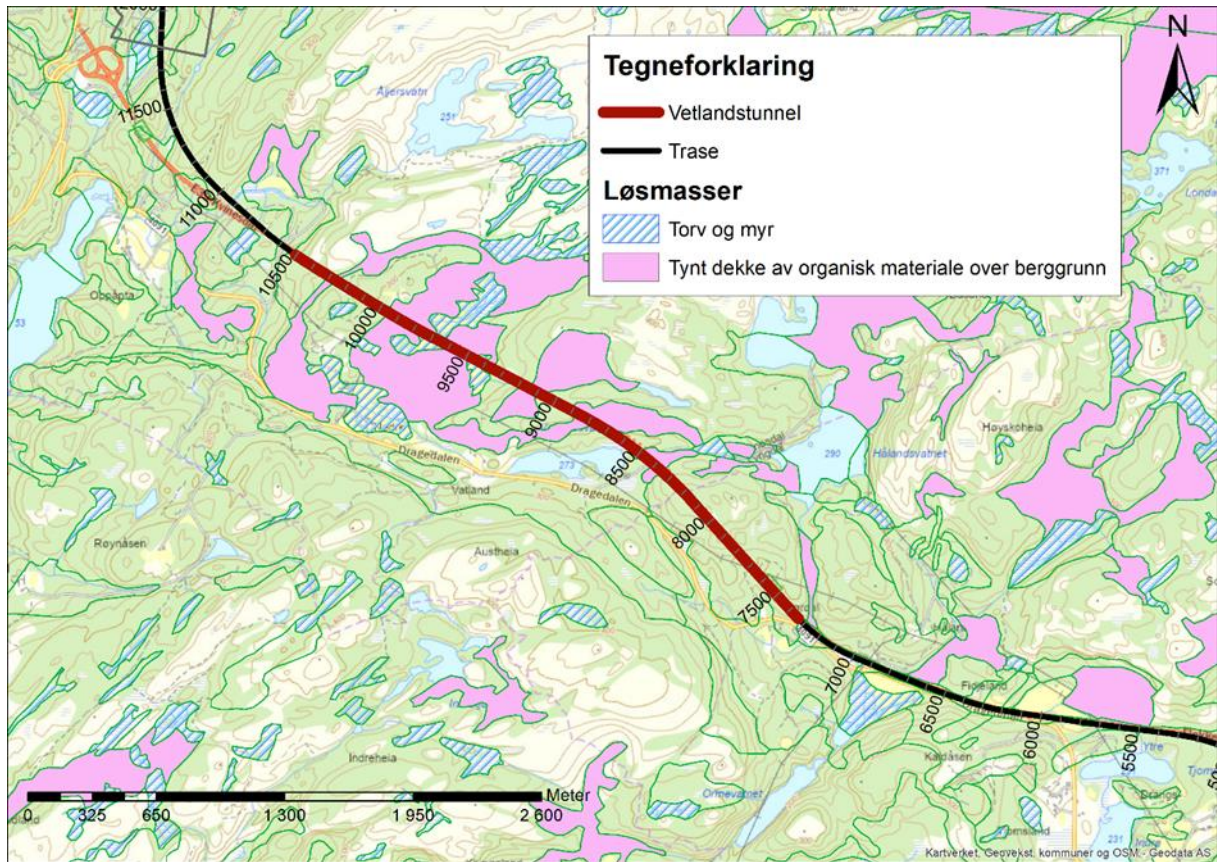
### 4.11.3 Hydrogeologi

Nydannelse av grunnvann skjer ved at overflatevann infiltrerer i bakken. Det er som regel nedbør, men i vise tilfeller kan det være vann fra elver og innsjøer. I hydrogeologi skiller vi mellom grunnvann i løsmasser og grunnvann i fjell siden strømningsmekanismen ikke er den samme (strømning gjennom porøse løsmasser vs. gjennom sprekker og svakhetssoner i fjell). Grunnvann i løsmasser og fjell er ofte hydraulisk knyttet til hverandre og må dermed studeres som et helhetlig system.

Løsmassene i området over tunnelen vises i Figur 4-25 (se også kap. 4.2). Figuren viser to løsmassetyper; myr/torv og løsmasser rik på organisk materiale. Resten av området er stort sett bart fjell. Løsmasser som er rike på organisk materiale er godt egnet til jordbruk, men NGU som har kartlagt disse løsmassene indikerer at det kun er et tynt dekke over fjell. Stedvis, i forsøkninger, vil det kunne ligge løsmasser med større mektighet. Slike løsmasser kan magasinere litt grunnvann, men siden løsmassene er usammenhengende kan en ikke karakterisere dem som en grunnvannsforekomst. Myrområdene kan magasinere litt vann, men på mange måter er forholdene mer sammenlignbare med de i en innsjø/tjern enn i grunnvannsforekomster. Løsmassene i området forsynes hovedsakelig av nedbør og tunnellekkasjer vil ha lite påvirkning på dem. Myrer er derimot sårbare områder og disse blir nærmere omtalt i kap. 5.8.2.

I kap. 4.3 og 4.4 er det gitt en detaljert beskrivelse av bergforholdene i området. Fra et hydrogeologisk perspektiv er det viktig å påpeke at bergart og strukturer i bergmassene bestemmer hvor utviklet sprekkesystemet i berggrunnen er og retninger som grunnvann vil bevege seg i. Foliasjonsplan og svakhetssoner kan være vannførende.

Statistiske studier utført av NGU basert på informasjon fra brønndatabasen viser en gjennomsnittlig vannkapasitet mellom 300 og 400 liter/time for slike bergarter. 4-12 % av brønnene er tørre (mindre enn 50 liter/time) og 20-30 % viser kapasitet over 1000 liter/time.



Figur 4-25. Løsmassekart fra NGU som viser myr/torv og tynt dekke av organisk materiale over er berggrunn.

## 5 TOLKNINGSDEL

### 5.1 Bergoverdekning og bergspenninger

Terrenget over Vatlandstunnelen er småkupert med mindre rygger/kløfter i NØ-SV retning. Et utsnitt av lengdeprofilen er vist i Figur 4-1, og i Vedlegg 4 vises detaljert lengdesnitt langs hele tunnelen samt i påhuggsområdene.

Det østlige påhugget for ny tunnel skal etableres i et stigende terreng hvor det i dag ligger urmasser med estimert mektighet på 2-7 m. Overdekningen frem til brattskrenten ved ca. pel 7380 forventes å være i området 5-10 m. Etter brattskrenten forventes bergoverdekningen å være opp mot 40 m, og flater ut frem til ca. pel 7460. Videre stiger terrenget relativt jevnt til pel 7890, hvor overdekningen er ca. 150 m og terrenget flater ut igjen.

Ved pel 8330 begynner terrenget å falle av ned mot Vatlandsvannet, hvor det mellom pel 8450 og 8700 er terrengoverdekning på mellom 65-80 m. Langs dette området går tunnelen delvis parallelt med Vatlandsvannet, hvor overflaten består av myr- og morenemasser. Refraksjonsseismisk profil vist i Figur 4-3 antyder løsmassetykkelse på opp mot 4 m, som gir en teoretisk bergoverdekning på overkant av 60 m.

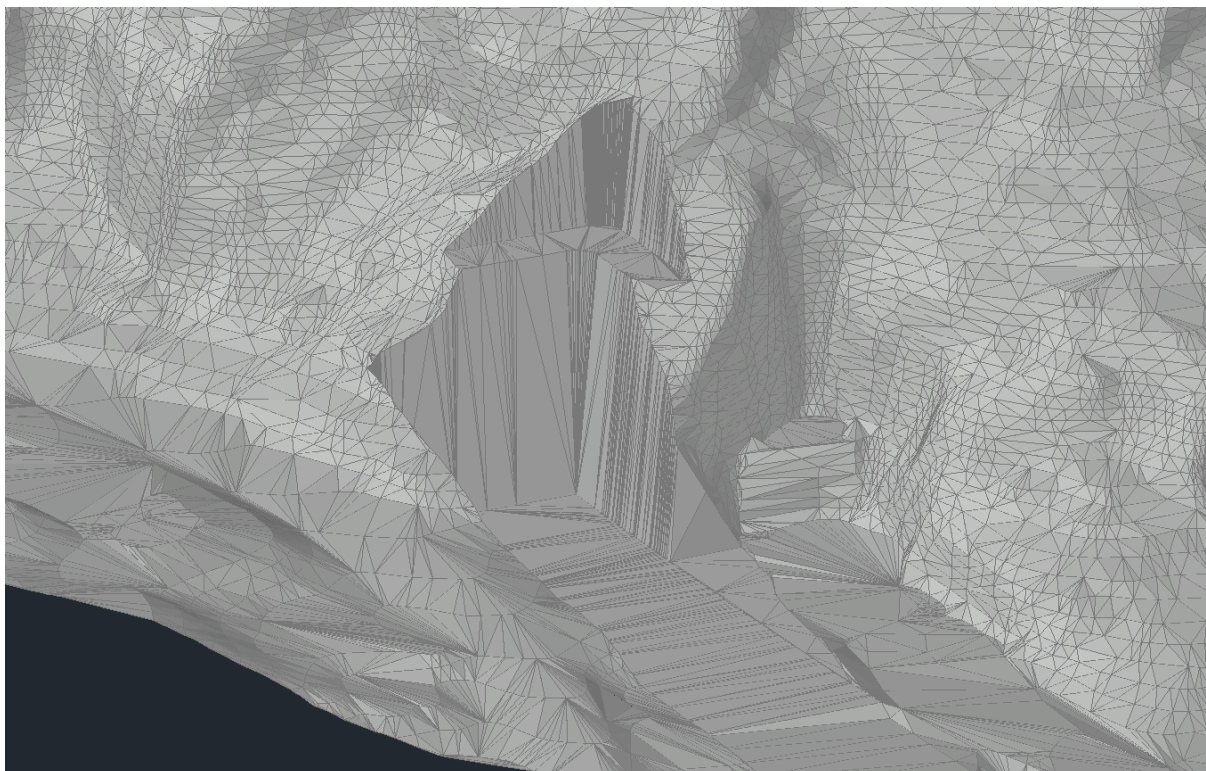
Fra pel 8750 til 10000 er terrenget småkupert med terrengoverdekning mellom ca. 100-150 m. Fra pel 10000 avtar terrenget relativt jevnt ned mot vestre påhugg hvor overdekningen i dagens påhugg er ca. 9 m. Overdekningen for nytt løp blir ca. 12 m.

Det er ikke foretatt bergspenningsmålinger i denne planfasen av prosjektet, og Sweco er ikke kjent med at det er foretatt bergspenningsmålinger i nærliggende anlegg. Vatlandstunnelen har moderat overdekning store deler av traséen, og det er ikke forventet utfordringer med tanke på høye bergspenninger i tunnelen. Områder med lavere overdekning er ved begge påhuggene, hvor lav innspenning kan redusere stabiliteten.

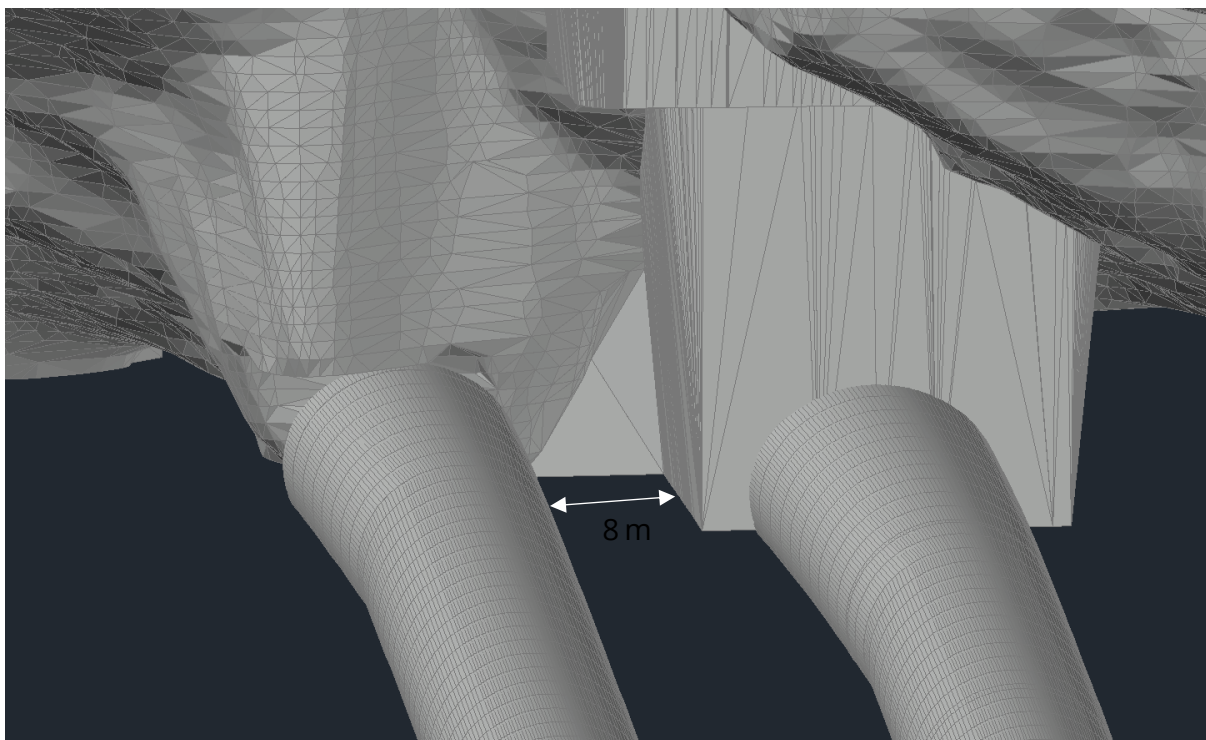
### 5.2 Påhugg og forskjæringer

#### 5.2.1 Påhugg/forskjæring øst

Nytt påhugg på østlig side skal etableres ca. 15 m bak eksisterende tunnelpåhugg slik at det blir et sakset påhugg/forskjæring, se utklipp av modell i Figur 5-1 og Figur 5-2. Forskjæring på venstre side av veien har en lengde på ca. 20 m med skjæringshøyde over 10 m, hvor maksimal høyde er ca. 17 m. Forskjæring på høyre side av veien har lengde på ca. 20 m med skjæringshøyde over 10 m, hvor maksimal høyde er ca. 35 m. Det er satt av en 5 m bred hylle i toppen av denne forskjæringen. Mellom de to påhuggene blir det stående igjen en bergstappe med ca. 8 m bredde. Tegning av påhuggsområdet og skjæringsutforming er vist i Vedlegg 4 (tegning V1106). Bilde av dagens påhugg er vist i Figur 4-10.



Figur 5-1: Modellutklipp av foreslått utforming av påhugg/forskjæring for Vatlandstunnelen ved Rørdal.



Figur 5-2: Modellutklipp av gjenstående bergstabbe mellom løpene i Vatlandstunnelen, sett fra innsiden. Teoretisk bredde på stubben er ca. 8 m.

På befaringen ble det observert urmasser og blokker i området hvor nytt påhugg skal etableres. De refraksjonsseismiske profilene P1, P2 og P3 (Figur 4-12, Figur 4-11 og Figur 4-13) indikerer at løsmassene har en tykkelse på opp mot 7 m. Dette gir en teoretisk bergoverdekning på 6-7 m i påhuggsflaten. Ca. 30 m etter påhugget stiger påhugget bratt hvor overdekningen øker til over 40 m. Det legges opp til at det må renskes for løsmasser 2 m ovenfor påhugg/forskjæringer som avsluttes med stabile graveskråninger. Det er ikke registrert bekkeløp med drenasjevei ned mot påhugget/forskjæringene.

Fra befaringen ble bergmassen karakterisert som en relativt grovblokkig og massiv granitt, med stedvis åpne sprekker og enkelte avløste blokker. Det ble kartlagt 3 sprekkesett ved påhuggsområdet som er beskrevet i Tabell 4-1 og vist i polplott/sprekkerose i Vedlegg 2. En kinematisk analyse av sprekkesettene indikerer mulighet for følgende stabilitetsutfordringer.

#### Påhuggsflate:

Sprekkesett 1 og 3 (SØ1 og SØ3 i Tabell 4-1) har fallretning ut av påhuggsflaten hvor det potensielt kan forekomme plane utglidninger. SØ1 har målte fallvinkler mellom 70-80°, mens SØ3 har målte fallvinkler mellom 40-50° som potensielt kan skape større ustabile volumer.

