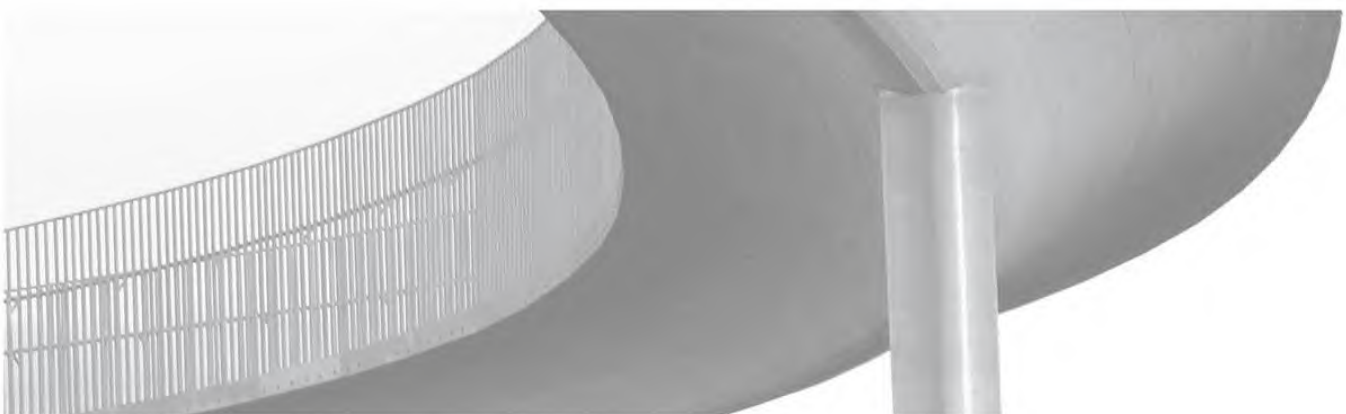


RV 70 FALE BRU

Geoteknisk vurderingsrapport – Reguleringsplan

30.07.2023



RAPPORT – INFORMASJON

DOKUMENT NR.	RAPPORT TITTEL
4815-016-071-SKY-002-V02	Rv 70 Fale bru. Geoteknisk vurderingsrapport – Reguleringsplan
RAPPORT NR. / ANTALL SIDER	PROSJEKT
/ 58	D63 – Rv 70 – Fale bru
PROSJEKTLEDER / KONTAKTPERSÓN	OPPDRAGSGIVER
Algirdas Audzijonis	Statens vegvesen, Vegdirektoratet.
OPPDRAGSLEDER EFLA	FORFATTER
Andri Gunnarsson	Stefán Geir Árnason
NØKKELOLD	SAMMENDRAG
Grunnundersøkelser, grunnforhold	Fundamentering av ny bru over Driva ved Fale samt bygging av nye tilstøtende vegger er vurdert.
RAPPORT STATUS	Ny bru anbefales fundamenter på borete spissbærende peler i akser 2 og 3. På grunn av kort avstand til dagens bru som skal holdes i drift under bygging av ny bru anbefales borete peler og skånsom boremetode. Direkte fundamentering av akser 1, 4 og 5 vurderes gjennomførbart. Vurdering av lokalstabilitet viser at det kan bli behov for lette masser i tilbakefylling til landkar i akse 1.
<input type="checkbox"/> Arbeidsversjon	På øst siden av ny bru skal Rv.70 bygges om på en ca. 300 m lang strekning. Mellom pr. 320-450 blir ny veg bygd med støttemur. For å ta vare på lokalstabilitet viser beregninger at det er nødvendig med lette fyllmasser i tilbakefylling mot støttevegg. Innen øvrige deler av strekningen forventes ikke behov for noen geotekniske tiltak.
<input type="checkbox"/> Utkast	Fra tidligere grunnundersøkelser i området er det definert et SVV kvikkleireområde innen planområdet. Kvikkleiren forekommer i dalbunnen på begge sider av Driva øst for Randmorenen Gikling. Det er gjort utredning av områdeskredfare iht. NVEs veileder 2019-01.
<input checked="" type="checkbox"/> Endelig versjon	Vurdering av aktuell skredmekanisme i kritiske snitt viser at rotasjons- eller flakskred er aktuell skredmekanisme. Kvikkleir sonen vurderes å ha lav faregrad, alvorlig skadekonsekvens og havner i risikoklasse 3.
RAPPORT GRADERING	For å øke sikkerhet mht. områdestabilitet vurderes det nødvendig med delvis avlastning og utslaking av skråning i terrasse ved Brekkhaugen, avlastning, utslaking av skråning i terrasse ved Falelykkja samt erosjonssikring mot Driva. Innen smal strekning langs Fv.6140 anbefales motfylling i skråningsfot.
<input type="checkbox"/> Åpen	
<input checked="" type="checkbox"/> Distribuert med oppdragsgivers tillatelse	
<input type="checkbox"/> Konfidensiell	

VERSJONSHISTORIKK

NR.	FORFATTER	DATO	KONTROLLIERT	DATO	GODKJENT	DATO
01	Stefan Geir Arnason	15.7.23	Sigfinnur Snorrason	17.7.23	Andri Gunnarsson	30.7.22
	Foreløpig versjon for utvidet kontroll					
02	Stefan Geir Arnason	15.9.23	Jón H. Steingrímsson	18.9.23	Arnar Th. Stefánsson	18.9.23
	Etter UAK					

INHOLDSFORTEGNELSE

1	INNLEDNING	1
1.1	Prosjekt	1
1.2	Innhold	2
1.3	Prosjektbeskrivelse	2
2	PROSJEKTERINGSFORUTSETNINGER	3
2.1	Regelverk	3
2.2	Konsekvens-/pålitelighetsklasse (CC/RC)	3
2.3	Geoteknisk kategori	3
2.4	Sikkerhetsnivå ved geoteknisk prosjektering	4
2.5	Prosjekterings- og utførelseskontroll	4
2.6	Seismisk grunntype og dimensjonering	5
2.7	TEK17 sikkerhet mot naturpåkjenninger	6
3	GRUNNLAG	7
3.1	Tidligere undersøkelser	7
3.2	Mark- og laboratorieundersøkelser	7
3.3	Øvrige grunnlagsdokumenter	7
4	MATERIALPARAMETERE	8
4.1	Tolkning av CPTu trykksonderinger	8
4.2	Tolkning av treksialt forsøk	8
4.3	Tolkning av ødometerforsøk	9
4.4	Tyngdetetthet og effektivspenningsparametere	9
4.5	Tolket udrenert skjærfasthetsprofil	10
4.6	Anisotropi	10
4.7	Poretrykk	11
4.8	Stabilitetsberegninger	12
5	TOPOGRAFI	13
5.1	Områdebeskrivelse/topografi	13
6	GRUNN- OG FUNDAMENTERINGSFORHOLD	15
6.1	Kvartærgeologisk kart	15
6.2	Berggrunnskart.	16
6.3	Veglinje 10.000 Rv.7 – Profil 250-320	16
6.4	Veglinje 10.000 Rv.7 – Profil 320-450	18
6.5	Veglinje 10.000 Rv.7 – Profil 450-550	23
6.6	Veglinje 10.000 Rv.7 – Profil 695-820	26
6.7	Veglinje 10.000 Rv.7 – Profil 550-695 bru	28
6.8	Veglinje 20.000 – Profil 200-340	34
6.9	Veglinje 20.000 – Profil 340-470	36
6.10	Veglinje 21.000 – Profil 0-96	37
7	OMRÅDESTABILITET	41
7.1	Regelverk og metode	41
7.2	Prosedyre for utredning av områdeskredfare	41
7.3	Konklusjon områdestabilitet	54
8	ANBEFALING FOR VIDERE DETALJERING	55
9	NABOFORHOLD	57
10	REFERANSER	58

TEGNINGSLISTE

Tegning	Tittel	Tegningstype	Målest.
V108	Geoteknikk – Områdestabilitet - Vurdering av aktsomhetsområder og forekomst av sprøbrudd materiale	Borplan	1:1000
V109	Geoteknikk – Områdestabilitet - Vurdering av løsne- og utløpsområder	Borplan	1:1000
V501	Profil 320 - veglinje 10.000 (Rv.70) - Dagens tilstand	Stabilitetsberegn.	1:300
V502	Profil 320 - veglinje 10.000 (Rv.70) - Prosjektert tiltak	Stabilitetsberegn.	1:300
V503	Profil 360 - Veglinje 10.000 (Rv.70) - Dagens tilstand	Stabilitetsberegn.	1:300
V504	Profil 360 - Veglinje 10.000 (Rv.70) - Prosjektert tiltak	Stabilitetsberegn.	1:300
V505	Profil 360 - Veglinje 10.000 (Rv.70) - Prosjektert tiltak + geoteknisk tiltak	Stabilitetsberegn.	1:300
V506	Profil 393 - Veglinje 10.000 (Rv.70) - Dagens tilstand	Stabilitetsberegn.	1:300
V507	Profil 393 - Veglinje 10.000 (Rv.70) - Prosjektert tiltak	Stabilitetsberegn.	1:300
V508	Profil 393 - Veglinje 10.000 (Rv.70) - Prosjektert tiltak + geoteknisk tiltak	Stabilitetsberegn.	1:300
V509	Profil 200 - Veglinje 20.000 (Fv.6140) - Dagens tilstand	Stabilitetsberegn.	1:300
V510	Profil 200 - Veglinje 20.000 (Fv.6140) - Prosjektert tiltak	Stabilitetsberegn.	1:300
V511	Profil 200 - Veglinje 20.000 (Fv.6140) - Prosjektert tiltak + geotekn. tiltak	Stabilitetsberegn.	1:300
V512	Profil 200 - Veglinje 20.000 (Fv.6140) - Prosjektert tiltak + geoteknisk tiltak + avlastning av terreng	Stabilitetsberegn.	1:300
V513	Profil 770 - Veglinje 10.000 (Rv.70) - Prosjektert tiltak - Utgraving for ny støttemur	Stabilitetsberegn.	1:250
V514	Profil 770 - Veglinje 10.000 (Rv.70) - Prosjektert tiltak - Utgraving for ny støttemur med 3D effekt	Stabilitetsberegn.	1:250
V515	Profil 390 - Veglinje 20.000 (Fv.6140) - Dagens tilstand	Stabilitetsberegn.	1:300
V516	Profil 390 - Veglinje 20.000 (Fv.6140) - Prosjektert tiltak	Stabilitetsberegn.	1:300
V517	Profil 390 - Veglinje 20.000 (Fv.6140) - Prosjektert tiltak + geotekn. tiltak	Stabilitetsberegn.	1:300
V518	Lengdeprofil - Veglinje 10.000 (Rv.70) - Dagens tilstand akser 1-3	Stabilitetsberegn.	1:300
V519	Lengdeprofil - Veglinje 10.000 (Rv.70) - Prosjektert tiltak - Direktefundamentering akse 1	Stabilitetsberegn.	1:300
V520	Lengdeprofil - Veglinje 10.000 (Rv.70) - Utgraving akse 3	Stabilitetsberegn.	1:300
V521	Lengdeprofil - Veglinje 10.000 (Rv.70) - Utgraving akse 3 - Delvis utslakning av skråning	Stabilitetsberegn.	1:300
V522	Lengdeprofil - Veglinje 10.000 (Rv.70) - Utgraving akse 3 - Utslaking av skråning	Stabilitetsberegn.	1:300
V523	Profil 26 - veglinje 21.000 - Dagens tilstand	Stabilitetsberegn.	1:200
V524	Profil 26 - veglinje 21.000 - Prosjektert tiltak med støttemur	Stabilitetsberegn.	1:200
V525	Profil 220 - Veglinje 10.000 (Rv.70) - Dagens tilstand	Stabilitetsberegn.	1:250
V526	Profil C-C/280 - Veglinje 20.000 (Fv.6140) - Dagens tilstand	Stabilitetsberegn.	1:250
V527	Profil C-C/280 - Veglinje 20.000 (Fv.6140) - Prosjektert tiltak - Geoteknisk tiltak, erosjonssikring	Stabilitetsberegn.	1:250
V528	Profil C-C/280 - Veglinje 20.000 (Fv.6140) - Prosjektert tiltak - Geoteknisk tiltak, erosjonssikring og avlastning	Stabilitetsberegn.	1:250
V529	Profil A-A/350 - Veglinje 20.000 (Fv.6140) - Dagens tilstand	Stabilitetsberegn.	1:300
V530	Profil A-A/350 - Veglinje 20.000 (Fv.6140) - Prosjektert tiltak - Geoteknisk tiltak, avlastning	Stabilitetsberegn.	1:300
V531	Profil 430 - Veglinje 20.000 (Fv.6140) - Dagens tilstand	Stabilitetsberegn.	1:300
V532	Profil 430 - Veglinje 20.000 (Fv.6140) - Prosjektert tiltak - Geoteknisk tiltak, motfylling	Stabilitetsberegn.	1:300
V533	Profil 470 - Veglinje 20.000 (Fv.6140) - Dagens tilstand	Stabilitetsberegn.	1:200

1 INNLEDNING

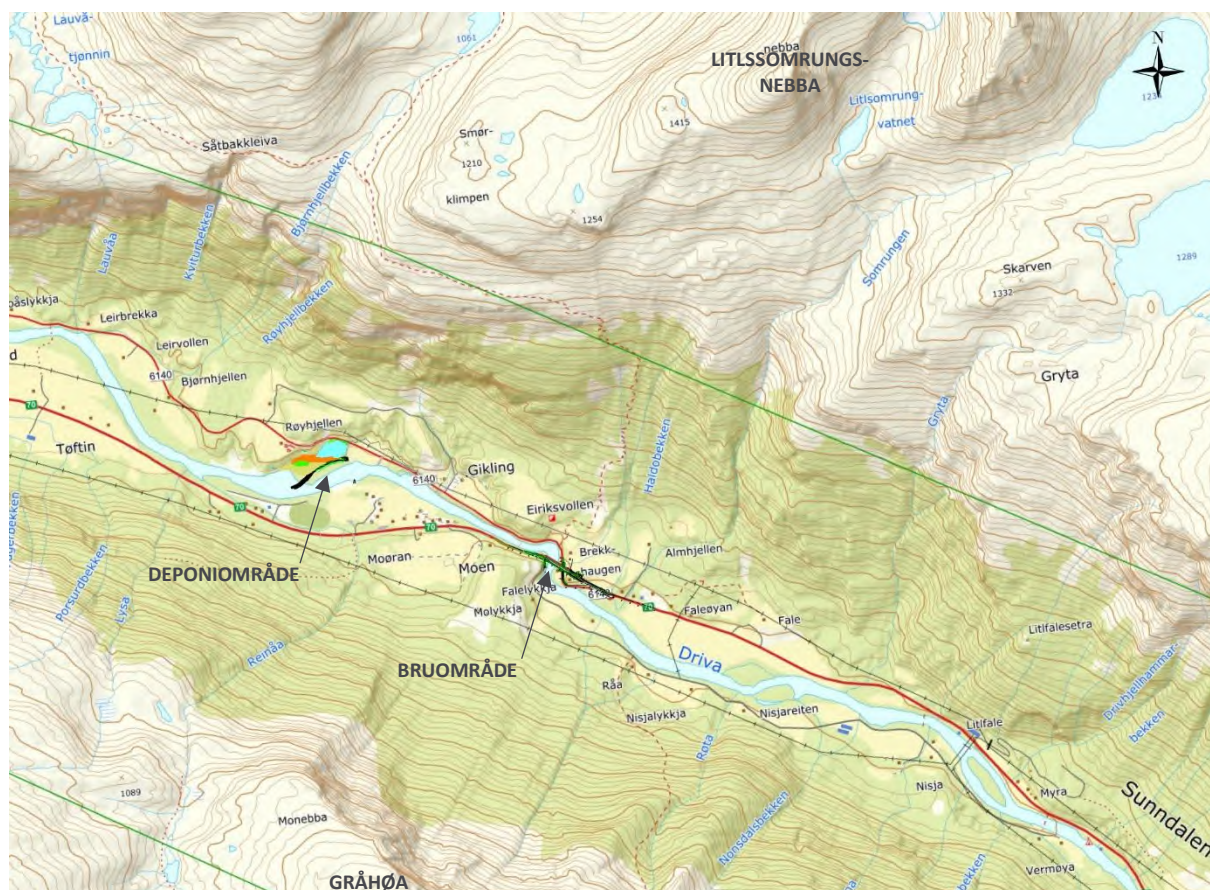
1.1 Prosjekt

Dagens bru på Rv.70 ved Fale ble bygget i 1968. Bruen har ikke beregningsmessig kapasitet for bruksklasse Bk 10/60, veggruppe A og har i tillegg overskridelser for gjeldende bruksklasse Bk 10/50. Dagens bru skal derfor erstattes med en ny bru som skal bygges i ny trasé oppstrøms parallelt med dagens bru.

Den nye bru vil 144 m lang i 4 spenn og 13 m bred. Bruen blir en samvirkebru (stålbjelker med betongdekke) som støttes av sirkulære betongsøylar, 2 per fundament. Den nye bruen skal bygges tett inntil dagens bru, som skal være i drift i hele byggeperioden, men rives etter at ny bru er tatt i bruk.

EFLA AS er engasjert av Statens vegvesen (SVV) til å prosjektere fundamentering til ny bru samt tilpasning av Rv.70 til ny bru. Selve bruens prosjekteres av SVV. I forbindelse med reguleringsplan for prosjektet er det utført supplerende grunnundersøkelser.

Figur 1-1 viser oversikts-/topografisk kart av Sunndalen ved Fale og Røyhjellen. Planlagte tiltak er tegnet inn i figuren.



FIGUR 1-1. Oversikts-/topografisk kart. Røyhjellen og Fale i Sunndalen (1).

1.2 Innhold

Foreliggende rapport er en geoteknisk vurderingsrapport. Resultater fra grunnundersøkelser presenteres i egen datarapport (2).

1.3 Prosjektbeskrivelse

Følgende aktiviteter inngår i oppdraget mht. geoteknikk:

- Fundamentering av ny bru ved Fale. Ny bru forventes fundamentert på peler
- Utvidelse av eksisterende skjæring i løsmasser på vest side av bru inkl. ny støttemur.
- Skjæringer og fyllinger for ny veg på øst siden av ny bru, samt ny støttemur mellom ny Rv.70 og Fv. 6140 ved Somrungen.
- Deponering/utfylling av utgravde masser fra Fale ved Røyhjellen.

Deponiområde ved Røyhjellen omhandles i eget notat.

2 PROSJEKTERINGSFORUTSETNINGER

2.1 Regelverk

Gjeldende regelverk legges til grunn for den geotekniske prosjekteringen:

- NS-EN 1990-1:2002 + A1:2005 + NA:2016 Eurokode 0: «Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner».
- NS-EN 1997-1:2004 + A1:2013 + NA:2016 Eurokode 7: «Geoteknisk prosjektering. Del 1: Allmenne regler».
- NS-EN 1997-2:2007 + NA:2008 Eurokode 7: «Geoteknisk prosjektering. Del 2: Regler basert på grunnundersøkelser og laboratorieprøver».
- NS-EN 1998-5:2004 + A1:2013 + NA:2014 Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Del 5: Fundamenter, støttekonstruksjoner og geotekniske forhold.

I tillegg er følgende veiledninger og håndbøker benyttet:

- Statens vegvesen (Svv), Håndbok N200, Vegbygging.
- Statens vegvesen (Svv), Håndbok V220, Geoteknikk i vegbygging.
- Statens vegvesen (Svv), Håndbok V221, Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger.
- Statens vegvesen (Svv), Håndbok N400, Bruprosjektering.
- NVE, Veileder Nr. 1/2019, Sikkerhet mot kvikkleireskred.

2.2 Konsekvens-/pålitelighetsklasse (CC/RC)

I tabell 0-1 i Hb V220 gis veiledende kriterier for valg av konsekvensklasse knyttet til vegbygging, relatert til ÅDT, omkjøringsmuligheter og bruddkonsekvens. Ifølge data på Statens vegvesen Vegkart (3) var ÅDT total på Rv. 70 ved Fale 1500 i år 2022.

Veiledende kriterier mht. trafikkmengde/dimensjonerende trafikkmengde på Rv.70 tilsier konsekvensklasse CC2 ($1500 < \text{ÅDT} < 8000$). Med hensyn til trafikkmengde samt grunnforhold/bruddkonsekvens vurderes:

- Vegbygging på vest side av Driva til Konsekvensklasse CC2.
- Fundamentering av ny bru samt vegbygging på øst side av Driva til Konsekvensklasse CC3.

Pålitelighetsklasser (RC) er direkte knyttet til konsekvensklasse (CC). Basert på tabell 1.1.3-1 i SVV Hb-N200 velges følgende:

- Vegbygging på vest side av Driva til Pålitelighetsklasse RC2.
- Fundamentering av ny bru samt vegbygging på øst side av Driva til Pålitelighetsklasse RC3.

2.3 Geoteknisk kategori

I henhold til Krav 1.1.1.1-1 i SVV Hb-N200 skal vegprosjekter i områder med kvikkleire (sprøbruddmaterialer) plasseres i geoteknisk kategori 3.

Med hensyn til påvist kvikkleire i området og ovennevnt krav i Hb-N200 plasseres fundamentering av ny bru samt vegbygging på øst siden av Driva i Geoteknisk kategori 3.

Vegbygging på vest side av Driva/ny bru vurderes plassert i Geoteknisk kategori 2. Det er ikke kvikkleire (sprøbruddmateriale) i det området og planlagt tiltak der anses som konvensjonelle og uten unormale risikoer eller vanskelige grunn- eller belastningsforhold.

2.4 Sikkerhetsnivå ved geoteknisk prosjektering

Sikkerhetsnivå for lokalstabilitet basert på partialfaktorer er valgt i tråd med tabeller 1.4.2-1 og 1.4.2-2 i SVV Hb-N200.

Valget er basert på:

- Vegbygging på vest side av Driva: Konsekvensklasse CC2 og Seigt, dilatant brudd.
- Fundamentering av ny bru samt vegbygging på øst side av Driva: Konsekvensklasse CC3 og Sprøtt, kontraktant brudd for bruddflater i kvikkleire (sprøbruddmateriale). Nøytralt brudd for bruddflater i andre jordarter.

TABELL 2-1. Partialfaktorer for effektiv- og totalspenningsanalyser.

Tabell 1.4.2–1 – Partialfaktorer for γ_M, ϕ' og γ_M, c' ved effektivspenningsanalyser

Konsekvensklasse	Bruddmekanisme		
	Seigt, dilatant brudd	Nøytralt brudd	Sprøtt, kontraktant brudd
CC1 Mindre alvorlig	1,25	1,3	1,4
CC2 Alvorlig	1,3	1,4	1,5
CC3 Meget alvorlig	1,4	1,5	1,6

Tabell 1.4.2–2 – Partialfaktorer for γ_M, c_u ved totalspenningsanalyser

Konsekvensklasse	Bruddmekanisme		
	Seigt, dilatant brudd	Nøytralt brudd	Sprøtt, kontraktant brudd
CC1 Mindre alvorlig	1,4 ^a	1,4 ^a	1,4
CC2 Alvorlig	1,4 ^a	1,4	1,5
CC3 Meget alvorlig	1,4	1,5	1,6

a NS-EN 1997-1 krever at $\gamma_{M, c_u} \geq 1,4$ ved totalspenningsanalyser

2.5 Prosjekterings- og utførelseskontroll

Med geoteknisk kategori 3 og pålitelighetsklasse RC3 valgte for deler av prosjektet, havner fundamentering av ny bru samt vegbygging på øst siden i prosjekteringskontrollklasse og utførelseskontrollklasse PKK3 og UKK3 iht. tabeller 1.2.1.-1 og 1.2.2-1 i SVV Hb-N200. Vegbygging på vest side av Driva havner i prosjekteringskontrollklasse og utførelseskontrollklasse PKK2 og UKK2.

Tabeller 1.2.3-1 angir krav til kontrollform

TABELL 2-2. Krav til kontroll form. Tabell 1.2.3-1 fra SVV Hb-N200.

Tabell 1.2.3–1 – Krav til kontrollform

Kontroll-klasse	Kontrollform					
	Ved prosjektering			Ved utførelse		
	Egen-kontroll	Intern, systematisk kontroll (kollega-kontroll)	Utvidet kontroll	Egen-kontroll	Intern, systematisk kontroll (kollega-kontroll)	Utvidet kontroll
PKK1/UKK1	Kreves	Kreves ikke	Kreves ikke	Kreves	Kreves ikke	Kreves ikke
PKK2/UKK2	Kreves	Kreves	Kreves a	Kreves	Kreves	Kreves a
PKK3/UKK3	Kreves	Kreves	Kreves	Kreves	Kreves	Kreves

a Utvidet kontroll i prosjekterings- og utførelseskontrollklasse PKK2/UKK2 kan begrenses til en kontroll av at egenkontroll og intern systematisk kontroll (kollegakontroll) er gjennomført og dokumentert.

For prosjektering av ny veg på øst side av Driva samt fundamentering av ny bru medfører dette at kollegakontroll og utvidet kontroll kreves. Det samme gjelder for vegbygging på vest side av Driva, men for den delen av prosjektet kan utvidet kontroll begrenses til «system» kontroll.

2.6 Seismisk grunntype og dimensjonering

Eurokode 8 legger føringer for prosjektering ut fra seismisk påvirkning på grunnforhold. Det er gjort beregning av Vs30 basert på kap. 3 og 4 i SVV rapport nr. 604 (4). Resultater fra trykksøndering i BP 516 lagt til grunn i beregninger. Beregninger resulterer i Vs30 = ~70 m/s

I henhold til NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014 (Eurokode 8) Tabell NA.3.1 er tilsier beregnet Vs30 grunntype S₁/S₂. Basert på forekomst av sensitiv leire velges S₂.

Seismisk klasse er bestemt etter tabell NA.2 (901) i Eurokode 8 del 2, og Fale bru mht. lengde og trafikk vurderes plassert i seismisk klasse II, med seismisk faktor α lik 1,0. Forsterkningsfaktor S for grunntype S₁ og S₂ er valgt 2,0 iht. tabell NA.3.3 i NS-EN 1998-1. Soneringskartrapport for Fale bru fra NORSAR, se vedlegg A, gir beregnet verdi for seismisk grunnakselerasjon a_{gR} lik 0,1138 m/s².

Med ovennevnte forutsetninger beregnes grunnens dimensjonerende akselerasjon a_{gS} til 0,23 m/s².

Det er gjort beregning av S_d iht. NA.3.2.1(5) i NS-EN 1998-1 for kontroll av behov for påvisning av motstand mot seismisk påvirkning. S_d er beregnet etter likning (3.13) i NS-EN 1998-1 med periode T likt 0,1. Responsspekter T_B, T_C og T_D er valgt for grunntype S₁ og S₂, 6-20 m dybde, iht. tabell NA.3.3 i NS-EN 1998-1.

