



Fagrappport ingeniørgeologi: Ny bru over Fedafjorden

Detaljregulering E39 Lyngdal vest - Kvinesdal

NV Dokumentnummer: NV42E39LK-GEO-RAP-0008

ENT Dokumentnummer: 10220781-GEO-RAP-0008

Prosjektnr:	115510
Prosjektnavn:	E39 Lyngdal vest - Kvinesdal
Kunde	Nye Veier AS

Revisjonsoversikt

Revisjon	Dato	Årsak til utgivelse	Utarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av
01	15.05.2023	Første gangs behandling	NOGBI	NOKNSK	NONOTT

Endringsoversikt

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

Sammendrag

Det er planlagt ny bru over Fedafjorden. Brutårnene på hver side av fjorden vil bli stående nær vannkanten og skråning som stuper ned i fjorden. Det er utført grunnundersøkelser og stabilitetsanalyse av bergmassene ved de planlagte brutårnene for å avklare om planlagt bruplassering er gjennomførbar.

Basert på feltkartlegging av sprekker og utførte kjerneboringer er det ikke påvist enkeltsprekker, eller glideplan i form av breksje, knusning eller skjærsoner med utgående i skråningen ovenfor sjøbunnen.

Basert på de utførte undersøkelsene vurderes det å være gjennomførbart å bygge bruene på planlagt sted. Mtp. usikkerheter i undersøkelsene og stabilitetsberegninger må det ifb. detaljprosjektering av bruene vurderes om det bør installeres stagsikring av bergmassene under søndre brutårn for å øke sikkerhetsfaktoren.

Innhold

SAMMENDRAG	3
1 INNLEDNING	6
1.1 BAKGRUNN	6
1.2 OM RAPPORTEN	7
1.3 PROSJEKTERINGSFORUTSETNINGER OG KONTROLL	7
2 BESKRIVELSE AV FJORD OG BRU.....	11
3 UTFØRTE UNDERSØKELSER	15
3.1 FELTKARTLEGGING	15
3.2 AKUSTISK PROFILERING	15
3.3 TOTALSONDERINGER	15
3.4 KJERNEBORING.....	16
3.5 BERGMEKANISKE TESTER	17
4 BRUTÅRN PÅ NORDSIDEN AV FEDAFJORDEN	18
4.1 BESKRIVELSE.....	18
4.1.1 Topografi/Batymetri	18
4.1.2 Grunnforhold.....	19
4.2 OPPSPREKKING OG BERGMASSEKVALITET	21
4.2.1 Feltkartlegging	21
4.2.2 Kjerneboring	22
4.3 STABILITET AV BERGFUNDAMENT	22
4.3.1 Bæreevne	22
4.3.2 Utglidningspotensiale	25
4.4 KONKLUSJON	26
5 BRUTÅRN PÅ SØRSIDEN AV FEDAFJORDEN	27
5.1 BESKRIVELSE.....	27
5.1.1 Topografi/Batymetri	27
5.1.2 Grunnforhold.....	28
5.2 OPPSPREKKING OG BERGMASSEKVALITET	29
5.2.1 Feltkartlegging	29
5.2.2 Kjerneboring	34
5.3 STABILITET AV BERGFUNDAMENT	34
5.3.1 Bæreevne	34
5.3.2 Utglidningspotensiale	37
5.3.3 Konklusjon	39
6 USIKKERHETER.....	39

7	REFERANSER.....	40
---	-----------------	----

Vedlegg:

1. Stabilitetsanalyse
2. Tegninger:
 - V-2100, plan, oversikt
 - V-2101, plan, nordsiden
 - V-2102, plan, sørsiden
 - V-2103, borplan, kjerneboring
 - V-2104, profil A-A`
 - V-2105, profil B-B` og C-C`
 - K-210, Konsept Fedafjord bru II, 05.09.2022

1 Innledning

1.1 Bakgrunn

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

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



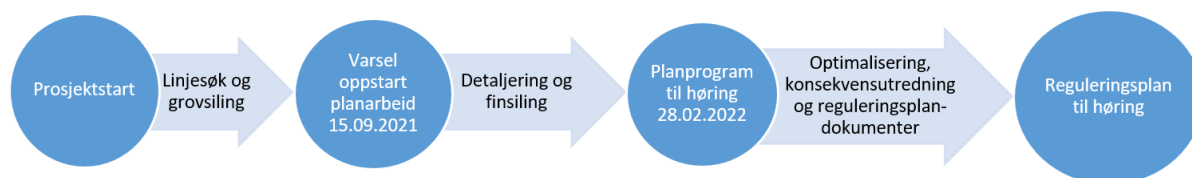
Figur 1. Parsellen E39 Lyngdal vest-Kvinesdal

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

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

Til varsel om oppstart av planarbeid (15.09.2021) ble det gjennomført en grovsiling av et stort antall alternative veilinjer for ny E39. Anbefalte linjer fra grovsilingen danner grunnlaget for videre detaljering og vurdering. Frem mot utlegging av planprogram til

offentlig høring (28.02.2022) ble det gjennomført en finsiling av de gjenstående linjene fra grovsilingen. Anbefalt linje fra finsilingen, sammen med linjer og kryssløsninger som kommunene vedtok utredet i planprogrammet, har dannet grunnlaget for videre optimalisering, detaljering, konsekvensutredning og utarbeidelse av reguleringsplandokumenter.



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

1.2 Om rapporten

Denne rapporten gir en ingeniørgeologisk vurdering av stabiliteten til bergmassene under brufundamentene til ny bru over Fedafjorden.

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

1.3 Prosjekteringsforutsetninger og kontroll

Styrende dokumenter

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

- Eurokode 0: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 [3].
- Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering – Del 1 Allmenne regler NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2020 [4].
- NS-EN ISO 14689-1, Geotekniske felt- og laboratorieundersøkelser - Identifisering, beskrivelse og klassifisering av berg [5].
- Veileder til bruk av Eurokode 7 til bergteknisk prosjektering [6].
- Statens vegvesen Veiledning V521 – Geologi og bergsikring [7]
- Statens vegvesen Vegnormal N200 Vegbygging [8]
- Statens vegvesen Håndbok R760 Styring av vegprosjekter [9].
- Statens vegvesen Håndbok V225 Bergskjæringer [10]
- NGI, Bruk av Q-systemet. Bergmasseklassifisering og bergforsterkning [12].

Pålitelighetsklasse

For valg av Pålitelighetsklasse refereres til NS-EN 1990 og tabell NA.A1 (901) i nasjonalt tillegg, se Tabell 1-1.

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

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

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

Prosjekteringskontrollklasse

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

Tabell 1-2 nedenfor. CC/RC3 gir PKK3 som krever egenkontroll, intern systematisk kontroll og utvidet kontroll.

Tabell 1-2: Prosjekteringskontrollklasse og krav til kontrollform ved prosjektering, tabell NA-A (902) i NS-EN 1990 [3].

Valg av prosjekteringskontrollklasse		Krav til kontrollform		
Pålitelighetsklasse	Minste prosjekteringskontrollklasse	Egenkontroll	Intern systematisk kontroll	Utvidet kontroll
CC/RC1	PKK1	Kreves	Kreves ikke	Kreves ikke
CC/RC2	PKK2	Kreves	Kreves	Kreves
CC/RC3	PKK3	Kreves	Kreves	Kreves
CC/RC4	Skal spesifiseres	Kreves	Kreves	Kreves

Geoteknisk kategori

Geoteknisk kategori (GK) gir føringer på omfang av arbeid under planlegging, bygging og drift av prosjektet. Geoteknisk kategori skal angis i henhold til Eurokode 7 [4]. I veileder til Eurokode 7 [6] er geoteknisk kategori definert som en funksjon av vanskelighetsgrad og pålitelighetsklasse, se Tabell 1-3. Vanskelighetsgraden avhenger av grunnforholdenes kompleksitet og type prosjekt, og klassifiseres som angitt i Tabell 1-4.

Tabell 1-3: Definisjon av geoteknisk kategori [6].

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

* Vurderes særskilt

Tabell 1-4: Klassifisering av vanskelighetsgrad [6].