#### Forskjæring langs eksisterende tunnel (gjenstående bergstabe):

Forskjæringen kan potensielt få plane utglidninger tilknyttet SØ2. Disse sprekkeene var steile (80-90°), slik at potensielle ustabile partier trolig vil være relativt tynne bergflak.

#### Forskjæring på venstre side av veitraséen (mot økende profil nr.):

Potensiell toppling (utvelting) av bergflak/blokker tilknyttet SØ2.

En spesiell utfordring i forbindelse med etablering av den nye forskjæringen blir den gjenstående bergstaben mellom de to løpene, se utklipp av modell i Figur 5-1 og Figur 5-2. Bergstaben får en lengde på ca. 20 m, med en maksimal høyde på ca. 35 m nærmest nytt påhugg. Bredden på stabben blir ca. 8 m. For å undersøke belastningen i bergstaben er det utført FEM-beregninger i programvaren RS2, vist i Vedlegg 5. For en konservativ vurdering ble det analysert en situasjon med 5 m bred bergstabe. Resultatene indikerer at stabben ikke vil bli overbelastet som følge av uttaket av forskjæringen.

Det vil være viktig med skånsomt berguttak av ny forskjæring/påhugg mtp. nærhet til eksisterende løp og bredden på gjenstående bergstabe. For å redusere høyden på forskjæringen anbefales det å etablere en 5 m bred hylle i øvre del av skjæringen. Videre kan det bli aktuelt med wiresaging av den nedre delen av forskjæringen for å unngå sprengningsskader på bergstaben og eksisterende løp. Det kan også bli aktuelt med forbolting i forbindelse med berguttaket. I partier som ikke wiresages må det vurderes om sømboring er aktuelt for å redusere rystelser samt for å i større grad opprettholde teoretisk skjæringsprofil.

For bergsikring vurderes det aktuelt med boltesikring og potensiell sikring med steinsprangnett eller sprøytebetong der berget er småfallent. Dagens påhuggsflate er sikret med sprøytebetong og systematisk bolting. Ettersom bergmassen er relativt grovblokkig kan det bli behov for lengre bolteforankringer dersom det forekomme større avløste bergpartier. Detaljert prosjektering av permanent bergsikring i påhuggsflaten og forskjæringene må utføres av ingeniørgeolog etter at bergoverflatene er utsprengt/sagd ut, og det er utført tilstrekkelig maskinell og manuell rensk.

Bergoverdekningen i påhuggsflaten vil avhenge av mektigheten på urmassene.

De refraksjonsseismiske profilene P2 og P3 indikerer noe ulik løsmassetykkelse i krysningspunktet mellom profilene, slik at resultatene må vurderes med en viss usikkerhet. Ved lav bergoverdekning bør det vurderes å installere sprøytebetongbuer.

#### Skredfare

Aktsomhetskart for skred i påhuggsområdet er vist i Figur 4-14. Påhugget ligger innenfor utløpsområdet for snøskred, samt nærhet til aktsomhetsområdet for jord- og flomskred. Terrenget ovenfor påhugget er delvis skogkledd, og det ble ikke observert terrengfeller for snø. I tillegg er det generelt klimatisk ugunstige forhold for snøskred, slik at faren vurderes som lite sannsynlig. Sannsynligheten for jord- og flomskred vurderes som lav grunnet lite tilgjengelige løsmasser for erosjon langs bekken, som hovedsakelig består av større bergblokker. Den mest sannsynlige skredfaren vurderes å være potensielle steinsprang fra løse blokker ovenfor påhuggsområdet. Dette må håndteres i anleggsfasen med inspeksjon, bergrensk og sikring. For utdypende beskrivelser for vurderinger av skredfare henvises det til fagrapporten for skred [13].

#### 5.2.2 Påhugg vest

Vestre påhugg skal etableres parallelt på sørsiden av eksisterende løp, se utklipp fra modell i Figur 5-3. Tegning av påhugg og skjæringsutformingen er vist i Vedlegg 4 (tegning V1107). Bilde av dagens forskjæring er vist i Figur 4-16. Høyde på dagens påhuggsflate er ca. 16 m sett fra veinivå. Terrenget stiger både mot øst og sør, slik at ny påhuggsflate får en estimert høyde på ca. 20 m sett fra veinivået. Ny forskjæring på sørlig side får ca. 30 m lengde med skjæringshøyder over 10 m, og får en estimert maksimal høyde på ca. 28 m.

Ved befarings ble det primært kartlagt berg i dagen i påhuggsområdet, med tynt torvdekke enkelte steder. Det legges opp til at det må renskes for løsmasser 2 m ovenfor påhugg/forskjæringene som avsluttes med stabile graveskråninger. Det er ikke registrert bekkeløp med drenasjevei ned mot påhugget/forskjæringene.

Bergmassen ble karakterisert som en relativt massiv granittisk gneis med 3 gjennomgående sprekkesett. Beskrivelse av detaljoppsprekkingen er gjort i Tabell 4-2, og polplott/sprekkerose er vist i Vedlegg 2. En kinematisk analyse av disse sprekkesettene indikerer mulighet for følgende stabilitetsutfordringer:

#### Påhuggsflate:

Det kan forekomme plane utglidninger tilknyttet sprekkesett 3 (SV3 i Tabell 4-2), da disse har fall på 40-50° ut av påhuggsflaten. På befaringen ble det observert enkelte blokker/bergpartier over eksisterende påhugg med fallretning (SV3) ut mot veibanen. Noen av disse blokkene var sikret med bergbolter, men det bør foretas en ny vurdering av stabiliteten ovenfor eksisterende påhugg i forbindelse med etablering av nytt påhugg. Bilder av terrenget ovenfor påhugget er vist i Bildevedlegg 3 og Bildevedlegg 4.

#### Forskjæring langs østgående veilinje (ny skjæring):

Skjæringsflaten går semi-parallelt med strøkretningen til sprekkesett 1 (SV1). Det kan forekomme noe toppling av blokker. Det må vurderes om det er hensiktsmessig å etablere skjæringen langs et sprekkeplan for å unngå større avløste partier som kan velte ut.

Metodikk for uttak og sikring av nytt påhugg og forskjæring må vurderes og bestemmes basert på de stedlige geologiske forholdene. Det kan bli aktuelt med sømboring og forbolter i forbindelse med berguttaket. For bergsikring vurderes det aktuelt med boltesikring, og potensielt sikring med steinsprangnett eller sprøytebetong der berget er småfallent. Eksisterende påhugg og forskjæring er sikret med sprøytebetong og systematisk bolting. Ettersom bergmassen er relativt grovblokkig kan det bli behov for lengre bolteforankringer dersom det forekommer større avløste bergpartier. Detaljert prosjektering av permanent bergsikring må utføres av ingeniørgeolog etter at bergoverflatene er utsprengt, og det er utført tilstrekkelig maskinell og manuell rensk.

#### Skredfare

Aktsomhetskart for skred i påhuggsområdet er vist i Figur 4-17. Området hvor påhugget og forskjæringen skal etableres ligger utenfor aktsomhetsområdet for skred basert på NVE-atlas, men ligger innenfor hensynssone for snøskred basert på vurdering av Sweco. Generelt vurderes det lite sannsynlig med snøskred basert på klimatiske forhold, men det anbefales at det etableres støtteforebygninger i overkant av påhugget for å binde et eventuelt snødekke og hindre utløsning. Ettersom løsmassedekket i påhuggsområdet er såpass tynt vurderes det som lav fare for skred i løsmasser. Det kan potensielt forekomme steinsprang fra eventuelle løse blokker ovenfor påhuggsområdet. Dette må håndteres i anleggsfasen med inspeksjon, bergrensk og sikring. For utdypende beskrivelser av skredvurderinger henvises det til fagrapporten for skred [13].



Figur 5-3: Modellutklipp fra Vatlandstunnelen påhugg sør. Til venstre i bildet er eksisterende løp. Nytt løp skal etableres på høyre side.

### 5.3 Svakhetssoner

I Figur 4-7 er det vist et lineamentstudie av forsenkninger i terrenget langs tunnelen. Ettersom det ble utført detaljert kartlegging av bergforholdene under driving av den eksisterende tunnelen [16] er det antatt at disse sonene vil påtreffes det nye løpet. En oversikt over de kartlagte svakhetssonene samt en beskrivelse av hver sone er vist i Tabell 4-3 og Tabell 4-4.

I oversikten er det gjort en tolkning av hvilke pelnr. svakhetssonene vil påtreffes det nye løpet basert på strøkretningen til de kartlagte sonene. I de ingeniørgeologiske tegningene vist i Vedlegg 4 er svakhetssonene tegnet på hvor de ble kartlagt i eksisterende tunnellop, samt hvor de forventes å treffe det nye løpet. Sonene er også ekstrapolert opp til terrenget og tegnet etter beste evne hvor det sannsynligvis har utgående i dagen i forsenkninger i terrenget.

Fra kartleggingsskjemaet fremkommer det at de fleste sonene (sone 3-9) påtreffer tunnelen med relativt slake fallvinkler (15-40°), som kan skape avløste partier i hengen. Det er oppgitt at sonene opptrer som knusningssoner og leirslepper, med stedvis innhold av kloritt. Det er også påtruffet rennende vann i flere av sonene. Ved krysning av svakhetszone 9 i det eksisterende løpet (ca. pel 10335) ble det målt svelletrykk på 0,18 MPa av leirmaterialet, som kategoriseres som moderat



svelletrykk. Sonen ble sikret med sikringsklasse 3, men opp mot dagens sikringsmetodikk må det vurderes å sikre sonen etter en lavere sikringsklasse.

Fra skyggerelieffkartet (Figur 4-7) er det kartlagt et større lineament ved Vatlandsvannet som antas å krysse tunnellopene. Fra kartleggingsskjemaet er det ikke registrert noen svakhetssoner i nærheten av Vatlandsvannet. Refraksjonsseismisk profil P13 (Figur 4-3) indikerer heller ingen svakhetssoner med forløp ned mot tunnelene. Basert på topografien antas det at sonen faller ca. 20° mot SØ, og sammenfaller med SS4 på tunnelnivå ved pel 8150. Denne sonen fremstår som den bredeste svakhetssonen i tunnelen, og er sikret med armert betongbue.

## 5.4 Bergmassekvalitet

Ettersom det foreligger kartleggingsskjema av eksisterende tunnel [16] er det tatt utgangspunkt i de kartlagte bergmasseklassene langs tunnelen. I tillegg er det gjort en vurdering på hvor de kartlagte svakhetssonene påtreffer det nye løpet, hvor plassering og fordeling av bergmasseklassene er justert etter dette. Flere av de kartlagte svakhetssonene i eksisterende løp er klassifisert til bergmasseklasse D. Basert på at det er målt moderat svelletrykk i en leirsone samt at dagens sikringsmetodikk har en noe mer konservativ tilnærming, er bergmasseklassene ved svakhetssoner med innhold av leire justert ned i forhold til eksisterende løp. En oversikt over fordeling av bergmasseklasser i eksisterende løp og antatt fordeling i nytt løp er vist i Tabell 5-1. I Vedlegg 4 er bergmasseklassene påtegnet langs tunneltraséen for begge løpene.

Tabell 5-1. Fordeling av bergmasseklasse langs eksisterende løp, antatt fordeling av bergmasseklasser i nytt tunnellop.

	A		B		C		D		E1		E2		F	
	Q >40		Q 10-40		Q 4-10		Q 1-4		Q 0.2-1		Q 0.1-0.2		Q 0.01-0.1	
	%	m	%	m	%	m	%	m	%	m	%	m	%	m
Østgående (nytt løp)	5	148	34	1067	38	1212	19	593	3	110	1	30	-	-
Vestgående (eksisterende)	6	186	35	1120	40	1283	17	521	2	65	-	-	-	-

## 5.5 Bergsikring

### 5.5.1 Bergsikring tunnel

Sikring i tunnelen bestemmes ut fra kartlagte Q-verdier sammenholdt med tabell 7.5-1 fra Vegnormal N500, se Tabell 5-3. Estimert fordeling av sikringsklasser i Vatlandstunnelen er vist i

Tabell 5-2.

Det forventes at bergsikringen i all hovedsak kan gjennomføres med maskinrensk og manuell rensk i kombinasjon med bolting og sprøytebetong. Ved passering av svakhetssoner kan det stedvis også bli behov for tung sikring i form av forbolting og sprøytebetongbuer. Ved svært krevende soner og partier med liten overdekning vil det også kunne bli nødvendig å benytte korte salvelengder og oppdelt tverrsnitt for å ivareta stabiliteten under driving og i permanent situasjon.

Ved det østlige påhugget forventes det relativt lav overdekning de første 30 m (frem til ca. pel 7380), hvor det kan bli aktuelt med sprøytebetongbuer i deler av dette området. Ved pel 8100 er det installert armert sprøytebetongbue i forbindelse med en leir- og klorittsone med oppsprukken bergmasse.

Tunnelen kan komme inn i soner med svellende leire, og dette må man ta hensyn til ved design av permanent sikring. Det kan bli nødvendig å revurdere utført sikring og eventuelt ettersikre bak stuff når resultater fra svelletester kommer tilbake fra laboratoriet i drivefasen.

Tabell 5-2: Grovt estimat på forventet fordeling av bergmasse- og sikringsklasser for det nye løpet til Vatlandstunnelen.

Bergmasseklasse	Q-verdi	Betegnelse	Sikringsklasse	Andel av tunnelen [%]
A/B	100-10	Veldig god/god	I	39
C	10-4	Middels	II	38
D	4-1	Dårlig	III	19
E1	1-0,2	Svært dårlig	IVa	3
E2	0,2-0,1	Svært dårlig	IVb	1
F	0,1-0,01	Ekstremt dårlig	V	-
G	<0,01	Eksepsjonelt dårlig	VI	-

Tabell 5-3: Tabell 7.5-1 fra Vegnormal N500. Sammenheng mellom bergmasseklasser (Q-systemet) og sikringsklasser – permanent sikring.

Bergmasse-klasse	Bergforhold Q-verdi (sprengt berg)	Sikringsklasse Permanent sikring
A/B	Lite oppsprukket bergmasse. Midlere sprekkeavstand > 1m Q = 100-10	Sikringsklasse I <ul style="list-style-type: none"> <li>• Spredt bolting</li> <li>• Sprøytebetong B35 E700, tykkelse 80 mm</li> </ul>
C	Moderat oppsprukket bergmasse. Midlere sprekkeavstand 0,3-1 m Q = 10-4	Sikringsklasse II <ul style="list-style-type: none"> <li>• Sprøytebetong B35 E700, tykkelse 80 mm</li> <li>• Systematisk bolting c/c 2 m</li> </ul>
D	Tett oppsprukket bergmasse eller lagdelt skifrig bergmasse. Midlere sprekkeavstand < 0,3 m Q = 4-1	Sikringsklasse III <ul style="list-style-type: none"> <li>• Sprøytebetong B35 E1000, tykkelse 100 mm</li> <li>• Systematisk bolting c/c 1,75 m</li> </ul>
E	Svært dårlig bergmasse Q = 1-0,2	Sikringsklasse IVa <ul style="list-style-type: none"> <li>• Sprøytebetong B35 E1000, tykkelse 150 mm</li> <li>• Systematisk bolting, c/c 1,5 m</li> </ul>
	Q = 0,2-0,1	Sikringsklasse IVb <ul style="list-style-type: none"> <li>• Sprøytebetong B35 E1000, tykkelse 150 mm</li> <li>• Systematisk bolting, c/c 1,5 m</li> <li>• Armerte sprøytebetongbuer, buedimensjon E30/6 ø20 mm, c/c buer 2-3 m, ev. gitterbuer <ul style="list-style-type: none"> <li>○ Buene boltes systematisk, c/c bolt = 1,5 m, boltelengde 3-4 m</li> </ul> </li> <li>• Sålestøp vurderes</li> </ul>
F	Ekstremt dårlig bergmasse Q = 0,1-0,01	Sikringsklasse V <ul style="list-style-type: none"> <li>• Sprøytebetong B35 E1000, tykkelse 150-250 mm</li> <li>• Systematisk bolting, c/c 1,0-1,5 m</li> <li>• Armerte sprøytebetongbuer, buedimensjon D60/6+4, ø20 mm, c/c buer 1,5-2 m, ev. gitterbuer <ul style="list-style-type: none"> <li>○ Buene boltes systematisk, c/c 1,0 m, boltelengde 3-6 m</li> </ul> </li> <li>• Sålestøp vurderes</li> </ul>
G	Eksepsjonelt dårlig bergmasse, stort sett løsmasse Q < 0,01	Sikringsklasse VI <ul style="list-style-type: none"> <li>• Driving og permanent sikring dimensjoneres spesielt</li> </ul>

### 5.5.2 Bergsikring påhugg og forskjæringer

Anslåtte bergsikringsmengder for forskjæringene/påhugg er gitt i Tabell 5-4. Det forventes sikring i form av rensk, bolter, sprøytebetong og steinsprangnett/isnett. Erfaringsmessig benyttes ofte sprøytebetong i påhuggsflaten som arbeidssikring. I mengdene er det langt inn 50 % sprøytebetong i påhuggsflatene.