Beregning av S_d gir en verdi lik 0,38 m/s². Med S_d ≤ 0,5 m/s² er utelatelse kriteria iht. NA.3.2.1(5) oppfylt og dermed vil det ikke være krav om ytterligere beregninger eller dokumentasjon iht. Eurokode 8.

2.7 TEK17 sikkerhet mot naturpåkjenninger

I henhold til kap. 7 §7-1 skal byggverk plasseres, prosjekters og utføres slik at det oppnås tilfredsstillende sikkerhet mot skade eller vesentlig ulempe fra naturpåkjenninger.

Flom, aktsomhetsområde

Deler av planområdet er innen teoretisk aktsomhetsområde for flom. Det gjelder østlig del av området hvor Somrunen og en smal bekk krysser ny veg og hvor ny bru krysser Driva.

Ny veg, stikkrenner og drensveier, forutsettes dimensjonert for 200 års flom. Brufundamenter blir dimensjonert med erosjonssikring for å sikre konstruksjonen mot skader fra flom i Driva. Dermed vurderes sikkerhet mot flom ivaretatt.

Skred i bratt terreng

Ifølge NVE Aktsomhetskart for steinsprang er deler av planområdet innen aktsomhetsområde, utløpsområde, for steinsprang (5).

Ifølge NVE Aktsomhetskart for snøskred 2023 er deler av planområdet innen aktsomhetsområde S2 med skogeffekt, utløpsområde (6).

Ifølge NVE Aktsomhetskart for jord- og flomskred er deler av planområdet innen aktsomhetsområde med potensiell jord- og flomskredfare (7).

Sikkerhet mot skred i bratt terreng omhandles i eget notat.

Fjellskred

Hele planområdet er innen NVE faresone for store fjellskred (8). Det gjelder hele dalbunnen fra Momelan og ca. 2 km oppstrøms dalen. Fare for fjellskred stammer fra såkalt Gikling 1. Gikling 1 er et fjellparti som holdes under periodisk overvåking. Sannsynlighet for skredhendelse i Gikling 1 er vurdert til 1/1000-1/5000 og risiko er vurdert som middels.

Kvikkleire

Området er under marin grense og det er fra før definert et SVV kvikkleireområde innen planområdet (9). Områdestabilitet omhandles nærmere i kap. 7.

3 GRUNNLAG

3.1 Tidligere undersøkelser

Fra før er det gjort en del undersøkelser ved Fale, både i forbindelse med kryssing av Driva og i forbindelse med trafikksikkerhetstiltak på dagens veg. De eldste undersøkelsene/dokumenter er fra prosjektering av dagens bru og veg på 1960 tallet og de nyeste av tidligere undersøkelser er grunnundersøkelser fra 2020, utført i forbindelse med forprosjekt for ny bru.

3.2 Mark- og laboratorieundersøkelser

For reguleringsplan ble det gjort supplerende grunnundersøkelser sommeren/høsten 2022.

Nye grunnundersøkelser samt geotekniske laboratorieundersøkelser for reguleringsplan presenteres i egen datarapport (2). Resultater fra tidligere utførte grunnundersøkelser/laboratorieundersøkelser tas med i datarapporten.

3.2.1 Feltundersøkelser

Sommer og høst 2022 ble supplerende grunnundersøkelser utført. Nye grunnundersøkelser omfatter i alt:

- 21 totalsonderinger.
- Opptak av prøveserier fra 16 borepunkter (både poseprøver og 54 mm sylindprøver).
- CPTu trykksunderinger i 4 borepunkter.

Feltarbeid ble utført av bormannskap fra Statenes vegvesen.

Plassering av borpunkter (BP), både nye og fra tidligere undersøkelser vises på plantegning V101 (2).

3.2.2 Laboratorieundersøkelser

Laboratorieundersøkelse av opptatte prøver er utført av Svv Laboratorium Midt – Trondheim.

Det er gjort rutine undersøkelse av både pose- og 54 mm sylindprøver samt treaksial- og ødometerforsøk på utvalgte prøver.

3.3 Øvrige grunnlagsdokumenter

I tillegg til datarapport med resultater fra nye og tidligere grunnundersøkelser er etterfølgende kart og data fra nett benyttet:

- NGU, kvartærgeologisk kart.
- NGU, berggrunnskart.
- NVE Temakart og Atlas.

4 MATERIALPARAMETERE

4.1 Tolkning av CPTu trykksonderinger

Oversikt over alle utførte trykksonderinger er gitt i TABELL 4-1. Profil og avsett oppgitt i tabellen er relatert til Rv.70 (vl. 10.000).

TABELL 4-1 CPTu trykksonderinger ved Fale bru. Samlet nøyaktighet og anvendelsesklasse.

BP	Profil	Avsett	Dato utført	Spissmotst. kPa / %	Sidefriksjon kPa / %	Poretrykk kPa / %	Maks helning (°)	Anvend. klasse
52	281,3	-15,0	18.11 2013	7,1 / 0,1	0,5 / 0,5	2,4 / 0,2	7,4	1
402	607,7	17,6	8.1.2020	70,9 / 1,1	1,7 / 1,6	2,0 / 0,2	9,1	1
403	605,8	2,8	8.1.2020	25,9 / 0,4	0,1 / 0,0	1,0 / 0,1	3,7	1
404	588,0	18,7	9.1.2020	11,0 / 0,1	0,1 / 0,1	39,3 / 3,0	4,1	2
405	585,9	-1,5	8.1.2020	15,5 / 0,1	0,0 / 0,0	0,3 / 0,0	5,4	1
503	543,6	4,5	20.9.2022	49,8 / 0,9	0,3 / 0,2	0,8 / 0,1	5,3	1
512	622,9	-35,6	3.8.2022	27,0 / 0,3	0,0 / 0,0	0,8 / 0,1	5,7	1
513	579,4	-65,6	3.8.2022	38,0 / 0,6	0,3 / 0,4	0,3 / 0,0	9,9	1
516	499,4	-73,8	20.10.2022	18,7 / 0,2	0,1 / 0,1	36,9 / 2,4	10,3	2

Alle trykksonderinger er tolket ved hjelp av SVV egenutviklede regneark «cptu-2021_01» (5). Tolkning vises i vedlegg B. Av alle tolkningsark som presenteres for hver trykksondering vurderes figurer 5, 6, 8 og 9 til hver sondering til å være mest relevant.

4.2 Tolkning av treksialt forsøk

Det er gjort treksialt forsøk på 11 prøver fra grunnundersøkelser utført i 2022. Oversikt er gitt i geoteknisk datarapport (2).

Resultat fra tolkning av parametere for effektivspenningsanalyser fra treksialforsøk (kurvetilpasning til NTNU plott) vises i TABELL 4-2. Tolkning av enkelt forsøk vises i vedlegg C.

TABELL 4-2 Tolkning av treksialt forsøk.

BP	Profil	Avsett	Dybde [m]	Materiale	ϕ [°]	a [kPa]	τ_{cuc} [kPa]
502	580,1	-0,4	9,7	Leire, kvikk	30,0	14,0	48,5 @2%
502			18,4	Leire, kvikk	28,0	12,0	73,9 @2%
502			18,6	Leire, kvikk	28,0	20,0	79,1 @2%
502			Samleplott		28,0	20,0	
503	543,6	4,5	5,6	Leire	30,0	13,0	44,9 @2%
503			9,6	Leire	31,0	16,0	61,1 @2%
503			Samleplott		31,0	10,0	
512	622,9	-35,6	7,1	Leire	32,0	16,0	41,5 @2%
515	515,7	-41,7	8,3	Leire	29,0	20,0	70,7 @2%
515			9,2	Siltig leire	32,0	20,0	71,6 @2%
515			15,2	Leire	31,0	17,0	99,1 @2%
515			Samleplott		29,0	20,0	
516	499,4	-73,8	5,5	Leire, kvikk	30,0	10,0	31 @2%
516			9,4	Leire, kvikk	30,0	10,0	43 @2%
516			Samleplott		30,0	10,0	48,5 @2%

Tolkning av friksjonsvinkel for enkelt forsøk varierer mellom 28-31° og attraksjon varierer mellom 10-20 kPa. Udrenert skjærfasthet, C_{uc} , er tatt ut ved 2% tøyning. Det er liten forskjell om prøvematerialet er leire eller kvikkleire. Gjennomsnittlig friksjonsvinkel fra alle forsøk er 30° og gjennomsnittlig attraksjon 15 kPa. Ifølge tabell 3.6.2-1 i SVV Hb V220 er veiledende verdi for friksjonsvinkel i leire og leirig silt 26°. Ødometerforsøk på leiren viser at den er sterkt overkonsolidert og tolkede verdier for friksjonsvinkel ligger på et forholdsvis trangt spekter. I forhold til tolkede verdier vurderes en gjennomsnittlig verdi for friksjonsvinkel på 30° ikke urimelig.

Tolkede verdier for attraksjon viser større spredning, men er innenfor erfaringsverdier for fast leire og leirig silt iht. f.eks. tabell 3.5.8.2-1 og tabell 3.6.2-1 i SVV Hb V220.

Alle forsøk har det tilfelles at prøver viser i varierende grad tegn til prøveforstyrrelse ved vurdering av udrenert skjærfasthet, vurdering av ϵ_a - τ diagrammer sammenliknet med figur 3.5.6-1 SVV Hb V220. Treksialforsøk vurderes derfor til å gi en udrenert skjærfasthet, C_{uc} (ved 2% tøyning), som er for lav sammenliknet med hva som ville vært tilfellet for gode prøver. Resultater fra tolkning av C_{uc} er likevel vist i tolkning av udrenert aktiv skjærfasthet fra CPTu.

Erfaringsmessig, iht. SVV Hb V220 kap. 3.5.7.2, er effektivspenningsparametere mindre påvirket av prøveforstyrrelse enn f.eks. udrenert skjærfasthet.

4.3 Tolkning av ødometerforsøk

Det er gjort ødometer forsøk på 7 prøver fra 3 BP i grunnundersøkelser utført i 2022. Oversikt er gitt i geoteknisk datarapport (2).

Resultat fra tolkning av ødometerforsøk vises i TABELL 4-3. Tolkning av enkelt forsøk vises i vedlegg D.

TABELL 4-3 Tolkning av ødometer forsøk.

BP	Profil	Avsett	Dybde [m]	Materiale	P_r' [kPa]	P_o' [kPa]	P_c' [kPa]	OCR	M [kPa]	m	C_v OC/NC [m ² /år]
503	543,6	4,5	5,4	Leire	-250	89	400	4,5	9500	14	17
503			6,7	Leire	-190	100	400	4,0	8250	14	8
503			9,3	Leire	-150	124	600	4,9	9500	11	18
503			9,7	Leire	-850,0	127	500	3,9	11000	8	24
503			15,6	Siltig leire	-550,0	180	600	3,3	14000	12	56
508	359,5	-5,5	10,6	Siltig leire	-450,0	146	350	2,4	8500	10	15
516	499,4	-73,8	7,4	Leire, kvikk	-100,0	68	480	7,1	7500	12	8

Prøver undersøkt i ødometer viser tegn til prøveforstyrrelse, som vises med materialoppførselen i det pre-konsoliderte området. Resultater fra ødometerforsøk viser at kohesjonsjordarter i området er overkonsoliderte. Topografi i dalbunnen, med terrasser i varierende høyder indikerer at opprinnelig terreng har vært høyere.

4.4 Tyngdetetthet og effektivspenningsparametere

Tyngdetetthet for kohesjonsjordarter er basert på målt tyngdetetthet i prøveserier. Effektivspenningsparametere er bestemt basert på tolkning av treksialforsøk, se TABELL 4-2. Effektivspenningsparametere for friksjonsmasser, fyllmasser (sprengstein), morene og lette fyllmasser er bestemt basert på erfaringsverdier i tabell 2-21 i SVV Hb V220 og SVV Hb V221. Valgte parametere vises i

TABELL 4-4. Valg av tyngdetetthet for kohesjonsjordarter og sandige siltige masser (Sa & Si) er basert på analyse av alle utførte rutineundersøkelser i området og beregning av gjennomsnittsverdi for hver jordart.

TABELL 4-4 Tyngdetetthet og effektivspenningsparametere

Materiale	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	$\tan\phi$	a [kPa]	c' [kPa]
Vegfylling NY	19,0	42,0	0,90	5,0	4,5
Vegfylling gammel	19,0	40,0	0,84	5,0	4,2
Skumglassgranulat	3,5	37,0	0,75	-	-
Sa & Gr	19,0	36,0	0,73	5,0	3,6
Sa & Si	19,3	33,0	0,65	5,0	3,2
Le, si Le, le Si	19,2	30,0	0,58	15,0	8,7
Le, Kvikk	19,1	30,0	0,58	15,0	8,7
Morene	19,0	38,0	0,78	15,0	11,7

4.5 Tolket udrenert skjærfasthetsprofil

Udrenert aktive skjærfasthetsprofiler er tolket basert på trykksonderinger som vises i TABELL 4-1 samt rutineforsøk på prøver fra de samme BP. Skjærfasthetsprofiler vises i tolkning av enkelte trykksonderinger i vedlegg B. Resultater fra treaksialforsøk vises på profilene, men som nevnt vurderes de til å gi en undervurdering av skjærstyrken. Profiler vises i vedlegg A.

Der hvor det er gjort stabilitetsberegninger av profiler som er uten trykksonderinger er resultater fra rutine undersøkelser benyttet og skjærstyrke fra konus- og enaksforsøk regnet om til Su_A iht. anisotropiforhold.

4.6 Anisotropi

Anisotropiforhold for ADP beregning i totalspenningsanalyser er fastsatt basert på anbefalinger i tabell 1 i NIFS rapport 2014-R014 «En omforent anbefaling for bruk av anisotropi i prosjektering i norske leirer» (6).

Prøver av leire har plastisitetsindeks, I_p , varierende mellom 5-21 og beregnede verdier for Ad varierende mellom 0,63-0,68 og Ap mellom 0,35-0,39. Gjennomsnittsverdier er Ad/Ap 0,65/0,36.

Prøver av kvikkleire har plastisitetsindeks, I_p , varierende mellom 1-25 og beregnede verdier for Ad varierende mellom 0,59-0,69 og Ap mellom 0,35-0,41. Gjennomsnittsverdier er Ad/Ap 0,63/0,35.

Valgte parametere for beregninger vises i TABELL 4-5.

TABELL 4-5 Anisotropifaktorer

Materiale	Aa	Ad	Ap
Le & Si	1,00	0,65	0,36
Le Kvikk	1,00	0,63	0,35

4.7 Poretrykk

Det er gjort måling av poretrykk i tre nivåer i BP, 402 og 404. Begge borepunkter er plassert vest for Falelykkje, i nedre deler av skråning ned mot Driva. I BP 15 ~13 m øst for BP 404 er grunnvann målt på ~1,2 m dybde. BP 402 er i forholdsvis kort avstand fra elvekanten og ca. 1 m over vannstanden.

Poretrykk er målt over en periode mellom mellom 14/15. jan til 1. april i 2020 samt som det ble tatt manuell avlesing den 1.3.2020 og igjen den 20.10.2022. Det foreligger data fra målinger midt om vinteren og sent på høsten. Det er liten forskjell i avleste verdier for enkelte piezometere i de to manuelle avlesingene. Poretrykk mot dybde fra målinger i jan-april i 2020 vises i figur 4-1 (2).

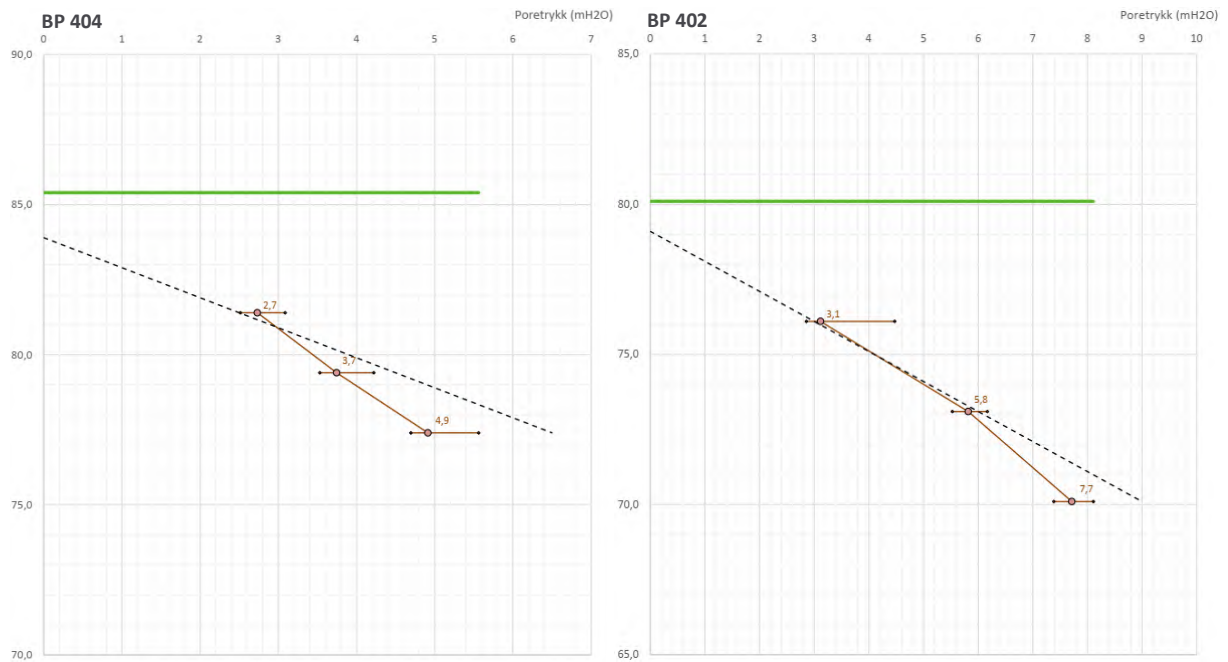


FIGURE 4-1 Målinger av poretrykk. Poretrykk mot dybde i BP 402 og 404.

Som det vises i figuren, følger målt poretrykk tilnærmet hydrostatisk poretrykk eller er noe lavere. Figur 4-2 viser resultat fra sondering i BP 402, samt Robertson tolkning. Poretrykk vises til høyre.

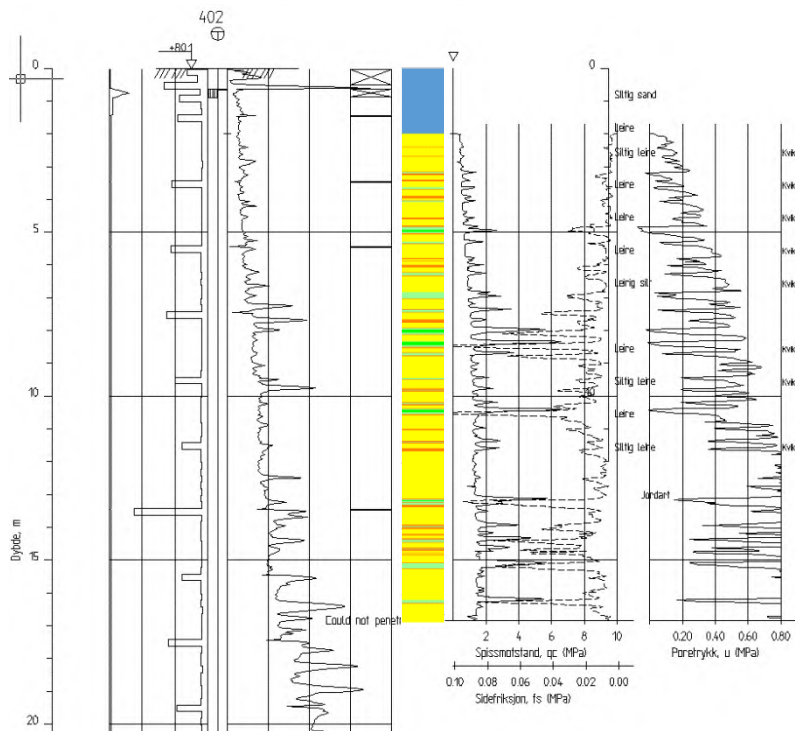


FIGURE 4-2 Sonderinger og prøvetaking i BP 402

Borepunkt 402 er i fot av skråning. Både totalsondering og trykksondering viser mektig lag med leire med flere tynne grovere, sandige lag. Måling av poretrykk under trykksondering viser fall i poretrykk ved sondering gjennom disse grovere sandige lagene. Tilsvarende forhold kan ses i BP 404. Disse grovere lagene vurderes å fungere som drensveier og forklare tegn til undertrykk som poretrykksmålinger viser.

Basert på figurer ovenfor er det valgt i videre vurderinger og stabilitetsberegninger å anta hydrostatisk poretrykk i området.

4.8 Stabilitetsberegninger

Til stabilitetsberegninger er dataprogrammet GeoSuite Stabilitet versjon 24.0.8.0. med beregningsmetode BEAST 2003 brukt.

Beregninger er generelt gjort for sirkulære glideflater. Der hvor vurdering av skjærstyrkeprofiler antyder forekomst av svakere lag er det i tillegg gjort beregning av sammensatte glideflater.

Der hvor trafikklast er på ugunstig side i stabilitetsberegninger benyttes en jevnt fordelt karakterisk trafikklast på 15 kPa over hele aktuelle vegbredder. Det benyttes en partialfaktor for trafikklast på $\gamma_Q = 1,3$.

5 TOPOGRAFI

5.1 Områdebeskrivelse/topografi

Topografisk kart av området vises i figur 1-1 og i større detalj i FIGUR 5-1 nedenfor. Planlagt tiltak, nye veier og bru er tegnet inn på figuren.

Sunddal er orientert omtrent nordvest-sørøst og den strekker seg om lag 35 km fra Gjøra i øst (200 moh.) til tettstedet Sunndalsøra i vest ved Sunndalsfjorden. Sunddalen er en typisk u-formet dal med flat dalbunn og bratte dalsider.

Fale er plassert ca. halvveis mellom Gjøra og Sunndalsøra. Dalbunn ved Driva ved eksisterende bru er på ca. 80 moh. men bunnen preges av terrasser på varierende nivåer og bratte skråninger ned mot elveløpet. Mest fremtredende er en markert israndavsetning som danner en rygg som ligger på tvers av dalen. Israndavsetningen benevnes etter gården Gikling og den er bygd opp til ca. 150 moh. som er tilsvarende marin grense i området.

I dalbunnen er det for det meste dyrket mark. Videre oppover er dalsidene skogkledde opp til ca. 700-800 moh. Fra skoggrense til topp av fjellene betegnes terrenget som åpent område, er stort sett bart fjell. Ved Fale stiger fjellene på sørsiden av dalen opp til 1.322 moh. i Gråhøa og til 1.657 moh. på nordsiden i Litlsomrungsnebb, se figur 1.



FIGUR 5-1. Topografisk kart. Fale, Sunndalen (1).

Profil ca. 250 – 310: Planlagt tiltak begynner, ved kryss mellom Sunndalsvegen (Rv.70) og Hoåsvegen (Fv.6140). Dagens Rv.70 er på ~89,4 moh. og stiger sakte mot ~90,3 moh. På nedstrøms-/venstre side av Rv.70 går Fv.6140 parallelt med vegen. Fv.6140 ble bygget om for noen få år siden mht. trafiksikkerhet. Fv.6140 er delvis bygd opp med en lav støttemur ned mot Somrungen og høydeforskjell ned mot uberørt terreng er ca. 5 m. Videre mot sør er terreng forholdsvis flatt eller med slakt fall ned mot Driva. På oppstrøms-/høyre side av Rv.70 går en skogkledd terrasse-/skråningskant i varierende avstand fra vegen. Skråning er nærmest ca. 15 m fra vegen og skråningsfronten er gjennomskåret av et bekkeløp. Terreng inn mot skråning er forholdsvis flatt, selve skråningen heller med inntil 30° og stiger opp til ~105 moh. Fra nivå 105 stiger terrenget sakte opp mot Almhjellen bruk.

Profil 310 – 410: Dagens Rv.70 er på ~90,3 moh. og stiger sakte mot ~93,3 moh. Terreng på nedstrøms-/venstre side er tilsvarende som i foregående strekning. På høyre side endrer terreng karakter fra foregående strekning, går fra å være markert terrassekant til å være jevnt hellende terreng med dyrket mark. Terreng stiger forholdsvis jevnt fra 90 moh. til 108 moh., med inntil 10° helning.

Profil 410-540: Dagens Rv.70 er på ~93,3 moh. ved begynnelsen av strekningen, vegen er i høybrekk innen strekningen med høyest nivå på ~95,2, ca. midt på strekningen, avtar ned mot ~94,7 moh. ved profil 540. Dagens veg er i skjæring som er inntil 8 m høy på høyre side. Skråning på høyre side stiger opptil ~103 moh. opp på en terrasse med dyrket mark og Brekkhaugen gård. Skråning heller med inntil 20° og er kledd med trær. På venstre side er skjæring lavere, skjæringstopp på ca. ~97 moh. som er omtrent nivå på terrasse ved Falelykkja.

Profil 540-600: Terreng faller forholdsvis jevnt av ned mot Fv.6140, mot vest, og videre ned mot Driva. Skråning er bevokst med trær og eplehage. Det er ca. 9 m høydeforskjell mellom dagens veg ved bruende og Fv.6140 over en >30 m lang strekning. Videre faller terreng av med ~7 m fra Fv.6140 ned mot Driva.