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

Fastsettelse av pålitelighetsklasse/geoteknisk kategori

Berggrunnen består av bergarter som erfaringsmessig ikke gir unormalt krevende driveforhold. Det er kartlagt sprekker og noen knusningssoner i felt og i kjerneborhull, men som har orientering som er gunstig for brufundamentet. Basert på dette anses brufundamentet generelt å ha rimelig oversiktlige og enkle grunnforhold uten spesielle risikoer. Påhuggsområdet for Espedalstunnelen og brufundamentet i sør anses av mer krevende art mtp. anleggsteknisk gjennomføring. Påhugg/forskjæring og brufundamentet har vanskelig adkomst i en bratt skråning ned mot sørsiden av Fedafjorden. Terrenget over påhugget er bratt og har høy risiko for steinsprang. Det ligger også urmasser over påhugget som må håndteres. Den nordre brufundamentert ligger på Skarpnaset med relativt flatt terreng. Søylen for Nettverksbruen ligger i noe brattere terreng frem til forskjæring/påhugg for Refstiheiattunnelen.

Vanskelighetsgraden er vurdert til høy ved brufundamentet.

Med bakgrunn i ovenstående plasseres brufundamentene i følgende:

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

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

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

Sikkerhet mot skred

Sikkerhet mot skred er omtalt i håndbok N200 [8]. Basert på samlet skredsannsynlighet pr. km veg og dimensjonerende trafikkmengde skal det velges sikkerhetsnivå (restrisiko). Restrisikoen skal være lavere enn tolererbar skredsannsynlighet og bør være lavere enn akseptabel skredsannsynlighet gitt i Tabell 1-5. I valg av endelig sikkerhetsnivå skal det legges vekt på skredintensitet og skadepotensiale fra skred, konsekvenser av stengt veg regionalt og lokalt, samt kostnader for å oppnå ulike sikkerhetsnivå.

Ved framskriving av trafikkmengde neste 20 år er ÅDT for prosjektet oppgitt til <12.000. Det er derfor lagt til grunn at veganlegget ikke skal ha større årlig nominell sannsynlighet for skred enn 1/1000 (Tabell 1-5).

Tabell 1-5. Matrise som angir sikkerhetskrav for skredsannsynlighet på veg [8].

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

Brufundamentene ligger innenfor NVEs aktsomhetssoner for skred. Skredvurderingene er utført ved hjelp av terrengeanalyser, klimaanalyse, befaringer i felt, modelleringer av skred og faglig skjønn.

Det vises til egen skredrapport ang. vurdering av skredfare for brufundament [1].

2 Beskrivelse av fjord og bru

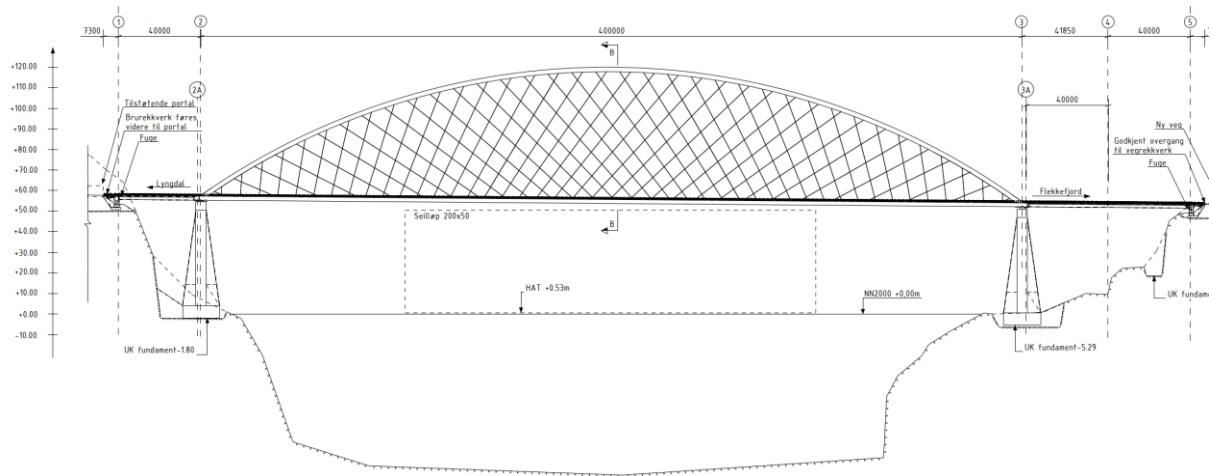
Fedafjorden går gjennom Flekkefjord, Farsund og Kvinesdal kommune og er 15 km lang. Fjorden har U-form med bratte skrånninger. Ved planlagt brukryssing er bredden ca. 370 m og dybden ca. 70-80 m.

Brutraseen er vist i Figur 2. Bruen er planlagt plassert med brutårn mellom Ongleskjæret og Gullberget i sør og på Skarpnes i nord. På sørsiden av fjorden er det bratt og

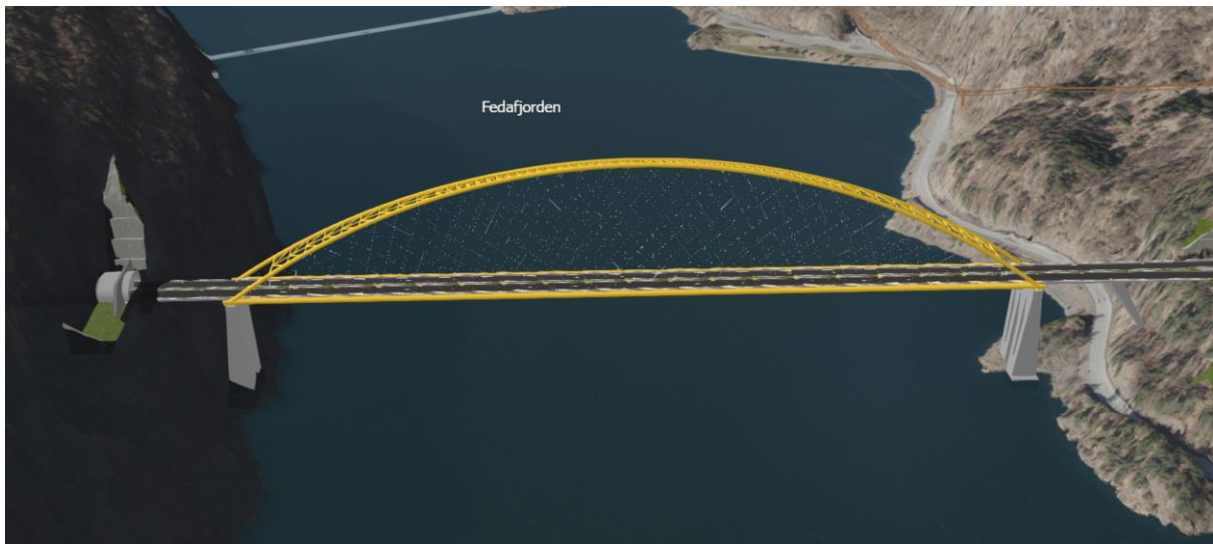
utilgjengelig terreng. På nordsiden er det en lokalvei som krysses av bruen, men det er begrenset med landareal. Terrenget stiger bratt på nordsiden av veien.

Det er i detaljreguleringsfasen ikke valgt brutype, men det er i reguleringsplanen medtatt mulighet for bygging av både hengebru og nettverksbuebru. Rapporten tar utgangspunkt i nettverksbuebru da denne brutypen får brutårn lengst ut mot fjorden, noe som anses som mest ugunstig mtp. stabiliteten til bergmassene.

En nettverksbuebru får spennvidde på ca. 400 m og pilhøyde på 64 m. Bruen er beskrevet i [1] og på tegning K210 [2]. Bruen er også vist på Figur 2 og Figur 3.



Figur 3. Lengdesnitt nettverksbuebru, sørsiden av fjorden til venstre og nordsiden (Skarpneset) til høyre [2].



Figur 4. Samordningsmodell, fjordkryssing.

3 Utførte undersøkelser

3.1 Feltkartlegging

Sweco har utført feltbefaring ved fundamentområdene på begge sider av fjorden. På befaringen ble det utført sprekkekartlegging, samt vurdering av bergmassen og fundamentområdene. Sprekkes orientering er målt med geologisk kompass. Resultatene er i rapporten presentert med strøk og fall målt etter høyrehåndsregelen. Målingene er plottet i sprekkeanalyseprogrammet DIPS fra Rocscience.