I påhuggene antas det å være behov for spiling. Det skal påføres sprøytebetong over og rundt spilingen med armering/oppheng rundt påhuggene for å holde profilet ved åpningsssalver.

Tabell 5-4: Anslåtte bergsikringsmengder i forskjæring/påhugg

	Forskjæring/påhugg nord	Forskjæring/påhugg sør	Sum
Rensk [m <sup>2</sup> ]	1 175	1 540	2 715
Sikringsbolt [stk.]	73	97	171
Steinsprangnett [m <sup>2</sup> ]	203	312	515
Sprøytebetong [m <sup>3</sup> ]	23	25	49

### 5.5.3 Sikring av overliggende terreng

Det er aktuelt å montere snøskredsikring i form av støtteforbygninger ovenfor vestre påhugg.

## 5.6 Bergmekaniske egenskaper

### 5.6.1 Borbarhet og sprengbarhet

Borbarhet og sprengbarhet for bergartene langs tunnelen er usikker da det ikke er utført tester langs traséen.

Bergartens borbarhet og sprengbarhet bestemt ved laboratorietester er beskrevet i kapittel 4.7.2. Det er derfor benyttet erfaringstall for å vurdere borbarhet og sprengbarhet til bergartene langs tunneltraséen. Bergartenes borbarhet og sprengbarhet for granitt, granittisk gneis og amfibolittisk gneis (båndgneis) er beskrevet i faktadelen i kapittel 4.7.2.

Basert på Tabell 4-6 har alle 3 bergartene medium borbarhetsindeks (DRI) og borslitasjeindeks (BWI).

Basert på

Tabell 4-8 har alle bergartene middels til god sprengbarhet. Granitt og granittisk gneis har liten variasjon i sprengbarhet fra god til middels, mens amfibolittisk gneis (båndgneis) har stor variasjon i sprengbarhet fra god til dårlig.

### 5.6.2 Anvendelse av sprengstein

Det er ikke utført tester på bergartene langs traséen og det er derfor usikkert hvor godt egnet steinmassene vil være til ulike formål. Det kan være stedegne og lokale variasjoner i bergmassen som gjør at denne ikke tilfredsstillende alle krav til steinmaterialer (for eksempel til bruk i de øvre lag av veikroppen) [35].

I muntlig kommunikasjon med Veidekke har de sagt at all sprengstein ble brukt i linjen, men steinen er av varierende kvalitet til veioppbygging/bærelag. For dagens Vatlandstunnel var stein fra vestre del av tunnelen egnet for bruk til veioppbygging, mens stein i østre del var mindre egnet.

Alle bergartene langs tunnelen forventes erfaringsmessig å være egnet som grovfylling.

Mottatte testverdier viser at 3 av 7 LA verdier oppfyller kravet i N200 (2022) for forsterkningslag/bærelag. For MDE oppfyller 3 av 7 verdier kravet til både forsterkningslag/bærelag, mens 5 av 7 av oppfyller kravet til kun forsterkningslag. Alle Flisighetsindekser oppfyller krav til forsterkningslag/bærelag.

Båndgneis kan ha store variasjoner med tanke på brukbarheten til massene. Der denne inneholder mye glimmer vil massene ventelig ikke tilfredsstillende krav for bruk i øvre del av overbygningen.

## 5.7 Miljøhensyn

### 5.7.1 Syredannende bergarter

Sweco har fått informasjon fra Veidekke at det i OPS prosjektet E39 Lyngdal-Flekkefjord ikke var et problem med sulfidholdig berggrunn og sur avrenning. Alt berg ble benyttet i linjen. Driftsvann gikk gjennom sedimenteringsbasseng og ut i naturen.

Risikoen for problemer knyttet til sulfidholdig berggrunn anses som liten, men det kan ikke utelukkes at det stedvis kan påtreffes bergmasse med økt sulfidinnhold og syredannende potensiale som må håndteres. Behov for prøvetaking av berget må vurderes under driving dersom det observeres tegn på sulfidholdig bergmasse. Slike masser kan f.eks. identifiseres med røntgendiffraksjon eller laboratorieanalyser. Videre må det gjøres en vurdering av behov for spesielle tiltak i forbindelse med deponering basert på innhold av sulfider og volumet av disse.

### 5.7.2 Radon

Aktsomhetskartet for radon er vist i Figur 4-18, som indikerer lav-moderat aktsomhet langs traséen.

Radon er tyngre enn luft og vil kunne samle seg i kummer, pumpesumper o.l. Helsefare forbundet med radon er imidlertid knyttet til eksponering mot høye nivåer over lang tid, f.eks. i boliger der man oppholder seg store deler av døgnet. På denne måten er det lite sannsynlig at eventuelt forhøyede radonnivå i tunnelen vil representere noen helsefare for trafikanter eller andre som er innom i tunnelen for å utføre vedlikeholdsarbeid i driftsfasen. Ved høye nivåer kan det imidlertid være aktuelt å gjennomføre avbøtende tiltak i drivefasen for å beskytte arbeidere i tunnelen som oppholder seg der flere timer i døgnet. Det bør gjennomføres luftmålinger over tid for å dokumentere radonnivået, og aktuelle tiltak mot forhøyede verdier er f.eks. forsterket ventilasjon og/eller radonbrønner.

Ved eventuell bruk av sprengstein som fyllmasse under bygg bør radonnivåer kontrolleres og tiltak eventuelt gjennomføres.

### 5.7.3 Vibrasjoner fra sprengning

I henhold til NS8141 [36] skal det fastsettes krav til maksimale vibrasjoner fra sprengning på bygninger innenfor en avstand på min. 50-100 m fra sprengningsstedet.

I tillegg må det fastsettes vibrasjonskrav og planlegges måleprogram for eksisterende tunnellop. Dette må gjøres i dialog med tunnel-eier.

## 5.8 Hydrogeologiske vurderinger

### 5.8.1 Generelt

Det er utført lite injeksjon i dagens løp, og det er derfor grunn til å tro at grunnvannsnivået nær tunneltraséen er senket og dermed generelt ligger noe lavere enn for området ellers.

### 5.8.2 Konsekvenser ved senkning av grunnvann.

Konsekvenser for ytre miljø ved innlekkasje i tunnelanlegg er:

- En reduksjon i grunnvannsnivå eller vanntilførsel til vannkrevende flora og fauna. Det gjelder for eksempel myrområder der grunnvannsspeilet ligger generelt høyt eller jordbruksarealer som er vannavhengige
- Reduksjon i vannstand og/eller vannstandsreduksjoner i tjern og vann
- Reduksjon i grunnvannsnivå som påvirker grunnvannsbrønner innenfor influensområdet
- Poretrykkreduksjon som kan gi setningsskader

### Myr

Det finnes flere strekninger langs tunneltraséen som krysser myrområder. Størrelsen på myrområder er avhengig av hvilket kartlag en bruker. For eksempel om man sammenligner

myrene i Øvre Lande Figur 5-6 fra Kartverket med det i Figur 5-4 fra NGU er myrarealene betydelig mer omfattende i NGUs kartlag. Myrområder betraktes som sårbare områder siden til og med små lekkasjer kan tørke dem ut med betydelige biologiske konsekvenser for økosystemet knyttet til dem.

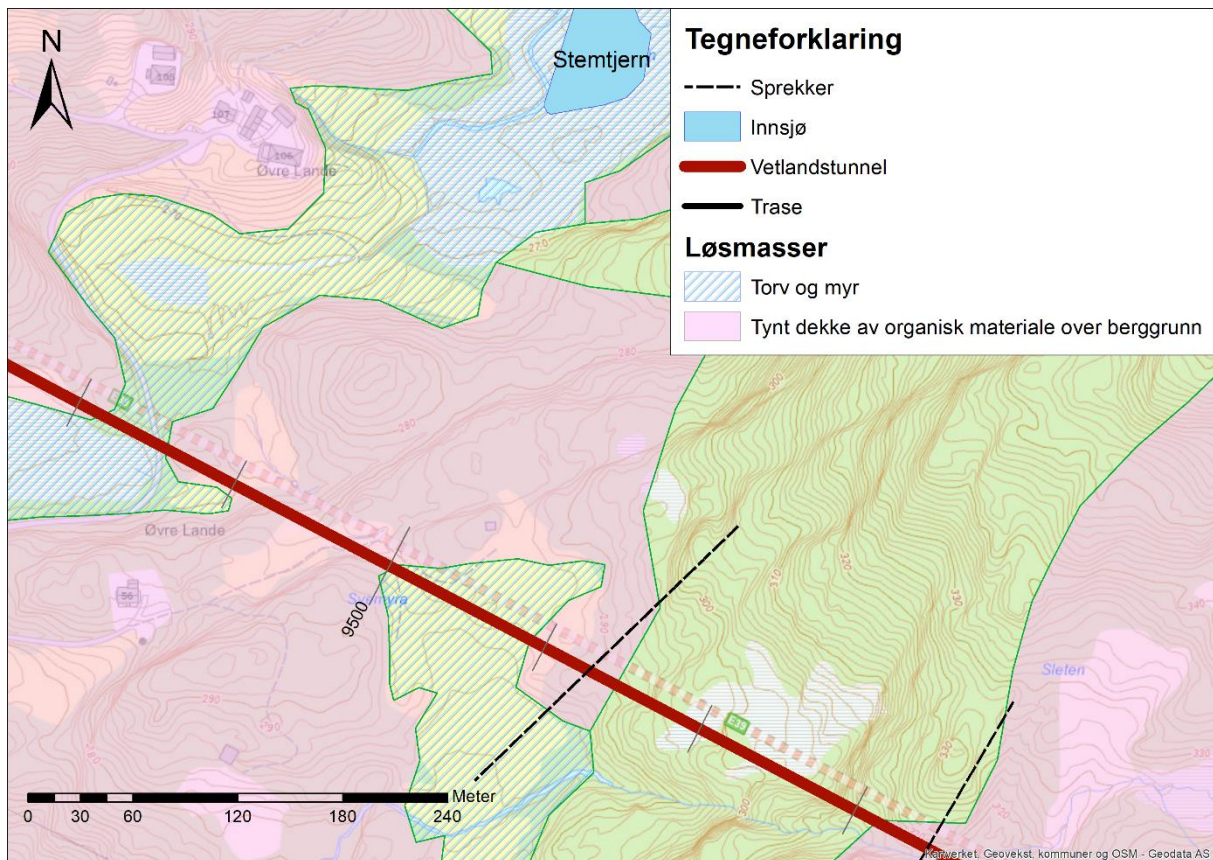
Det er generelt usikkert om en myr står i kontakt med grunnvannet i området og har potensiale for uttørking pga. innlekkasjer i tunnel. Hvis grunnvannstand i fjellet ligger under bunnen av myrene vil vannet i myren være uavhengig av grunnvannet i området. Endringer i grunnvannstand i fjell på grunn av eventuelle lekkasjer kommer ikke til å påvirke myrene hvis disse ikke står i kontakt med grunnvannet.

For å kunne vurdere om myren står i kontakt med grunnvannet i fjellet kan det vurderes å utføre undersøkelse med boring av fjellbrønn. En undersøkelsesbrønn vil ikke nødvendigvis gi et umiddelbart svar på om myrene er i hydraulisk kontakt med grunnvannet i fjellet. Grunnvannstanden kan på kort tid stige flere 10 talls meter etter moderate nedbørhendelser, slik at man må basere analysen på gjennomsnittlig grunnvannsstand over en viss tid.

#### Edelskog

I kap. 3.9 er det nevnt at ovenfor østre påhugg er det registrert område med edelløvsskog og hule eiker med høy verdi som må beskyttes. Problemstillingen ligner på det som ble diskutert for myrområder. Man kjenner ikke hvor grunnvannstanden ligger i området og skogens avhengighet av å få vann direkte fra grunnvannet i fjell. Normalt er skogsområder i Norge ikke direkte avhengig av å ha tilgang til grunnvann i fjell og det er tilstrekkelig med nedbør i området. Eksisterende tunnel har allerede påvirket grunnvannsstanden i fjell uten merkbar effekt på skogen. På grunn av usikkerheter knyttet til skadepotensialet vil edelskogsområdet bli behandlet tilsvarende som myrområder.





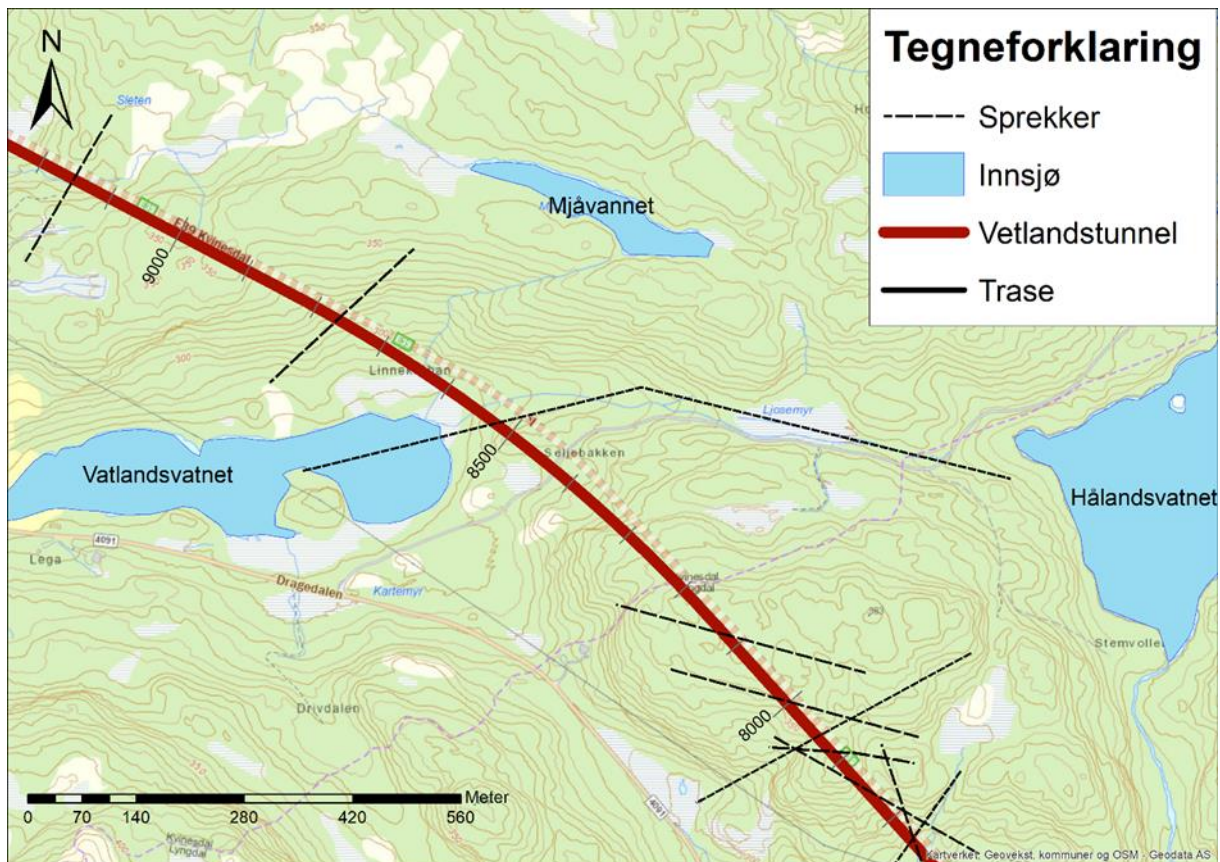
Figur 5-4. Myrområder som krysser tunneltraséen (NGU)

### Innsjøer

Nærliggende innsjøer kan påvirkes negativt av tunnelanlegg. Det finnes noen dokumenterte tilfeller hvor små tjern ble drenert etter at store lekkasjer oppstod i tunneler.

Ved pel 8358 til 8673 er tunneltraséen i nærhet av Vatlandsvatnet (se Figur 5-5). I den samme figuren vises kartlagte sprekker og svakhetssoner. Svakhetssonen som krysser tunneltraséen kan potensielt knytte Vatlandsvatnet med tunnelen, men også Ljosemyr og Hålandsvatnet.