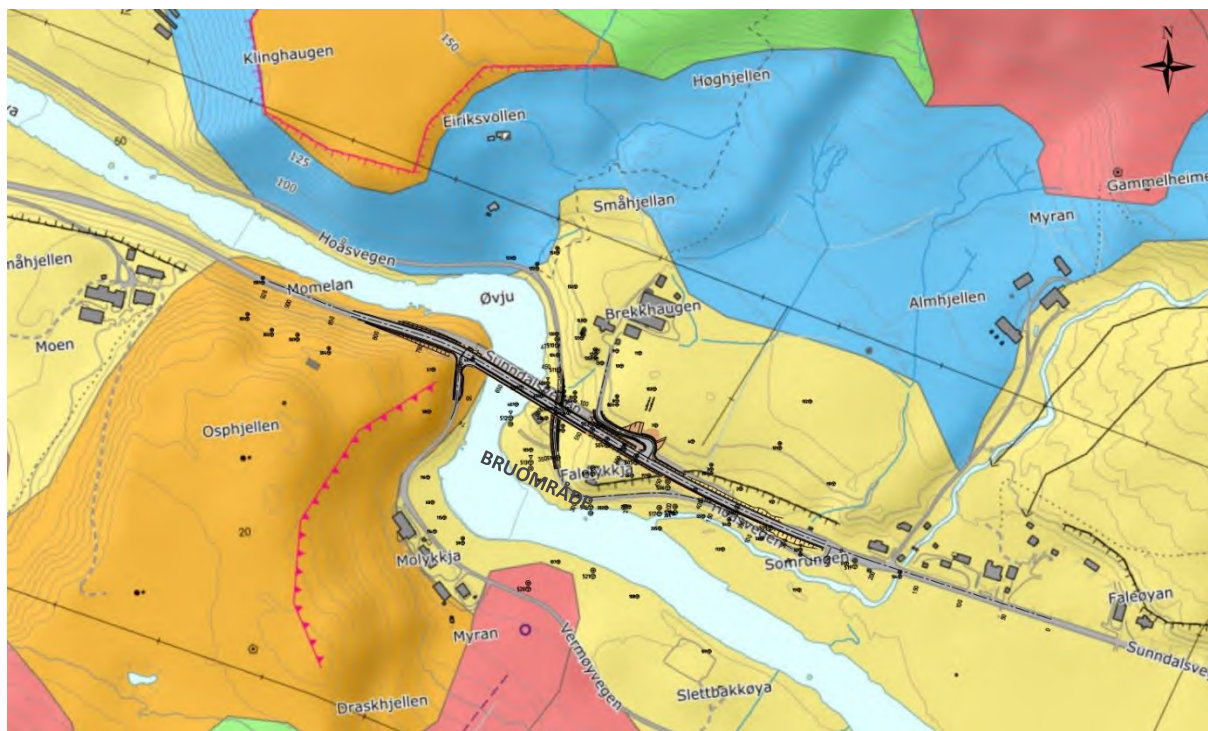
Profil 550-695: Ny veg/bru krysser Driva. På vest sida er en bratt skråning opp fra elveløpet opp til dagens veg. Store steiner og blokker er i fot av skråning ved vannkanten.

Profil 695-820: Dagens Rv.70 er på ~90,7 moh. ved begynnelsen av strekningen og faller sakte av ned mot 89,5 moh. Videre vestover fra kryss ved Vermøyvegen går vegen i skjæring i foten av en skråning. Skråning ovenfor vegen stiger opp til ~125 moh. og i et tidligere trafiksikkerhetstiltak ble skråningen slaket ut til 1:1,75 og dekket med kokosnett for etablering av vegetasjon.

6 GRUNN- OG FUNDAMENTERINGSFORHOLD

6.1 Kvartærgeologisk kart

Kvartærgeologisk kart fra NGU sitt nettsted vises i FIGUR 6-1 nedenfor.



FIGUR 6-1. Kvartærgeologisk kart, Fale Sunndalen (7).

Følgende beskrivelse er gitt for de forskjellige løsmassetypene som vises i kartet (7):

	Elve- og bekkeavsetning (Fluvial avsetning)	Materiale som er transportert og avsatt av elver og bekker. De mest typiske formene er elvesletter, terrasser og vifter. Sand og grus dominerer, og materialet er sortert og rundet. Mektigheten varierer fra 0,5 til mer enn 10 m.
	Hav- og fjordavsetning, sammenhengende dekke, stedvis med stor mektighet	Sammenhengende, finkornet marin avsetning med mektighet opp til mange ti-talls meter. Avsetningstypen kan også omfattes kredmasser fra kvikkleireskred, ofte angitt med tilleggssymbol.
	Breelavsetning (Glasifluvial avsetning)	Materiale transportert og avsatt av breelver. Sedimentet består av sorterte, ofte lagdelte avsetninger av forskjellig kornstørrelse fra fin sand til stein og blokk. Breelavsetninger har ofte tydelige overflateformer som tørrlagte kanaler, terrasser og rygger. Mektigheten er ofte flere ti-talls meter.
	Skredmateriale, sammenhengende dekke	Avsetninger dannet ved steinsprang, fjellskred, snøskred eller løsmasseskred fra bratte dalsider. Materialet kan inneholde alle kornstørrelser og ha varierende sorteringsgrad. Punktsymbol viser dominerende skredtype.
	Morenemateriale, sammenhengende dekke, stedvis med stor mektighet	Materiale transportert og avsatt av isbreer. Materialet er dårlig sortert, ofte kompakt og kan inneholde alle kornstørrelser, alt fra leir til stein og store blokker. Avsetningens tykkelse kan variere fra noen desimeter til mange titalls meter. Eventuelle fjellblotninger er markert som punktsymboler.
	Randmorene/randmorenesone	Enkeltrygger eller større områder med morenemateriale som er avsatt langs en brefront. Materialet er usortert og kan inneholde alle kornstørrelser fra leir til stein og store blokker.

Kartet angir at innen planområdet ved Fale forekommer elve- og bekkeavsetninger på øst siden av brustedet og breelvavsetning på vest siden. Kartet angir at hav- og fjordavsetninger (marine avsetninger), skredmateriale og morenemateriale forekommer i sideområder. Det som ikke kommer frem av kartet og er påvist med grunnundersøkelser, er at de marine avsetningene forekommer under elve- og bekkeavsetningene på øst siden av brustedet.

6.2 Berggrunnskart.

Berggrunnskart fra NGU sitt nettsted (1:250.000) vises i geoteknisk datarapport. Kartet viser at berggrunn innen planområdet består av granitt som hoved bergart.

Det er boret inntil ~64 m i løsmasser i utførte grunnundersøkelser i området. Ingen av utførte sonderinger har truffet bergoverflate. Det er ikke observert noen bergblotninger innen planområdet.

Bergoverflate og bergartenes egenskaper vurderes som ikke relevante i dette prosjektet.

6.3 Veglinje 10.000 Rv.7 – Profil 250-320

Oversiktskart:	tegn. V101 og V102
Lengdeprofil:	tegn. V201
Tverrprofil:	tegn. V302-V305

6.3.1 Tiltak

Ny veg følger trase til dagens veg både i plan og høyde i begynnelse av strekningen. Med stigende profil nr. forskyves ny veg gradvis til venstre i forhold til dagens veg og blir bygget på ny fylling som grenser inn mot Fv.6140. Ny fylling blir inntil ~2,4 m høy i profil 320 og vegoverflate hevet med ~0,5 m i forhold til dagens veg.

6.3.2 Grunnforhold

Grunnundersøkelser i og ved senterlinje (CL) viser topplag med faste masser hvor sand og grus er dominerende. I borepunkt (BP) 519 (profil 220) forekommer sandige grusige masser ned mot 7 m dybde og i BP 509 (pr. 320) ned mot ~2 m dybde. Borepunkt 52 i pr. 281 viste tilsvarende forhold som BP 509. Område ved BP 52 er nå fylt ut med ~6 m, ble gjort i forbindelse med trafikksikkerhetstiltak og omlegging av Fv.6140.

Under viser sonderinger generelt siltig leirig sandig materiale hvor kohesjonsjordartene blir mer dominerende med økende dybde. Sondering 509 viser innslag av fastere lag med antatte grusige masser mellom 4,5-10 m dybde. Fra 10 m dybde viser sonderingen kohesjonsjordarter til avsluttet sondering på 25,7 m dybde.

Sonderinger i sideområder (BP 110 og 111) viser hhv. antatte siltige sandige masser over sandige grusige masser i de øverste 5 m og deretter faste masser hvor det er boret med økt rotasjon, spyling og slagboring. BP 111 på flat dalbunn viser faste masser i de øverste 5 m, boret med økt rotasjon, spyling og slagboring, over antatte sandige siltige masser ned til 11, 7 m dybde. Sondering i BP 53 viser 3,6 m av faste antatte grusige masser, boret med kontinuerlig økt rotasjon, spyling og stort sett slagboring. Under de faste massene forekommer ca. 5 m med antatte sandige siltige masser over

kohesjonsjordarter til avsluttet sondering på 25 m dybde. Som i BP 52 er denne lokasjonen blitt fylt ut i forbindelse med tidligere trafiksikkerhetstiltak og omlegging av Fv.6140.

Laboratorieundersøkelser:

Prøveserie BP 519 (profil 220) viser friksjonsmasser ned mot 5 m dybde hvor sand er dominerende fraksjon. Vanninnhold varierer mellom 9,0-33,1%, er høyest i prøve av siltig sand. Organisk innhold varierer mellom 1,4-1,3%. Mellom 4,8-5,9 m dybde viser prøve lag med siltig sandig leire med vanninnhold på 22,5% og fra 5,9-6,9 m dybde forekommer grusig siltig sandig leirig materiale med vanninnhold 22,3%. Kvikkleire er påvist mellom 8-9 m dybde. Omrørt skjærfasthet C_{urfc} er på 0,3 kPa. Uomrørt skjærfasthet fra konus, C_{ufc} , er på 51,3 kPa, som gir sensitivitet på 171. Skjærfasthet fra trykkforsøk, C_{uuc} , varierer mellom 21,1-57,2 kPa. Vanninnhold måles mellom 32,7-37,0%, delvis over flytegrense som er på 34%. Plastisitetsindeks I_p beregnes til 8. Sylindertest fra 10-11 m dybde viser leire med sprøbruddegenskaper. Omrørt skjærfasthet C_{urfc} er på 0,9 kPa. Uomrørt skjærfasthet fra konus, C_{ufc} , er på 40,5 kPa, som gir sensitivitet på 40,5. Skjærfasthet fra trykkforsøk, C_{uuc} , varierer mellom 38,3-54,5 kPa. Vanninnhold måles mellom 31,8-44,5%. Videre nedover til 16 m dybde viser prøveserien leire med omrørt skjærfasthet C_{urfc} mellom 3,1-4,6 kPa. Uomrørt skjærfasthet fra konus, C_{ufc} , er på 49,0-60,0 kPa, som gir sensitivitet mellom 13-16. Skjærfasthet fra trykkforsøk, C_{uuc} , varierer mellom 46,9-93,7 kPa. Vanninnhold måles mellom 26,1-39,8%. Flytegrense måles til 39%, generelt over målt vanninnhold og plastisitetsindeks, I_p , beregnes til 13.

Prøveserie BP 52 viser humusholdig sand mellom 2-3 m dybde, organisk innhold på 2,1% og vanninnhold på 36,4%. Fra 3 til 13 m dybde viser prøveserien generelt siltig leire/leirig silt med innslag av sand og grus i enkelte prøver (sandig leirig silt, siltig grusig leire). Omrørt skjærfasthet C_{urfc} måles mellom 2,9-19,6 kPa. De høyeste verdiene måles ned mot 5 m dybde. Uomrørt skjærfasthet fra konus, C_{ufc} , er på 51,0-120,3 kPa økende med dybden. Det gir sensitivitet mellom 3-5. Skjærfasthet fra trykkforsøk, C_{uuc} , varierer mellom 41,8-60,0 kPa. Vanninnhold måles mellom 21,5-38,4%.

Trykksondering fra BP 52 er lest inn i SVV tolkningsark. Tolkning vises i vedlegg B. Tolkning er basert på grunnvannstand på 2 m dybde og hydrostatisk poretrykk (basert på poretrykksmålinger ved bru).

6.3.3 Forekomst av kvikkleire/sprøbruddmateriale

Tabell nedenfor gir oversikt over vurdering av forekomst av kvikkleire/sprøbruddmateriale innen strekningen, basert på resultater fra analyser av prøveserier samt vurdering av sonderingsforløp i totalsonderinger. Profil og avsett er relatert til Rv.70 (vl. 10.000).

TABELL 6-1 Påvist og mistanke om forekomst av kvikkleire/sprøbruddmateriale

BP	Overfl [moh]	Profil [m]	Avsett [m]	Boret løsm. [m]	Prøver løsm. [m]	Kvikk/sprø	Dybde fra [m]	Dybde til [m]	Mektighet [m]	Nivå [moh]
154	88,5	170,5	-6,7	21,8	0-1,5	Nei			-	-
519	89,3	220,2	-11,4	35,7	0,0-16,0	Påvist	8,0	11,0	3,0	81,3
51	90,0	229,6	-11,3	29,7	-	Mistanke	8,5	12	3,5	81,5
111	85,7	266,9	-56,1	11,8	-	Nei			-	-
110	100,8	273,8	64,7	9,8	-	Nei			-	-
52	85,4	281,3	-15,0	29,6	0-13	Nei			-	-
509	88,7	320,0	-5,5	25,7	-	Mistanke	14,0	17,0	3,0	74,7
53	83,6	324,0	-19,8	25,0	-	Mistanke	10,0	13,0	3,0	73,6

6.3.4 Stabilitetsforhold

Det er gjort stabilitetsberegninger for profil 320. I det profilet blir omfang av utfylling for ny veg størst innen denne strekningen. Resultater vises i tabell nedenfor og på tegninger i vedlegg.

Kritisk glideflate kommer ikke i kontakt med kvikkleiresone/sprøbruddmateriale. Beregninger viser materialfaktor >> krav til materialfaktor.

TABELL 6-2 Lokal stabilitet, profil 320 veglinje 10.000 – Resultat

Tiltak	a-φ analyse ($\gamma_m \geq 1,5$)	ADP analyse ($\gamma_m \geq 1,5$)	Tegning
Dagens veg	2,17	1,99	V501
Ny utfylling	2,18	1,85	V502

6.3.5 Setninger

Det forventes ikke problemer knyttet til setninger innen strekningen. Denne vurderingen er basert på resultater fra ødometerforsøk som antyder at kohesjonsjordarter i området er sterkt overkonsoliderte. Ny utfylling blir beskjedent og grunntrykk fra planlagt tiltak blir < prekonsolideringstrykk.

6.3.6 Geoteknisk vurdering:

BP 519 som har påvist kvikkleire og leire med sprøbruddegenskaper er utenfor den aktuelle strekningen. Prøver tatt innen strekningen i BP 52 viser hverken kvikkleire eller leire med sprøbruddegenskaper. Med hensyn til BP 519 og BP 54 er det mistanke om forekomst av kvikkleire i BP 509 og BP 53, mellom 14-17 m dybde i BP 509 og mellom 10-13 m dybde i BP 53. Kritisk glideflate i stabilitetsberegninger kommer ikke ned til nivå med antatt kvikkleire.

Med hensyn til grunnforhold og stabilitetsberegninger vurderes planlagt tiltak som gjennomførbart uten behov for spesielle geotekniske tiltak.

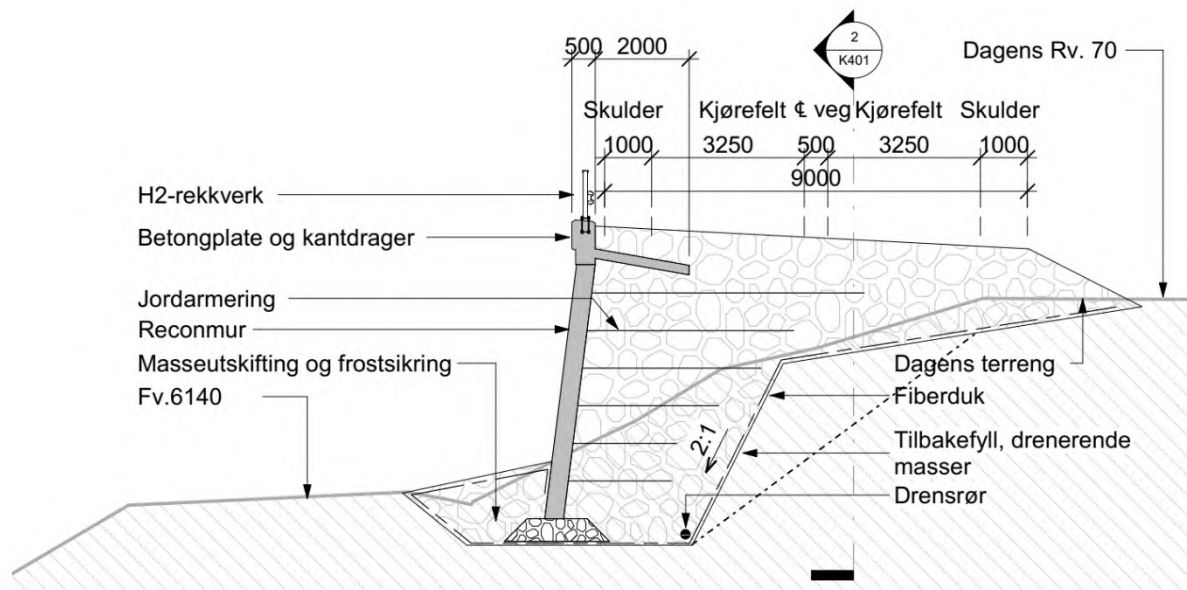
I reguleringsplan er det satt av areal til kjøreveg og annen veggrunn. Omfang av planlagt tiltak innen strekningen er av slik art at risiko forbundet med planlagt tiltak ift. reguleringsplan grenser vurderes som svært lav. Tilstrekkelig areal vurderes avsatt.

6.4 Veglinje 10.000 Rv.7 – Profil 320-450

Oversiktskart: tegn. V101, V102, V103 og V104
Lengdeprofil: tegn. V202
Tverrprofil: tegn. V305-V311

6.4.1 Tiltak:

Ny veg følger fortsatt trase til dagens veg, men skiftes gradvis mer til venstre med stigende profil nr. og ved slutt av strekningen er ny veg helt ved siden av dagens veg. Ny veg heves med inntil ~1,1 m over dagens terreng. Med heving av overflate samt forskyving mot venstre blir det på grunn av kort avstand til Fv.6140 nødvendig med etablering av støttemur. Støttemur blir inntil ~5,7 m høy. Figur 6-2 viser prinsipp skisse med tverrsnitt i planlagt mur. Muren er av typen Recon med jordarmering.



FIGUR 6-2 Tverrsnitt i planlagt Reconmur profil 320-450.

6.4.2 Grunnforhold:

Grunnundersøkelser i og ved senterlinje (CL) viser topplag med faste masser hvor sand og grus er dominerende, som innen foregående strekning. Mektighet av dette topplaget varierer mellom 1,5-2,3 m. Under topplag er masser av sand, silt og leire, sandig leirig silt eller leirig sandig silt. Lag med sand silt og leire er av varierende mektighet, 2-4 m. Ca. midt på strekningen viser sondering i BP 507 mektig lag av faste masser hvor sand og grus antas å være dominerende. Mektighet av dette laget er ~14 m. Dette laget med grusige masser tynnes ut i begge retninger fra borepunktet. Under grusige masser forekommer leire/siltig leire/leirig silt. I borepunkt 506 er det boret i kohesjonsmasser ned til nivå 46,5 moh. uten å treffe på morene eller berg.

Sondering i BP 506 viser 2 m lag med sandig leirig silt under topplag med faste masser. Under lag med silt forekommer lag med sand og grus ned mot 6,5 m dybde hvor masser går over til leire/siltig leire/leirig silt. Leire i BP 506 er påvist kvikk i prøver fra 9 til 25 m dybde, men basert på sonderingsforløp antas leire å være kvikk videre til 35 m dybde, som gir en mektighet på 26 m.

Sonderinger i sideområde på høyre side er boret til 15-16 m dybde. De viser generelt faste grove masser lengst mot øst, i BP 1, tilsvarende forhold som i BP 507. Videre vestover ser masser ut til å bli gradvis mer finkornet, med sand, silt og leire i BP 3. Grunnvann er målt på 6 m dybde i BP 3.

Sonderinger i sideområde på venstre side er boret til varierende dybder. Sonderinger i BP 53-55 viser 3-4 m topplag med faste grusige masser. Derunder forekommer sandige siltige leirige masser ned mot 9-10 m dybde. Derunder og til avsluttet sonderinger forekommer leire/siltig leire/leirig silt. Prøve fra 12-13 m dybde i BP 54 viser kvikkleire, basert på sonderingsforløp antas leire å være kvikk mellom 10-17 m dybde. Det er mistanke om kvikkleire i BP 55 fra ~14-23 m dybde. Borepunkter 517, 518 og 205 viser samme topplag, ~4 m med grus/sandig grus. Under topplaget forekommer leire/siltig leire/leirig silt. Prøver fra 5-6 m dybde i BP 517 og 518 viser kvikkleire. Leiren er påvist kvikk med prøvetaking ned mot 15 m dybde, men basert på sonderingsforløp antas leiren å være kvikk videre til 25 m dybde i begge BP, som gir en mektighet på 20-22 m.

Sonderinger i BP 111 og 112 viser fast topplag over hovedsakelig antatte sandige siltige masser.

Laboratorieundersøkelser:

Prøveserie fra BP 508 viser sandig leirig silt og leirig sandig silt fra 2-4 m dybde, poseprøver. Vanninnhold i prøvene er mellom 26,4-31,9%. Sylindertest mellom 4-5 m dybde viser siltig leirig sandig materiale med vanninnhold mellom 25,9-28,8%. Organisk innhold måles 1% i ved gløding. Omrørt C_{urfc} skjærfasthet måles 5,5 kPa. Poseprøver mellom 5-6 og 7-8 m dybde viser sandig leirig silt og sandig silt med vanninnhold mellom 28,8-29,7%. Videre fra 10-13 m dybde viser sylindertest siltig leire, sandig leirig silt og leirig silt. Vanninnhold varierer mellom 23,4-42,0%. Uomrørt skjærfasthet fra konus, C_{ufc} , er mellom 41,4-73,6 kPa og omrørt skjærfasthet C_{urfc} er mellom 8,0-14,2 kPa, som gir sensitivitet mellom 4-9. Skjærfasthet fra trykkforsøk, C_{uuc} , varierer mellom 23,0-101,3 kPa. Flytegrense måles til 31-33% og plastisitetsindeks, I_p , beregnes til 5-8. Prøvene viser hverken kvikk- eller sprøbruddegenskaper. Kohesjonsjordartene kan generelt betegnes som middels til faste og lite til middels sensitive.

Prøveserie fra BP 54 viser sandig siltig leirig materiale, sandig leirig silt og siltig leire. Vanninnhold måles mellom 18,7-25,0%. prøve av siltig leire fra 12,5 m dybde har omrørt C_{urfc} skjærfasthet på 0,2 kPa, kvikkleire. Prøve med kvikkleire er tatt fra nivå ca. 71 moh.

Prøveserie fra BP 506 viser sandig leirig silt mellom 2-4 m dybde, poseprøver. Vanninnhold i prøvene er mellom 19,8-24,5%. Poseprøver fra 4-6 m dybde viser sand og sandig grusig materiale med vanninnhold mellom 18,3-18,5%. Sylindertest fra 8-9 m dybde viser leire. Vanninnhold varierer mellom 30,6-38,6% og flytegrense måles til 35% og plastisitetsindeks, I_p , beregnes til 9. Uomrørt skjærfasthet fra konus, C_{ufc} , er 61,6 kPa og omrørt skjærfasthet C_{urfc} er 5,2 kPa, som gir sensitivitet på 12. Fra 9-25 m dybde viser sylindertest leire og siltig leire, kvikkleire. Vanninnhold varierer mellom 23,3-36,0% og flytegrense måles til 22-25% og plastisitetsindeks, I_p , beregnes mellom 1-4. Uomrørt skjærfasthet fra konus, C_{ufc} , er mellom 34,6-69,6 kPa og omrørt skjærfasthet C_{urfc} er 0,1-0,3 kPa, som gir sensitivitet mellom 145-348. Selv om leiren har svært lav omrørt skjærstyrke, er meget sensitiv og har vanninnhold over flytegrense, mht. uomrørt skjærstyrke betegnes den som middels fast til fast.

6.4.3 Forekomst av kvikkleire/sprøbruddmateriale

Tabell nedenfor gir oversikt over vurdering av forekomst av kvikkleire/sprøbruddmateriale innen strekningen, basert på resultater fra analyser av prøveserier samt vurdering av sonderingsforløp i totalsonderinger. Profil og avsett er relatert til Rv.70 (vl. 10.000).

TABELL 6-3 Påvist og mistanke om forekomst av kvikkleire/sprøbruddmateriale.

BP	Overfl [moh]	Profil [m]	Avsett [m]	Boret løsm. [m]	Prøver løsm. [m]	Kvikk/sprø	Dybde fra [m]	Dybde til [m]	Mektighet [m]	Nivå [moh]
53	83,6	324,0	-19,8	25,0	-	Mistanke	10,0	13,0	3,0	73,6
109	85,9	327,5	-154,5	13,8	-	Nei			-	-
1	90,9	329,3	21,4	15,0	-	Nei			-	-
102	107,9	335,9	137,2	19,8	-	Nei			-	-
101	100,2	346,2	77,8	15,8	0-8	Nei			-	-
112	84,0	357,3	-47,6	15,8	-	Nei			-	-
508	88,6	359,5	-5,5	33,7	2,0-12,8	Nei			-	-
54	83,4	362,4	-20,2	29,7	0-13	Ja	10,0	17,0	7,0	73,4

BP	Overfl [moh]	Profil [m]	Avsett [m]	Boret løsm. [m]	Prøver løsm. [m]	Kvikk/sprø	Dybde fra [m]	Dybde til [m]	Mektighet [m]	Nivå [moh]
2	91,4	367,0	19,8	15,8	-	Nei			-	-
55	84,0	390,9	-24,5	29,7	-	Mistanke	14,0	23,0	9,0	70,0
507	88,8	392,7	-6,0	21,7	-	Nei			-	-
3	95,2	405,5	24,8	15,5	0-8	Nei			-	-
4	90,8	411,4	-2,4	15,2	-	Nei			-	-
108	84,4	414,7	-134,1	17,8	-	Nei			-	-
518	81,6	419,4	-34,6	63,8	0,0-15,0	Ja	5,0	25,0	20,0	76,6
204	82,1	420,6	-36,3	20,3	-	Mistanke	8,0	20,3	12,3	74,1
205	81,9	426,0	-57,6	20,2	-	Mistanke	4,0	20,2	16,2	77,9
517	81,4	433,6	-43,7	57,7	1,0-14,8	Ja	3,0	25,0	22,0	78,4
6	103,1	438,3	42,4	15,7	-	Nei			-	-
506	88,3	438,5	-14,5	41,8	2,0-25,0	Ja	9,0	35,0	26,0	79,3

6.4.4 Stabilitetsforhold

Det er gjort stabilitetsberegninger for profiler 360 og 393.

TABELL 6-4 Lokal stabilitet, profiler 360 og 393 veglinje 10.000 og profil 200 veglinje 20.000 – Resultater.

Tiltak	Fc ϕ	Fc (ADP)	Tegning
360 - Dagens veg	1,80	1,68	V503
360 - Ny utfylling	1,67	1,43	V504
360 - Ny utfylling – geoteknisk tiltak	1,73	1,56	V505
393 - Dagens veg	1,86	1,68	V506
393 - Ny utfylling	1,64	1,51	V507
393 - Ny utfylling – geoteknisk tiltak	1,78	1,68	V508
200 – Dagens veg	1,93	1,59	V509
200 – Ny utfylling	1,82	1,45	V510
200 – Ny utfylling – geoteknisk tiltak	-	1,62	V511
200 – Ny utfylling – geoteknisk tiltak + avlast.	2,00	1,60	V512

Beregninger viser at i effektivspenningsanalyser ($a-\phi$) oppnår en tilfredsstillende sikkerhet for planlagt tiltak i beregnede profiler. I profil 360 kommer kritisk glideflate ikke i kontakt med kvikkleire. Krav på γ_M 1,5 er oppfylt. Samme gjelder for effektivspenningsanalyser av profil 393. Kritisk glideflate går ikke ned i kohesjonsjordarter og krav på γ_M 1,5 er oppfylt.