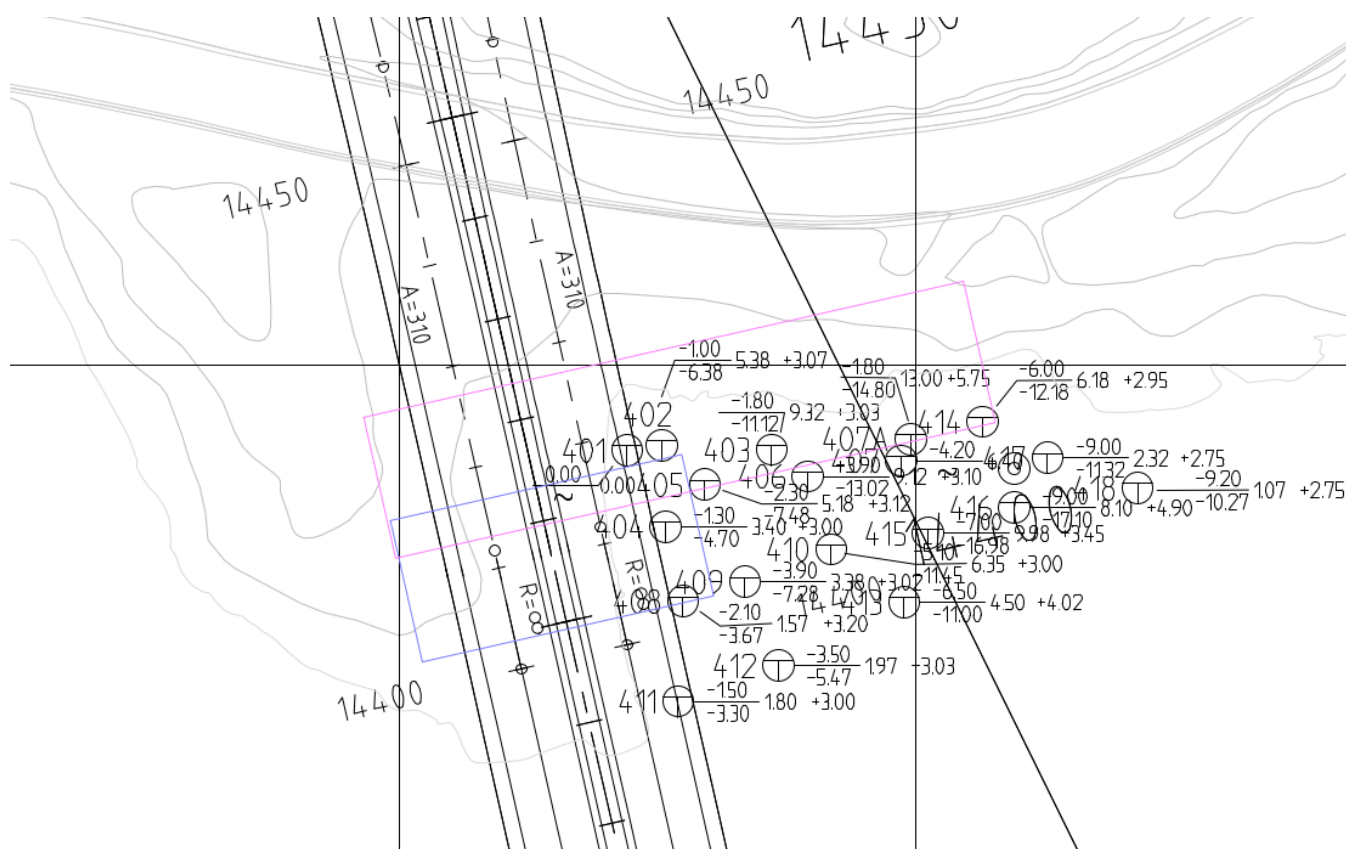
3.2 Akustisk profilering

Firmaet Geomap utførte i august 2022 akustisk profilering i fjorden for å kartlegge mektighet av bunnsedimenter og bergtopografi [3]. Det er målt mellom brufundamentene i en bredde på ca. 300 m over fjorden. Totalt areal ca. 90.000 m².

Målingene viser at bergoverflaten er på ca. kote -170 til -200. Fra kote ca. -75 og ned til ca. -125 er det sedimenter (Sweco vurderer dette til å være elvesedimenter). Videre ned mot fast berg er det fast morene og sedimentlag. Morenen har gjort det vanskelig å tolke seismiske signaler dypere ned slik at dybde til fast berg er noe usikkert. Tolket dybde til fast berg anses som minimum mulig dybde.

3.3 Totalsonderinger

Det er utført totalsonderinger i sjøen på østsiden av Skarpneset for å kartlegge løsmassemektighet, se Figur 5. Undersøkelsen er utført av Rambøll høsten 2022. Resultatene er beskrevet i [4].



Figur 5. Totalsonderinger i sjøen på østsiden av Skarpneset [4].

3.4 Kjerneboring

Det er utført kjerneboring med vanntapsmåling og OPTV ved brutårnene på hver side av fjorden (se borplan i vedlegg 1 og Tabell 6). Det vises til egen rapport for kjerneboringen som beskriver utført arbeid og gir vurdering av resultatene [5].

Tabell 6. Oversikt over utførte kjerneboringer ved Fedafjorden.

Lokasjon	Borehull nr.	Lengde og orientering (fall/fallretning)
Sørsiden av fjorden	P1	50 m, 75°/N167°
	P2	70 m, 90° vertikal
Nordsiden av fjorden	P3	55 m, 90° vertikal
	P4	55 m, 90° vertikal

3.5 Bergmekaniske tester

Utvalgte prøvestykker fra borkjernene er sendt til SINTEF for laboratorieanalyser av bergmekaniske egenskaper [6]. Det er utført tester for enaksiell trykkfasthet, E-modul, Poisson `s forhold, bruddvinkel og romvekt. Resultatene er vist i Tabell 7.

Tabell 7. Bergmekaniske tester på øyegneis utført av SINTEF [6]. P1/2 og P3/4 er kjerneborpunkt for brufundament ved hhv. sørside og nordside av Fedafjorden.

PRØVE NR. (GITT AV SINTEF)		1	2
PRØVE ID (GITT AV OPPDRAGSGIVER)		P1: 23,25-23,65m P2: 26,33-26,93m	P3: 20,8-21,45m, 25,23 – 25,79m P4: 20,6-21,15m
EGENSKAP	ENHET	GJENNOMSNITTSVERDIER	
DENSITET (ρ)	kg/m ³	2640	2700
E-MODUL (E)	GPa	54,5	65,6
POISSONS FORHOLD (ν)	(<i>tværr- kontraksjonstall</i>)	0,221	0,205
ENAKSIELL TRYKKFASTHET (σ_c)	MPa	112,8	173,8
BRUDDVINKEL (β)	gr °	21	23

Bergarten på begge sider av den nye Fedafjordbrua består av øyegneis som vist i figur 7. Likevel har prøvene til P1 og P2 fra sørsiden av fjorden lavere densitet, E-modul og enaksial trykkfasthet enn prøvene til P3 og P4 på nordsiden av fjorden.