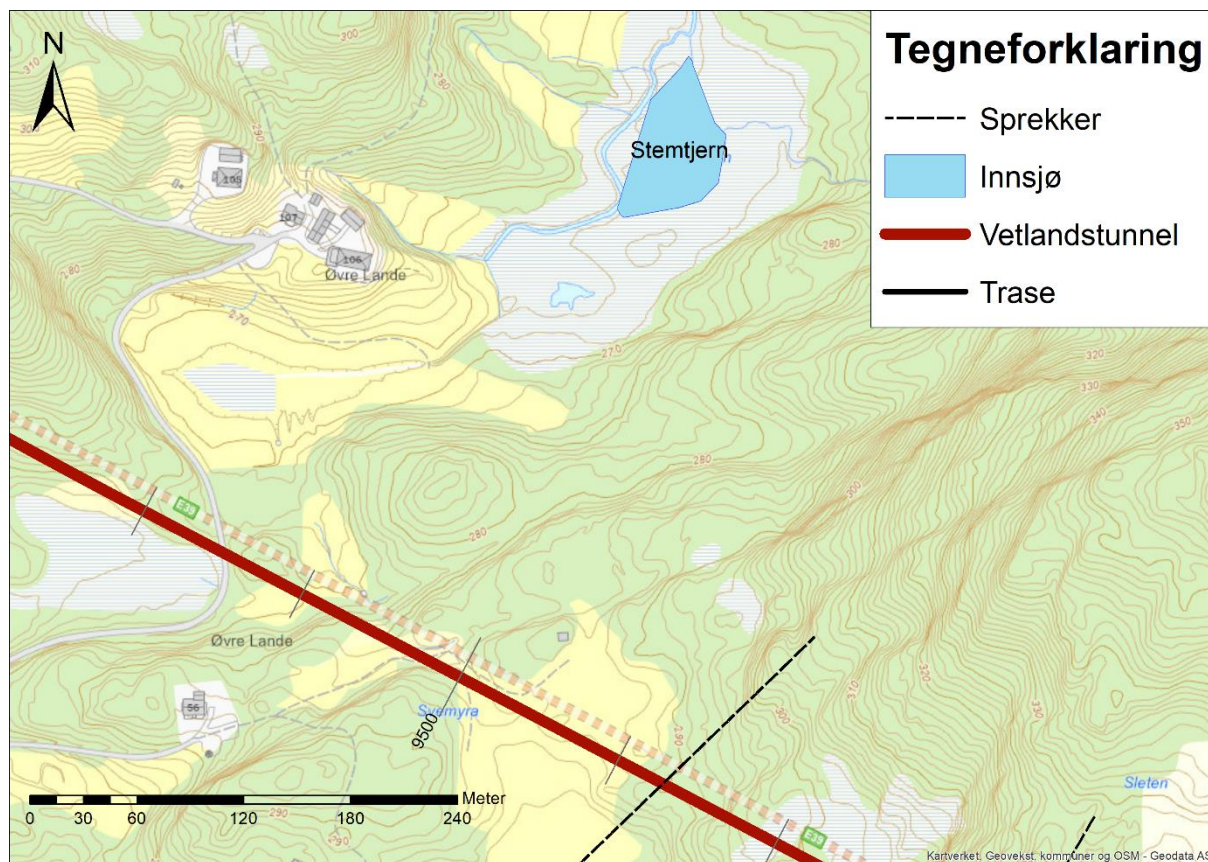
I den samme figuren vises også Mjåvannet. Det eneste som er spesiell med Mjåvannet er at den ligger mindre enn 300 meter fra tunneltraséen, noe som plasserer den på randen av tunnelens influensområde (se neste avsnitt).



Figur 5-5. Viser Vatlandsvatnet og Hålandsvatnet som antakeligvis er hydraulisk knyttet via svakhetssoner. I tillegg vises Mjøvannet som ligger akkurat på grensen av influensområdet (kilde, Karverket og NVE)

I Figur 5-6 vises det andre området langs tunneltraséen (9563 – 9879 meter) som er av interesse. Stemtjern (eller Stemtjønn i noen kart) ligger omtrent 270 meter fra tunneltraséen og avstandsmessig burde det ikke være problematisk, men tjernet er lokalisert i midten av et omfattende myrområde. Til og med moderate innlekkasjer i tunnelen kan ha en uttørkende effekt på myr og i dette tilfellet vil også Stemtjern kunne påvirkes.

Lekkasjekravene vil gjenspeile forholdene i de to lokaliteter og blir diskutert videre i kap. 4.8.9



Figur 5-6. . Stemtjern ved Øvre Lande (ca. pal 9550 m)

### Setningsfare for bygninger

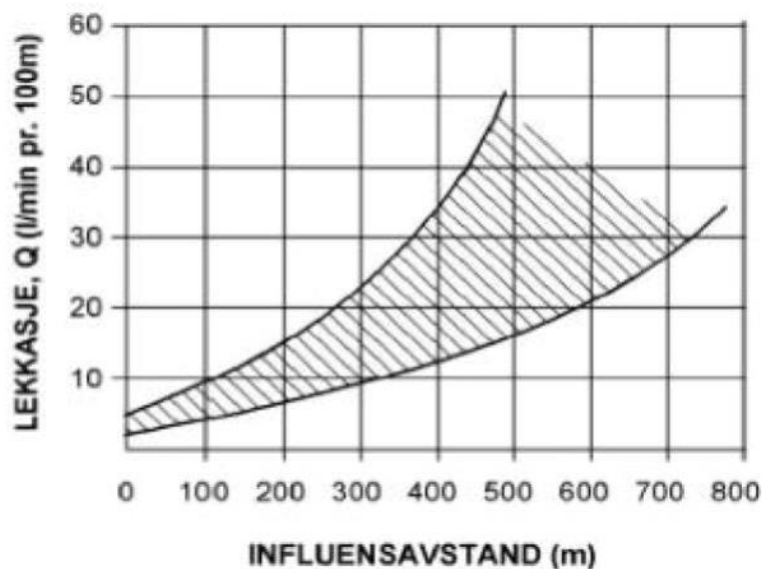
Langs tunneltraséen er det bart berg eller tynt vegetasjonsdekke. Det ikke kartlagt setningsømfintlige masser, og området er over marin grense. Det forventes derfor ikke problemer med at bygg får setninger pga. innlekkasjer til tunnelen.

### 5.8.3 Influensområde

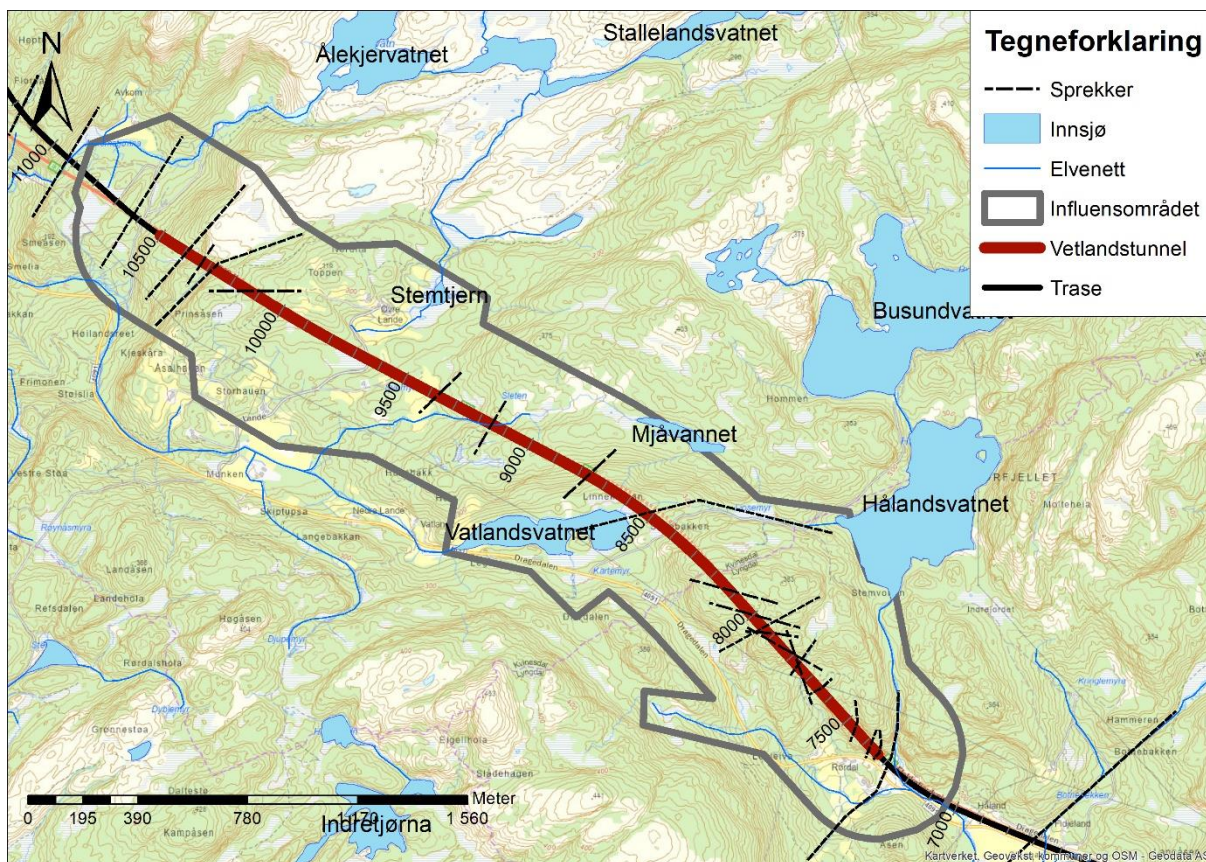
Influensområdet til en tunnel kan defineres som avstanden fra tunnelen der det kan forventes redusert grunnvannsnivå i en slik grad at brønner, naturforekomster eller poretrykk i leiravsetninger kan bli påvirket. Generelt vil det, i områder hvor tunnelen ligger dypt, forventes noe større influensområde enn der hvor det er liten overdekning. På en annen side vil effekten av en lekkasje fordeles over et større område, og senkning av grunnvannsnivået rett over tunnelen vil kunne bli mindre. En senkning i grunnvannstrykk ved tunnelnivå vil ikke nødvendigvis medføre en direkte senkning av grunnvannstand høyere opp i bergmassen direkte over tunnel. I stedet kan trykkreduksjonen ofte følge sprekker og svakhetssoner, og kan bli avskåret av tette lag. Tidligere studier rundt grunnvannssenking og tunneldriving argumenterer med at influensområdet til et tunnelanlegg sjeldent er bredere enn 300 i fra tunnelen [11]. Det vises også til Figur 5-7 som viser empirisk sammenheng mellom innlekkasjer og influensavstand.

Eksisterende data, erfaringstall og simuleringer som Sweco har utført for andre tunnelstrekninger er benyttet som grunnlag for å anslå influensavstanden til tunnelen. For Vatlandstunnelen antar vi en influensavstand på 300 meter, men stedvis kan det være opp til 400 meter for å kompensere for svakhetssoner og andre hydrologiske/hydrogeologiske forhold som indikerer økt fare for påvirkninger fra lekkasjene i tunnelen. Den antatte influensavstanden forutsetter at innlekkasjekravet i tunnelen overholdes. I uheldige situasjoner hvor det kan oppstå store lekkasjer i tunnelen vil påvirkningsområdet kunne være betydelig større.

Figur 5-8 viser tunnelens influensområde. I områder hvor det er myr, svakhetssoner og bekker er influensområdet utvidet/tilpasset manuelt.



Figur 5-7. Influensavstand som funksjon av innlekkasje [11].

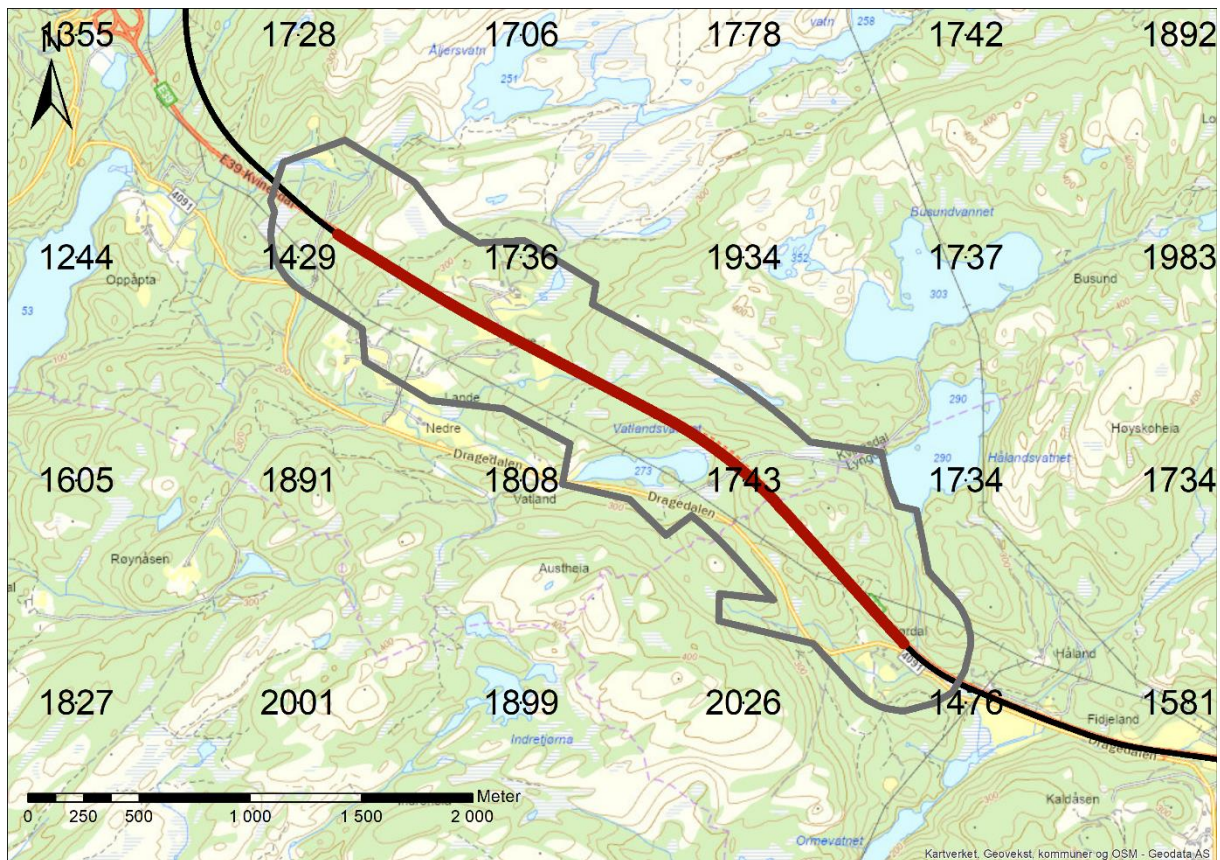


Figur 5-8. Tunnelens influensområde.

#### 5.8.4 Vannbalanseberegning og innlekkasjekrav

Metoden som brukes for å beregne innlekkasjekrav er basert på vannbalanseberegninger. Det finnes flere måter å utføre disse beregningene på. Det som er problematisk med beregningene er at en er nødt til å innføre antagelser som påvirker resultatene. For å unngå antagelser om de klimatiske forhold i området skal analysen basere seg på datasett som er korrigert og verifisert av NVE for perioden 1961-1990. En burde helst bruke nyere datasett for perioden 1991-2020 som fanger opp klimaendringene, men NVE ikke har publisert disse ennå.

En stor fordel med å estimere innlekkasjekrav basert på grunnvannsdannelse i fjell er at man ivaretar vannbalansen i området. I fjellområder kan man grovt estimere at mellom 3 % og 20 % av årlig avrenning vil infiltreres i bakken. Det er mange lokale forhold som påvirker dette. Prosentandelen som infiltreres vil variere blant annet med bergarttype, landskapsformen og årlige nedbør.



Figur 5-9. Årlige normale avrenning 1961-1990 fra NVE. Tallene viser avrenning i mm/år

Analysen starter med å bruke årlige normale avrenningsdata fra NVE. Disse data er basert på simuleringer utført av NVE og viser avrenningsestimater etter vannbalanseanalyser er utført på et grid 1 km x 1 km over hele Norge. Simuleringene er kalibrert mot eksisterende data for perioden 1961-1990 og kan betraktes som de mest pålitelige data vi har i Norge om avrenningsestimater. Avrenningsestimater fra et hydrogeologisk perspektiv er tall som viser maksimum grunnvannsdannelse i et område. Grunnvannsdannelse i fjell ligger på mellom 3 og 20 % av disse estimatene. I områder med høy nedbør, slik som er tilfellet med Vatlandstunnelen, burde grunnvannsdannelsen ligge rundt 10 %.