I totalspenningsanalyse (ADP) av prosjektert tiltak i profil 360 går kritisk glideflate ned i kohesjonsjordartene, uten å komme i kontakt med lag med kvikkleire. Resultat viser en Fc på 1,43 som er < krav på γ_M 1,5. Ved bruk av lette fyllmasser bak støttemur er det mulig å øke sikkerheten til > krav på γ_M 1,5.

I profil 393 grenser kritisk glideflate inn mot antatt kvikkleire i BP 55. Beregning av planlagt tiltak gir en Fc på 1,51 som er < krav på γ_M 1,6. Ved bruk av lette fyllmasser bak støttemur er det mulig å øke sikkerheten til > krav på γ_M 1,6.

Beregninger av profil 200 i veglinje 20.000 (Fv.6140) viser tilsvarende resultat som profil 393. Forskjell der er at topografi i høyreliggende terreng er forskjellig, brattere. For å oppfylle krav til sikkerhet for

lokalstabilitet viser beregninger at det er behov for geoteknisk tiltak, lette fyllmasser i tilbakefylling til ny støttemur.

6.4.5 Setninger

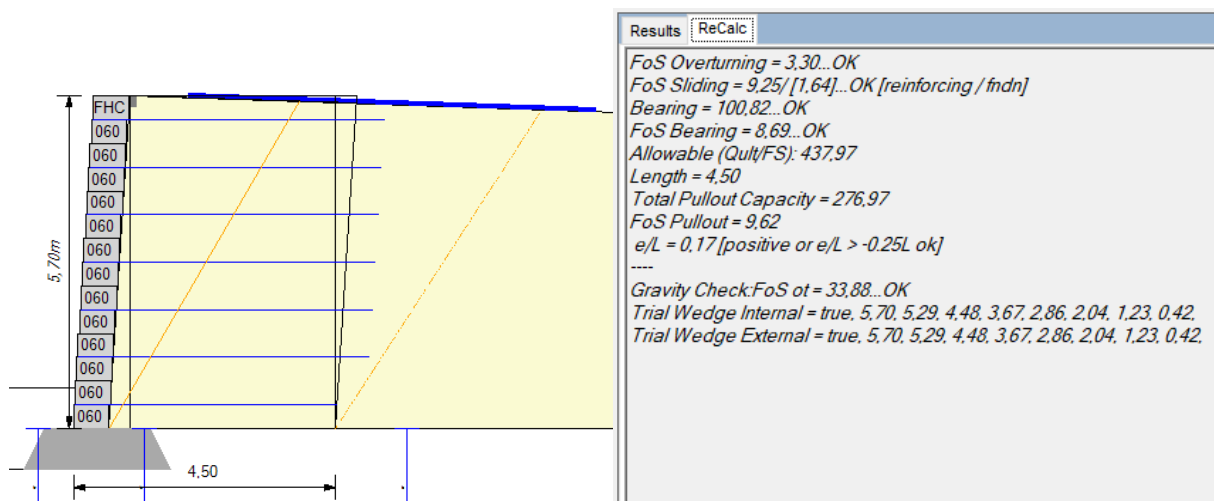
Det forventes ikke problemer knyttet til setninger. Ødometerforsøk av prøver innen planområdet viser at leire/siltig leire er overkonsoliderte, med forholdsvis høy prekonsolideringspenning (≥ 350 kPa) og høy OCR verdi ($\geq 2,4$). Laster fra planlagt tiltak overskrider ikke prekonsolideringspenning.

6.4.6 Støttemur

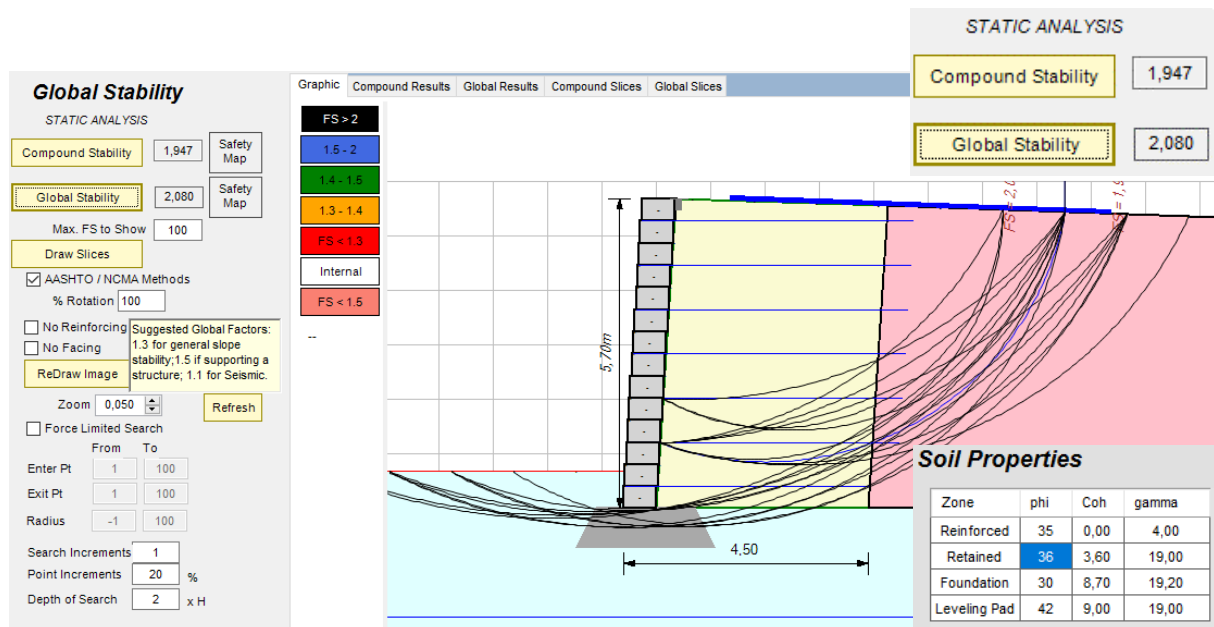
Planlagt støttemur antas å bli fundamentert på frostfritt og stabilt underlag til frostfri dybde. Det Underlag forventes å være knust berg (FK). Med årsmiddeltemperatur på $7,8^{\circ}\text{C}$ og frostmengde F10 lik $12422\text{ h}^{\circ}\text{C}$ beregnes frostdybden i drenert knust berg til $\sim 1,7$ m. Ved fundamentering på $< 1,7$ m dybde blir det behov for frostsikring.

Underlag til mur forventes å bli fundamentert i topplag med faste masser i nivå ca. 97,5 moh. hvor sand og grus er dominerende.

Det er gjort innledende beregning av planlagt ReCon mur i egenutviklet programvare fra ReCon Wall Systems (8). I beregning av mur er det tatt høyde for at topplag vil delvis graves bort. Jord i fundamentering er derfor satt til siltig sand. Resultater for beregning av ReCon mur mellom profil 320-450 vises i figurer 6-3 og 6-4.



FIGUR 6-3 Beregningresultat for jordarmert ReCon mur profil 320-450.



FIGUR 6-4 Beregning av jordarmert ReCon mur profil 320-450.

Beregninger viser at mur er stabil og nødvendig armeringslengde er 4,5-5,0 m.

6.4.7 Geoteknisk vurdering

Bygging av ny veg med støttemur innen strekningen vurderes som gjennomførbar. For å ta vare på sikkerhet mht. lokal stabilitet viser beregninger at det er nødvendig med geoteknisk tiltak. Ved bruk av lette fyllmasser, som lettklinker, i tilbakefylling bak støttemur viser beregninger at tilfredsstillende sikkerhetsnivå oppnås.

I reguleringsplan er det satt av areal til kjøreveg og annen veggrunn, både på høyre side av dagens/ny Rv.70 veg og på venstre side av Fv.6140. På høyre side av dagens veg strekker område regulert for annen veggrunn seg 7-13 m utenfor dagens veg. Innen denne strekningen skal det etableres ny støttemur som vist i figur 6-2. Risiko forbundet med etablering av støttemuren vurderes å være knyttet til nødvendig utgraving og skråningsutslag fra etablering av fundament for muren. I tilfelle med behov for dypere fundamentering enn som angitt i figur 6-2 blir skråningsutslag større og kan da påvirke dagens veg i større grad. Da kan de 7 m-13 m for annet vegformål benyttes til etablering av midlertidig forbikjøring. Dette vurderes som mindre sannsynlig og tilstrekkelig areal vurderes å være avsatt.

6.5 Veglinje 10.000 Rv.7 – Profil 450-550

Oversiktskart: tegn. V101, V103 og V104
 Lengdeprofil: tegn. V202 og V203
 Tverrprofil: tegn. V312-V317

6.5.1 Tiltak:

Ny veg går fra å være på fylling til å være i skjæring. Eksisterende skjæring for dagens veg blir utvidet mot venstre, i terrasse som Falelykkja står på. Planlagt høyde på skjæring er inntil ~2,9 m med helning på 1:2, som er tilsvarende skjæring for dagens veg.

6.5.2 Grunnforhold:

Grunnundersøkelser i og ved planlagt CL til ny veg viser at masser innen planlagt skjæring består i øst av tynt lag med sandig grusig materiale i toppen, over sandig leirig silt/leirig silt (BP 505). Sondering i borepunkt 505 viser ellers kohesjonsjordarter ned mot 4,5 m dybde hvor det er igjen innslag av friksjonsmasser, grusig sandig materiale, som strekker seg ned mot ~7 m dybde. Fra 7 m dybde viser sonderingsdiagram liknende forløp som i BP 504. Sondering og prøvetaking i BP 118, midt på strekningen, viser topplag med sandig grusig materiale. Derunder og ned til 6 m dybde forekommer leire, sandig leirig silt, siltig leire og leirig silt. Grunnvann er målt på 4 m dybde i BP 118.

Sondering og prøvetaking i BP 504 viser grusig sand i toppen over sandig grusig siltig materiale/siltig sandig grusig leirig materiale, friksjonsmasser til ~8 m dybde. Ved den dybden går masser over til sandig leire, siltig sandig leire, siltig leire og leirig sandig silt. Prøvetaking på 21-22 m dybde viser siltig leire med kvikkleir egenskaper, leiren vurderes til å være kvikk fra 20 m dybde og til avsluttet sondering på 31,8 m dybde.

Alle sonderinger innen strekningen som er utført langs planlagt veg eller på Falelykkja terrassen samt i og ved skråning fra Falelykkja og ned mot Driva har påvist eller mistanke om forekomst av kvikkleire, se TABELL 6-5. Kvikkleiren forekommer på varierende dybder, fra 1-20 m dybde under overflaten, som tilsvarer nivå 76,3-83,7 moh. I borepunkter langs planlagt veg og oppe på terrasse ved Falelykkja forekommer påvist/antatt kvikkleire på 15-20 m dybde under overflaten.

Sonderinger i BP oppe på terrasse ved Brekkhaugen viser ikke tegn til forekomst av kvikkleire. I tilfelle kvikkleireforekomst fortsetter mot nord i retning mot Brekkhaugen da er det på svært stor dybde.

Laboratorieundersøkelser:

Prøveserie i BP 505 viser siltig leirig materiale, sandig leirig silt og leirig silt i poseprøver til 4,5 m dybde. Vanninnhold i materialet varierer mellom 17,3-32,7%. Poseprøve fra 4,5-5,5 m dybde viser grusig sandig materiale med 6,1% vanninnhold.

Prøveserie fra BP 118 viser sandig grusig materiale i poseprøve fra de øverste ~0,7 m. Vanninnhold er 3,6% og organisk materiale er funnet til å være 1,1% ved gløding. Videre nedover viser poseprøver til 6 m dybde hovedsakelig kohesjonsjordarter, leire, sandig leirig silt, siltig leire og leirig silt. Vanninnhold i prøver varierer mellom 23,9-30,9%.

Prøveserie fra BP 504 viser hovedsakelig friksjonsmasser mellom 0-3 m og 7-8 m dybde, sand og grus med noe innslag av silt og leire. Vanninnhold i den øverste 1 m i grusig sand er 5,3% og organisk innhold ved gløding 0,6%. Mellom 1-8 m dybde varierer vanninnhold mellom 12,7-20,8%. Sylindrerprøver mellom 9-16 m dybde viser leire som betegnes som sandig, siltig sandig og siltig. Sylindrerprøve mellom 18-19 m viser leirig sandig silt. Vanninnhold i prøver mellom 9-19 m varierer mellom 27,1-40,4% og flytegrense måles mellom 37-42% og plastisitetsindeks, I_p , beregnes til 13-15. Uomrørt skjærfasthet fra konus, C_{ufc} , er mellom 44,8-61,6 kPa og omrørt skjærfasthet C_{urfc} er mellom 3,7-9,2 kPa, som gir sensitivitet mellom 7-15. Uomrørt skjærfasthet fra enaks, C_{uuc} , er mellom 38,5-93,4 kPa. Sylindrerprøve fra 21-22 m dybde viser kvikkleire, siltig leire. Vanninnhold varierer mellom 30,5-33,3% og flytegrense måles til 25,0%. Uomrørt skjærfasthet fra konus, C_{ufc} , er 58,1 kPa og omrørt skjærfasthet C_{urfc} er 0,1 kPa, som gir sensitivitet 581. Uomrørt skjærfasthet fra enaks, C_{uuc} , er mellom 46,9-55,8 kPa. Selv om leiren viser kvikkleir egenskaper og er meget sensitiv betegnes den som middels fast til fast.

6.5.3 Forekomst av kvikkleire/sprøbruddmateriale

Tabell nedenfor gir oversikt over vurdering av forekomst av kvikkleire/sprøbruddmateriale innen strekningen, basert på resultater fra analyser av prøveserier samt vurdering av sonderingsforløp i totalsonderinger. Profil og avsett er relatert til Rv.70 (vl. 10.000).

TABELL 6-5 Påvist og mistanke om forekomst av kvikkleire/sprøbruddmateriale

BP	Overfl [moh]	Profil [m]	Avsett [m]	Boret løsm. [m]	Prøver løsm. [m]	Kvikk/sprø	Dybde fra [m]	Dybde til [m]	Mektighet [m]	Nivå [moh]
521	84,3	462,7	-137,5	27,7	5,0-12,8	Ja	6,0	9,0	3,0	78,3
117	96,8	462,7	-12,6	31,8	-	Mistanke	15,0	26,0	11,0	81,8
203	82,6	464,7	-52,6	29,9	-	Mistanke	2,0	25,0	23,0	80,6
56	97,7	478,5	-21,7	21,9	-	Mistanke	15	21,9	6,9	82,7
505	97,4	481,6	-7,1	25,7	0,0-5,5	Mistanke	19,0	25,7	6,7	78,4
7	103,8	482,8	38,3	15,7	-	Nei			-	-
202	80,9	485,2	-65,8	29,9	-	Mistanke	1,0	24,0	23,0	79,9
516	80,8	499,4	-73,8	55,6	1,0-23,3	Ja	1,0	24,0	23,0	79,8
118	97,4	499,4	-1,2	21,9	0-6	Mistanke	16,0	21,0	5,0	81,4
107	84,1	499,6	-142,6	27,9	-	Mistanke	5,0	14,0	9,0	79,1
103	104,1	504,7	71,6	11,8	-	Nei			-	-
520	83,5	511,8	-184,6	31,6	1,0-22,0	Ja	6,0	23,0	17,0	77,5
515	97,4	515,7	-41,7	47,8	1,0-24,8	Ja	17,0	37,5	20,5	80,4
201	86,7	516,1	-69,9	22,2	-	Mistanke	5,5	22,0	19,0	81,7
504	97,4	518,1	-7,0	31,8	0,0-22,0	Ja	20,0	31,8	11,8	77,4
8	104,0	533,4	39,7	15,6	0-8	Nei			-	-
119	94,6	537,1	4,9	25,8	-	Mistanke	18,0	25,8	7,8	76,6
11	103,0	538,8	96,8	15,6	-	Nei			-	-
503	94,3	543,6	4,5	47,7	2,0-25,0	Ja	18,0	35,0	17,0	76,3
10	105,6	548,7	74,7	15,7	-	Nei			-	-

6.5.4 Stabilitetsforhold

Ny veg blir i skjæring, avlasting, og det forventes ikke problemer knyttet til lokal stabilitet. Planlagt helning til nye skråninger er tilsvarende skråninger i dagens skjæring. Ved overflate tiltak som etablering av vegetasjon forventes nye skjæringer til å bli stabile, som dagens skjæringer.

6.5.5 Setninger

Ny veg blir i skjæring, avlasting, og det forventes ikke problemer knyttet til setninger.

6.5.6 Geoteknisk vurdering

Etablering av ny veg i skjæring innen denne strekningen vurderes som gjennomførbar. Med hensyn til planlagt skråningshelning og forventede grunnforhold skal det tas høyde for sikringstiltak (overflatetiltak). Dagens skjæring har samme skråningshelning og vegetasjonsdekke.

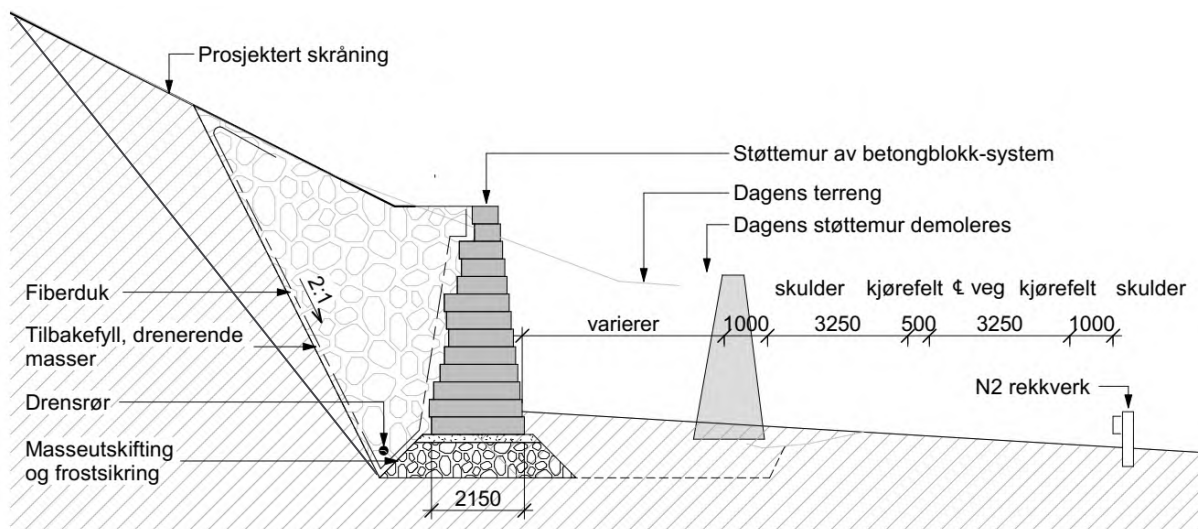
I reguleringsplan er det satt av areal til kjøreveg og annen veggrunn. Som strekker seg 15 m til venstre side fra senterlinje i ny Rv.70. Omfang av planlagt tiltak innen strekningen er av slik art at risiko forbundet med planlagt tiltak ift. reguleringsplan grenser vurderes som svært lav. Tilstrekkelig areal vurderes avsatt.

6.6 Veglinje 10.000 Rv.7 – Profil 695-820

Oversiktskart:	tegn. V101 og V105
Lengdeprofil:	tegn. V204
Tverrprofil:	tegn. V333-V337

6.6.1 Tiltak:

Ny veg blir på en ~1,3 m høy fylling i begynnelsen av strekningen. Høyde på fylling avtar med stigende profil nr. Ny veg blir bygget på venstre side av eksisterende veg. I forhold til dagens veg forskyves ny veg gradvis mot høyre med stigende profil nr. og i profil 820 har ny veg fått samme linjeføring som eksisterende veg. På grunn nybygging på venstre side av dagens veg må eksisterende skjæring på venstre side utvides og ny støttemur etableres. Ny støttemur blir inntil 7 m høy. Figur 6-5 viser prinsipp skisse med tverrsnitt i planlagt mur. Muren er av typen Recon gravitasjonsmur.



FIGUR 6-5 Tverrsnitt i planlagt Reconmur profil 710-820.

6.6.2 Grunnforhold:

Sondering i BP 401 (landkar akse til ny bru) viser faste grusige masser i de øverste 3 m. Fra 3 m dybde er det boret i morene masser med tilnærmet kontinuerlig øket rotasjon, spyling og slagboring til avsluttet sondering på 25,7 m dybde. Sondering og prøvetaking i dagens vegbane i BP 1001 (profil ~930) viser grusig sandig materiale med økende sonderingsmotstand mot dybden. Sondringer på topp av eksisterende skråning, som nå er delvis slakket ut, viste hovedsakelig faste masser med innhold av en god del store steiner/blokk og prøver viser faste sandige grusige masser med noe innslag av silt.

6.6.3 Stabilitetsforhold

Dagens skråning har helning 1:1,75. Det er gjort overflate tiltak med kokosnett. Skråningen er i god tilstand og det er ikke observert noen deformasjoner på dagens mur. Utgraving for etablering av dagens mur ble gjort med seksjonsvis utgraving og skråningshelning på 1:1. Det fungerte bra.

Det er gjort stabilitetsberegninger for profil 770, for bratt utgraving for å få etablert ny mur.

TABELL 6-6 Lokal stabilitet, profil 770 veglinje 10.000 – Resultater

Tiltak	a-φ analyse	ADP analyse	Tegning
Prosjektert tiltak	1,58	IR	V513
1:1 utgraving for ny mur	1,22	IR	V513
1:1 utgraving for ny mur – 3D effekt (0,05)	1,30	IR	V514

Stabilitetsberegninger for utgraving med skråningshelning 1:1 viser en materialfaktor som er < krav på γ_M 1,3. Beregninger med 3D effekt, for å simulere seksjonsvis utgraving, viser at det er mulig å oppnå krav til γ_M som gjelder for permanent veg. 3D effekt i beregninger tar høyde for 20 m lange seksjoner. Med kortere seksjoner økes sikkerheten enda mer.

Stabilitet til selve muren er beregnet og gjort rede for av RIB.

6.6.4 Setninger

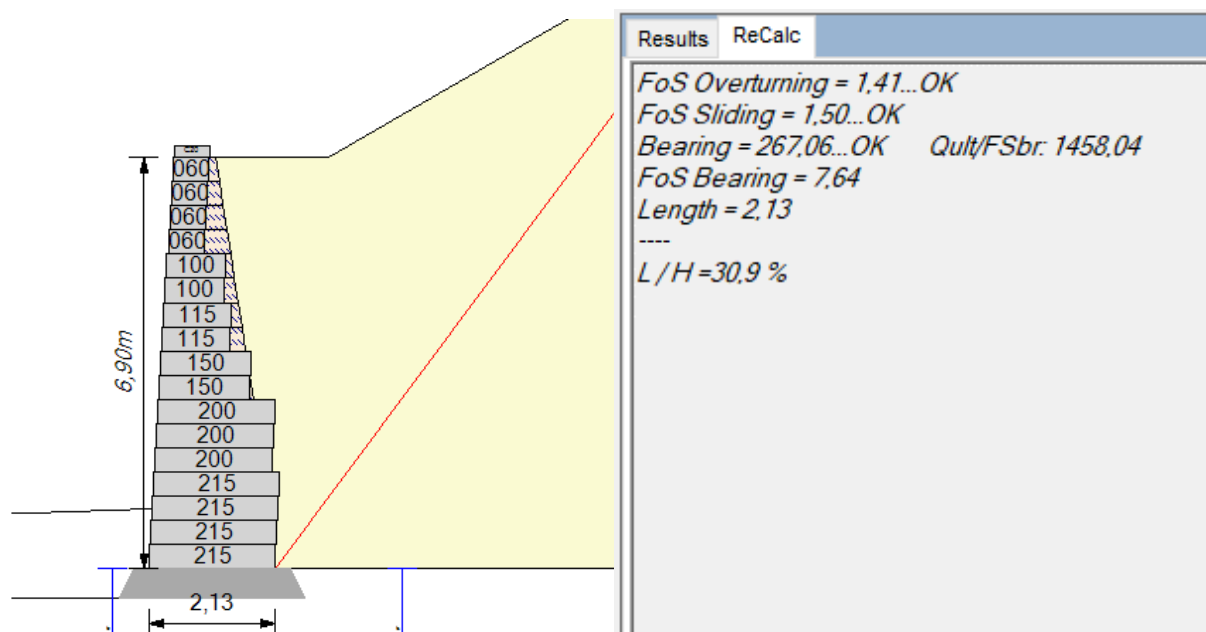
Det forventes ikke problemer knyttet til setninger. Tidligere grunnundersøkelser viser at grunn består av faste grusige og grusige sandige masser. I masser som disse kan det bli minimale initiale setninger, men de forventes å bli raskt unnagjort.

6.6.5 Støttemur

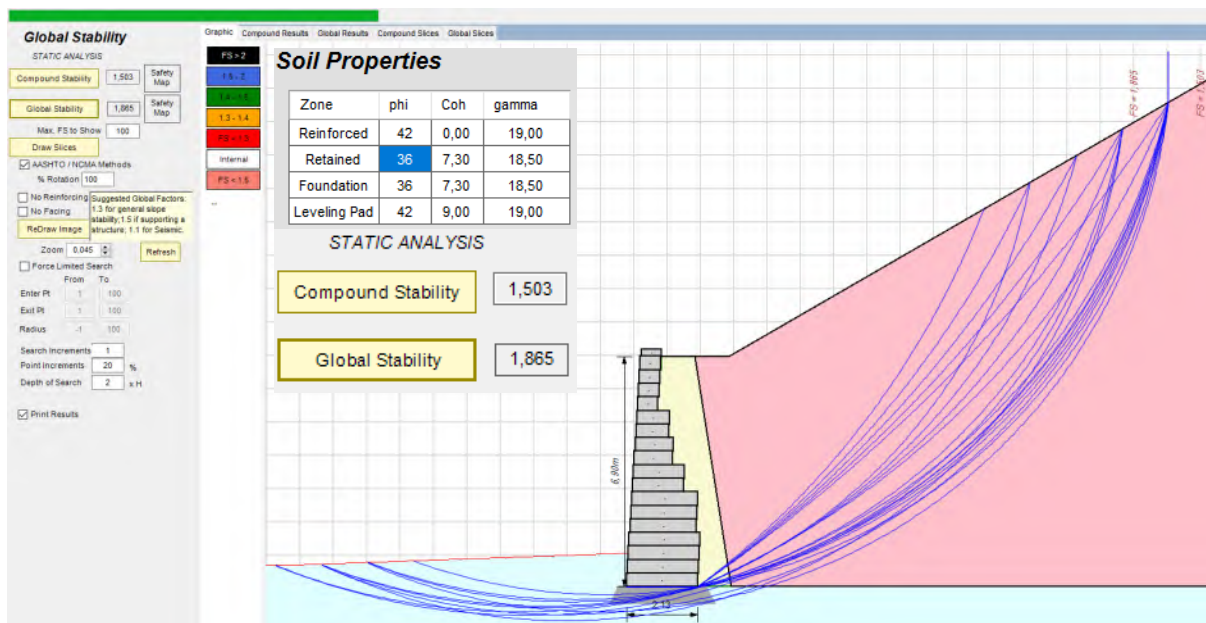
Planlagt støttemur antas å bli fundamentert på frostfritt og stabilt underlag til frostfri dybde. Det Underlag forventes å være knust berg (FK). Med årsmiddeltemperatur på 7,8°C og frostmengde F10 lik 12.422 h°C beregnes frostdybden i drenert knust berg til ~1,7 m. Ved fundamentering på < 1,7 m dybde blir det behov for frostsikring.