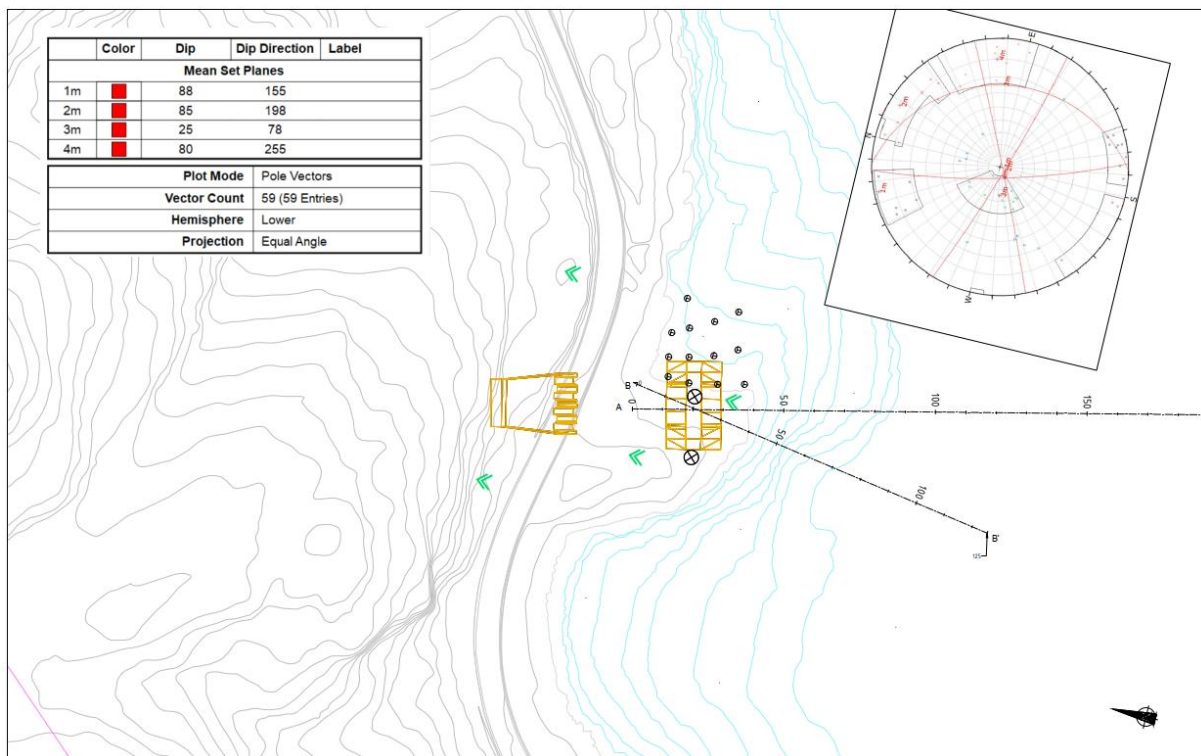
4 Brutårn på nordsiden av fedafjorden

4.1 Beskrivelse

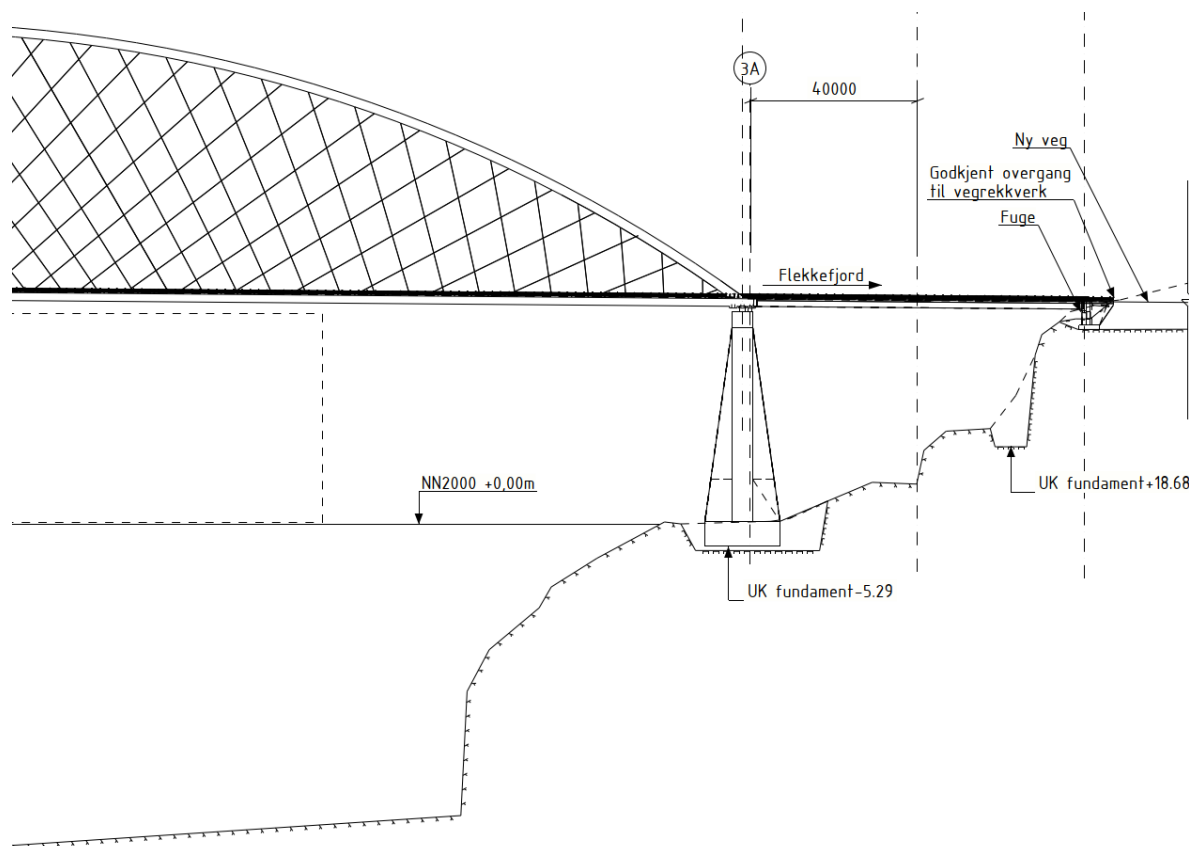
4.1.1 Topografi/Batymetri

Brutårnet er planlagt plassert på østsiden av Skarpnes (Figur 6). Tårnet kommer delvis ut i sjøen på østsiden av neset. Neset består av en bergrygg orientert nord-sør. Høyeste punkt er på ca. kote 16. Neset består av svaberg og endel løsmasser i østre del.

Omtrent 20 m ut fra neset er sjøbunnen ifølge [7] på kote -20 til -30 mot sør, <-5 m mot øst og -15 til -20 m mot vest. Dvs. terrenget faller bratt ut i fjorden mot sør og er grunt mot øst. Mot vest faller terrenget moderat. Lengdesnitt er vist i vedlegg 1 (snitt A-A` og B-B`).



Figur 6. Oversiktskart topografi/batymetri på nordsiden av Fedafjorden. Brufundament vist med gult (høyre flate). Profiler A-A' og B-B' er markert.



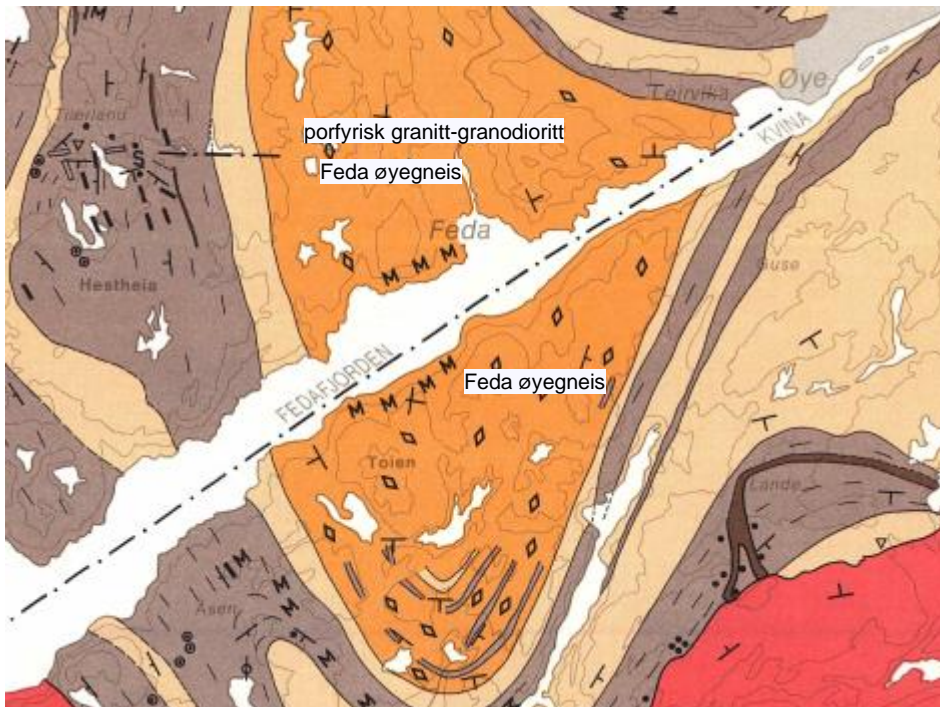
Figur 7. Lengdesnitt bru, nordsiden av Fedafjorden.