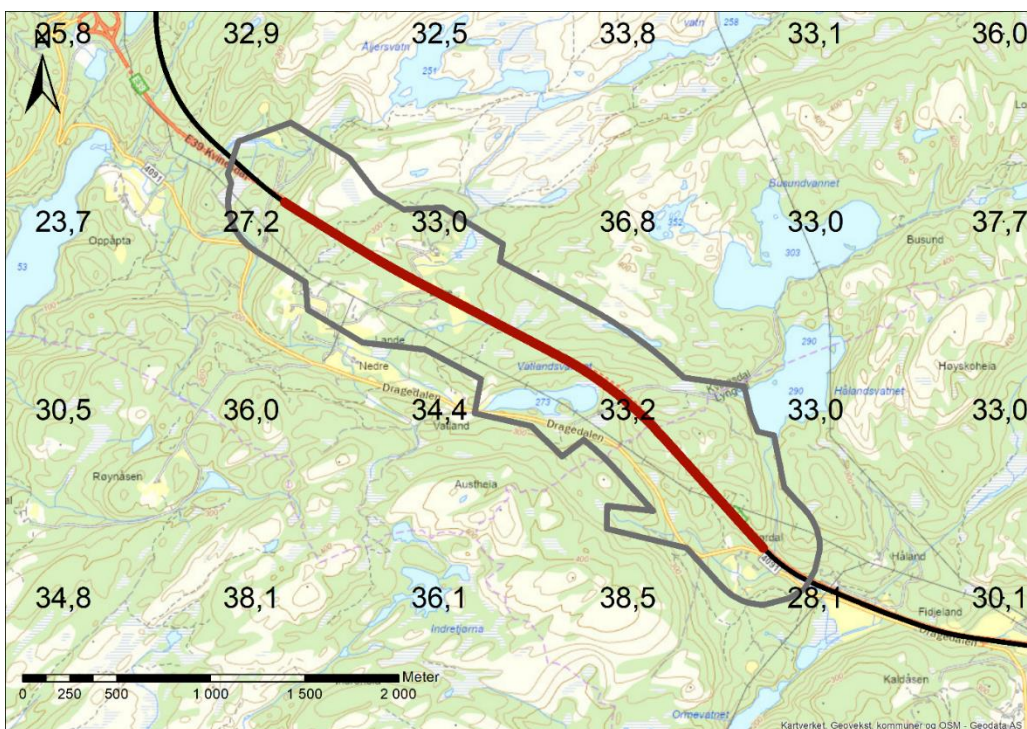
Ved å bruke 10 % av avrenningsestimatene som grunnvannsdannelse i fjell kan en estimere hvor store lekkasjer det kan være i tunnelen som kompenseres av naturlig grunnvannsdannelse (Figur 5-10). Hvis lekkasjene i tunnelen er mindre enn grunnvannsdannelsen vil grunnvannsstanden være stabil og skaderisikoen være lav.

Området viser en relativt høy årsavrenning som generelt sett indikerer at en kan tolerere lekkasjer opp til 27-35 l/min pr 100 meter tunnel uten å skape problemer for vannbalansen i området. For å lage lekkasjekravene for tunnelen interpoleres de estimerte verdiene for de strekninger i tunnelen man ønsker å få konkrete lekkasje estimater for.

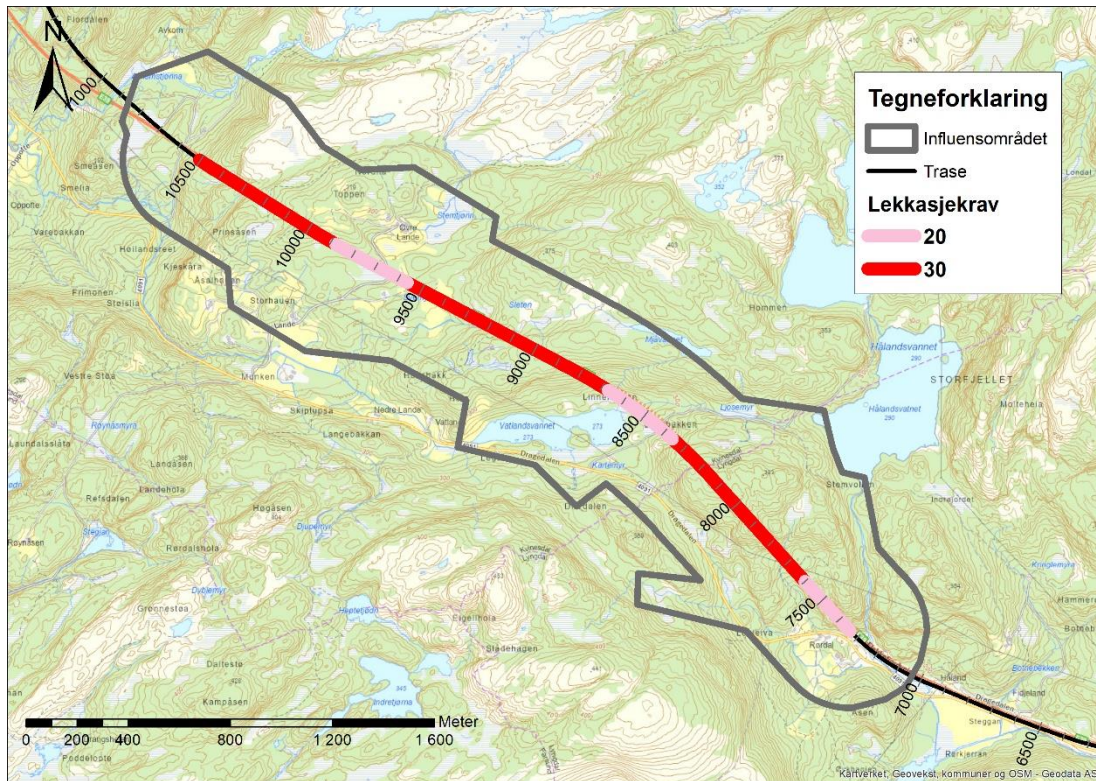
Denne metoden er brukt for å estimere innlekkasjekravene som vises i Figur 5-11 og Tabell 5-5. Estimatenes er avrundet. Å bruke disse estimatene i praksis kan stedvis være komplisert noe som diskuteres nærmere under.

Har man to tunnellop burde kravet deles mellom dem. Dvs. at hvis man har totalt 30 l/min per 100 meter tunnel, burde kravet være 15 l/min per 100 meter tunnel for hvert løp. Dette er vanlig praksis i prosjekter med to tunneler.

Ved innsjø, myr og edelskogsområdet vil ikke kravet som fås fra vannbalanseanalysen være tilstrekkelig til å ivareta risiko forbundet med disse. Myrer vil kunne være spesielt sensitive for også mindre fall i grunnvannsnivå. Helst bør man ha et strengest mulig krav ved disse, men det blir en aweining mot kostnader. Det er foreslått å redusere kravet til ca. 20 l/min per 100 meter tunnel, dvs. 10 l/min per 100 meter tunnel per tunnellop. Ved å undersøke grunnvannsnivået nær myrene med boring av fjellbrønn kan man få mer kunnskap om forholdene og ev. kunne justere innlekkasjekravet opp/ned.



Figur 5-10. Grunnvannsdannelse fra NVE uttrykt i l/min per 100 meter tunnel.



Figur 5-11 Innlekkasjekrav for Vatlandstunnelen.



Tabell 5-5: Innlekkasjekrav for Vatlandstunnelen.

Nr.	Pel	Strekning [m]	Estimert Tetthetskrav tunnel (2 løp) [l/min/100 m]	Tetthetskrav pr. løp [l/min/100 m]	Kommentar
1	7350- 7600	250	20	10	Edelskog Maksimal punktlekkasje < 10 l/min
2	7600- 8358	758	30	15	Lite sårbart område. Maksimal punktlekkasje < 10 l/min
3	8358 - 8673	315	20	10	Strekningen ved Vartlandsvannet. Maksimal punktlekkasje < 10 l/min
4	8673 - 9563	890	30	15	Lite sårbart område Maksimal punktlekkasje < 10 l/min
5	9563 - 9879	316	20	10	Myrområdene ved Øvre Lande (sårbart område) Maksimal punktlekkasje < 10 l/min
6	9879 -10505	626	30	15	Lite sårbart område Maksimal punktlekkasje < 10 l/min

### 5.8.5 Overvåkningsbrønner

Det vil være nødvendig å installere overvåkningsbrønner langs traséen. Brønnene skal hovedsakelig installeres for å kunne dokumentere grunnvannsforholdene langs tunnelen. En slik dokumentasjon er påkrevd av NVE. Etablering av brønn bør skje minst seks måneder før byggestart og helst tidligere. Målingene avsluttes normal ett år etter tunnelens ferdigstilling. Plasseringen av overvåkningsbrønner ved nærliggende vann og myrer vil være fordelaktig.

### 5.9 Sonderboring og injeksjon

Det vurderes som nødvendig å utføre sonderboring med lekkasjemåling på strekninger der det er satt krav til maksimal innlekkasje. Iht. N500 skal tunnelstoffene i de parallelle løpene også drives slik at den ene stoffen ligger noe foran den andre slik at erfaringer fra det ene løpet kan overføres til det andre.

Injeksjon utføres enten som behovsprøvd eller systematisk forinjeksjon. Ved behovsprøvd injeksjon utløses en injeksjonsskjerm av et fastsatt nivå for maksimal innlekkasje målt i sonderhull. Systematisk forinjeksjon utføres over sammenhengende strekninger med overlappende skjermmer uavhengig av innlekkasje i sonderhull. Systematisk forinjeksjon utføres typisk på strekninger med strenge innlekkasjekrav og/eller under sårbare områder på overflaten.

Det vurderes at der kravet er 15 L/min/100 m for ett løp vil det være tilstrekkelig med behovsprøvd forinjeksjon. Ved strengere krav enn dette bør det utføres systematisk forinjeksjon.

## 5.10 Utvidelse av eksisterende løp

Eksisterende løp skal strosses til T9,5 profil. Dette vil skje etter at nytt løp er ferdig slik at trafikken kan flyttes over i nytt løp og man kan arbeide uforstyrret i dagens løp. Mesteparten av tunnelen er klassifisert til bergklasse B/C. Tunnelen er sikret med bolter og sprøytebetong, og det er betongportaler ved påhuggene. Det er stedvis vann og frostsikring med PE-skum.

Eksisterende sikring vil bli ødelagt ved strossing slik at tunnelen må sikres på nytt med bolter og sprøytebetong. Det vil være en HMS-fare forbundet med å få ned bergblokker som henger igjen i bolter, samt forsagere fra bygging av tunnelen

Ved siktutvidelsen ved profil 8300-8700 er det båndgneis. Bergkvaliteten er vekslende med dårlig til middels kvalitet i søndre del av strekningen, god kvalitet i midtre del (der spennet er størst) og middels til god i nordre del. Det forventes behov for sikring med bolter og sprøytebetong på denne strekningen.

Påtreffes det større punktlekkasjer under arbeidet med strossing vil det være aktuelt å utføre injeksjon av disse.

## 6 Usikkerheter og anbefalinger

### 6.1 Spesielle usikkerheter

- Usikkerhet knyttet til faktisk overdekning i påhuggsområdet på østlig side. Resultatene fra refraksjonsseismisk profil P2 og P3 indikerer noe ulik løsmassetykkelse.
- Anleggsteknisk kompleksitet for påhugg øst hvor det kan etableres et sakset påhugg.
- Driving av nytt løp nært eksisterende løp.
- Steinmaterialets kvalitet – det må gjennomføres tester av bergmassen fortløpende i anleggsfasen da kvaliteten kan endres over korte avstander.
- Bredde på og vanskelighetsgrad knyttet til driving gjennom og sikring av svakhetssoner (bla. knyttet til eventuell dypforvitring).

- Orientering av soner på tunnelnivå: Fare for at flere soner treffer tunnelen med slakt fall, som kan skape avløste partier i hengen.
- Omfang av innlekkasje på tunnelnivå og tilhørende injeksjonsarbeider.

## 6.2 Krav til overvåking av spesielle forhold

- Hvis det påtreffes leirførende soner i tunnelen anbefales det å gjennomføre laboratorieanalyser av denne for å avdekke eventuelle svellende egenskaper. Hvis det avdekkes svelleleire med stort svellepotensiale/-trykk må den aktuelle sonen revurderes med hensyn til om det er aktuelt å utføre tilleggssikring på bakgrunn av ny informasjon.
- Innlekkasjen til tunnelen må måles jevnlig i drivefasen for å overvåke om strekningskravene til tetthet er oppfylt.
- Vibrasjoner fra sprengning måles fortløpende på utvalgte objekter, spesielt for eksisterende løp.
- Grunnvannsendring pga. tunneldriving må overvåkes og dokumenteres med fjellbrønner.

### 6.3 Ingeniørgeologisk kompetanse i byggefasen

Prosjektet skal være bemannet med en ansvarlig ingeniørgeolog i byggefasen. Ingeniørgeologen anbefales å inneha minimum 5 års relevant erfaring fra tunnelanlegg. Ingeniørgeologisk kompetanse er viktig i byggefasen for å sørge for god oppfølging og anbefalinger av sprengning- og bergsikringsarbeider.

Byggherren må i tillegg tilknytte seg kontrollingeniører til å følge skiftene. Disse må ha ingeniørgeologisk kompetanse. For hver tunnelsalve gjennomføres «byggherrens halvtime» med geologisk kartlegging av siste salve, samt beregning av Q-verdi for beslutning av endelig sikringsomfang. Tilsvarende skal utspregning av skjæringer følges opp underveis med ingeniørgeologisk kartlegging og prosjektering av sikring.

Kontrollingeniøren som utfører geologisk kartlegging på stuff, samt gjennomfører vurdering av permanent sikring, anbefales iht. N500 å ha følgende kompetanse:

- Erfaring med ingeniørgeologisk kartlegging og kartlegging etter Q-metoden og beskrivelse av bergmassekvalitet.
- Erfaring med og kjennskap til relevante metoder for bergsikring i tunneler og forskjæringer.
- Kunnskap om ingeniørgeologiske forundersøkelser, og med laboratorieanalyser av stein og løsmasseprøver.
- God kunnskap om innholdet i ingeniørgeologisk rapport, samt utførte grunnundersøkelser og relevant bakgrunnsinformasjon.
- Kunnskap om innholdet i relevante regelverk og håndbøker.
- Kjennskap til prosjektets risiko og sårbarhetsanalyse.
- Erfaring med og kunnskap om injeksjon i tunnel.

Det skal utarbeides ingeniørgeologisk sluttrapport for tunnel og forskjæringer.

### 6.4 Sikkerhet, helse og arbeidsmiljø (SHA)

Følgende forhold fremheves som mer spesielt mtp. SHA:

- Rystelser fra sprengning kan medføre ras i eksisterende løp. Ved utstrossing av eksisterende løp kan det komme ras i nytt løp.
- Anleggsteknisk kompleksitet ved påhugg øst, med stedvis høy forskjæring som kommer tett på eksisterende løp.
- Dersom det observeres leire med potensial svellende egenskaper på dette stedet. Svellende leire kan over tid redusere stabiliteten til bergmassene.

- Ved strossing av dagens løp vil det være risiko knyttet til forsagere og håndtering av eksisterende sikring.

## 6.5 Anbefalte videre undersøkelser

Det anbefales følgende videre undersøkelser:

- Bygningsbesiktigelse utføres i forkant av sprengningsarbeider for Statnetts anlegg og bygninger som ligger innenfor det forventede influensområdet med hensyn til sprengningsvibrasjoner. Dette danner også grunnlag for fastsettelse av grenseverdier for rystelser.
- Boring av grunnvannsbrønner langs tunnelen. Hensikten er å få bedre grunnlag for fastsettelse av innlekkasjekrav i tunnel nær myrer og større kunnskap om naturlige svingninger for å kunne fange opp eventuell senkning i grunnvannstand som følge av tunneldriving. Dette blir også en dokumentasjon av grunnvannsforholdene som er påkrevd av NVE.
- Tilstand av alle eksisterende brønner langs traséen burde undersøkes og dokumenteres.