Underlag til mur forventes å bli fundamentert faste grusige og/eller grusige sandige masser.

Det er gjort innledende beregning av planlagt ReCon mur i egenutviklet programvare fra ReCon Wall Systems (8). Resultater for beregning av ReCon mur mellom profil 720-820 vises i figurer 6-6 og 6-7.



FIGUR 6-6 Beregningresultat for ReCon gravitasjonsmur profil 710-820.



FIGUR 6-7 Beregning av jordarmert ReCon mur profil 710-820.

6.6.6 Geoteknisk vurdering

Planlagt vegbygging med utvidelse av dagens skjæring og bygging av ny støttemur vurderes som gjennomførbar. Med hensyn til resultat fra stabilitetsberegninger samt tidligere erfaring fra utgraving og etablering av dagens støttemur bør det forventes at det blir behov for restriksjoner på utgravde lengder om gangen.

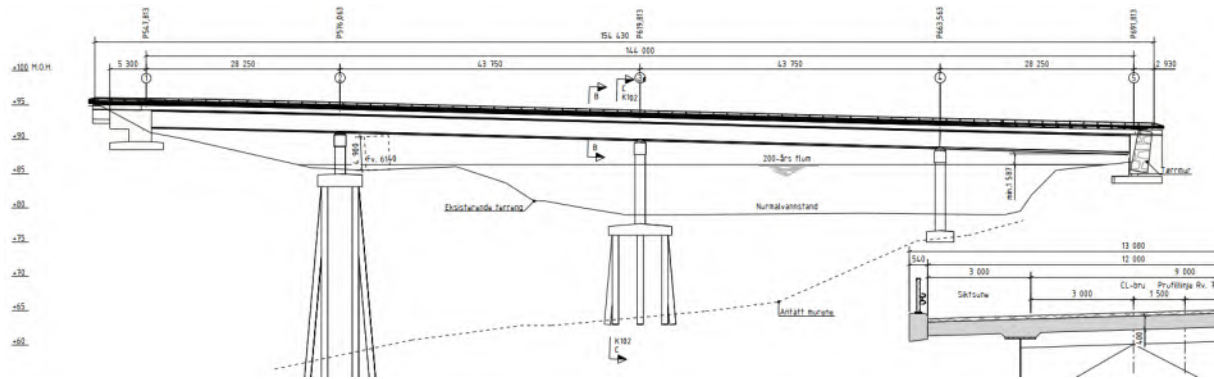
I reguleringsplan er det satt av areal til kjøreveg og annen veggrunn, både på høyre side av dagens/ny Rv.70 veg og på venstre side. På venstre siden strekker grensen for vegareal seg inn på topp av skråning ovenfor vegen. Innen denne strekningen skal det etableres ny støttemur som vist i figur 6-5. Risiko forbundet med etablering av støttemuren vurderes å være knyttet til nødvendig utgraving og skråningsutslag fra etablering av fundament for muren. Planlagt utgraving er med graveskråning 1:1 og er godt innen det regulerede arealet. Risiko vurderes først å fremst til å være forbundet med uønsket hendelse i form av utglidning under gravearbeidene som kan ha påvirkning høyer opp i skråningen, dog ikke høyer opp en mot skråningstoppen. Det er lagt opp med risikoreducerende tiltak i form av seksjonsvis utgraving for etablering av muren, så sannsynlighet for uønskede hendelser vurderes som lav. Tilstrekkelig areal vurderes avsatt.

6.7 Veglinje 10.000 Rv.7 – Profil 550-695 bru

Oversiktskart: tegn. V101, V103 og V104
 Lengdeprofil: tegn. V203 og V204
 Tverrprofil: tegn. V318-V332

6.7.1 Tiltak:

Fundamentering av ny bru. Landkar til ny bru, i akser 1 og 5 samt akse 4 er planlagt direktefundamentert i løsmasser. Fundamentering i øvrige akser, 2 og 3 er planlagt på peler. Dette er tilsvarende fundamentering som i dagens bru. Oppriss av planlagt ny bru vises i figur 6-8.



FIGUR 6-8 Oppriss, planlagt ny bru.

6.7.2 Grunnforhold:

Akse 1 Landkar profil 548.

Akse 1 er undersøkt med sonderinger i BP 119 og 503. 503 viser faste maser hvor det er boret med økt rotasjon og spyling i de øverste 1,5 m. Fra det nivået og til avsluttet sondering på 47,7 m dybde er det boret i leire/siltig leire. Prøver er tatt ned til 25 m dybde. Mellom 18-25 m dybde viser prøver forekomst av kvikkleire. Sonderingsprofil fra totalsondering antyder at leire er kvikk til dypere nivåer, vurdert til 35 m dybde. Trykksondering er utført i BP 503 ned til 14,6 m dybde. Trykksondering er tolket med antatt grunnvannstand på 4 m dybde, basert på måling i BP 118 og hydrostatisk poretrykk. Tolkning av trykksondering vises i vedlegg B.

Akse 2 profil 576.

Akse 2 er undersøkt med sonderinger i BP 16, 502 og 405. Alle sonderingene viser ~5,5 m topplag hvor masser viser noe, men varierende motstand. Prøver fra BP 405 viser siltig sand, sand og grusig sandig materiale innen dette dybdeintervallet mens prøver fra BP 502 viser grusig sand ned mot 3 m dybde og sandig leirig silt og siltig leire. Ved ~5,5 m dybde er det markert endring i motstand i sonderingsdiagrammer, lite motstand ned mot 25 m dybde. Prøver til 25 m dybde i BP 502 viser leire. Prøver av leiren mellom 7-25 m dybde viser at den er kvikk. Ved 25 m dybde viser sonderinger økning i motstand ned mot 38,6 m dybde og tydelige innslag av sand/grus lag i leiren. Ved 38,6 m dybde i BP 502 er antatt morene påtruffet. Trykksondering er utført i BP 405, se tolkning i vedlegg B. Trykksonderingen er tolket med antatt grunnvannstand på 2 m dybde, hydrostatisk poretrykk og laboratedata fra BP 502. Øvrige borepunkter i nærhet til fundament akse 2, BP 406, 17, 15 og 404, i skråning ned mot Driva viser liknende forhold, topplag hvor sandige grusige masser er dominerende over leire/siltig leire. Borepunkter med prøver viser forekomst av kvikkleire på varierende dybder, men på tilnærmet likt nivå rundt 77,5-80,4 moh., og mektighet på antatt 13-19 m, se TABELL 6-7.

Akse 3 profil 620.

Akse 3 er undersøkt med sonderinger i BP 501 og 403. Begge sonderinger viser 1,5-2 m fast topplag hvor det er boret med økt rotasjon, spyling og slagboring i antatt sand og grus. Sonderingsdiagram fra BP 501 antyder boring i leire/siltig leire med tynne sandlag til 12,6 m dybde. På 12,6 m dybde er kommet ned i faste masser hvor det er stort sett boret med økt rotasjon og spyling og frekvent bruk av slagboring, sonderingsdiagram antyder morene. BP 403 i profil 606 viser tilsvarende forhold som BP 501 med leire/siltig leire med tynne sandlag ned mot 13,5 m dybde. Fra den dybden og til avsluttet sondering på 25,6 m dybde antyder sonderingsdiagram økning i andel sandlag. Morene lag er ikke

påtruffet i BP 403. Trykksondering i BP 403 er tolket med laboratoriedata fra BP 402 og vises i vedlegg B. BP 402 og 403 har påvist/antatt forekomst av kvikkleire fra ~2 m dybde, ca. nivå 78-79 og med mektighet på 14-15 m. I BP 501 er kvikkleire vurdert på ~4 m dybde, nivå ~75 moh. og med mektighet på ~9 m.

Akse 4 profil 664.

Akse 4 er ute i Driva, nær bratt skråning på vest siden. Planlagt fundament er nært eksisterende fundament. Tidligere grunnundersøkelser for dagens bru ved fot av skråning og ute i elven for dagens bru pilar V viser stein, sand og grus over antatt morene. Dybde til morene varierer fra ~3-6 m i tidligere boringer ved fot av skråning og øst mot dagens brupilar V.

Akse 5 Landkar profil 692.

Sondering i BP 401 viser faste grusige masser i de øverste 3 m. Fra 3 m dybde er det boret i morene masser med tilnærmet kontinuerlig øket rotasjon, spyling og slagboring til avsluttet sondering på 25,7 m dybde.

Laboratorieundersøkelser:

Akse 1 Landkar profil 548.

Prøveserie i BP 503 viser leire og siltig leire i poseprøver til 4 m dybde. Vanninnhold i prøver varierer mellom 30,1-33,8%. Sylinderprøver mellom 4-16 m dybde viser leire og siltig leire. Overgang fra leire til siltig leire mellom 10-12 m dybde. Vanninnhold i prøver mellom 4-16 m varierer mellom 27,1-36,6% og flytegrense måles mellom 33-50% og plastisitetsindeks, I_p , beregnes til 8-21. Uomrørt skjærfasthet fra konus, C_{ufc} , er mellom 39,2-83,9 kPa og omrørt skjærfasthet C_{urfc} er mellom 3,7-35,6 kPa, som gir sensitivitet mellom 2-189. Uomrørt skjærfasthet fra enaks, C_{uuc} , er mellom 38,2-85,4 kPa. Sylinderprøver fra 18-25 m dybde viser kvikkleire, leire og siltig leire. Vanninnhold varierer mellom 29,1-37,2% og flytegrense måles mellom 26,0-31,0%. Uomrørt skjærfasthet fra konus, C_{ufc} , er mellom 48,3-60,0 kPa og omrørt skjærfasthet C_{urfc} er 0,1 kPa, som gir sensitivitet mellom 483-600. Uomrørt skjærfasthet fra enaks, C_{uuc} , er mellom 33,7-86,7 kPa. Resultater fra treksialt forsøk og ødomter forsøk på prøver fra BP 503 vises i TABELL 4-2 og TABELL 4-3.

Akse 2 profil 576.

Prøveserie i BP 502 viser grusig sand i poseprøve mellom 2,2-3 m dybde, som har vanninnhold på 18,4% og organisk innhold på 0,9%. Poseprøver mellom 3-6 m dybde viser sandig leirig silt i den øverste m og siltig leire mellom 4-6 m dybde. Vanninnhold varierer mellom 24,7-29,0%. Sylinderprøver fra 7-25 m dybde viser kvikkleire, leire. Vanninnhold varierer mellom 28,9-39,1%, flytegrense måles mellom 25,0-29,0% og plastisitetsindeks, I_p , beregnes til 4-6. Uomrørt skjærfasthet fra konus, C_{ufc} , er mellom 38,6-66,0 kPa og omrørt skjærfasthet C_{urfc} er mellom 0,1-0,3 kPa, som gir sensitivitet mellom 129-660. Uomrørt skjærfasthet fra enaks, C_{uuc} , er mellom 24,5-96,8 kPa.

Prøveserie fra BP 405 ved akse 2 viser generelt grovere masser enn hva som poseprøver fra BP 502 viser. Prøveserien viser sand og siltig sand til 4 m dybde med vanninnhold mellom 13,5-22,4%. Mellom ~4-5 m er grusig sandig materiale med 10% vanninnhold og videre fra ~5-6 m dybde er grusig leirig silt med 21,7% vanninnhold.

Akse 3 profil 620.

Det er ikke tatt prøver i BP 501. Nærmeste borepunkt til akse 2 med prøvetaking er BP 402. Poseprøve fra 0-1,5 m viser siltig sand med vanninnhold 32,9% og organisk innhold 0,8%. Poseprøve mellom 1,5-2,0 m viser leire med vanninnhold 37,3%. Sylinderprøver fra 2-10 og 11-12 m dybde viser kvikkleire, leire, siltig leire og leirig silt. Vanninnhold varierer mellom 24,3-41,7%, flytegrense måles mellom 22,0-33,0% og plastisitetsindeks, I_p , beregnes til 5-11. Uomrørt skjærfasthet fra konus, C_{ufc} , er mellom 34,1-87,4 kPa og omrørt skjærfasthet C_{urfc} er mellom 0,1-1,2 kPa, som gir sensitivitet mellom 50-843. Uomrørt skjærfasthet fra enaks, C_{uuc} , er mellom 15,0-79,7 kPa. Det er to delprøver fra sylindre fra 9-10 m og 11-12 m dybder som viser omrørt skjærfasthet på 1,2 kPa. Øvrige prøver viser omrørt skjærfasthet på $\leq 0,5$ kPa. Omrørt skjærfasthet på 1,2 kPa er innenfor grense for klassifisering av sprøbrudd egenskaper. Sylinderprøve mellom 10-11 m dybde viser leire. Vanninnhold varierer mellom 32,9-37,3%, flytegrense måles mellom 34,0% og plastisitetsindeks, I_p , beregnes til 13. Uomrørt skjærfasthet fra konus, C_{ufc} , er mellom 48,8-82,4 kPa og omrørt skjærfasthet C_{urfc} er mellom 2,2-2,3 kPa, som gir sensitivitet mellom 22-36. Uomrørt skjærfasthet fra enaks, C_{uuc} , er mellom 83,5-85,8 kPa, betegnes som middels fast til fast.

Akse 4 profil 664. Ingen prøver tatt.

Akse 5 Landkar profil 692. Ingen prøver tatt.

6.7.3 Forekomst av kvikkleire/sprøbruddmateriale

Tabell nedenfor gir oversikt over vurdering av forekomst av kvikkleire/sprøbruddmateriale innen strekningen, basert på resultater fra analyser av prøveserier samt vurdering av sonderingsforløp i totalsonderinger. Profil og avsett er relatert til Rv.70 (vl. 10.000).

TABELL 6-7 Påvist og mistanke om forekomst av kvikkleire/sprøbruddmateriale

BP	Overfl [moh]	Profil [m]	Avsett [m]	Boret løsm. [m]	Prøver løsm. [m]	Kvikk/sprø	Dybde fra [m]	Dybde til [m]	Mektighet [m]	Nivå [moh]
514	86,6	556,8	-46,3	39,7	-	Mistanke	6,0	26,0	20,0	80,6
106	82,8	557,1	-74,5	31,8	-	Mistanke	4,0	21,0	17,0	78,8
9	104,5	561,2	86,1	15,0		Nei				
17	86,4	567,3	-18,0	19,8	0-11	Ja	7	20	13,0	79,4
13	100,1	568,4	66,5	15,0		Nei				
16	85,5	572,0	1,6	22,0		Mistanke	6	22	16,0	79,5
15	86,5	574,5	19,6	25,9	0-10	Ja	9	26	17,0	77,5
12	101,7	579,3	71,1	15,7	0-10	Nei				
513	82,9	579,4	-65,6	33,8	0,0-20,8	Ja	4,0	21,0	17,0	78,9
502	86,0	580,1	-0,4	47,7	2,2-25,0	Ja	7,0	25,0	18,0	79,0
405	85,8	585,9	-1,5	27,6	0-5,5	Mistanke	6,0	25,0	19,0	79,8
105	83,0	586,2	-53,8	29,9	-	Mistanke	4,0	20,0	16,0	79,0
404	85,4	588,0	18,7	25,7	0-10	Ja	5,0	23,5	18,5	80,4
406	86,1	589,6	-15,8	41,0	-	Mistanke	7,0	23,5	16,5	79,1
59	82,7	597,8	-178,4	21,8	0-9	Ja	6	18	12,0	76,7
121	102,0	601,1	78,5	27,9	0-4	Nei				
511	85,6	604,7	36,1	25,7	-	Mistanke	4,0	19,0	15,0	81,6
403	80,9	605,8	2,8	25,6	-	Mistanke	2,0	17,0	15,0	78,9
402	80,1	607,7	17,6	25,5	0-12	Ja	2,0	16,0	14,0	78,1
153	101,6	608,1	96,4	21,8	-	Nei				
104	85,7	614,1	49,2	25,8	-	Mistanke	6,0	22,0	16,0	79,7

BP	Overfl [moh]	Profil [m]	Avsett [m]	Boret løsm. [m]	Prøver løsm. [m]	Kvikk/sprø	Dybde fra [m]	Dybde til [m]	Mektighet [m]	Nivå [moh]
510	86,0	620,0	58,0	23,7	0,0-19,0	Ja	6,0	19,0	13,0	80,0
512	79,9	622,9	-35,6	21,7	1,0-9,3	Ja	8,5	10,0	1,5	71,4
407	79,0	625,0	-19,6	41,7	-	Nei				
120	85,9	626,6	68,3	22,0	-	Mistanke	8,0	18,0	10,0	77,9
115	83,0	629,1	-165,1	13,8	-	Nei				
501	79,0	630,0	-1,6	35,8	-	Mistanke	3,8	12,5	8,7	75,2
114	82,8	630,4	-183,3	9,8	-	Nei				
152	101,4	635,6	122,6	21,8	-	Nei				
60	83,2	648,7	-157,5	19,7		Nei				
116	82,5	666,9	-136,8	9,8	-	Nei				
151	98,2	671,1	143,9	21,8	0-8	Nei				
122	85,9	680,0	118,1	15,8	0-6	Nei				
401	89,7	690,8	-2,7	25,7	-	Nei				

6.7.4 Stabilitetsforhold

Stabilitetsberegninger for kontroll av lokal stabilitet er gjort for:

- Profil 390 i veglinje 20.000. Etablering av nytt landkar
- Lengdeprofil (LP) i veglinje 10.000. Etablering av byggegrop for akse 3.

Profil 390 i veglinje 20.000 er valgt for beregning av nytt landkar. Det profilet er tilnærmet vinkelrett på skråning nedenfor landkar.

TABELL 6-8 Lokal stabilitet, profil 390 veglinje 20.000 og lengdeprofil veglinje 10.000 – Resultater.

Tiltak	a-φ analyse	ADP analyse	Tegning
390 - Dagens tilstand	2,12	1,99	V515
390 – Nytt landkar	2,11	1,45	V516
390 – Nytt landkar – geoteknisk tiltak	2,21	1,51	V517
LP – Akse 3 Dagens tilstand	2,35	1,94	V518
LP – Nytt landkar	2,23	1,61	V519
LP – Akse 3 Utgraving	1,35	1,80	V520
LP – Akse 3 Utgraving – geoteknisk tiltak	1,59	1,84	V521
LP – Akse 3 Utgraving – geoteknisk tiltak	1,64	1,87	V522

Stabilitetsberegninger viser at det er behov for geoteknisk tiltak for at direktefundamentering av landkar skal oppfylle krav til på $\gamma_M \geq 1,5$. Kritiske glideflater kommer ikke i kontakt med kvikkleire. Ved bruk av lette fyllmasser i tilbakefylling mot konstruksjonen er kravet oppfylt. Beregninger er gjort for grunntrykk+trafikklast på ~ 184 kPa (164+19,5), oppgitt av RIB.

Etablering av grop for peling og fundament i akse 2 fører til midlertidig avlastning i område hvor kritisk glidesirkel fra landkar har utgående. Rekkefølge av arbeider må vurderes nærmere på senere steg i prosjektet.

I beregninger av grop for akse 3 kommer alle kritiske glideflater ned i lag med kvikkleire. Beregninger er gjort med 3D effekt (0,063 for 16 m bred grop). I ADP analyser er krav til sikkerhet ivarettatt. I a-φ analyse antas tørrlagt byggegrop og at grunnvannstand faller raskt ned til laggrenser mellom topplag

av friksjonsjord og underliggende lag med kohesjonsjordarter. Med planlagt graveskråning på 1:1,5 oppnås en $F_{c\phi}$ på 1,35. Ved å delvis slake ut graveskråning, i friksjonsmasser, fra 1:1,5 til 1:2,5 øker $F_{c\phi}$ til 1,59. Ved slaking av hele graveskråningen til 1:2,5 til utgravd bunn i grop øker $F_{c\phi}$ til 1,64 og oppfyller krav til $\gamma_M \geq 1,6$.

6.7.5 Setninger

Landkar til ny bru samt akse 4 er planlagt direktefundamentert i løsmasser, mens akser 2 og 3 er planlagt fundamentert på spissbærende peler.

Peler i akser 2-3 forutsettes innboret i morene. Utførte sonderinger i morenen viser at den er fast og er i tidligere rapporter beskrevet som steinet. På grunn av hvor fast morenen er basert på vurdering av sonderingsmotstand forventes det ubetydelige setninger i morenen. Samme gjelder for akse 4 og landkar i akse 5. Dagens landkar på vest siden av Driva samt tilstøtende akse er direkte fundamentert i morene, uten problemer.

Landkar i akse 1 blir direktefundamentert i løsmasser, som dagens landkar. Tolkning av prekonsolideringstrykk fra ødometer på prøver fra BP 503 antyder prekonsolideringstrykk på ≥ 400 kPa. Med grunntrykk fra landkar på SLS 164 kPa forventes ingen problemer knyttet til setninger etter som grunntrykk \ll prekonsolideringstrykk.

6.7.6 Geoteknisk vurdering

Med hensyn til vurdering av setninger og stabilitet vurderes direkte fundamentering av begge landkar samt akse 4 i løsmasser som gjennomførbart. På øst siden viser stabilitetsberegninger at det er behov for geoteknisk tiltak, som består av tilbakefylling mot konstruksjon med lette fyllmasser. I beregninger er det tatt høyde for Skumglass Lett med dimensjonerende tyngdetetthet $3,5 \text{ kN/m}^3$.

For fundamentering i akse 4 må det etableres avstivet byggegrop med spunt.

Kvikkleire vurderes til å være grunn dybde i akse 3 og samt som byggegrop er ved vannkanten og delvis ute i elva. Med planlagt bunn på grop på 3 m under terreng er det ikke usannsynlig at en vil grave ned i kvikkleiren samt som en graver under grunnvannsnivå. Grop er planlagt med skråninger 1:1,5. Totalspenningsanalyse viser at stabilitet med den graveskråningen er ivaretatt. Effektivspenningsanalyse av graveskråning med tørrlagt grop og senket grunnvannstand ned mot kohesjonsjordarter gir en $F_{c\phi}$ på 1,35 og kritisk glideflate som går i kvikkleire. Beregninger viser at med slaking av graveskråning oppnås tilfredsstillende sikkerhet. Nivå for bunn av grop bør vurderes nærmere i byggeplan samt som behov for andre risikoreduserende tiltak som spunt eller KC peler for å etablere en sikker byggegrop.

Stabilitetsberegninger viser og at rekkefølge av arbeider bør vurderes nøye, dvs. samspill mellom fundamentering i akser 1 og 2. Fundament og tilbakefylling i akse 2 bør være ferdig når oppstøp av landkar begynner ettersom utgraving for fundament i akse 2 avlaster skråningsfot og dermed sikkerhet for akse 1. For ferdig tiltak er krav til sikkerhet oppfylt.

Størst risiko forbundet med etablering av fundamenter for den nye brua vurderes å være å etablere pelefundamenter i akser 2 og 3. Det forutsettes at peler blir spissbærende til morenelag. Dermed må peler drives gjennom lag med kvikkleire. Ramming/boring av peler kan føre til massefortregning og

poretrykksoppbygging. Andre uønskede hendelser som følge av boring av peler kan bl.a. være tap av masser ved skvising og rekonsolidering av leire som har vært omrørt pga. påkjenninger fra boreprosessen.

Under ramming av betongpeler for dagens bru oppsto det bevegelser i grunn på østsiden. Det ble registrert heving av terreng som medførte skader på et hus som stod ved elvebredden. Det huset er blitt revet.

Dagens bru skal holdes i åpen under bygging av den nye bruene. Det er derfor svært viktig at pelearbeider blir utført på en slik måte at kvikkleire forstyrres minst mulig for å unngå negativ påvirkning på dagens bru. Et risikoreduserende tiltak er å velge en skånsom metode. Borede peler/pilarer anbefales og som bores gjennom løsmassene med reversibelt boresystem. Med innvendig returnering av boremasser til overflaten reduseres forstyrrelsen på omkringliggende kvikkleire. Både borede peler og pilarer vurderes som egnede mht. minst mulig forstyrrelse av kvikkleire. Endelig valg av peletype må tas i byggeplan. Ramming av betong peler vurderes som uegnet pga. massefortrenging, poretrykksoppbygging og kort avstand til fundamenter til dagens bru.

I utførelsesfase bør det videre installeres poretrykksmålere, selv om det velges skånsom metode, for kontroll og oppfølging av ev. poretrykksoppbygging. Poretrykksmålere bør være installert i god tid før pelearbeider begynner. Plan for måleprogram av poretrykk detaljeres nærmere i byggeplan.

Etablering av landkar på øst-side vil medføre utgraving tett inntil dagens landkar og veg. For sikker utgraving og for å kunne holde dagens veg åpen blir det behov for etablering av spunt. Med hensyn til grunnforhold vurderes stålspunt installert ved ramming, vibrering eller pressing som et alternativ. Vurdering av sonderinger og prøvetaking i BP 503 viser kvikkleire på 18 m dypde i landkar området.

På vest-siden er utgravingsdybde for nytt landkar mindre enn på øst-siden, men og tett inntil dagens landkar og veg. Grunnforhold på vest-siden er mye gunstigere ift. øst-siden, likevel for å ivareta sikkerhet for dagens veg samt for å kunne holde vegen åpen bør spunting vurderes. Med hensyn til grunnforhold vurderes boret rørsputt som et alternativ.

I reguleringsplan grenser skråningstopp på planlagte midlertidige byggegroper for brufundamenter inn mot grense til areal som er satt av til samferdselsanlegg og infrastruktur. Byggegroper er planlagte med skråningshelning 1:1,5 som vurderes tilstrekkelig for midlertidige groper. Tilstrekkelig areal vurderes avsatt.