4.1.2 Grunnforhold

Neset består av bart berg i vest og sør. Innerst i østre side er det veifylling og det ligger løsmasser med et par meter mektighet nedenfor fyllingsfot [5]. I sjøen er det boret 5 m i løsmasser innerst i viken [4]. Furutrær og busker vokser sentralt på neset, ellers forekommer småvokst vegetasjon i form av gress og andre vekster.

I følge NGU sitt berggrunnskart i målestokk 1:50.000, 1311 I fra Falkum (upublisert) består berggrunnen ved bruene av øyegneis (vesentlig omdannende porfyriske granitter og granodioritter med store krystaller 1-20 cm av alkalifeldspat), se Figur 8. Det stemmer med registreringer i felt.

Det er i felt ikke registrert svakhetssoner i området. Det er utført 2 kjerneboringer P3 og P4 for å undersøke om det forekommer potensielle svakhetssoner i fundamentområdet.



Figur 8. Berggrunnskart NGU M1:50.000, upublisert fra Falkum.



Figur 9. Dronefoto av Skarpnes.



Figur 10. Sørlige ende av Skarpnes.

4.2 Oppsprekking og bergmassekvalitet

4.2.1 Feltkartlegging

Det er registrert 4 sprekkesett på Skarpnes, se konturplott i Figur 11. Foliasjonsplan utgjør det ene sprekkesettet, med strøkretning NNW-SSØ. Foliasjonen har fall typisk mellom 10 og 35° mot ØNØ og ØSØ. Stedvis er fallet registrert til opp til 60-70° (mot ØNØ), målt på østre side litt nord for bergfundament. Foliasjonsplan er generelt gjennomsettende. I tillegg til foliasjonen opptrer steile og gjennomsettende sprekker med strøkretning ØNØ-VSV, SSØ-NNV og S-N.

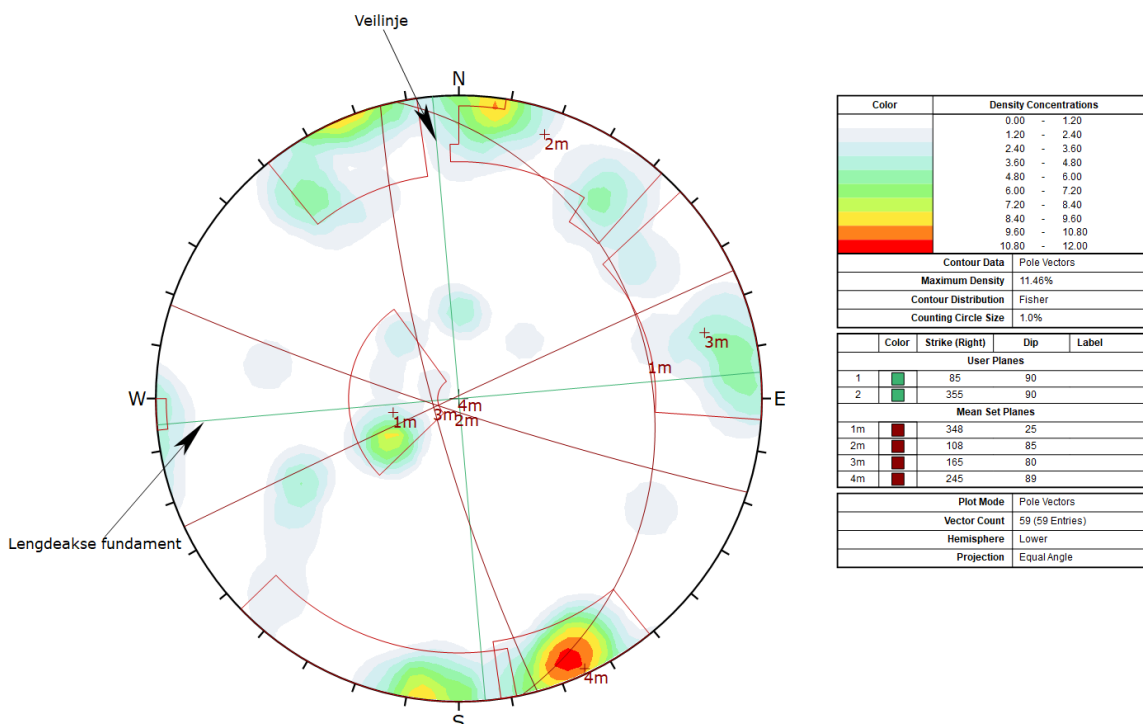
Bergmassen er generelt massiv på vestsiden av neset, lokalt forekommer soner med mer oppsprukket bergmasse. Oppsprekingsgraden er større på sørlige og østlige side av neset.

Sprekkeavstand er typisk over 1 m langs foliasjonen. Stedvis opptrer overflateoppsprekking som medfører tettere sprekkeavstand langs foliasjonen (registrert på østsiden av neset). På østsiden av neset er sprekkeavstanden for sprekker med strøkretning ØNØ-VSV og SSØ-NNV relativt tett sammenliknet med vestsiden.

Eksponeerte sprekker er generelt ru og plane. Ved fundamentlokasjonen er åpningen til sprekker generelt stor, og til dels meget stor (> 10 cm) langs sprekker med strøkretning ØNØ-VSV og SSØ-NNV. Sprekkefylling er ikke registrert, men kan være vasket vekk.

Estimerte Q-verdier registrert ved feltkartlegging varierer fra 11 – 20 og opp til 33, mens i kjerneborhull P3 er det registrert Q-verdier fra 4 – 15 og Q = 3,3 – 17 i kjerneborhull P4.

Det er ikke registrert markerte svakhetssoner. Sprekkeåpningen er stedvis meget stor. Sprekker med stor sprekkeåpning med strøkretning ØNØ-VSV og SSØ-NNV inneholder stedvis løse bergflak og steiner. Andre steder inneholder sprekker med samme orientering gress og mose. Det antas at sprekker med meget stor åpning i overflaten, raskt vil lukkes nedover i berggrunnen. Det kan ikke utelukkes at disse også kan representere smale sprekkesoner, som fortsetter et stykke nedover i berggrunnen.



Figur 11. Stereoplott for sprekkemålinger på Skarpnes.

4.2.2 Kjerneboring

Kjerneborhull P3 og P4 er boret i det nordre brufundamentet. Resultatene fra kjerneboringen er beskrevet i egen rapport. Det er ikke registrert breksje, oppknuust berg eller skjærsoner som kan gi utglidningspotensiale i loggen fra OPTV i borehull P3 og P4.

4.3 Stabilitet av bergfundament

4.3.1 Bæreevne

For harde bergarter med moderat til liten oppsprekingsgrad vil bergartens bæreevne normalt overskride betongfundamentets trykkfasthet. Sweco har fått oppgitt

dimensjonerende vertikal last i bruddgrensetilstand (ULS) ved ferdig bru pr. fot på 438 MN. Fundamentets areal er på 490 m² (28 x 17,5 m) som gir grunntrykk 0,89 MPa over hele arealet. Areal for spenning fra vertikallastene oppgitt fra RIB er 134,06 m² som gir et grunntrykk på 3,27 MPa.

Det er utført en kvantitativ vurdering av bæreevne basert på tillatt såletrykk ved bruk av Hoek-Brown bruddkriterium for oppsprukket bergmasse. Beregningene er utført i RSDData fra Rocscience. Inputverdier til beregningen er gitt i Tabell 8.

GSI er fastsatt ut i fra borkjerneloggen fra 15-40 m dyp i borhullene P3 og P4. Det er registrert 3-4 sprekkesett i fundamenteringsområdet på Skarpneset. Bergmassen fremstår som noe oppsprukket. Sprekkeoverflatene er observert å være ru og plane.