## 7 Referanser

- [1] Statens vegvesen, «Vegnormal N100 Veg- og gateutforming,» 2021.
- [2] Statens vegvesen, «Vegnormal N500 Vegtunneler,» 2022.
- [3] Standard Norge, «NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 Eurokode 0: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner,» 2016.
- [4] Standard Norge, «NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2020 Eurokode 7 Geoteknisk prosjektering,» 2020.
- [5] NS-EN ISO 14689-1, «Geotekniske felt- og laboratorieundersøkelser - Identifisering, beskrivelse og klassifisering av berg,» 2018.
- [6] Norsk bergmekanikkgruppe, «Veileder for bruk av Eurokode 7 til bergteknisk prosjektering,» 2011.
- [7] Statens vegvesen, «Håndbok N500 - Vegtunneler,» Vegdirektoratet, 2022.
- [8] Statens vegvesen, «Veiledning V521 Geologi og bergsikring i tunnel,» 2022.
- [9] Statens vegvesen, Vegnormal N200 Vegbygging, 2021.
- [10] Statens vegvesen, «Håndbok R760 Styring av vegprosjekter,» 2021.
- [11] Statens vegvesen, «Publikasjon 103 - Undersøkelser og krav til innlekkasje for å ivareta ytre miljø,» 2003.
- [12] NGI, «Bruk av Q-systemet. Bergmasseklassifisering og bergforsterkning,» 2015.
- [13] Sweco, «Fagrapport ingeniørgeologi: Skred. Detaljregulering for E39 Lyngdal - vest - Kvinesdal,» 2022.
- [14] Norconsult, «E39 Lyngdal vest - Ålgård. Ingeiørgeologisk rapport til kommunedelplan,» 2018.
- [15] Norconsult, «E39 Røyskår-Lølandsvatnet. Mulighetsstudie,» 2020.
- [16] Allfarvei/Veidekke, «OPS Prosjekt E39 Lyngdal-Flekkefjord. Sluttdokumentasjon fra byggefasen, muntlig kommunikasjon».
- [17] NGU, «Berggrunn - Nasjonal berggrunnsdatabase,» [Internett]. Available: [http://geo.ngu.no/kart/berggrunn\\_mobil/](http://geo.ngu.no/kart/berggrunn_mobil/).
- [18] NGU, «Løsmasser - Nasjonal løsmassedatabase,» [Internett]. Available: <http://geo.ngu.no/kart/losmasse/>.
- [19] NGU, «GRANADA Nasjonal grunnvannsdatabase,» [Internett]. Available: <http://geo.ngu.no/kart/granada/>.
- [20] NVE, «NVE Atlas,» [Internett]. Available: [www.atlas.nve.no](http://www.atlas.nve.no).
- [21] Statens vegvesen, «Vegkart,» [Internett]. Available: <https://www.vegvesen.no/fag/teknologi/nasjonal+vegdatatabank/kart>. [Funnet 13 12 2018].
- [22] NGU, «Aktsomhetskart radon,» [Internett]. Available: [geo.ngu.no/kart/radon/](http://geo.ngu.no/kart/radon/).

- [23] Kartverket, «FKB4,» [Internett]. Available: <https://openwms.statkart.no/skwms1/wms.fkb4?request=GetCapabilities&service=WMS>.
- [24] Miljødirektoratet, «Miljøstatus - Naturtyper - DN-håndbok 13 - kartdatabase,» 2020. [Internett]. Available: <https://miljoatlas.miljodirektoratet.no/MAKartWeb/KlientFull.htm?>
- [25] Sweco Norge AS, «NV42E39LK-GEO-RAP-0006 Fagrapport Skred,» 2022.
- [26] Geomap Norge AS, «Rapport seismiske undersøkelser, E39 Lyngdal-Kvinesdal,» 2022.
- [27] Sweco, «E39 Lyngdal - Flekkefjord. Geoteknisk vurderingsrapport - Delområde 2,» 2022.
- [28] Sweco, «E39 Lyngdal - Flekkefjord. Geoteknisk vurderingsrapport - Delområde 3 og 4,» 2022.
- [29] T. Falkum, «Beskrivelse til geologisk kart over Norge - 1:250.000, Mandal,» Norges geologiske undersøkelse (NGU), 1981.
- [30] NGU, «Rock construction awareness map from South Norway (report no. 2017.048),» Norges Geologiske Undersøkelse, 2017.
- [31] T. Falkum, «Geological map of the Flekkefjord area,» 1968.
- [32] NBG, «Håndbok 02. Engineering Geology and Rock Engineering,» 2000.
- [33] V. Olsen, «Rock Quarrying - Blast design (Doctoral theses),» NTNU, 2009.
- [34] A. Bruland, «Hard Rock Tunnel Boring (Vol. 10 of 10) - Statistics of Drillability Test Results (Doctoral theses),» NTNU, 1998.
- [35] Sweco, «Ingeniørgeologisk rapport for Kålsåstunnelen for detaljprosjektering,» 2022.
- [36] Standard Norge, «NS-EN 8141-1:2022 Vibrasjoner og støt, Del 1: Virkning av vibrasjon og lufttrykkstøt på byggverk, inkl. tunneler og bergrom.»
- [37] A. L. L. Simonsen, «Updated Norwegian In Situ Rock Stress Database,» 2018.
- [38] E. Hoek og E. T. Brown, «The Hoek-Brown failure criterion and GSI - 2018 edition,» 2018.
- [39] SINTEF Bergteknikk, «Bergarters mekaniske egenskaper,» 1991.

## VEDLEGG

Vedlegg 1: Bildevedlegg

Vedlegg 2: Polplott og sprekkeroser

Vedlegg 3: Kartlagte bergklasser med pel nummer fra kartleggingsskjema og nytt pel nummer for eksisterende løp.

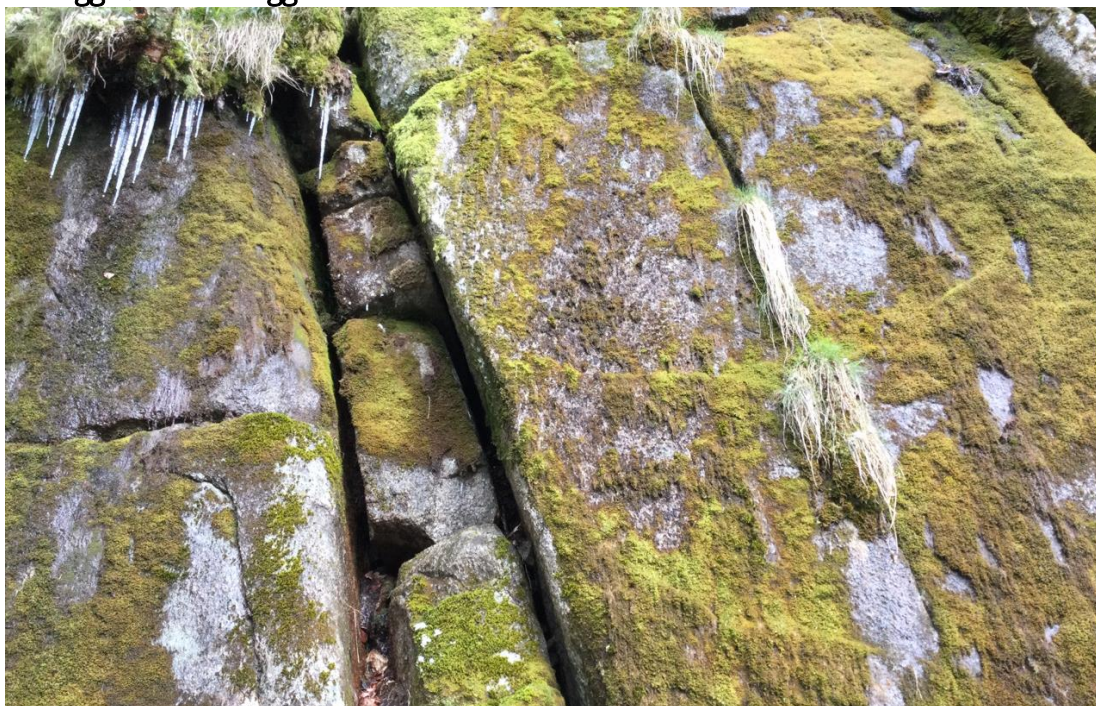
Vedlegg 4: Profil- og lengdesnitt av tunnelen

Vedlegg 5: Numeriske analyser av østlig påhuggsområde til Vatlandstunnelen

Vedlegg 6: Kartleggingsskjema fra eksisterende Vatlandstunnel



Vedlegg 1: Bildevedlegg



*Bildevedlegg 1: Sprekkesett 1 og 2 ved Vatlandstunnelen påhugg øst.*



*Bildevedlegg 2: Brattskrenter ca. 25 m etter planlagt påhugg.*

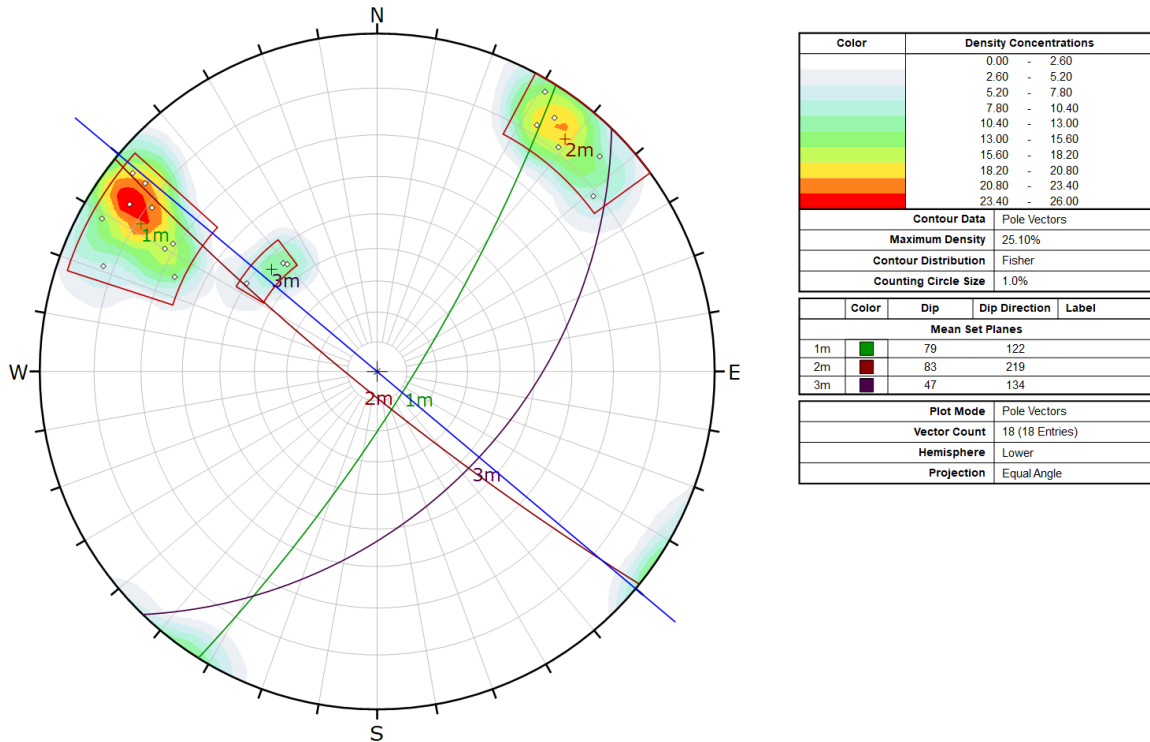


*Bildevedlegg 3: Bergoverflaten på toppen av Vatlandstunnelen påhugg vest.*

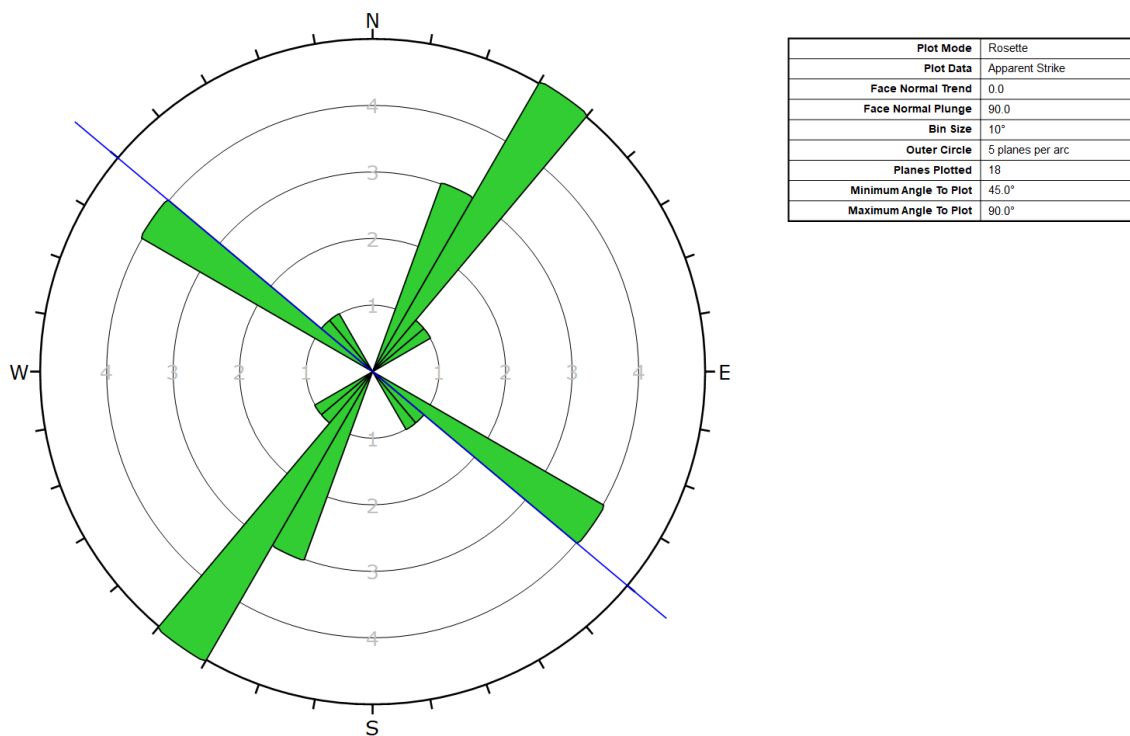


*Bildevedlegg 4: Vatlandstunnelen påhugg vest. Bilde tatt mot området hvor ny forskjæring skal etableres (mot sør)*

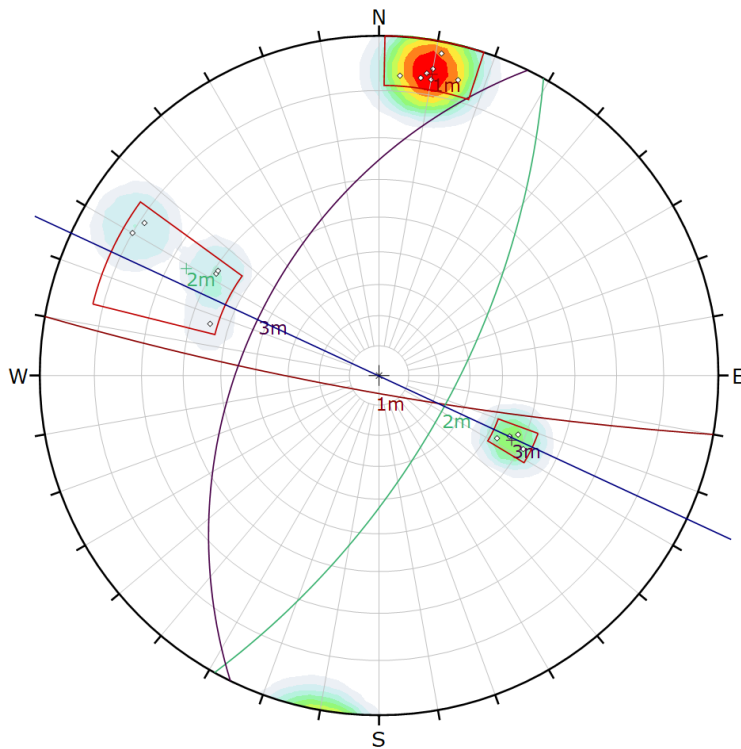
Vedlegg 2: Polplott og sprekkeroser



Polplott 1: Sprekkedata fra Vatlandstunnelen påhugg øst. Tunnelretning markert med blå linje.



Sprekkerose 1: Sprekkedata fra Vatlandstunnelen påhugg øst. Tunnelretning markert med blå linje.