6.8 Veglinje 20.000 – Profil 200-340

Oversiktskart:	tegn. V101, V102 og V103
Lengdeprofil:	tegn. V206
Tverrprofil:	tegn. V340-V347

6.8.1 Tiltak

Det er ikke planlagte endringer i vegens geometri innen denne strekningen. Det er utført grunnundersøkelser som del av vurdering av områdestabilitet.

6.8.2 Grunnforhold

Sonderinger i BP 203, 202 og 516 er boret ved fot av skråning til dagens Fv.6140, ned mot elveløpet. Sonderingsdiagrammer viser alle like forløp. I øverste 1-2 m er lag hvor det er boret med øket rotasjon og delvis med spyling og slagboring, som antyder topplag av antatte fastere friksjonsmasser. Derunder forekommer masser som viser lite/svært lite sonderingsmotstand ned mot 20 m dybde, hvorfra sonderingsmotstand begynner gradvis å øke. Sonderinger i BP 202 og 203 er avsluttet på 30 m dybde. Sonderingsdiagrammer antyder boring i kohesjonsjordarter, med sandlag i dypere nivåer. Sondering i BP 516 er boret i antatte kohesjonsjordarter ned til 42 m dybde. Fra den dybden og til avsluttet sondering på 55,5 m dybde antyder sonderingsdiagram hovedsakelig friksjonsmasser av sand og grus. I de nederste 4,5 m er det stort sett boret med økt rotasjon, spyling og slagboring, muligens morene.

Sondering i BP 201 er boret i dagens veg. De øverste 3 m er boret i vegfylling og antatte friksjonsmasser. Fra 3 m dybde og til avsluttet sondering på 22 m dybde viser sonderingen like forløp som sonderinger i BP 203, 202 og 516, ss. lite sonderingsmotstand.

Sonderinger i BP 56 og 515 er boret oppe på platå ved Falelykkja, ved skråningstopp ovenfor dagens veg. Begge sonderinger viser ~7 m tykt lag i toppen av sand og grus. I BP 56 antyder sonderingsdiagram kohesjonsjordarter fra ~7 m dybde til avsluttet sondering på 21,8 m dybde. Ned mot 15-16 m dybde viser massene gradvis stigning i motstand samt som sondering antyder noe lagdeling, forekomst av tynne antatte sandlag. Fra 15-16 m dybde er sonderingsmotstand tilnærmet konstant og mht. prøver fra nærliggende BP antas masser fra denne dybden til å være kvikkleire. Sondering i BP 515 viser forekomst av ~2,5 m tykt lag av leire/siltig leire under topplaget. Mellom ~10-12 m dybde viser sondering igjen forekomst av fast lag med antatt sand og grus. Fra 12 m dybde viser sondering hovedsakelig kohesjonsjordarter til avsluttet sondering på 47,8 m dybde.

Det er gjort forsøk på å måle grunnvannstand i BP 515. Hullet hadde rast sammen på ~8 m dybde. Hullet var «tørt» til det nivået.

Laboratorieundersøkelser:

Prøveserie i BP 515 viser sandig grusig materiale i poseprøver til 6 m dybde. Vanninnhold i prøver varierer mellom 16,0-22,0%. Organisk innhold er 1,1-2,4% ved gløding. Sylindrerprøver fra 8-10 dybde viser leire og siltig leire. Vanninnhold varierer mellom 24,5-27,4%, flytegrense måles 32,0% og plastisitetsindeks, I_p , beregnes til 8. Uomrørt skjærfasthet fra konus, C_{ufc} , er mellom 47,6-72,4 kPa og omrørt skjærfasthet C_{urfc} er 4,7 kPa, som gir sensitivitet på 10. Uomrørt skjærfasthet fra enaks, C_{uuc} , er mellom 24,8-29,3 kPa. Sylindrerprøver mellom 11-16 m dybde viser leirig silt og leire. Vanninnhold varierer mellom 27,9-34,5%, flytegrense måles 35,0% og plastisitetsindeks, I_p , beregnes til 9. Uomrørt skjærfasthet fra konus, C_{ufc} , er mellom 43,3-72,8 kPa og omrørt skjærfasthet C_{urfc} er mellom 4,8-4,9 kPa, som gir sensitivitet mellom 9-15. Uomrørt skjærfasthet fra enaks, C_{uuc} , er mellom 40,5-68,2 kPa. Sylindrerprøver mellom 18-25 m dybde viser kvikkleire, siltig sandig leire og siltig leire. Vanninnhold varierer mellom 28,6-36,6%, flytegrense måles 26,0% og plastisitetsindeks, I_p , beregnes til 3. Uomrørt skjærfasthet fra konus, C_{ufc} , er mellom 43,2-52,5 kPa og omrørt skjærfasthet C_{urfc} er 0,1 kPa, som gir sensitivitet mellom 432-525. Uomrørt skjærfasthet fra enaks, C_{uuc} , er mellom 40,5-68,2 kPa.

6.8.3 Forekomst av kvikkleire/sprøbruddmateriale

Vurdering av forekomst av kvikkleire innen denne strekningen vises i TABELL 6-5.

6.9 Veglinje 20.000 – Profil 340-470

Oversiktskart:	tegn. V101, V103 og V104
Lengdeprofil:	tegn. V206 og V207
Tverrprofil:	tegn. V348-V354

6.9.1 Tiltak:

Det blir beskjedne endring i vegens plangeometri, vegen forskyves ca. med halv vegbredde mot vest for tilpasning mot brufundament i akse 2. Planlagt tiltak avsluttes ved profil 445.

6.9.2 Grunnforhold:

Det er gjort flere grunnundersøkelser i og ved dagens veg. Sonderingene viser fleste liknende forhold, dvs. 3-6 m mektig topplag med hovedsakelig sand og grus, grusig sand/sandig grusig materiale. Tynne lag med mer finkornete masser forekommer og innen dette topplaget, siltig sand og sandig siltig materiale. Sonderinger i topplag er delvis boret med økt rotasjon, spyling og slagboring.

Under topplag antyder sonderingsdiagrammer hovedsakelig kohesjonsjordarter, leire og siltig leire. Sonderingsmotstand er generelt lav, og sonderingsmotstand til varierende dybder er forholdsvis jevn eller med liten kraftøkning. Ved ~15 m dybde antyder sonderingsdiagrammer generelt innslag av tynne lag med sand. Ved ~25 m dybde er generell endring i sonderingsmotstand, fra ca. det nivået begynner gradvis kraftøkning med dybden. De fleste sonderingene er avsluttet i kohesjonsjordarter. I BP 406, 502 og 104 er kommet i antatte morenemasser på ~35,0 m, 38,6 m og 20,3 m dybde.

Det er påvist kvikkleire i BP 17, 502, 404 og 510, se TABELL 6-7.

Laboratorieundersøkelser:

Prøveserie i BP 17 viser grusig sandig materiale i poseprøver mellom 0-1 m og 2-4 m dybder. Vanninnhold i prøver varierer mellom 7,2-45,3%. Organisk innhold er 1,9-2,0% ved gløding. Poseprøver fra 1-2 m og 4-5 m dybder viser humusholdig siltig sand og leirig silt. Vanninnhold er 31,2% og 22,9% og organisk innhold i den siltige sanden er 2,3%. Sylinder prøver fra 5-7 m dybde viser leirig silt. Vanninnhold varierer mellom 24,2-33,8%. Uomrørt skjærfasthet fra konus, C_{ufc} , er mellom 24,8-111,7 kPa og omrørt skjærfasthet C_{urfc} er 9,0 kPa, som gir sensitivitet på 12. Uomrørt skjærfasthet fra enaks, C_{uuc} , er mellom 32,5-80,0 kPa. Sylinderprøver mellom 7-11 m dybde viser kvikkleire, leire og siltig leire. Vanninnhold varierer mellom 26,8-42,6%, flytegrense måles mellom 28,0-36,0% og plastisitetsindeks, I_p , beregnes til 11. Uomrørt skjærfasthet fra konus, C_{ufc} , er mellom 19,0-70,0 kPa og omrørt skjærfasthet C_{urfc} er 0,1 kPa, som gir sensitivitet mellom 387-700. Uomrørt skjærfasthet fra enaks, C_{uuc} , er mellom 15,0-39,0 kPa.

Prøveserie i BP 502 er beskrevet i kap. 0

Prøveserie i BP 404 viser liknende forhold som BP 17. I toppen viser poseprøve grusig sandig materiale mellom 0-1 m. Mellom 1-2 m viser poseprøve siltig sand, som går over til humusholdig sandig grusig

siltig materiale mellom 2-2,8 m. Vanninnhold i poseprøver varierer mellom 11,9-29,4%, økende med dybden. Organisk innhold varierer mellom 0,6-2,1%, høyest i det sandige grusige siltige materialet. Poseprøve mellom 2,8-3,0 m viser siltig leire med 25,8% vanninnhold. Sylindrerprøver fra 3-5 m dybde viser leire og sandig leirig silt. Vanninnhold varierer mellom 25,9-38,8%. Uomrørt skjærfasthet fra konus, C_{ufc} , er mellom 38,6-82,4 kPa og omrørt skjærfasthet C_{urfc} er mellom 3,3-4,2 kPa, som gir sensitivitet mellom 9-23. Uomrørt skjærfasthet fra enaks, C_{uuc} , er mellom 21,4-60,4 kPa. Sylinderprøver mellom 7-11 m dybde viser kvikkleire, leire og siltig leire. Vanninnhold varierer mellom 27,0-45,3%, flytegrense måles mellom 20,0-34,0% og plastisitetsindeks, I_p , beregnes mellom 3-12. Uomrørt skjærfasthet fra konus, C_{ufc} , er mellom 40,2-75,5 kPa og omrørt skjærfasthet C_{urfc} mellom 0,1-0,3 kPa, som gir sensitivitet mellom 141-755. Uomrørt skjærfasthet fra enaks, C_{uuc} , er mellom 39,0-69,5 kPa.

Poseprøver fra BP 510 viser grusig sand og humusholdig sandig grusig siltig materiale i de øverste 2 m. vanninnhold varierer mellom 5,5-18,7% og organisk innhold er mellom 0,7-2,0%. Mellom 2-4 m viser poseprøver humusholdig sandig siltig materiale og sandig leirig silt. Vanninnhold varierer mellom 21,5-26,4% og organisk innhold er 2,1% i prøve mellom 2-3 m. Mellom 4-5 m viser poseprøve siltig sandig, grusig leirig materiale med vanninnhold 23,7%. I sonderingsdiagram er det klar overgang fra grusige masser til kohesjonsjordarter ved ~5m dybde. Sylinderprøver mellom 7-19 m dybde viser kvikkleire, siltig leire, leire og sandig leirig silt. Vanninnhold varierer mellom 28,8-38,1%, flytegrense måles mellom 23,0-28,0% og plastisitetsindeks, I_p , beregnes mellom 2-6. Uomrørt skjærfasthet fra konus, C_{ufc} , er mellom 40,5-64,7 kPa og omrørt skjærfasthet C_{urfc} er 0,1 kPa, som gir sensitivitet mellom 405-647. Uomrørt skjærfasthet fra enaks, C_{uuc} , er mellom 40,2-102,4 kPa.

6.9.3 Forekomst av kvikkleire/sprøbruddmateriale

Vurdering av forekomst av kvikkleire innen denne strekningen vises i TABELL 6-7.

6.9.4 Stabilitetsforhold

Omlegging av eksisterende veg blir stort sett i terreng. Det forventes ingen problemer knyttet til lokal stabilitet for selve tiltaket.

6.9.5 Setninger

Omlegging av eksisterende veg blir stort sett i terreng. Det forventes ingen problemer knyttet til setninger.

6.9.6 Geoteknisk vurdering

Planlagt endring i vegens plangeometri, forskyving med ca. med halv vegbredde mot vest for tilpasning mot brufundament i akse 2 vurderes gjennomførbart uten behov for spesielle geotekniske tiltak.

I reguleringsplan er det satt av areal til kjøreveg og annen veggrunn. Omfang av planlagt tiltak innen strekningen er av slik art at risiko forbundet med planlagt tiltak ift. reguleringsplan grenser vurderes som svært lav. Tilstrekkelig areal vurderes avsatt.

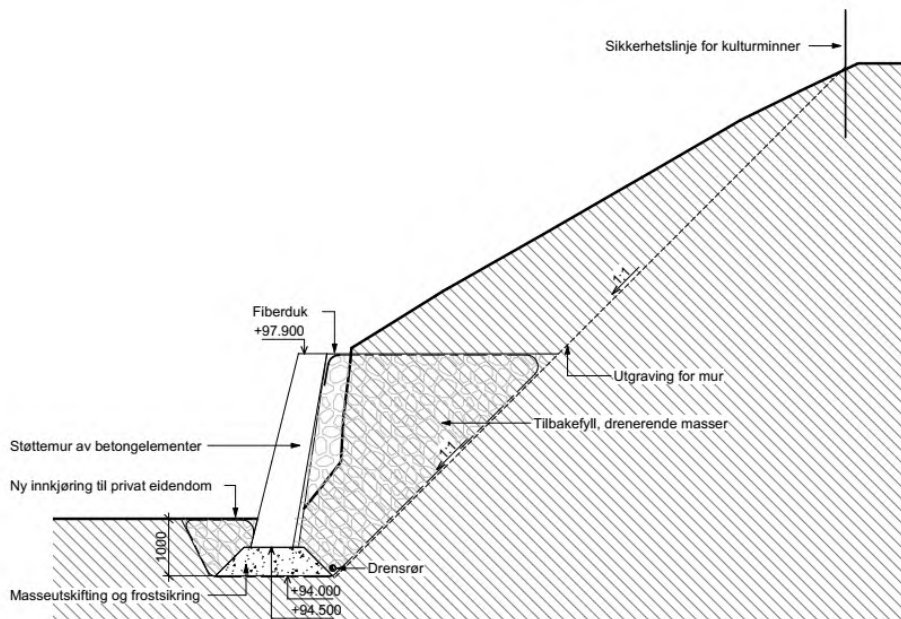
6.10 Veglinje 21.000 – Profil 0-96

Oversiktskart:	tegn. V101 og V104
Tverrprofil:	tegn. V313-V314

6.10.1 Tiltak:

Veg/veglinje 21.000 skal etablere ny adkomstveg til Brekkhaugen gård.

Mellom profil ~15-60 blir ny adkomstveg i skjæring, dvs. skjæring for eksisterende Rv.70 må utvides for den nye adkomstvegen. For å ta vare på kulturminner som finnes innen dyrket mark i området ovenfor må ny skjæring delvis etableres med støttemur. Høyde på ny skjæring blir lik høyden som den er i dag. Planlagt mur blir inntil 3,5 m høy. Videre fra profil 60 følger ny veg dagens Rv.70 mot profil ca. 95 hvor ny veglinje kobles til dagens atkomstveg. Figur 6-9 viser prinsipp skisse med tverrsnitt i planlagt mur. Muren er av typen Recon gravitasjonsmur.



FIGUR 6-9 Tverrsnitt i planlagt Reconmur profil 15-60 – Adkomstveg til Brekkhaugen.

6.10.2 Grunnforhold:

Grunnundersøkelse i BP 7 er gjort på toppen av dagens skjæring, ovenfor område hvor ny skjæring og støttemur er planlagte. Sondringen antyder 15 m med siltige masser med noe innsalg av tynne sandlag. Massene viser forholdsvis jevnt økende sonderingsmotstand med dybden, går fra å være løse i toppen til faste mot avsluttet sondering. Sondringer i BP 6 og 8 er og boret på toppen av dagens skjæring, men noe til sidene fra BP 6. Begge disse sonderingene viser liknende forløp, men noe større innslag av sand i de øverste 10 m, sammenliknet med BP 7. Masser i skråning forventes å bestå av sand og silt.

Grunnvann er målt på 6 m dybde i BP 8. Liknende forhold forventes i område ved BP 7. Skråningen vurderes tørr.

Laboratorieundersøkelser:

Poseprøver fra BP 8 viser hovedsakelig sand og silt, sandig silt og siltig sand. Tynne lag med sand og leire forekommer og. Vanninnhold varierer mellom 5,1-40,5%. Lavest i lag med sand og høyest i lag med leire.

6.10.3 Stabilitetsforhold

Stabilitetsberegninger for kontroll av lokal stabilitet til skråning bak planlagt støttevegg er gjort for profil 26 i veglinje 21.000. Geometri i det profilet tilsvarer geometri i profil 482 i veglinje 10.000. Resultat fra beregninger vises i tabell 6-9.

TABELL 6-9 Lokal stabilitet, profil 26 veglinje 21.000 – Resultater.

Tiltak	a-φ analyse	ADP analyse	Tegning
26 - Dagens tilstand	1,99	1,99	V523
26 – Prosjektert støttemur	1,82	1,82	V524

Bygging av støttemur i fot av skråningen reduserer stabilitet til skråningen noe. Kritisk glideflate i både effektiv- og totalspenningsanalyser får tilnærmet samme forløp for både dagens tilstand og prosjektert tiltak, går i lag med antatt sand og silt, og går ikke ned i antatte kohesjonsjordarter av leire/siltig leire.

Med en $F_{c\phi}$ og F_c på 1,82 er krav til $\gamma_M \geq 1,5$ for planlagt tiltak oppfylt.

6.10.4 Setninger

Sonderinger oppe på skråning og på motsatt side av dagens Rv.70 viser masser ved og under antatt fundamenteringsnivå som viser høy sonderingsmotstand, faste masser, enten av sand og grus (BP 505) eller sand og silt (BP 7).

Med henvisning til faste masser med høy sonderingsmotstand samt ødometerforsøk på prøver fra BP 503, som ikke er så langt unna planlagt støttemur, tolkning av prekonsolideringstrykk fra BP 503 antyder prekonsolideringstrykk på ≥ 400 kPa, forventes ikke problemer knyttet til setninger. Grunntrykk fra planlagt mur forventes ikke å overstige antatt prekonsolideringstrykk.

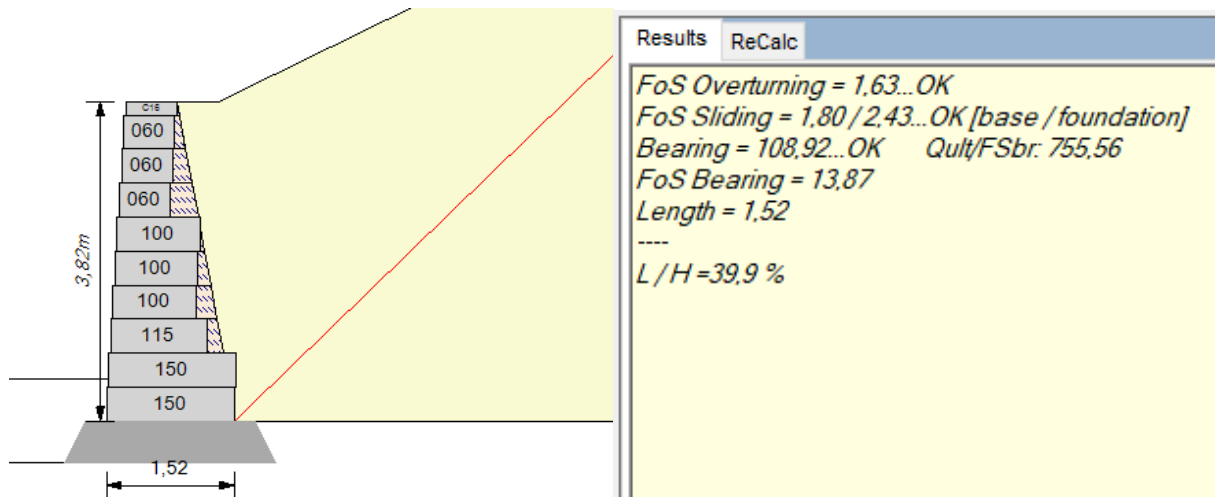
Øvrige deler av planlagt adkomstveg er i dagens terreng og medfører ingen lastendringer på grunn.

6.10.5 Støttemur

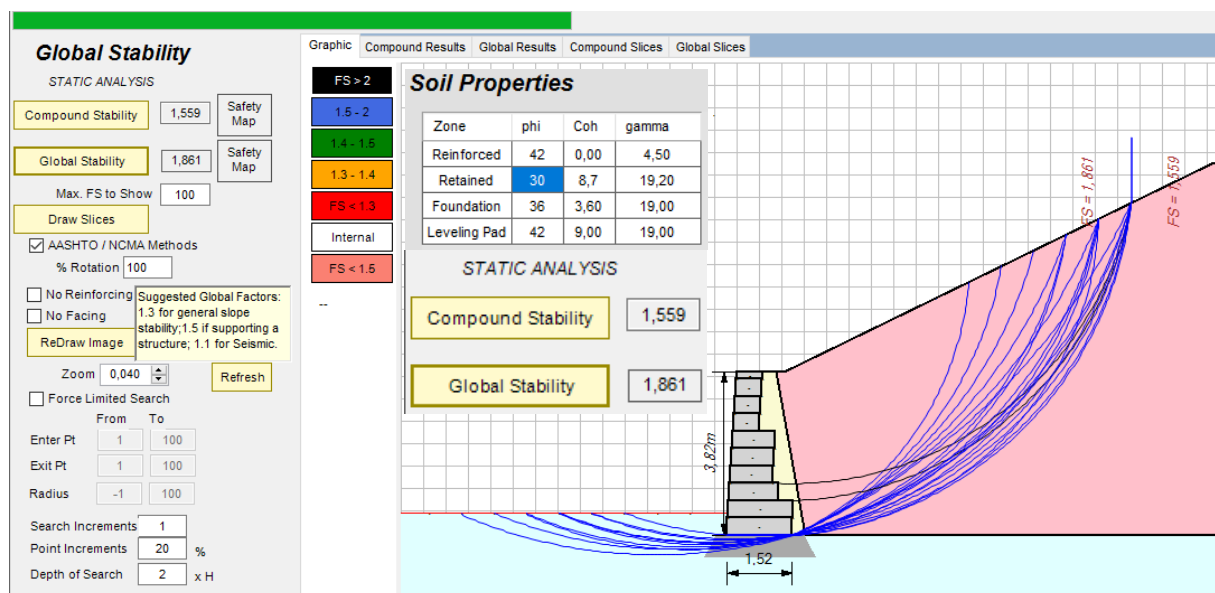
Planlagt støttemur antas å bli fundamentert på frostoffritt og stabilt underlag til frostoffri dybde. Det Underlaget forventes å være knust berg (FK). Med årsmiddeltemperatur på 7,8°C og frostmengde F10 lik 12422 h°C beregnes frostdybden i drenert knust berg til ~1,7 m. Ved fundamentering på < 1,7 m dybde blir det behov for frostsikring.

Underlag til mur forventes å bli fundamentert faste grusige og/eller grusige sandige masser.

Det er gjort innledende beregning av planlagt ReCon mur i egenutviklet programvare fra ReCon Wall Systems (8). Resultater for beregning av ReCon mur mellom profil 720-820 vises i figurer 6-10 og 6-11.



FIGUR 6-10 Beregningresultat for ReCon gravitasjonsmur profil 15-60.



FIGUR 6-11 Beregning av jordarmert ReCon mur profil 15-60

6.10.6 Geoteknisk vurdering

Etablering av ny atkomstveg til Brekkhaugen etter veglinje 21.000 med etablering av ny støttemur mellom profil 15-60 vurderes gjennomførbar uten behov for spesielle geotekniske tiltak.

Dagens skråning ser ut til å ha helning $\sim 1:2,2$ den er grodd igjen og virker stabil. I henhold til tabell 1.11.-1 i SVV Hb N200 skal skråningshelning i finsand og silt ikke skal være brattere enn 1:3 eller 1:2 med sikringstiltak.

Planlagt skråning ovenfor mur bør ikke legges brattere enn 1:2 og med sikringstiltak/overflatetiltak som etablering av vegetasjon.

I reguleringsplan er det satt av areal til kjøreveg og annen veggrunn som strekker seg opp topp av platå ved Brekkhaugen. Her setter sikringssone for kulturminner størst begrensning. Tilstrekkelig areal vurderes avsatt.

7 OMRÅDESTABILITET

7.1 Regelverk og metode

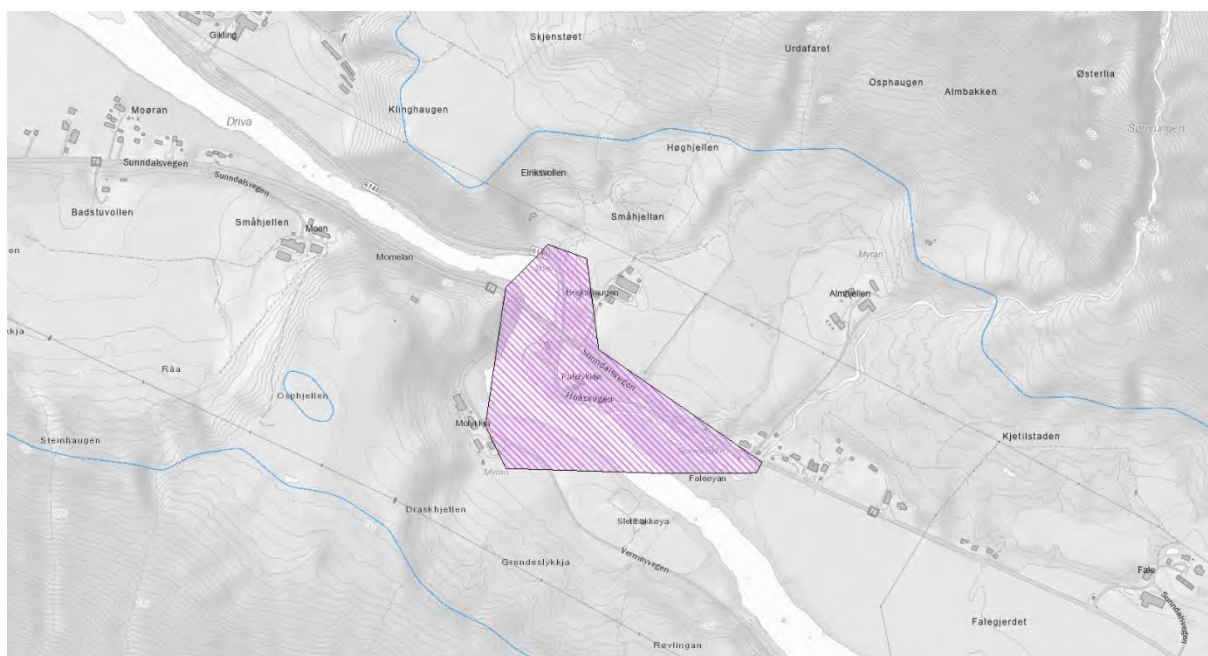
I byggesak skal tilstrekkelig sikkerhet mot områdeskred være oppfylt i henhold til kravene i plan- og bygningsloven § 28-1, § 29-5 og byggteknisk forskrift kap. 7. Hvordan kravene kan oppfylles med hensyn til fare for kvikkleireskred, er nærmere beskrevet i NVEs veileder 1/2019.