Densitet, enaksiell trykkstyrke og E-modul for intakt berg ved Skarpnes er bestemt ved laboratorieforsøk hos SINTEF [6]. Trykkstyrke og E-modul for bergmassen er beregnet med programmet RSDData som vist i figur 11.

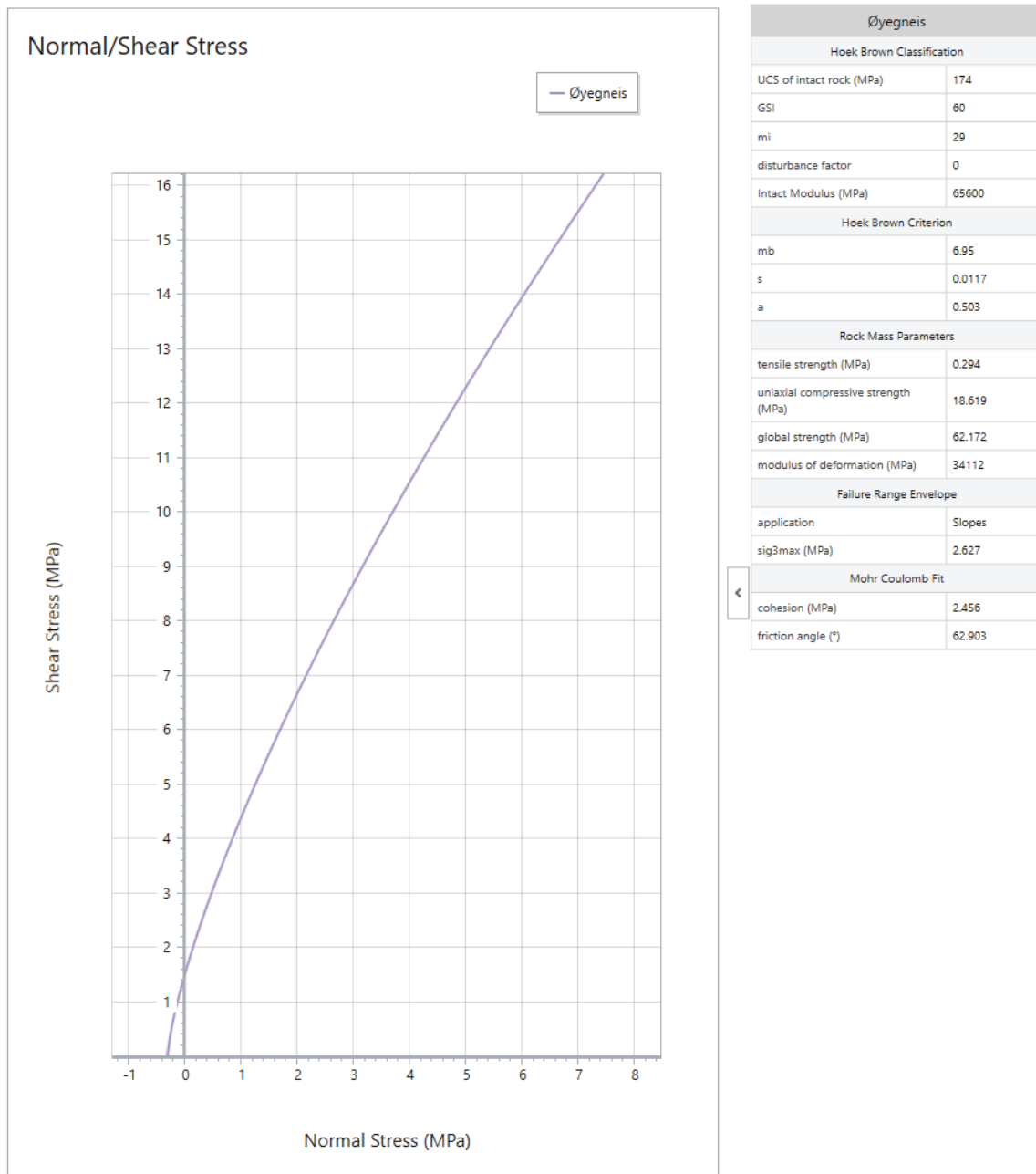
Resultatene fra beregning er vist Tabell 9. Dimensjonerende bæreevne er estimert til 31 MPa. I praksis bør tillatt bæreevne ikke overstige 10 MPa iht. NBGs veileder til Eurokode 7 [8].

Tabell 8. Inputverdier for bæreevneberegning.

Parameter	Symbol	Enhet	Verdi	Kommentar
Enaksiell trykkfasthet intakt berg	σ_{ci}	MPa	173,8	Fra SINTEF [6]
E-modul intakt berg	E_i	GPa	65,6	Fra SINTEF [6]
E-modul bergmasse	E_m	GPa	34,1	Fra RSDData
Geological strength index	GSI	-	58	Estimert i borkjerner ut fra Q-verdi
Materialkonstant intakt berg	m_i	-	29	Fra RSDData
Forstyrrelsesfaktor	D	-	0	Fra RSDData, forutsetter forsiktig sprengning.

Tabell 9. Resultater fra bæreevneberegning for Øyegneis.

Bergart	Global strength (MPa)	Materialfaktor ($\chi_{R,V}$)	Dimensjonerende bæreevne (MPa)
Øyegneis	62.172	2	31.086



Figur 12. Bergmassens bæreevne beregnet etter Hoek & Brown klassifisering.

4.3.2 Utglidningspotensiale

For at fundamentet på nordsiden skal ha utglidningspotensiale må det forekomme en gjennomsettende svakhetssone/glideplan som har fall mot sør ut i fjorden og utgående i sjøen over bunnsedimentene. I tillegg må glideblokken ha en strekksprekk eller avløsningssprekk i bakkant. Det er gjennomført en to-delt analyse for å vurdere stabiliteten til fundamentene; Først har det vært utført en analyse av utglidningspotensiale på bakgrunn av kartlagte sprekker/strukturer i felt og utførte kjerneboringer med OPTV, og så har det vært utført en worst-case analyse basert på teoretisk mest ugunstige glideplan som ikke har vært registrert ved boring og feltkartlegging.

4.3.2.1 Analyse av utglidningspotensiale

Det er utført kinematisk analyse i programmet DIPS for å se om det er potensiale for utglidninger fra kartlagte sprekker i felt. Konturplottet i Figur 11 indikerer at sprekker ØNØ-VSV og SSØ-NNV (sprekkesett nr. 1 og 2) er orientert med spiss vinkel (ca. 20°) til fundamentenes lengdeakse. Sprekkene har steilt fall og vil ikke ha utgående i skråning under vann basert på mottatte batymetriske målinger. Den kinematiske analysen viser at det ikke finnes bruddmekanismer som plan utglidning, kileutglidning eller utvelting og nedfall av større bergblokker som omslutter hele fundamentet i nord.

Potensielle svakhetssoner som har utglidningspotensiale i det nordre fundamentet antas å ville treffe kjerneborhullet fra ca. 15 – 30 m dyp. Det er ikke registrert breksje, knusning eller skjærsoner i borhull P3 og P4 på dette dybdenivået som kan gi utglidningspotensiale;

- I kjerneloggen for P3 er det registrert godt berg i seksjonen 15-30 m dyp, bortsett fra 18-19 m hvor det er registrert middels berg. I OPTV loggen er det registrert 4 sprekker på samme nivå i P3. Ingen av dem har fallretning mot sør. Sprekkene er også enten for steile eller slake til å ha utglidningspotensiale. Kun en enkeltsprekk på 23,5 m dyp har 60° fallvinkel, men fallretningen er mot nord.
- I kjerneloggen for P4 er det registrert godt berg i seksjonen 15-30 m dyp, bortsett fra 15-17 m hvor det er registrert middels berg. På ca. 22,7-23 m dyp er det registrert oppsprukket berg i kjerneloggen. I OPTV loggen er det registrert 6 sprekker på samme nivå i P4. To av dem har fallretning mot sør, men begge er sub-vertikale og gir ikke utglidningspotensiale. Sprekkene er også enten for steile eller slake til å gi utglidningspotensiale. Kun en enkeltsprekk på 21,5 m dyp har 53° fallvinkel, men fallretningen er mot sørøst (153°).