Color	Density Concentrations
	0.00 - 4.10
	4.10 - 8.20
	8.20 - 12.30
	12.30 - 16.40
	16.40 - 20.50
	20.50 - 24.60
	24.60 - 28.70
	28.70 - 32.80
	32.80 - 36.90
	36.90 - 41.00

Contour Data		Pole Vectors
Maximum Density		40.99%
Contour Distribution		Fisher
Counting Circle Size		1.0%

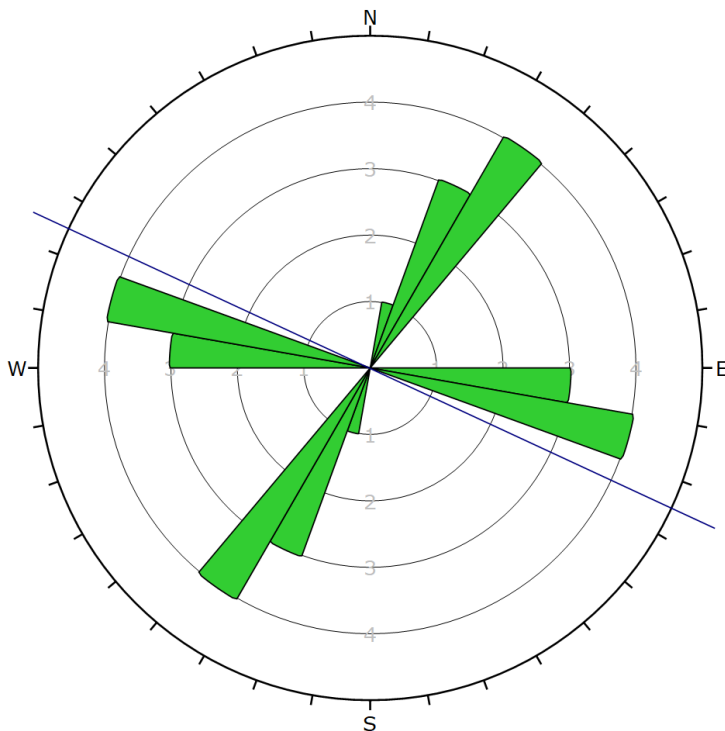
  

Color	Dip	Dip Direction	Label
Mean Set Planes			
1m	84	190	
2m	86	119	
3m	47	296	

Plot Mode		Pole Vectors
Vector Count		16 (16 Entries)
Hemisphere		Lower
Projection		Equal Angle

Polplott 2: Sprettedata fra Vatlandstunnelen påhugg vest. Tunnelretning markert med blå linje.



Plot Mode	Rosette
Plot Data	Apparent Strike
Face Normal Trend	0.0
Face Normal Plunge	90.0
Bin Size	10°
Outer Circle	5 planes per arc
Planes Plotted	15
Minimum Angle To Plot	45.0°
Maximum Angle To Plot	90.0°

Sprekkerose 2: Sprettedata fra Vatlandstunnelen påhugg vest. Tunnelretning markert med blå linje.

Vedlegg 3: Kartlagte bergklasser med pel nummer fra kartlegginsskjema og nytt pel nummer for eksisterende løp.

Bergklasse	Pel nr. fra kartlegging		Nytt pel nr. eksisterende løp		Strekning [m]	Bergart
	Fra	Til	Fra	Til		
D	16170	16176	7320	7326	6	Granittisk gneis
C	16176	16249	7326	7399	73	Granittisk gneis
A	16249	16290	7399	7440	41	Granittisk gneis
B	16290	16325	7440	7475	35	Granittisk gneis
C	16325	16390	7475	7540	65	Granittisk gneis
B	16390	16400	7540	7550	10	Granittisk gneis
A	16400	16435	7550	7585	35	Granittisk gneis
C	16435	16445	7585	7595	10	Granittisk gneis
A	16445	16455	7595	7605	10	Granittisk gneis
B	16455	16570	7605	7720	115	Granittisk gneis/amfibolittisk gneis
C	16570	16610	7720	7760	40	Amfibolittisk gneis
D	16610	16680	7760	7830	70	Amfibolittisk gneis
C	16680	16700	7830	7850	20	Amfibolittisk gneis
B	16700	16760	7850	7910	60	Amfibolittisk gneis
C	16760	16780	7910	7930	20	Amfibolitt/biotitt gneis
B	16780	16810	7930	7960	30	Amfibolitt/biotitt gneis
D	16810	16830	7960	7980	20	Amfibolitt/biotitt gneis
E	16830	16850	7980	8000	20	Amfibolitt/biotitt gneis
C	16850	16860	8000	8010	10	Amfibolittisk gneis
B	16860	16880	8010	8030	20	Amfibolittisk gneis
C	16880	16900	8030	8050	20	Amfibolittisk gneis
B	16900	16910	8050	8060	10	Amfibolittisk gneis
C	16910	16930	8060	8080	20	Amfibolittisk gneis
D	16930	16940	8080	8090	10	Amfibolittisk gneis
E	16940	16960	8090	8110	20	Amfibolittisk gneis
D	16960	16970	8110	8120	10	Amfibolittisk gneis
C	16970	17050	8120	8200	80	Amfibolittisk gneis
B	17050	17080	8200	8230	30	Amfibolittisk gneis
C	17080	17160	8230	8310	80	Amfibolittisk gneis
D	17160	17170	8310	8320	10	Amfibolittisk gneis
C	17170	17220	8320	8370	50	Amfibolittisk gneis
D	17220	17250	8370	8400	30	Amfibolittisk gneis

C	17250	17290	8400	8440	40	Amfibolittisk gneis
B	17290	17410	8440	8560	120	Amfibolittisk gneis
C	17410	17420	8560	8570	10	Amfibolittisk gneis
D	17420	17430	8570	8580	10	Amfibolittisk gneis
C	17430	17440	8580	8590	10	Amfibolittisk gneis
B	17440	17460	8590	8610	20	Amfibolittisk gneis
C	17460	17500	8610	8650	40	Amfibolittisk gneis
B	17500	17530	8650	8680	30	Amfibolittisk gneis
C	17530	17540	8680	8690	10	Amfibolittisk gneis
B	17540	17560	8690	8710	20	Amfibolittisk gneis
C	17560	17610	8710	8760	50	Amfibolittisk gneis
D	17610	17620	8760	8770	10	Amfibolittisk gneis
C	17620	17680	8770	8830	60	Amfibolittisk gneis
B	17680	17780	8830	8930	100	Amfibolittisk gneis
C	17780	17790	8930	8940	10	Amfibolittisk gneis
B	17790	17810	8940	8960	20	Amfibolittisk gneis
C	17810	17820	8960	8970	10	Amfibolittisk gneis
B	17820	17840	8970	8990	20	Amfibolittisk gneis
C	17840	17850	8990	9000	10	Amfibolittisk gneis
B	17850	17910	9000	9060	60	Amfibolittisk gneis
C	17910	17920	9060	9070	10	Amfibolittisk gneis
B	17920	17970	9070	9120	50	Amfibolittisk gneis
D	17970	17980	9120	9130	10	Amfibolittisk gneis
C	17980	18020	9130	9170	40	Amfibolittisk gneis
B	18020	18060	9170	9210	40	Amfibolittisk gneis
C	18060	18080	9210	9230	20	Amfibolittisk gneis
B	18080	18090	9230	9240	10	Amfibolittisk gneis
A	18090	18130	9240	9280	40	Amfibolittisk gneis
B	18130	18170	9280	9320	40	Amfibolittisk gneis
C	18170	18225	9320	9375	55	Amfibolittisk gneis
D	18225	18235	9375	9385	10	Amfibolittisk gneis
B	18235	18245	9385	9395	10	Amfibolittisk gneis
C	18245	18255	9395	9405	10	Amfibolittisk gneis
B	18255	18265	9405	9415	10	Amfibolittisk gneis
C	18265	18310	9415	9460	45	Amfibolittisk gneis
B	18310	18320	9460	9470	10	Amfibolittisk gneis
C	18320	18335	9470	9485	15	Amfibolittisk gneis
B	18335	18345	9485	9495	10	Amfibolittisk gneis
D	18345	18360	9495	9510	15	Amfibolittisk gneis
B	18360	18390	9510	9540	30	Amfibolittisk gneis

C	18390	18420	9540	9570	30	Amfibolitt/biotitt gneis
B	18420	18460	9570	9610	40	Amfibolitt/biotitt gneis
C	18460	18480	9610	9630	20	Amfibolitt/biotitt gneis
D	18480	18540	9630	9690	60	Amfibolitt/biotitt gneis
C	18540	18550	9690	9700	10	Amfibolitt/biotitt gneis
B	18550	18570	9700	9720	20	Amfibolitt/biotitt gneis
C	18570	18600	9720	9750	30	Amfibolitt/biotitt gneis
B	18600	18630	9750	9780	30	Amfibolitt/biotitt gneis
C	18630	18650	9780	9800	20	Amfibolitt/biotitt gneis
D	18650	18845	9800	9995	195	Amfibolitt/biotitt gneis
C	18845	18930	9995	10080	85	Amfibolitt/biotitt gneis
D	18930	18950	10080	10100	20	Amfibolitt/biotitt gneis
E	18950	18975	10100	10125	25	Amfibolitt/biotitt gneis
D	18975	18985	10125	10135	10	Granittisk gneis
C	18985	19020	10135	10170	35	Granittisk gneis
A	19020	19050	10170	10200	30	Granittisk gneis
C	19050	19150	10200	10300	100	Granittisk gneis
B	19150	19170	10300	10320	20	Granittisk gneis
D	19170	19190	10320	10340	20	Granittisk gneis
A	19190	19220	10340	10370	30	Granittisk gneis
B	19220	19240	10370	10390	20	Granittisk gneis
C	19240	19250	10390	10400	10	Granittisk gneis
B	19250	19330	10400	10480	80	Granittisk gneis
C	19330	19340	10480	10490	10	Granittisk gneis
D	19340	19345	10490	10495	5	Granittisk gneis

## Vedlegg 4: Profil- og lengdesnitt av tunnelen



## Vedlegg 5: Numeriske analyser av det østlige påhuggsområdet til Vatlandstunnelen

### Introduksjon

I forbindelse med utarbeidelse av detaljreguleringsplan for E39 Lyngdal vest – Kvinesdal er det utført numeriske analyser av tunnelpåhugg/forskjæring ved Vatlandstunnelen påhugg øst. Det skal etableres et nytt tunnelløp parallelt til den eksisterende Vatlandstunnelen. Hensikten med denne analysen er å vurdere stabiliteten av gjenstående bergstamme mellom ny planlagt forskjæring og eksisterende løp. Sweco har benyttet det to-dimensjonale endelig elementmetode-programmet RS2 for å beregne endringer i spenninger, deformasjoner, bergmassens flytegrense («yielding») og sikkerhetsfaktor i bergstammen.

### Geometri

Påhuggsområdet er modellert i Civil 3D, hvor det er eksportert 2D-snitt av forskjæringen ved profil 7347 til RS2. Den eksisterende Vatlandstunnelen har tunnelprofil T8,5, men skal utvides til T9,5 profil. Teoretisk bredde på bergstammen ved profil 7347 er 7-8 meter. For å hensynta usikkerhet til utstrossing av eksisterende løp er analysert en konservativ situasjon med 5 m stabbekredde. Et utklipp fra modellen er vist i Figur 5-1 i rapporten.

### Geologisk modell

Berggrunnen er modellert som en massiv granitt. Bergmassekvaliteten er vurdert basert på befaring av påhuggsområdet, se utdypende beskrivelser i kapittel 4.4.2 og 4.5.1 i rapporten. Det er modellert en sprengningsskadesone på 1 m rundt eksisterende løp. Påvirkning av vann er ikke tatt med i beregningene, da det antas at forskjæringen og tunnelene vil drenerer vannet. Det er ikke benyttet bergsikring i modellen.

### Analysemetode

Programvaren RS2 benytter seg av FEM-metoden («Finite element method»). I beregningene er bergmassen betraktet som et kontinuum som ikke inkluderer enkeltsprekker. For å hensynta oppsprekingsgrad og sprekkeflatenes egenskaper er det brukt klassifisering etter GSI-systemet.

Beregningene er delt opp i 3 steg:

- 1) Initielt steg før berguttak
- 2) Uttak av eksisterende tunnel, dannelse av sprengningsskadesone
- 3) Uttak av forskjæring for nytt løp

### Bergspenninger

I modellen er det brukt gravitasjonsspenninger ettersom situasjonen er såpass gruntliggende. Når gravitasjonsspenninger brukes må K-faktoren bestemmes, dvs. forholdet mellom horisontale og

vertikale spenninger. Det er ikke foretatt målinger av bergspenninger i forbindelse med prosjektet, og Sweco er heller ikke kjent med nærliggende bergspenningsmålinger.

Horisontalspenninger som kun er betinget av gravitasjonen er lavere enn vertikalspenningene, men pga. tektoniske spenninger og eventuelle residualspenninger i bergmassen er horisontalspenningene i Norge ofte større enn vertikalspenningene. Basert på en sammenstilling av utførte bergspenningsmålinger i Norge [37] er det beregnet en gjennomsnittlig K-faktor på ca. 1,2. Ettersom det ikke foreligger annet grunnlag i prosjektet er det valgt å bruke denne verdien som K-faktor.

### Bergmasseparametre

I beregningene er det brukt Hoek-Brown's generaliserte bruddkriterium [38]. GSI-verdien er kartlagt i felt, mens de resterende parameterne for bergets intakte egenskaper er basert på erfaringstall fra SINTEF Bergteknikk [39]. I sprengningsskadesonen er det brukt en forstyrrelsesfaktor  $D = 0,5$ . Det er utført en plastisk analyse for å undersøke om det oppstår overskridelse av flytegrensen «yielding» i bergmassen. Hoek-Brown parameterne er beregnet direkte i RS2. En oversikt over bergmasseparametrene brukt i analysen er vist i Tabell 7-1.

Tabell 7-1: Bergmasseparametre for granitt ved Vatlandstunnelen påhugg øst.

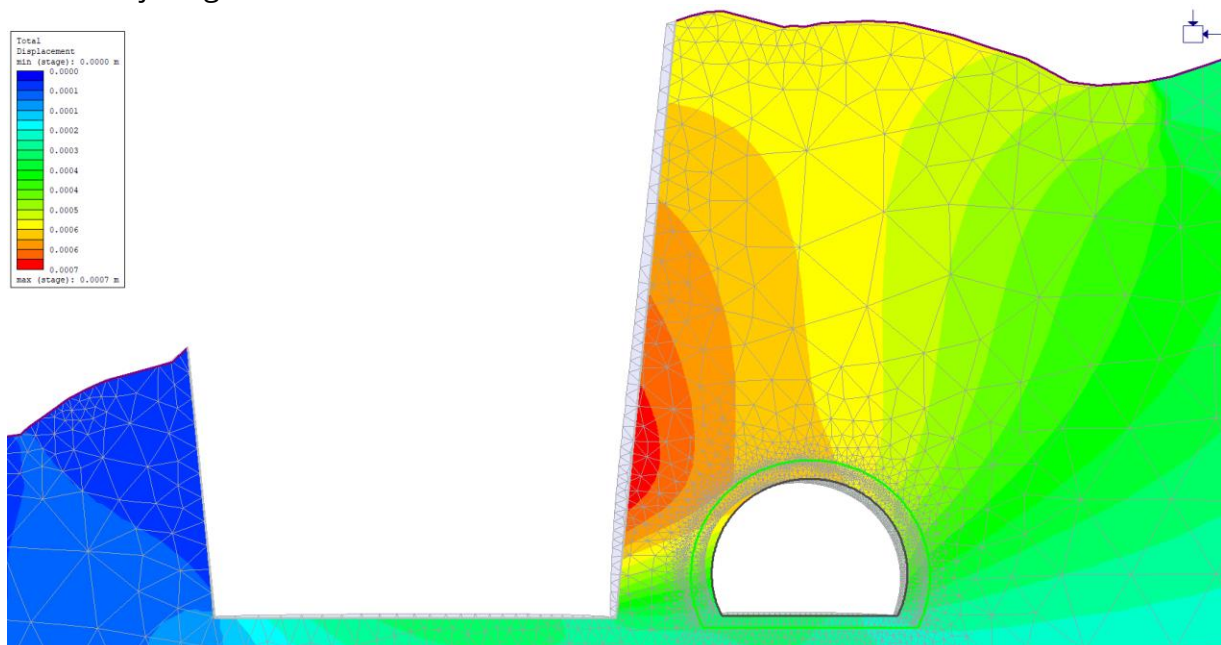
Bergart	Granitt
Egenvekt [ $\text{MN}/\text{m}^3$ ]	0,27
GSI (Geological Strength Index)	70
En aksial trykkfasthet [MPa]	130
$m_i$ (bergtype parameter)	30
E modul for intakt berg [MPa]	55 000
Poisson's Ratio	0,25
Dilasjon parameter	0,0
Forstyrrelsesfaktor: $D = 0$	
E-modulus bergmasse [MPa]	40 305
GSI residual	45
Maksimum (peak) $m_b$	10,276
Maksimum (peak) $s$	0,0357
$a$	0,5014
Rest (residual) $m_b$	4,208
Rest (residual) $s$	0,0022
Forstyrrelsesfaktor: $D = 0,5$	
E-modulus bergmasse [MPa]	24 059
GSI residual	45
Maksimum (peak) $m_b$	7,190