I det følgende er områdestabilitet vurdert i henhold til prosedyren i kapittel 3.2 i ovennevnt veileder.

7.2 Prosedyre for utredning av områdeskredfare

7.2.1 Finnes registrerte faresoner (kvikkleiresoner) i området.

Basert på tidligere grunnundersøkelser er det av SVV registrert et kvikkleirområde innen planområdet. Figur nedenfor viser utsnitt fra NVE temakart for kvikkleire (8) som viser dette.



FIGUR 7-1 NVEs temakart Kvikkleire (8). SVV kvikkleirområde ved Rv.70 Fale bru.

7.2.2 Avgrens områder med mulig marin leire

Kvartærgeologisk kart i figur 5-1 viser forekomst av marin leire i området. Kartet angir marin leire nord for planområdet, i høyere terreng ovenfor Brekkhaugen.

Grunnundersøkelser har påvist at det forekommer marin leire under elve- og bekkeavsetning innen hele planområdet øst for israndavsetning som går på tvers av dalen.

7.2.3 Avgrens områder med terreng som kan være utsatt for områdeskred

Følgende terrengkriterier legges til grunn for vurdering av aktsomhetsområder:

- a) Terreng som kan inngå i løsnemråde for et skred:

- Total skråningshøyde (i løsmasser) over 5 meter, eller
- Jevnt hellende terreng brattere enn 1:20 og høydeforskjell over 5 m

Aktsomhetsområder ligger innenfor 20 x skråningshøyden, H, målt fra bunn av skråning (ravinebunn, bunn av elv eller marbakke i sjø (inntil 25 muh.)).

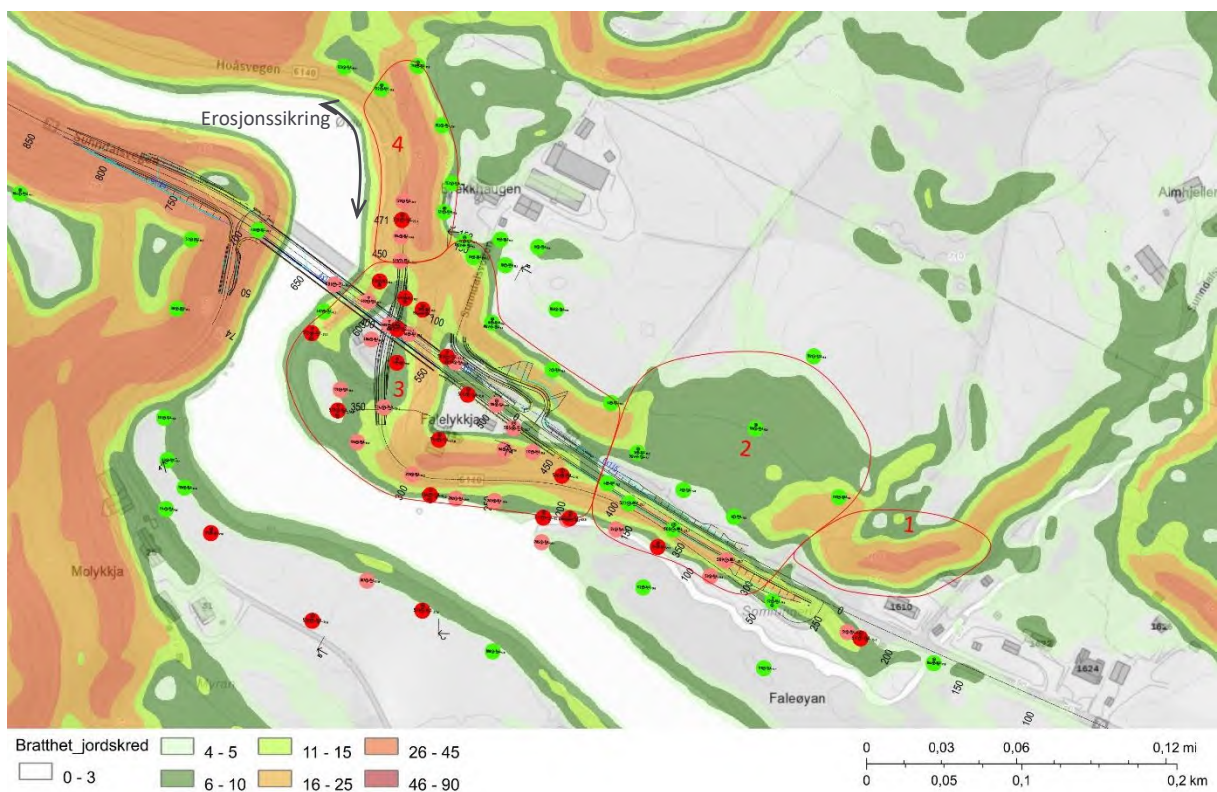
b) Terreng som kan inngå i utløpsområde for et skred:

- 3 x lengden til løsneområdet lengde. Løsneområdet er enten en eksisterende faresone (steg 1) eller et aktsomhetsområde (steg 3a), eller
- Utløpssone som allerede er kartlagt (som vist i NVEs temakart Kvikkleire).

Hoydedata.no og NVEs temakart Bratthet er benyttet som grunnlag for terrenganalyse. Basert på terrenganalyse er følgende aktsomhetsområder identifisert (relatert til Rv.70 og Fv. 6140):

1. Rv.70 pr. 200-285. Skråning med høyde >5 m, mulig utløpsområde.
2. Rv.70 pr. 285-420. Jevnt hellende terreng brattere enn 1:20 og høydeforskjell >5m.
3. Rv.70 pr. 420-630. Skråning med høyde >5 m fra dagens Rv.70 opp til terrasse ved Brekkhaugen og skråning vent mot sør med høyde >5 m fra Driva opp til terrasse ved Falelykkja. Jevnt hellende terreng brattere enn 1:20 og høydeforskjell >5 m fra Driva og opp til kote 86-90 moh. Høydeforskjell >5m og videre opp mot Falelykkja vest vendt skråning med høyde >5 m.
4. Fv.6140 pr. 440 mot BP 122. Skråning fra Nidelva opp til terrasse ved Brekkhaugen. Høydeforskjell >5m.

Ovennevnte områder vises i FIGUR 7-2 og på tegning v108.



FIGUR 7-2 NVEs temakart Bratthet (9). Områder med terreng som kan være utsatt for områdeskred.

Røde punkter i figuren viser borepunkter/prøveserier med påvist kvikkleire/sprøbruddmateriale, mens lys røde punkter viser BP hvor det er mistanke om kvikkleire/sprøbruddmateriale. Grønne punkter viser borepunkter/prøveserier hvor det ikke er mistanke eller ikke påvist kvikkleire/sprøbruddmateriale.

Sonderinger i grønne punkter som er boret NØ for dagens Rv.70, oppe på og ved terrasse til Brekkhaugen, har det fleste til felles at de er grunne i forhold til sonderinger utførte i 2022. Viser bl.a. på tverrprofil tegninger i geoteknisk datarapport. Så selv om disse sonderingene ikke viser tegn til forekomst av sprøbrudd materiale til de dybdene som de er boret da kan det ikke utelukkes at sprøbrudd materiale forekommer på større dybder.

7.2.4 Bestem tiltakskategori

Tiltakskategori er valgt iht. kap. 0.5 og tabell 0-2 i SVV Hb V220.

ÅDT for Rv.70 var 1.450 i år 2021 og beregnet 1.610 for år 2030. Med hensyn til ÅDT vurderes prosjektet til tiltakskategori K4 (K4: ÅDT>1500).

I tillegg til tilknytting til ÅDT beskriver tabell 0-2 at veger med stor betydning og/eller manglende omkjøringsmuligheter vurderes klassifisert i K4.

Følgende sikkerhetskrav gjelder for tiltakskategori K4:

- Faresoner som kan berøre tiltaket må avgrenses og utredes for områdeskredfare. Det gjelder både løsn- og utløpsområde.
- Erosjon som kan utløse skred som kan ramme tiltaket må forebygges.
- Hvis tiltaket forverrer stabiliteten skal det kreves absolutt sikkerhetsfaktor $F_{cu}>1,4*fs$ og $F_{c\phi}>1,25$. $fs = 1,15$ (sprøhetsforhold som korrigerer for sprøbruddeffekt).
- For tiltak som ikke forverrer stabiliteten er kravet til sikkerhet $F_{cu}>1,4$ og $F_{c\phi}>1,25$. Ved lavere sikkerhet skal sikkerhetsfaktorene økes prosentvis iht. gitt kriterier.
- For skråninger i faresonen, men utenfor influensområdet til tiltaket gjelder krav til sikkerhet $F_{c\phi}>1,25$ samt krav til robusthet $F_{cu}>1,20$.

7.2.5 Gjennomgang av grunnlag – identifikasjon av kritiske skråninger og mulig løsnområde

1. Rv.70 pr. 200-285.

Kritisk skråning er vurdert i profil 220 i Rv.70, brattest del av den naturlige skråningen. Skråning er mellom ~90-105 moh. Det er ikke utført grunnundersøkelser i eller ved selve skråningen, men med hensyn til sondering i BP 110 vurderes masser til å stort sett være friksjonsmasser, delvis meget faste.

BP 519 er boret i kote 89,3 moh. og kvikkleire/sprøbruddmateriale er påvist på ~8-12 m dybde. Vegprosjektet berører ikke skråningen.

2. Rv.70 pr. 285-420.

Skråning ovenfor Rv.70 mellom pr. 285-420 er forholdsvis jevn mellom ~90-108 moh. Hele skråningen er vurdert som kritisk. Profiler 320, 360 og 393 (vl. 10.000) er valgt for videre vurdering.

Grunnundersøkelser har både påvist og gitt mistanke om forekomst av kvikkleire i BP ved fot av skråningen.

3. Rv.70 pr. 420-630.

Dette er et noe komplekst område mht. topografi og begge terrengkriterier som forekommer under a) i kap. 7.2.3 forekommer innen området. I østlig del er det to skråninger med høyde > 5 m, hvor den ene skråningen går fra Driva opp til terrasse ved Falelykkja og den andre skråningen går fra terrasse ved Falelykkja opp til terrasse ved Brekkhaugen. Begge skråningene vender et sted mot nord og nord for dagens veg kommer de sammen for å danne en høy skråning.

Grunnundersøkelser ved og sør for dagens Rv.70 har påvist forekomst, eller mistanke om forekomst av kvikkleire i tilnærmet alle BP. Sonderinger i BP oppe på terrasse ved Brekkhaugen viser imidlertid ingen tegn til kvikkleire/sprøbruddmateriale.

Den nedre skråningen, fra Driva og opp til terrasse ved Falelykkja vurderes som kritisk samt skråning nord for dagens veg etter at begge skråningene har kommet sammen. Profiler 200, C-C (tilsvarende 280), A-A (tilsvarende 350) og 430 (vl. 20.000) er valgt for videre vurdering.

4. Fv.6140 pr. 440 mot BP 122.

Skråning vest for Brekkhaugen går fra Driva og helt opp til terrasse ved Brekkhaugen, fra nivå ~80-102 moh. Sonderinger langs dagens Fv.6140 i sørlig del av området har påvist forekomst, eller mistanke om forekomst av kvikkleire i BP. Ved nordlig ende av området viser BP 122 ikke tegn til forekomst av kvikkleire og samme gjelder BP oppe ved skråningstoppen.

7.2.6 Befaring

Området er befart i to runder. Først den 24.11.2021 og igjen 8.6.2022. Figur 7-3 viser bilde fra befaring i 2021. Bildet er tatt ved elvekant under område nr. 4. Som det vises på bildet er yttersvingen av Driva som er erosjonssikret pr. i dag. Omtrentlig plassering av eksisterende erosjonssikring vises i figur 7-2.

Elvekant under område nr. 3 er i innersving av Driva og er uten erosjonssikring. Elvebunn i dette området er forholdsvis grov og det vises ingen åpenbare tegn til aktiv erosjon.



FIGUR 7-3 Område 4 Fv.6140 pr. 440 mot BP 122. Skråning fra Driva opp mot Brekkhaugen. Steinplastring i yttersving.

FIGUR 7-4 viser område i innersvingen nedenfor Falelykkja, tatt fra motsatt side av elven, steiner og blokker ned mot vannflaten.



FIGUR 7-4. Elvekant under deler av område 3 (Rv.70 pr. 420-630). Delvis slakt terreng ned mot Driva.

7.2.7 Gjennomførte grunnundersøkelser

Grunnundersøkelser er utført i flere runder i området. Resultater fra grunnundersøkelser utført for reguleringsplan samt tidligere grunnundersøkelser presenteres i egen datarapport (2).

Oversikt over utførte grunnundersøkelser i området er gitt i FIGUR 7-2 samt tegning V101. I figuren og på tegningen er BP skravert mht. om det er påvist eller mistanke om forekomst av kvikkleire og om BP viser ikke tegn til kvikkleire/sprøbruddmateriale.

Grunnundersøkelsene har i hovedsak bekreftet det som kommer frem av kvartærgeologisk kart. Randmorenen Gikling er en fremtredende landskapsform på tvers av dalen innen vestlig del av planområdet. Sonderinger der viser hovedsakelig faste masser av antatt morene og sand og grus. Morene er og funnet i noen få sonderinger på øst siden av Driva og på økende dybder med økende avstand østover. Ellers er hele dalbunnen preget av mektig forekomst av hav- og fjordavsetning under et topplag av elve- og bekkeavsetninger. Det er f.eks. boret til over 60 m ved fot av skråning nedenfor Falelykkja (BP 518) uten å treffe morenelaget eller fjell.

Skravering av BP viser hvordan kvikkleire/sprøbruddmateriale forekommer på begge sider av Driva. Kvikkleirsonen ser ut til å være bredest i området mellom Molykkja og Falelykkja. Østover fra Falelykkja viser grunnundersøkelser at sonen blir trangere og forekommer mellom dagens veg og bekken Somrungen. Grunnundersøkelser viser også at kvikkleireforekomsten strekker seg noe mot nord, under skråning som er vest for Brekkhaugen.

Basert på vurdering av resultater fra rutineundersøkelse av prøver samt sonderingsforløp i totalsonderinger vurderes sonene å ha mektighet som varierer mellom 1,5-26 m, med gjennomsnittlig mektighet på 13,5 m. Dybde til kvikkleiren varierer noe, men den forekommer på nivåer mellom 70-83 moh., se også tabeller i foregående kapitler.

Avgrensning mot nord, under terrassen hvor Brekkhaugen står, er noe usikker. Det er utført grunnundersøkelser oppe på terrassen. I tilfelle kvikkleire/sprøbrudd forekommer under terrassen da er det på stor dybde (under undersøkte dybder) og under flatt terreng.

7.2.8 Vurder aktuelle skredmekanismer og avgrens løsn- og utløpsområder

Vurdering av aktuelle skredmekanismer tar utgangspunkt i kapittel 4.5 i NVEs veileder, flytskjema i figur 4.3. Vurdering er gjort for følgende kritiske profiler

- | | |
|---|----------|
| - Profil 220 Rv.70 (vl. 10.000) | Område 1 |
| - Profil 320 Rv.70 (vl. 10.000) | Område 2 |
| - Profil 360 Rv.70 (vl. 10.000) | Område 2 |
| - Profil 393 Rv.70 (vl.10.000). | Område 2 |
| - Profil 200 Fv.6140 (vl. 20.000). | Område 3 |
| - Profil C-C/profil 280 Fv.6140 (vl. 20.000). | Område 3 |
| - Profil A-A/profil 350 Fv.6140 (vl.20.000). | Område 3 |
| - Profil 390 Fv. 3140 (vl. 20.000). | Område 3 |
| - Veglinje 10.000, lengdeprofil 550-650. | Område 3 |
| - Profil 430 Fv.6140 (vl. 20.000). | Område 3 |
| - Profil 470 Fv.6140 (vl.20.000). | Område 4 |

I alle profiler forekommer kvikkleire/sprøbruddmateriale med omrørt fasthet ≤ 1 kPa (etter NS8015) og i de fleste tilfellene flyteindeks $I_L > 1,2$, som tilsvarer mulig retrogresjon. Det er derfor tatt ut snitt som viser antatt lagdeling og dybde på kvikkleire for å kartlegge andel av sprøbruddmateriale over kritisk glideflate.

TABELL 7-1 Vurdering av aktuell skredmekanisme etter flytskjema i figur 4.3 i NVEs veileder.

Profil/vl	H [m]	0,25 x H [m]	$C_{u,r} \leq 2$ [kPa]	$C_{u,r} \leq 1$ [kPa]	$I_L > 1,2$	b/D [%]	Merknad	Skredmekanisme
220/10.000	18,2	4,6	0,3	0,3	1,1	0%	Dyp glideflate	Rotasjonsskred
320/10.000	23,5	5,9	0,3	0,3	1,1	17%	Dyp glideflate	Rotasjonsskred
360/10.000	24,3	6,1	0,2	0,2	-	24%	Dyp glideflate	Rotasjonsskred
393/10.000	23,2	5,8	0,2	0,2	2,2	0%	Dyp glideflate	Rotasjonsskred
200/20.000	21,9	5,5	0,1	0,1	3,7	7%	Dyp glideflate	Rotasjonsskred
C-C	17,9	4,5	0,1	0,1	3,5	4%		Rotasjonsskred
A-A	16,5	4,1	0,1	0,1	3,5	25%	Dyp glideflate	Rotasjonsskred
390/20.000	24,3	6,1	0,1	0,1	4,2	31%	Dyp glideflate	Rotasjonsskred
LP/10.000	19,7	4,9	0,1	0,1	4,2	28%		Rotasjonsskred
430/20.000	25,0	6,3	0,1	0,1	4,2	0%	Dyp glideflate	Rotasjonsskred
470/20.000	25,5	6,4	0,1	0,1	8,1	6%		Rotasjonsskred

I alle profiler vurderes b/D forhold til å være $< 40\%$ som da tilsier rotasjonsskred eller flakskred.

Løsneområde for rotasjonsskred er avgrenset iht. kap. 4.5.3 i NVEs veileder etter $L < 5 \times H$. Utløpsområde er avgrenset etter $L_u = 0,5 \times L$ iht. kap. 4.6 i NVEs veileder. Løsne- og utløpsområder er vist på tegning V109.

Som nevnt i kap. 7.2.3 da vises «grønne» borepunkter i høyere terreng på og ved terrasse til Brekkhaugen. Det kan ikke utelukkes at kvikkleire forekommer i de borepunktene på større dybder. Disse borepunktene viser dog hvor det antas at sprøbruddmateriale ikke forekommer og selv om det skulle være kvikkleire der å større dybder da vurderes at slik forekomst ikke ville endre på vurdering av aktuelle skredmekanismer. Vurdering av skredmekanismer er gjort i og ved skråninger hvor oversikt over grunnforhold vurderes forholdsvis god.

7.2.9 Klassifiser faresoner

Faregrad, konsekvensklasse og risikoklasse er klassifisert for faresonen iht. NVE Ekstern rapport 9/2020 (11). Skråning fra Falelykkja ned mot Driva vurderes som mest kritisk i området og profil C-C (profil 280 i veglinje 20.000) brukes for klassifiseringen.

Klassifisering av faregrad vises i tabell 7-2.

TABELL 7-2 Evaluering av faregrad.

Faktorer	Vekttall	Faregrad, score				Profil C-C	
		3	2	1	0	Score	Poeng
Tidligere skredaktivitet	1	Høy	Noe	Lav	Ingen	1	1
Skråningshøyde, meter	2	>30	20-30	15-20	<15	2	4
Tidligere/nåværende terrengnivå (OCR)	2	1,0-1,2	1,2-1,5	1,5-2,0	>2,0	0	0
Poretrykk, overtrykk	3	>30	okt.30	0-10	Hydrost	0	0
Poretrykk, undertrykk	-3	> -50	- (20 - 50)	- (0 - 20)	Hydrost	0	0
Kvikkleiremektighet	2	>H/2	H/2-H/4	<H/4	Tynt lag	2	4
Sensitivitet	1	>100	30-100	20-30	<20	3	3
Erosjon	3	Kraftig	Noe	Litt	Ingen	0	0
Inngrep, forverring	3	Stor	Noe	Liten	Ingen	0	0
Inngrep, forbedring	-3	Stor	Noe	Liten	Ingen	2	-6
Sum		51	34	17	0		6
% av maksimal poengsum		100%	67%	33%	0%		12%

Samlet poengsum er 6, som tilsier **lav faregrad** (0-17 poeng).

- Det er ikke registrerte eller kunnskap til tidligere kvikkleireskred i området
- Det er ca. 17-18 m høydeforskjell fra Falalykkja platå ned til Driva, og enda høyer opp til Brekkhaugen platå.
- Basert på målinger vurderes poretrykk som hydrostatisk.
- Kvikkleiremektighet er mellom H/2 og H/4 av kritisk glidelflate, se stabilitetsberegninger
- Sensitivitet er >100 basert på rutineundersøkelser av prøver
- Ingen synlige tegn til erosjon. Grove og store steinblokker i elvekant i yttersving på motsatt side av Falelykkja. Yttersving nedstrøms bruområdet er erosjonssikret.
- Planlagt tiltak ved Falelykkja med utslaking av skråning ned mot Fv.6140 samt avlasting med nedplanering med 2 m vurderes som noe inngrep. Dette tiltaket forbedrer situasjonen slik at krav til robusthet er oppfylt.

Klassifisering av skadekonsekvens vises i TABELL 7-3.

TABELL 7-3 Evaluering av skadekonsekvens.

Faktorer	Vekttall	Faregrad, score				Profil C-C	
		3	2	1	0	Score	Poeng
Boligheter, antall	4	Tett >5	Spredt >5	Spredt <5	Ingen	1	4
Næringsbygg, personer	3	>50	10-50	<10	Ingen	1	3
Anen bebyggelse, verdi	1	Stor	Betydelig	Begrenset	Ingen	1	1
Vei, ÅDT	2	>5000	1001-5000	100-1000	<100	2	4
Toglinje, bruk	2	Person	Gods	Normalt ingen	Ingen	0	0
Kraftnett	1	Sentral	Regional	Distribusjon	Lokal	1	1
Oppdemming og flodbølge	2	Alvorlig	Middels	Liten	Ingen	2	4
Sum		45	30	15	0		17
% av maksimal poengsum		100%	67%	33%	0%		38%

Samlet poengsum er 17, som tilsier **alvorlig skadekonsekvens** (7-22 poeng).

- Kun Brekkhaugen gård. Falelykkja blir revet.
- Gården anses som næringsbygg
- I østlig ende ved profil 200 i står gammelt skolebygg. Score for annen bebyggelse satt til 1.
- ÅDT for Rv.70 var 1.450 i år 2021 og beregnet til 1610 for år 2030.
- Ingen toglinjer i bruk
- Kraftnett er kun distribusjonsnett
- Driva er relativt smal der bruene krysser og volum skredmasse vurderes tilstrekkelig til å kunne demme opp elveløpet, samt som stor andel skredmasse vurderes å være lite sensitiv. Oppdemming og oversømming ville kunne føre til skade på Molykkja. Ettersom oppdemming og flodbølge kan føre til skade på boligenheter (vurdert <5 enheter) vurderes score for oppdemming og flodbølge til 2 iht. kap. 5.3 i (11).

Ved å multiplisere % av maksimal poengsum for faregrad og konsekvens fås tallverdi for risiko.

- $18 \times 38 = 684$ som tilsier **Risikoklasse 3**

7.2.10 Dokumenter tilfredsstillende sikkerhet

Stabilitetsberegninger mht. områdestabilitet er gjort for følgende profiler

- Profil 220 Rv.70 (vl. 10.000) Område 1
- Profil 320 Rv.70 (vl. 10.000) Område 2
- Profil 360 Rv.70 (vl. 10.000) Område 2
- Profil 393 Rv.70 (vl.10.000). Område 2
- Profil 200 Fv.6140 (vl. 20.000). Område 3
- Profil C-C/profil 280 Fv.6140 (vl. 20.000). Område 3
- Profil A-A/profil 350 Fv.6140 (vl.20.000). Område 3
- Profil 390 Fv. 3140 (vl. 20.000). Område 3
- Profil 430 Fv.6140 (vl. 20.000). Område 3
- Profil 470 Fv.6140 (vl.20.000). Område 4

Område 1: Profil 220 Rv.70

Resultater for stabilitetsberegning for profil 220 vises i TABELL 7-4.

TABELL 7-4 Område stabilitet, profil 220 veglinje 10.000 – Resultater.

Tiltak	Fc φ	Fc (ADP)	Tegning
Dagens tilstand	3,04	1,50	V525
Dagens tilstand – område	1,72	1,24	V525

Naturlig skråning ved profil 220 er utenfor influensområdet til tiltaket. Krav til sikkerhet $F_{c\varphi} \geq 1,25$ samt krav til robusthet $F_{cu} \geq 1,20$ er oppfylt.

Område 2: Profiler 320, 360 og 393 Rv.70

Resultater for stabilitetsberegning for profiler 320, 360 og 393 vises i .

TABELL 7-5.

TABELL 7-5 Område stabilitet, profiler 320, 360 og 393 veglinje 10.000 – Resultater.

Profil og tiltak	Fc ϕ	Fc (ADP)	Tegning
320 Dagens tilstand	3,18	1,50	V501
320 Prosjektert tiltak	3,21	1,51	V502
360 Dagens tilstand	2,89	1,78	V503
360 Prosjektert tiltak m/geoteknisk tiltak	2,92	1,79	V505
393 Dagens tilstand	2,78	1,72 / 1,74*	V506
393 Prosjektert tiltak m/geoteknisk tiltak	2,81	1,72 / 1,76*	V508

*Sammensatt glideflate

Skråning med jevnt hellende terreng er innen influensområde til tiltaket. Beregning av lokalstabilitet viser at uten geotekniske tiltak medfører tiltaket en forverring i lokalstabilitet. For å oppnå krav til sikkerhet mht. lokalstabilitet iht. SVV Hb N200 er det nødvendig med geoteknisk tiltak (lette fyllmasser) i profiler 360 og 393.

I profil 320 medfører tiltaket forverring i lokalstabilitet hvor Fc reduseres fra 1,98 til 1,85. Kritisk glideflate kommer ikke kontakt med kvikkleire/sprøbruddmateriale og dermed korrigeres sikkerhetsfaktor ikke med f_s . Krav til sikkerhet $F_c \geq 1,40$ og $F_{c\phi} \geq 1,25$ er oppfylt både for lokal- og områdestabilitet. Beregning av stabilitet til hele skråningen, områdestabilitet, viser at tiltaket medfører en beskjeden forbedring.