4.3.2.2 *Worst-case stabilitetsanalyse*

Det er utført beregninger i vedlegg 1 for hypotetiske glideblokker som har utglidningspotensiale ut i fjorden. Beregningene viser at potensielle utglidningsblokker over fjordbunnen har tilfredsstillende sikkerhetsfaktor uten sikring. Blokkene som har utglidningspotensiale i sedimentene eller morenen under fjordbunnen har enda større sikkerhetsfaktor. Beregningene er utført som 2D beregninger for hver meter fundament. I et 3D perspektiv må potensielle utglidningsblokker også ha avgrensingsplan til sidene for å kunne avløse potensiell glideblokk. Slike avgrensningssprekker er ikke registrert ved feltkartlegging.

4.4 Konklusjon

Beregningen viser at bergmassenes bæreevne er tilstrekkelig i forhold til last fra brutårnet.

Kartlegging av sprekker/strukturer basert på feltregistreringer og kjerneboring viser at det ikke er mulige sprekkekombinasjoner og utglidningsplan tilstedet for utglidning av bergfundamentet.

Worst-case stabilitetsanalysen viser at hvis det hadde vært et utglidningsplan tilstedet så ville sikkerhetsfaktoren mot utglidning være tilfredsstillende uten sikring.

Det anses som gjennomførbart å bygge brutårnet på angitt plass. Bergfundamentet til brutårnet vurderes å ha tilstrekkelig totalstabilitet og at det ikke er behov for sikringstiltak.

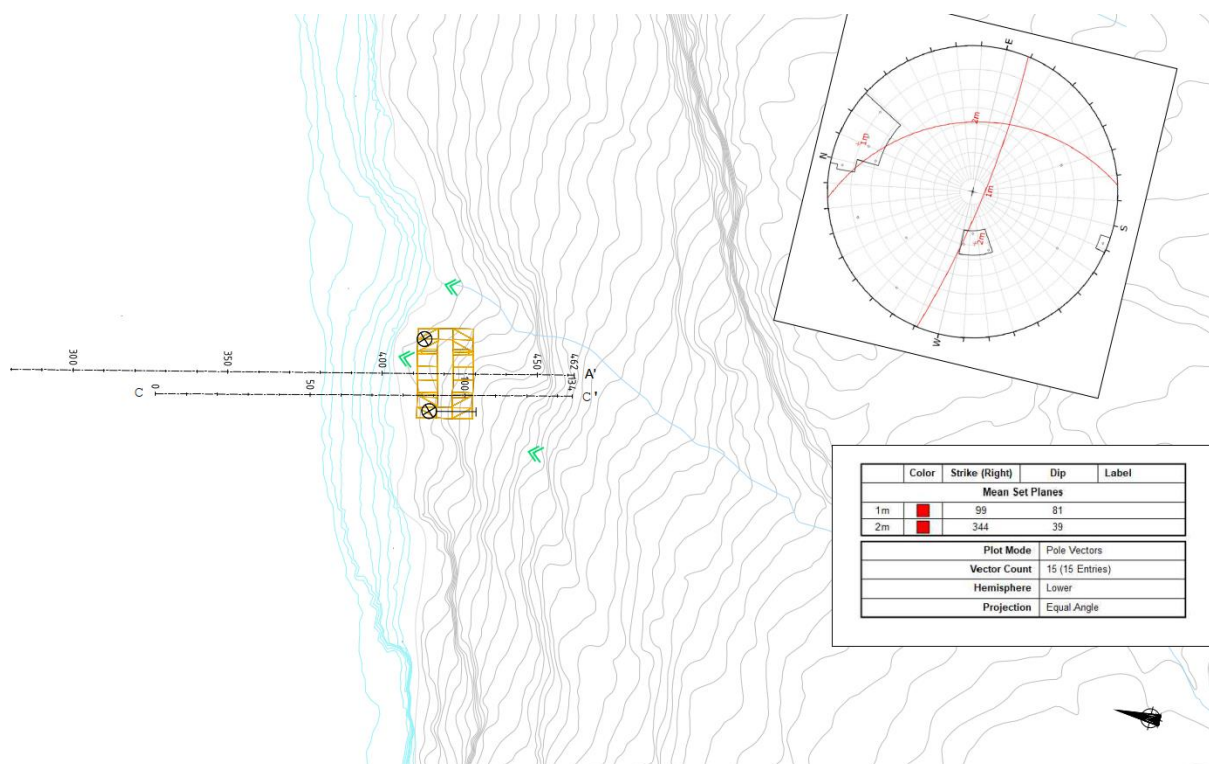
Bergmassekvaliteten er vurdert å være god når en kommer ned i intakt bergmasse, de øvre meterne bør sprenges vekk for å komme ned på godt berg.

5 Brutårn på sørsiden av Fedafjorden

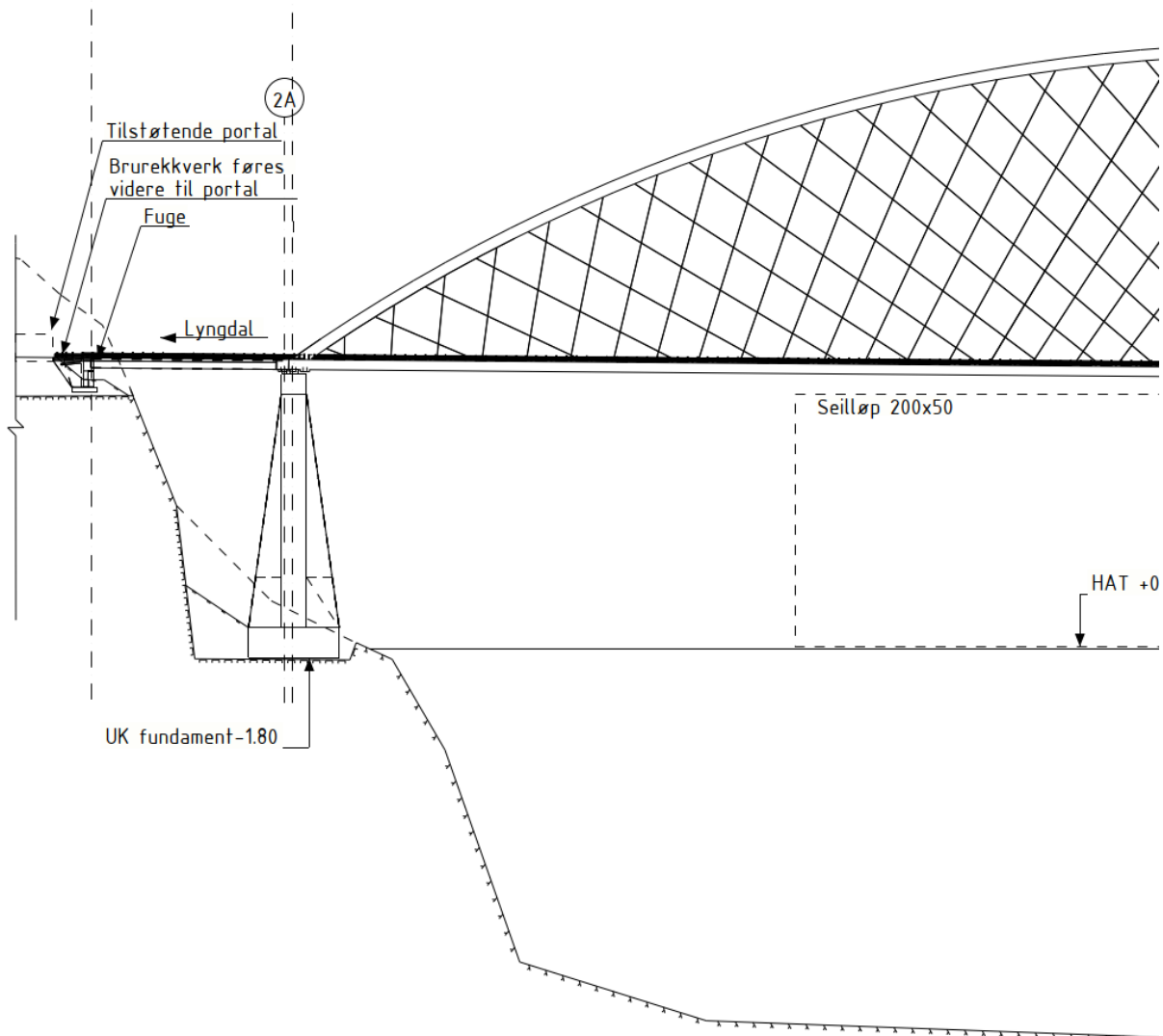
5.1 Beskrivelse

5.1.1 Topografi/Batymetri

På sørsiden av fjorden stiger terrenget bratt opp fra fjorden (Figur 13). Brufundamentet er planlagt plassert nær vannkanten. Tilsvarende faller terrenget bratt ned i fjorden ut fra strandlinjen. Ca. 20 m fra land mot nord er havbunnen på kote ca. -50. Lengdesnitt er vist i vedlegg 2 (snitt A-A' og C-C').