Maksimum (peak) s	0,0183
a	0,5014
Rest (residual) m <sub>b</sub>	2,186
Rest (residual) s	0,0006

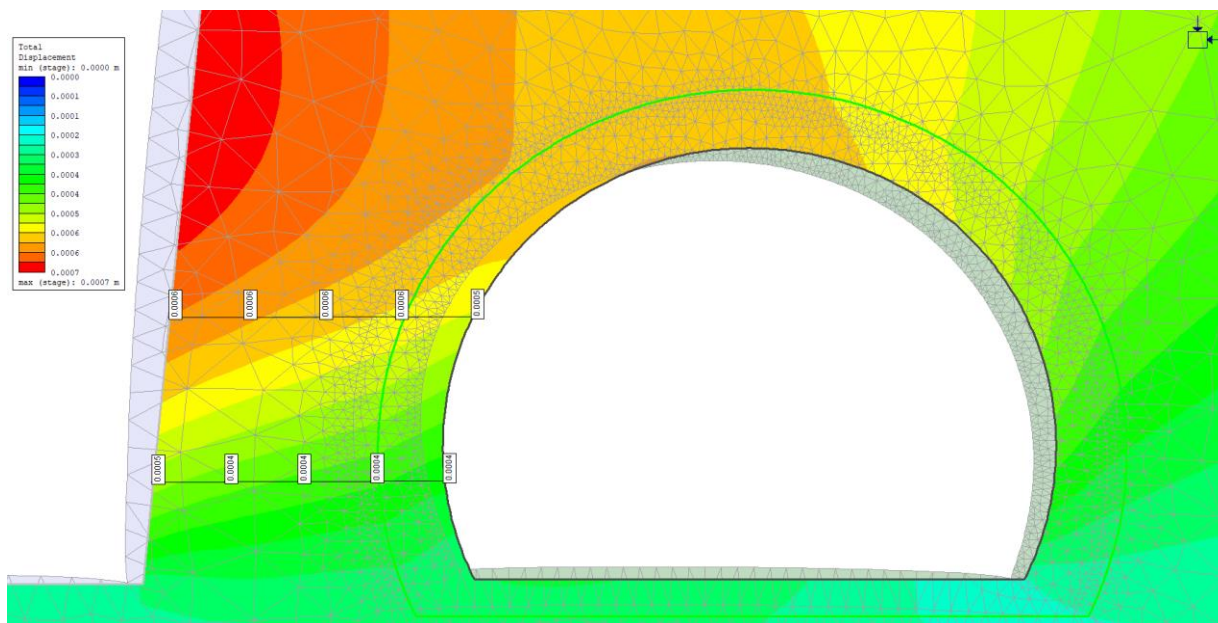
## Resultater

Deformasjoner:

Figur 7-1 og Figur 7-2 viser totale deformasjoner etter uttak av forskjæringen. Meshet i figuren er skalert opp en faktor på 1000. Resultatene viser en maksimal deformasjon på 0,7 mm eller ca. 1 mm i forskjæringen.



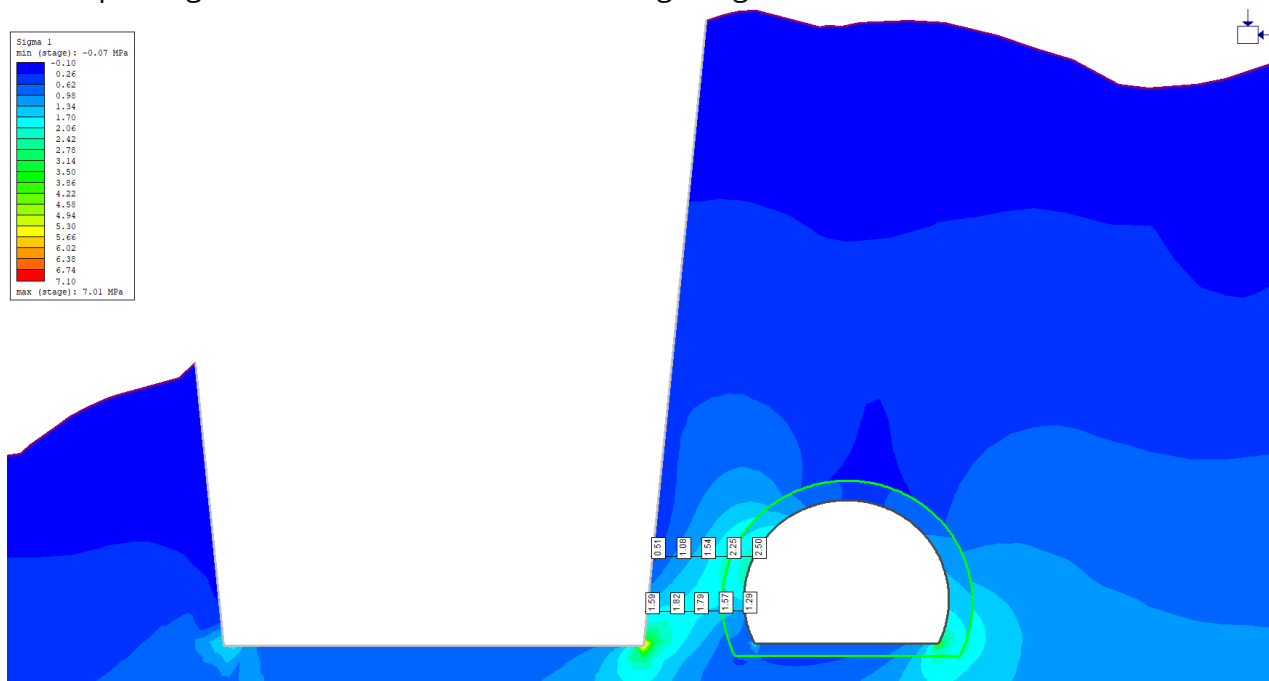
Figur 7-1: Totale deformasjoner. Deformert mesh er skalert opp med en faktor på 1000. Største deformasjon er 0,7 mm i forskjæringen.



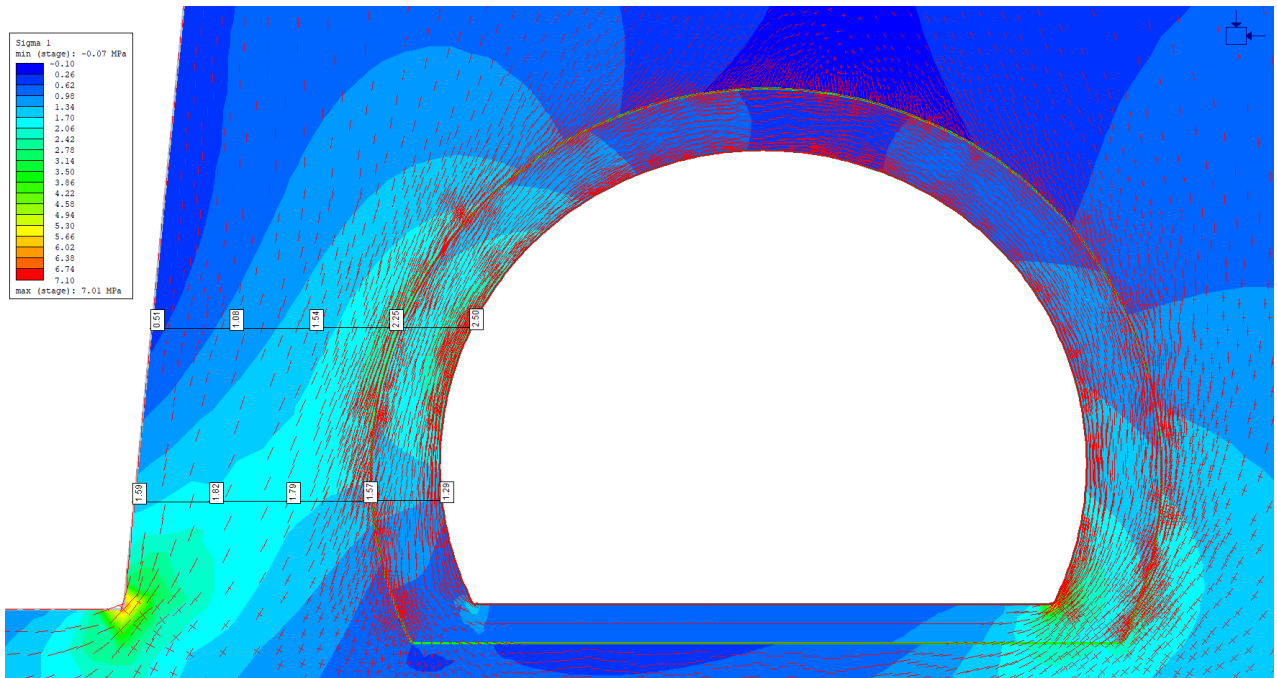
Figur 7-2: Totale deformasjoner.

### Største hovedspenning (Sigma 1)

Figur 7-3 og Figur 7-4 viser største hovedspenning. Spenningene i bergstappen varierer mellom 0,5 til 2,25 MPa. Størst spenningskonsentrasjon i bunn av forskjæringen (7 MPa). Retningen på hovedspenningene viser tilnærmet vertikal belastning i bergstappen.



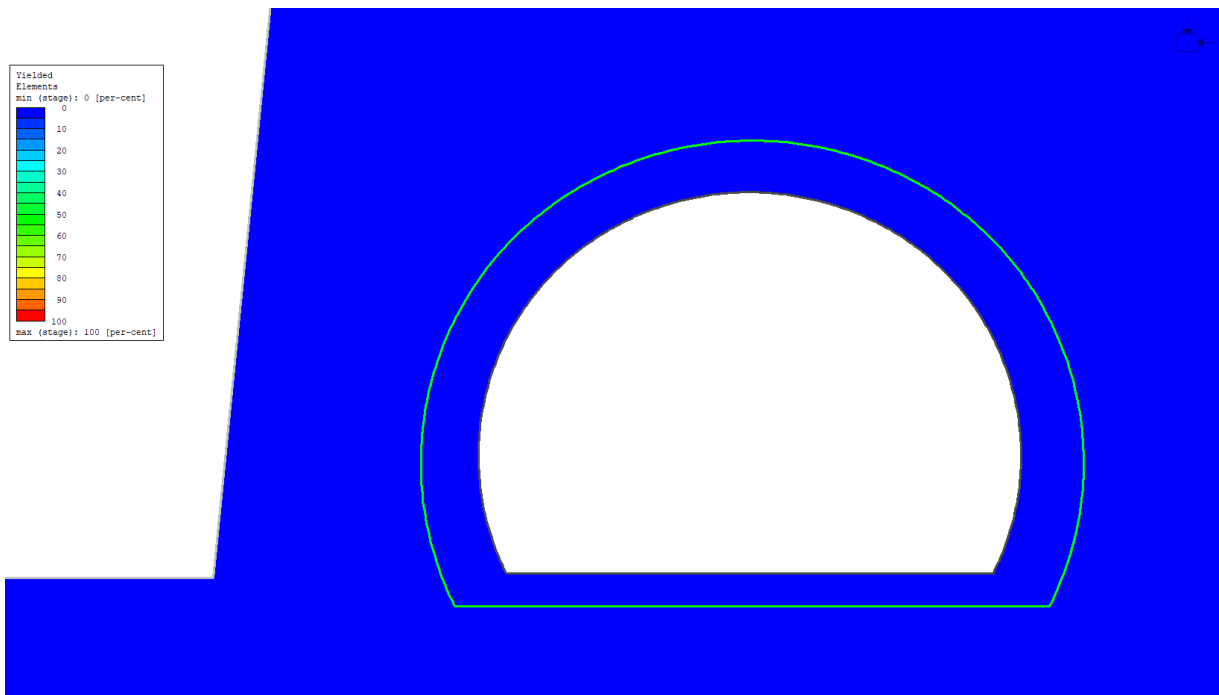
Figur 7-3: Største hovedspenning (Sigma 1). Spenningene i bergstappen varierer mellom 0,5 til 2,25 MPa.



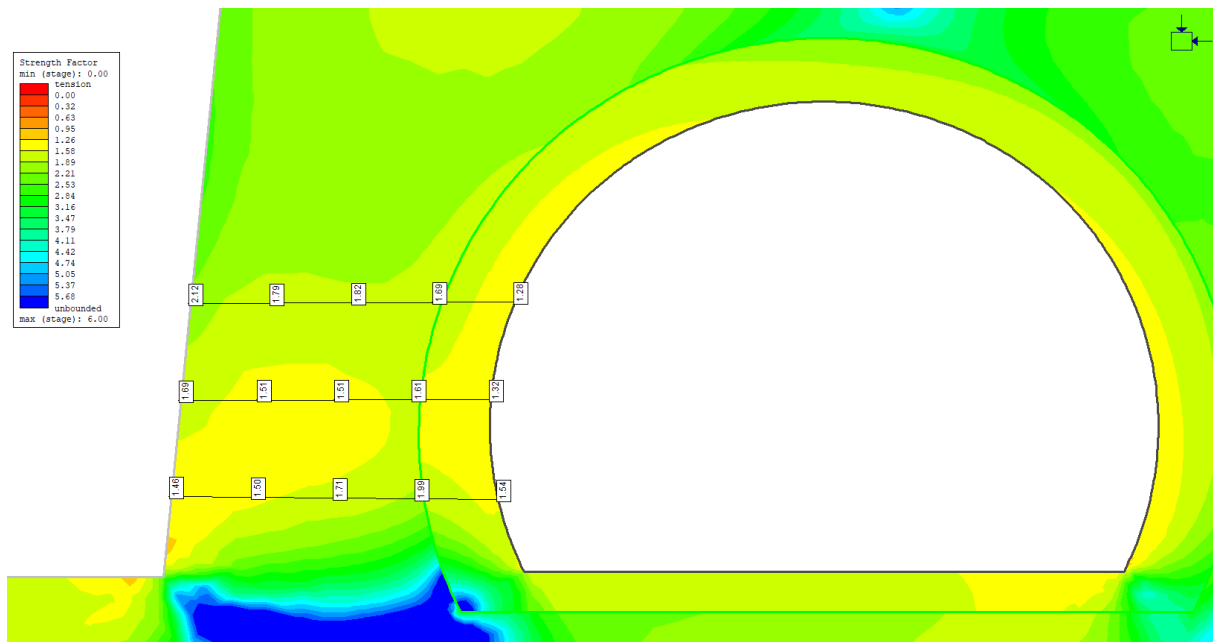
Figur 7-4: Største hovedspenning (Sigma 1) med retningene på hovedspenningene.

#### Flyt («yielding») i bergmassen og sikkerhetsfaktor

Figur 7-5 viser at det ikke oppstår «yielding» i bergstappen eller rundt eksisterende tunnel. Figur 7-6 viser at sikkerhetsfaktoren i bergstappen varierer mellom 1,28 til 2,12.



Figur 7-5: Ingen flyt («yielding») i bergstappen eller rundt eksisterende tunnel.



Figur 7-6: Sikkehetsfaktor ("strength factor") er over 1 i bergstabben og rundt eksisterende tunnel.

## Konklusjon

Resultatene fra beregningene indikerer at en bergstappe på 5 m ikke blir overbelastet som følge av uttaket av forskjæringen. Faktisk bredde på stabben blir trolig 7-8 m, som vil øke stabiliteten. Videre er 2D snittet i analysen vurdert som konservativt, da snittet er tatt ut der forskjæringen er nær maksimal høyde. Dette området er nær påhuggsflaten som vil redusere spenningskonsentrasjonen i bergstabben.

Den største usikkerheten i analysen er vurdert å være valg av in-situ bergspenninger, da det ikke er kjennskap til nærliggende spenningsmålinger. Det er utført et ytterligere beregningsscenario med k-faktor = 2,5 som viser at sikkerhetsfaktoren i stabben og rundt eksisterende tunnel fremdeles er over 1. Videre vil det være usikkerhet knyttet til valg av bergarts-parametere da det ikke er gjort laborietester i dette stadiet.

Vurdering av stabiliteten til bergstabben basert på denne analysen gjelder kun for en potensiell overskridelse av trykkbelastningen i forhold til bergmassestykken. Det må også tas hensyn til strukturelle betingede utglidningsmekanismer som kan forekomme, som er vurdert i kapittel 5.2.1.