I profil 360 medfører tiltaket og en forverring i lokalstabilitet, som kan kompenseres med bruk av lette fyllmasser slik at krav til sikkerhet iht. SVV Hb N200 er oppfylt. Kritiske glideflater i beregning av lokalstabilitet kommer ikke i kontakt med sprøbruddmateriale. I beregning av områdestabilitet kommer kritiske glideflater i kontakt med sprøbruddmateriale. Beregninger viser at krav til sikkerhet $F_c \geq 1,6$ og $F_{c\phi} \geq 1,25$ er ivaretatt. I likhet med profil 320 viser beregning av lokalstabilitet at tiltaket fører til en beskjeden forbedring.

I profil 390 medfører tiltaket forverring i lokalstabiliteten, som kan kompenseres med bruk av lette fyllmasser slik at krav til sikkerhet iht. SVV Hb N200 er oppfylt. Kritiske glideflater i beregning av lokalstabilitet tangerer sprøbruddmateriale. I beregning av områdestabilitet kommer kritiske glideflater i kontakt med sprøbruddmateriale. Beregninger viser at krav til sikkerhet $F_c \geq 1,6$ og $F_{c\phi} \geq 1,25$ er ivaretatt.

Område 3: Profiler 200, 280 (C-C), 350 (A-A), 390 og 430 Fv.6140

Resultater for stabilitetsberegning for profiler 200, 280, 350, 390 og 430 vises i TABELL 7-6

TABELL 7-6 Område stabilitet, profiler 200, 280 (C-C), 350 (A-A), 390 og 430 veglinje 20.000 – Resultater.

Profil og tiltak	Fc ϕ	Fc (ADP)	Tegning
200 Dagens tilstand	2,11	1,29 / 1,38*	V509
200 Prosjektert tiltak m/geoteknisk tiltak	2,16	1,38 / 1,48*	V512
280 (C-C) Dagens tilstand	1,31	1,03 / 1,04*	V526
280 (C-C) Prosjektert tiltak m/geot. tiltak (erosjonss.)	1,46	1,10 / 1,19*	V527
280 (C-C) Prosjektert tiltak m/geot. tiltak + Avlast.	1,73	1,40 / 1,44*	V528
350 (A-A) Dagens tilstand	2,48	1,48 / 1,83*	V529
350 (A-A) Prosjektert tiltak m/geoteknisk tiltak (avlast.)	2,79	1,68 / 2,07*	V530
390 Dagens tilstand	3,08	1,78 / 2,33*	V515

Profil og tiltak	Fc ϕ	Fc (ADP)	Tegning
390 Prosjektert tiltak m/geoteknisk tiltak	-	1,79 / 2,21*	V517
430 Dagens tilstand	1,66	1,15	V531
430 Dagens tilstand, nedre del	2,09	1,71	V531
430 Prosjektert tiltak m/geoteknisk tiltak	1,75	1,20	V532
430 Prosjektert tiltak m/geoteknisk tiltak, nedre del	2,92	2,01	V532

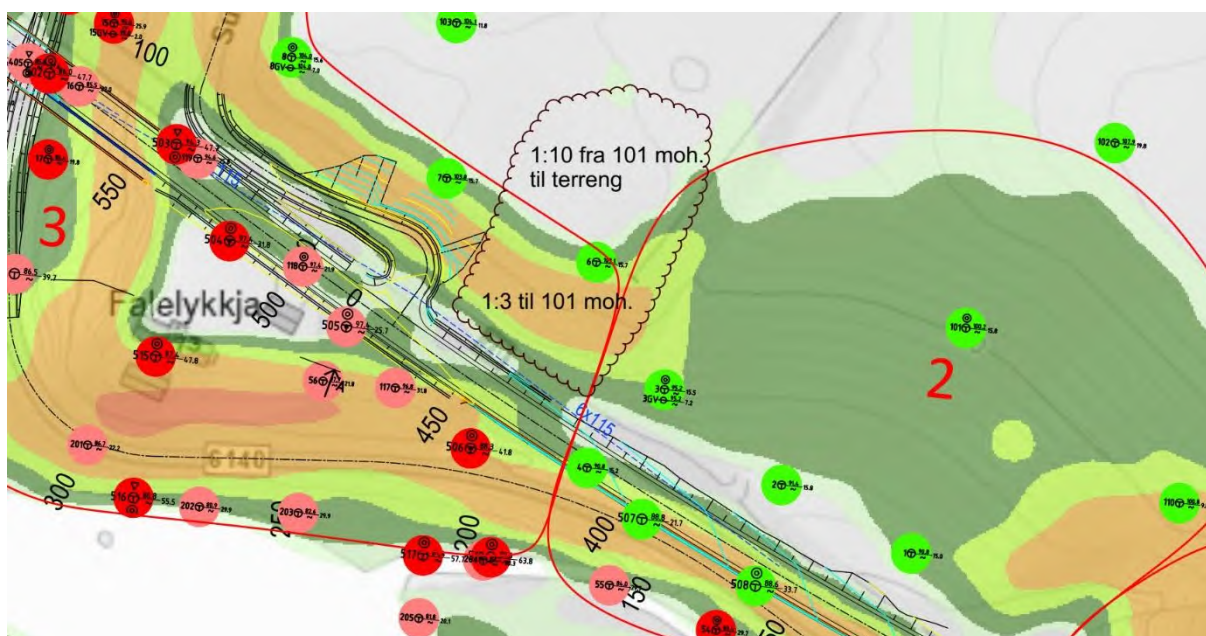
*Sammensatt glideflate

I profil 200 medfører tiltaket forverring i lokalstabiliteten, som kan kompenseres med bruk av lette fyllmasser slik at krav til sikkerhet iht. SVV Hb N200 er oppfylt. Kritiske glideflater i beregning av lokalstabilitet kommer i kontakt med sprøbruddmateriale. I beregning av områdestabilitet vises at dagens tilstand oppfyller ikke krav til sikkerhet for totalspenningsanalyse. Med kompensert bygging av tiltaket gjelder sikkerhetskrav for områdestabilitet $F_c \geq 1,4$ og $F_{c\phi} \geq 1,25$ eller prosentvis forbedring.

Med bruk av lette fyllmasser i planlagt tiltak samt slaking av skråning og avlasting på skråningstopp er det mulig å heve F_c til 1,38. Med tiltakskategori K4 og lav faregrad skal %vis forbedring baseres på krav til «forbedring». Med dagens F_c på 1,29 må sikkerhet økes med 3% for å oppfylle krav. Endring fra F_c 1,29 til 1,38 tilsvarer 7% forbedring.

Ovennevnt utslaking og avlasting gjelder for hjørne på terrasse hvor BP 6 er, se FIGUR 7-5, hvor området er tegnet inn med svart sky:

- Dagens skråning mellom 94-103 moh. slakes ut til 1:3 opp til nivå 101 moh.
 - o Gjelder fra «hjørne» som markeres av BP 3 og BP6 og vest mot ny skjæring for adkomst til Brekkhaugen.
- Fra nivå 101 slakes terreng ut/avlastes med 1:10 til dagens terreng.



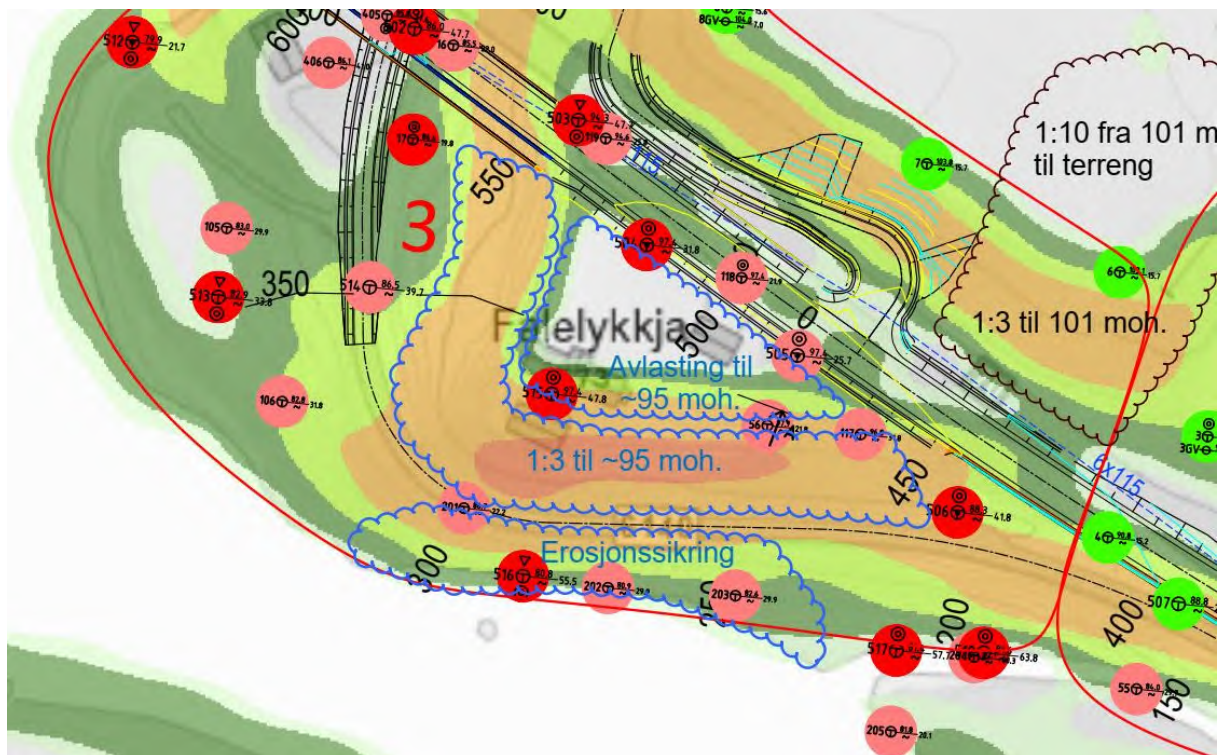
FIGUR 7-5 Vurdering av områdestabilitet profil 200 Fv.6140. Område med behov for avlasting.

Videre vestover fra profil 200 begynner Falelykkja terrassen å danne en naturlig motfylling for skråning mellom nivå 94-104 m og kritiske glideflater skyves til skråning fra Falelykkja terrasse ned mot Driva.

Profil 280 (C-C) er i skråning fra Falelykkja terrasse ned mot Driva. Skråningen er innen influensområde til tiltaket, ny veg på topp av skråningen er i innen 2H avstand fra skråningen. Ny veg blir i skjæring, avlasting, på terrassen så den forventes ikke å ha noen påvirkning på selve skråningen. Sonderinger i skråningsfot ved elvekanten viser at det er grunt ned til sprøbruddmateriale. Stabilitetsberegninger viser at krav til sikkerhet $F_{cp} \geq 1,25$ er oppfylt, men beregninger viser at skråningen er tilnærmet i labil likevekt mht. F_c . For å øke sikkerheten, ettersom ev. utrasing i denne skråningen kan påvirke tiltaket, foreslås avlasting av terrassen. Dagens skråning er bratt og hele skråningen over Fv.6140 anbefales slaket ut til 1:3 opp til nivå ~95 moh. samt som terrasse topp anbefales senket. I beregninger er det tatt høyde for at hele terrasse toppen senkes til nivå 95 moh. eller om ca. 2 m.

Ettersom ny veg på skjæringstoppen blir i skjæring og påvirker dermed ikke stabilitet til skråningen gjelder krav til sikkerhet $F_c \geq 1,40$ eller prosentvis forbedring. Med foreslått slaking av skråning og avlasting på terrassetopp er det mulig å heve F_c til 1,38. Med tiltakskategori K4 og lav faregrad skal %vis forbedring baseres på krav til «forbedring». Med dagens F_c på 1,24 må sikkerhet økes med 9% for å oppfylle krav. Endring fra F_c 1,03 til 1,38 tilsvarer 34% forbedring. Med denne forbedringen oppfyller skråningen og krav til robusthet.

Situasjon i profil 350 (A-A) er lik situasjon i profil 280, med mindre at der er skråning ned fra Falelykkja terrassen blidt vendt mot vest og den er lavere, men fortsatt nesten like bratt. Stabilitetsberegninger viser at krav til sikkerhet $F_{cp} \geq 1,25$ er oppfylt. Ny veg på skjæringstoppen blir i skjæring og påvirker ikke stabilitet til skråningen, dermed gjelder krav til sikkerhet $F_{cu} \geq 1,40$ eller prosentvis forbedring. Stabilitetsberegning viser at dagens tilstand har F_c 1,33. Foreslått nedslaking av skråning og avlasting av terrassetopp gjelder og for denne delen av skråningen. Med foreslått slaking av skråning og avlasting på terrassetopp heves F_c til 1,56, som oppfyller krav til sikkerhet. Foreslått avlasting vises med blå sky i FIGUR 7-6.



FIGUR 7-6 Vurdering av områdestabilitet profil 280 og 350 Fv.6140. Avlasting ved Falelykkja.

I tillegg til avlasting av terrasse ved Falelykkja da bør skråning fra elvekant og opp mot Fv.6140 erosjonssikres. Selv om det ikke er noen åpenbar pågående erosjon i området da viser grunnundersøkelser at det er grunt til kvikkleire i denne skråningen.

Stabilitetsberegninger av profil 390 viser at krav til sikkerhet for områdestabilitet $F_c \geq 1,6$ og $F_{c\phi} \geq 1,25$ er ivaretatt.

Planlagt tiltak i område ved profil 430 er svært beskjedent, dreier seg om liten forskyving av dagens veg i retning mot Driva, medfører liten oppfylling av noen få titalls cm. Stabilitetsberegning av nedre del av skråning i profilet, dagens veg, viser at kritiske glideflater går i sprøbruddmateriale. Krav til sikkerhet for områdestabilitet $F_c \geq 1,6$ og $F_{c\phi} \geq 1,25$ er ivaretatt for nedre del av skråningen. Beregninger viser at den beskjedne endringen i vegens geometri endrer F_c fra 1,71 til 1,70. Denne svært beskjedne endringen kan kompenseres for og derfor vurderes at tiltaket ikke forverrer stabiliteten lokalt i nedre del av skråningen.

Beregning av stabilitet til hele skråningen viser imidlertid at den oppfylder krav til langtidsstabilitet ($F_{c\phi} \geq 1,25$) med $F_{c\phi}$ 1,66 mens korttidsstabilitet ikke er tilstrekkelig med en F_c 1,15. Med geoteknisk tiltak i form av å legge ut motfylling fra dagens veg og ned mot vannkanten til Driva er det mulig å heve F_{cu} til 1,20. Dermed oppfylder stabilitet til skråningen krav til robusthet ($F_c \geq 1,20$) mot mindre uforutsette spenningsendringer. Det er ingen tiltak planlagte i øvre deler av skråningen i prosjektet. Med hensyn til %vis forbedring, med en F_c 1,15, ville krav til forbedring være 6% som betyr en F_c 1,22. Med motfylling mot Driva som hever F_c til 1,20 vurderes sikkerhet til skråning i profil 430 ivaretatt.

Område 4: Profil 470 Fv.6140

Resultater for stabilitetsberegning for profil 220 vises i TABELL 7-7.

TABELL 7-7 Område stabilitet, profiler 470 veglinje 20.000 – Resultater.

Tiltak	$F_c \phi$	F_c (ADP)	Tegning
Dagens tilstand	1,25*	1,24	V533
Dagens tilstand, nedre del	1,83	2,25	V533

*Grunt overflatebrudd i friksjonsmasser.

Naturlig skråning ved profil 470 er utenfor influensområdet til tiltaket. Det er ingen tiltak planlagte i prosjektet innen dette området. Skråning må derfor oppfylle krav til robusthet med $F_{c\phi} \geq 1,25$ og $F_c \geq 1,20$.

I dette profilet foreligger data fra grunnundersøkelser i BP 510 som er boret ved dagens Fv.6140. I BP 510 forekommer leire på 5 m dybde. I BP oppe på skråningen er det ikke tatt prøver som gir grunnlag for vurdering av skjærstyrke til leire under skråningstoppen, hvor leire forekommer på ~20 m dybde. Leire under skråningstopp har derfor vært utsatt for mye større belastning pga. overlaging sammenliknet med BP 510. Skjærstyrkeprofil for leire under skråningstopp er derfor beregnet etter SHANSEP med OCR verdi 3,8 og s og m verdier hhv. på 0,25 og 0,65. OCR 3,8 er gjennomsnittlig OCR verdi fra ødometerforsøk i området, unntatt prøve fra BP 516. Det er valgt å se bort fra OCR verdi i BP 516 ettersom den viser forholdsvis høy OCR sammenliknet med andre prøver.

Beregning av stabilitet til skråningen viser at den oppfylder krav til robusthet.

7.3 Konklusjon områdestabilitet

Det er fra før definert SVV kvikkleireområde innen planområdet. Vurdering av aktuell skredmekanisme viser at det ikke er fare for retrogressive områdeskred. Rotasjonsskred vurderes som aktuell skredmekanisme i området. Mulige løsne- og utløpsområder for rotasjonsskred er vurdert.

Det er gjort stabilitetsberegninger for både lokalstabilitet for planlagte tiltak og for områdestabilitet av større skråninger. Beregning av lokalstabilitet viser at det stedvis er behov for geotekniske tiltak i form av lette fyllmasser for kompensert fundamentering.

Beregning av områdestabilitet viser at sikkerhet for skråninger som er innen influensområde til planlagt tiltak er ivaretatt, men det er stedvis behov for geotekniske tiltak, avlastning og motfylling, til å oppfylle krav til sikkerhet.

8 ANBEFALING FOR VIDERE DETALJERING

Følgende er anbefalinger for videre detaljering i byggeplanfase og oppfølging i anleggsperiode.

Veglinje 10.000 Rv.7 – Profil 320-450

Detaljering av støttemur

- Nødvendig utgraving og fundamentering samt armeringslengder for armert jord
- Detaljering av omfang av lette masser i tilbakefylling mot støttemur.

Veglinje 10.000 Rv.7 – Profil 550-695 bru

Detaljprosjektering av brufundamentering

- Valg og dimensjonering av peler
- Detaljering av byggegroper i bruakser, særlig i akse 3. I akse 3 er det kort avstand ned til kvikkleire og utgravings-/fundamenteringsnivå må detaljeres samt som behov for geotekniske tiltak som utslaking av skråninger, avstivet byggegrop med spunt eller ev. grunnforsterkning før utgraving med KC peler bør vurderes.
- Detaljering av byggegrop for landkar på øst side. Etablering av byggegroper for nytt landkar blir tett inntil dagens landkar. Det må gjøres en nærmere detaljering av fundamenteringsnivå. Eksisterende landkar må ikke undergraves. Etablering av ny byggegrop vil påvirke dagens veg, antakelig påvirke hele dagens brede. For å kunne holde vegen åpen samt etablere byggegropen blir det nødvendig med avstivet byggegrop med spunt som må detaljeres.
- Detaljering av byggegrop for landkar på vest side. På vest side blir nytt landkar og tett inntil dagens landkar, men kan sannsynligvis bli fundamentert noe grunnere. Fundamenteringsnivå må detaljeres samt som behov for spunt, da sannsynligvis boret rørsputt pga. grunnforhold, må vurderes.
- Detaljering av omfang av lette fyllmasser i tilbakefylling mot landkar på øst side.

Størst risiko vurderes å være forbundet med etablering av fundamenter med peler og det at peler må drives gjennom lag med kvikkleire tett inntil dagens bru. Som risikoreduserende tiltak anbefales borede peler/pilarer boret med reversibelt system. Med slike peler og boresystem som risikoreduserende tiltak vurderes det mulig å få risiko ned til et akseptabelt nivå.

Massefortrengning og poretrykksoppbygging er et risikoelement forbundet med pelearbeider. Anbefalt metode med reversibelt boresystem forebygger dette, men noe forstyrrelse av leire nærmest peler er ikke mulig å unngå, men burde bli minimalt. Som risikoreduserende tiltak anbefales at poretrykksmålere blir installert i område med planlagte pelearbeider for oppfølging og kontroll av poretrykk under anleggsarbeidene. Opplegg til måleprogram bør detaljeres nærmere i byggeplan. Poretrykksmålere bør installeres i god før pelearbeider begynner for innsamling av bakgrunns-/referanse poretrykk.

Veglinje 10.000 Rv.7 – Profil 695-820

Detaljering av støttemur

- Nødvendig utgraving og fundamentering
- Detaljering/optimalisering av mur mht. blokkstørrelser.
- Detaljering av seksjonsvis utgraving.

Utgraving for planlagt støttemur må være forholdsvis bratt for å redusere inngrep i ellers lang skråning. Midlertidig utgraving er lagt opp med helning 1:1. Det er risiko forbundet med dette, som kan realiseres i større utglidninger.

Det tidligere gjort utgraving i denne skråningen for dagens støttemur. Det ble gjort med graveskråning 1:1, seksjonsvis utgraving og var vellykket og uten uønskede hendelser.

Stabilitetsberegninger med 3D effekt for å simulere seksjonsvis utgraving viser at det bør være mulig å få til sikker utgraving med 1:1 skråningshelning for 20 m lange utgravde seksjoner om gangen.

Veglinje 20.000 Fv.6140 profil 340-470

Detaljering av motfylling i profil 430.

Veglinje 21.000 Adkomst til Brekkhaugen – Profil 0-96

Detaljering av støttemur

- Nødvendig utgraving og fundamentering
- Detaljering/optimalisering av mur mht. blokkstørrelser.
- Detaljering av utgraving og vurdere ev. behov for restriksjoner på utgraving.

Rapport for geoteknisk prosjektering for veg og bruanlegg skal være ferdig og godkjent av Statens Vegvesen før anleggsstart. Av rapporten skal det framgå om det blir behov for geoteknisk oppfølging av spesielle arbeider i byggeperioden og om entreprenør må hente inn geoteknisk kompetanse i kritiske faser av gjennomføringen/i anleggsperioden og om geotekniker skal være til stede på anlegget under byggeperioden.

9 NABOFORHOLD

Nærmeste nabo til planlagt tiltak er gården Brekkhaugen. Brekkhaugen er i ~120 m avstand fra planlagt tiltak langs Rv.70.

Planlagt tiltak på selve Rv.70, etablering av ny veg i skjæring sør for dagens veg forventes ikke å ha noen påvirkning på Brekkhaugen. Måling av grunnvannstand i BP 118 viser grunnvannstand på 4 m dybde på Falelykkja platå og derfor usannsynlig at etablering av ny veg kommer i kontakt med grunnvann.

Måling av grunnvannstand i BP 8 ved skråningstopp på Brekkhaugen platå viser grunnvannstand på 6 m dybde ved skråningstoppen. Tilsvarende forhold forventes i område hvor ny skjæring skal utvides. Det vurderes usannsynlig, men kan ikke utelukkes, at utgraving for ny mur kommer i kontakt med grunnvann. I tilfelle kan etablering av skjæring og mur årsake beskjeden senkning av grunnvannstand. Det kan føre til beskjedne setninger i umiddelbar nærhet av tiltaket på skråningstoppen, hvor det er dyrket mark. Brekkhaugen gård er i > 100 avstand fra skråningstoppen og med hensyn til grunnforhold og avstanden vurderes det svært usannsynlig at ev. beskjeden grunnvannssenkning pga. ny mur ville kunne ha påvirkning over den avstanden og årsake setningsskader på bygninger.

Andre tiltak, som omlegging av ny Rv.70 øst for Falelykkja, blir innen dagens veganlegg og stort sett i berørt terreng. Det vurderes at tiltaket ikke vil føre til skade på nærliggende områder.

10 REFERANSER

1. **Kartverket.** Norgeskart. *Norgeskart.no*. [Internett] 2023. <https://www.norgeskart.no/>.
2. **Efla AS.** *Rv.70 Fale bru. Geotekniske grunnundersøkelser for reguleringsplan - Datarapport*. Oslo : Efla AS, 2023. 4815-016-071-SKY-001-V01.
3. **Statens vegvesen.** Vegkart. *Vegkart*. [Internett] Statens vegvesen, 2023. <https://vegkart.atlas.vegvesen.no>.
4. —. *Jordskjelvdessign i Statens vegvesen nr. 604*. Trafikksikkerhet, miljø- og teknologiavdelingen, Geoteknikk og skred. s.l. : Statens vegvesen, 2017.
5. **Kartverket, Geovekst og kommuner - Geodata AS.** NVE Aktsomhetskart for Steinsprang. *NVE Aktsomhetskart for Steinsprang*. [Internett] NVE, 2023. <https://temakart.nve.no/tema/steinsprangaktsomhet>.
6. —. NVE Aktsomhetskart for snøskred 2023. *NVE Aktsomhetskart for snøskred 2023*. [Internett] NVE, 2023. <https://temakart.nve.no/tema/snoskredaktsomhet>.
7. —. NVE Aktsomhetskart for Jord- og Flomskred. *NVE Aktsomhetskart for Jord- og Flomskred*. [Internett] NVE, 2023. <https://temakart.nve.no/tema/jordflomskredaktsomhet>.
8. —. NVE Faresoner for store fjellskred. *NVE Faresoner for store fjellskred*. [Internett] NVE, 2023. <https://temakart.nve.no/tema/fjellskred>.
9. —. Kvikkleiresoner. *Kvikkleiresoner*. [Internett] NVE, 2023. <https://temakart.nve.no/tema/kvikkleire>.
10. **Statens vegvesen.** CPTu - Statens vegvesen. *CPTu*. [Internett] 2021.01, 26 November 2021. <https://www.vegvesen.no/fag/teknologi/geofag/Geoteknikk/cptu>.
11. **NVE, Jernbaneverket og Statens vegvesen.** *Naturfareprosjektet Dp. 6 Kvikkleire. En omforent anbefaling for bruk av anisotropifaktorer i prosjektering i norske leirer*. 2014. Rapport nr. 14/2014. ISBN: 978-82-410-0962-4.
12. **NGU.** Løsmasser - Nasjonal løsmassedatabase. *Løsmasser*. [Internett] NGU, 2023. https://geo.ngu.no/kart/losmasse_mobil/.
13. **Recon Wall Systems.** Recon Wall Systems. *Recon Wall Systems*. [Internett] 2023. <https://reconwalls.com/>.
14. **Kartverket, Geovekst og kommuner - Geodata AS.** NVE Bratthetskart. *NVE Bratthetskart*. [Internett] 2023. <https://temakart.nve.no/tema/bratthet>.
15. **NVE.** *NVE Ekseternrapport nr. 9/2020. Oversiktskartlegging og klassifisering av faregrad, konsekvens og risiko for kvikkleireskred: Metodebeskrivelse*. s.l. : NVE, 2020. ISBN: 978-82-410-2081-0.
16. **Kartverket, Geovekst og kommuner - Geodata AS.** NVE Skredhendelser. *NVE Skredhendelser*. [Internett] NVE, 2023. <https://temakart.nve.no/tema/skredhendelser>.

VEDLEGG TEGNINGER

Fargekode for tegninger

	Vegfylling
	Lett fyllmateriale
	Sand og grus (Sa & Gr)
	Sand og silt (Sa & Si)
	Leire, siltig leire, leirig silt (Le, si Le, le Si)
	Leire, kvikk
	Morene