Figur 13. Oversiktskart topografi/batymetri sørsiden av Fedafjorden. Brufundament er vist med gult. Profiler A-A' og C-C' er markert.



Figur 14. Lengdesnitt nettverksbuebru, sørsiden av Fedafjorden [2].

5.1.2 Grunnforhold

I følge NGU sitt berggrunnskart i målestokk 1:50.000, 1311 I fra Falkum (upublisert) består berggrunnen ved brutårnet av øyegneis (Figur 8).

Terrenget i skråningen opp fra sjøen består i stor grad av vegetasjon. Det er generelt grunt til berg. Det er begrenset mulighet til å utføre sprekkkartlegging da det er få bergblotninger i området rundt brutårnet.

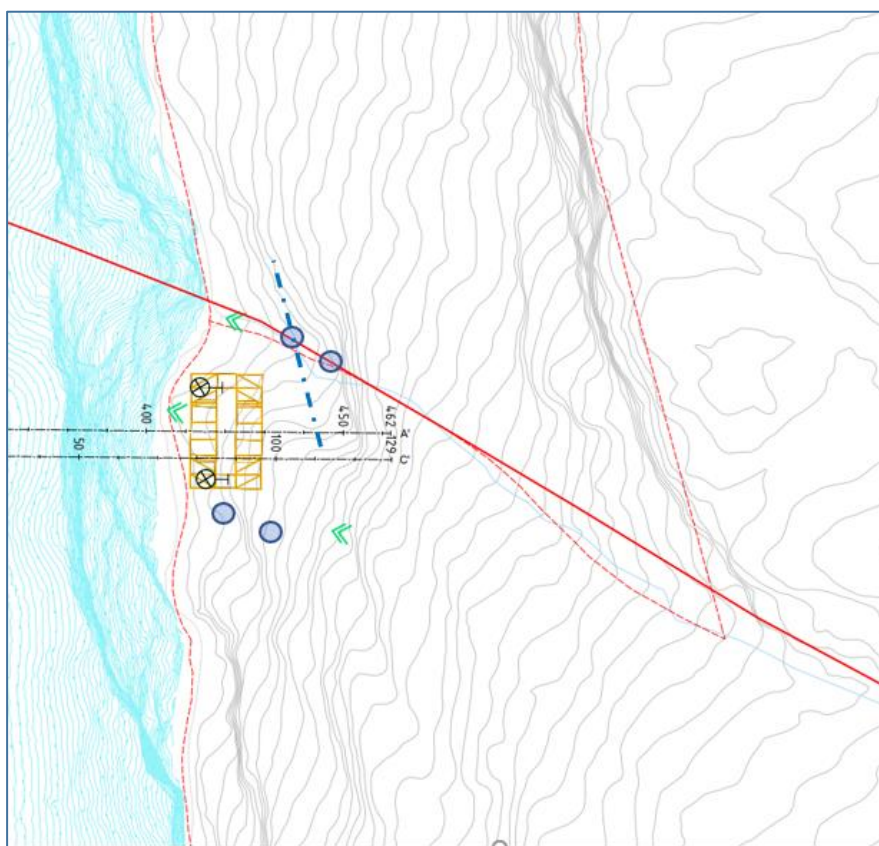
Det er ikke registrert svakhetssoner i området.

5.2 Oppsprekking og bergmassekvalitet

5.2.1 Feltkartlegging

Det er utført sprekkekartlegging i området rundt fundamentområdet. Nederst mot sjøen var deler av terrenget dekket med vegetasjon og flere antatt ur-/løsblokker. Bergarten i området er øyegneis. Det ble målt sprekkeorienteringer fra et par blotninger vest for fundamentet og litt bak fundamentet under tunnelpåhugget for Espedalstunnelen. Figur 15 viser områdene det er utført sprekkeregistreringer.

Det er registrert en del sprekker med stor åpning. Stor sprekkeåpning kan indikere at innspenningen til bergmassen er lav.



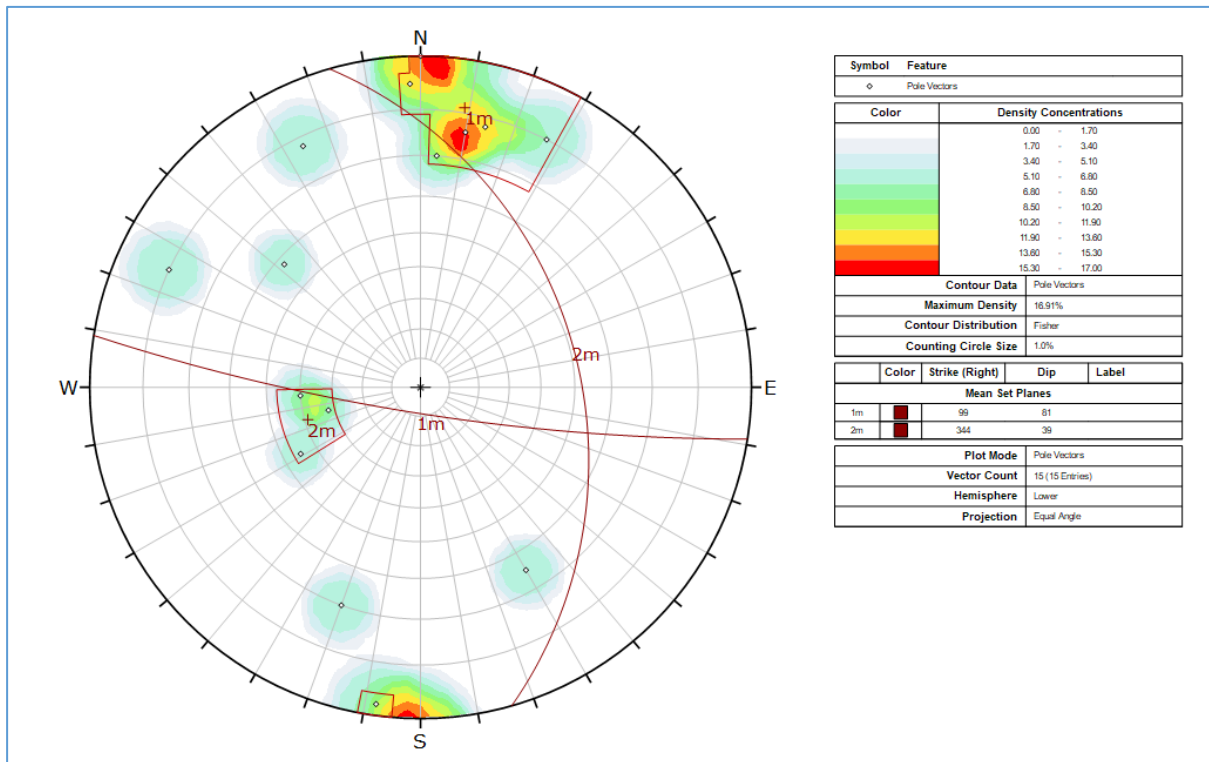
Figur 15. Registreringspunkter markert med blå sirkler. Parallell snitt A-A' (øst) og snitt C-C' (vest)

Nærmere tunnelpåhugget for Espedalstunnelen er det en stor skrent med ca. 25 m høyde, se Figur 16. Det er her et markert sprekkesett parallelt fronten på skrenten.



Figur 16. Høy skrent nær tunnelpåhugg.

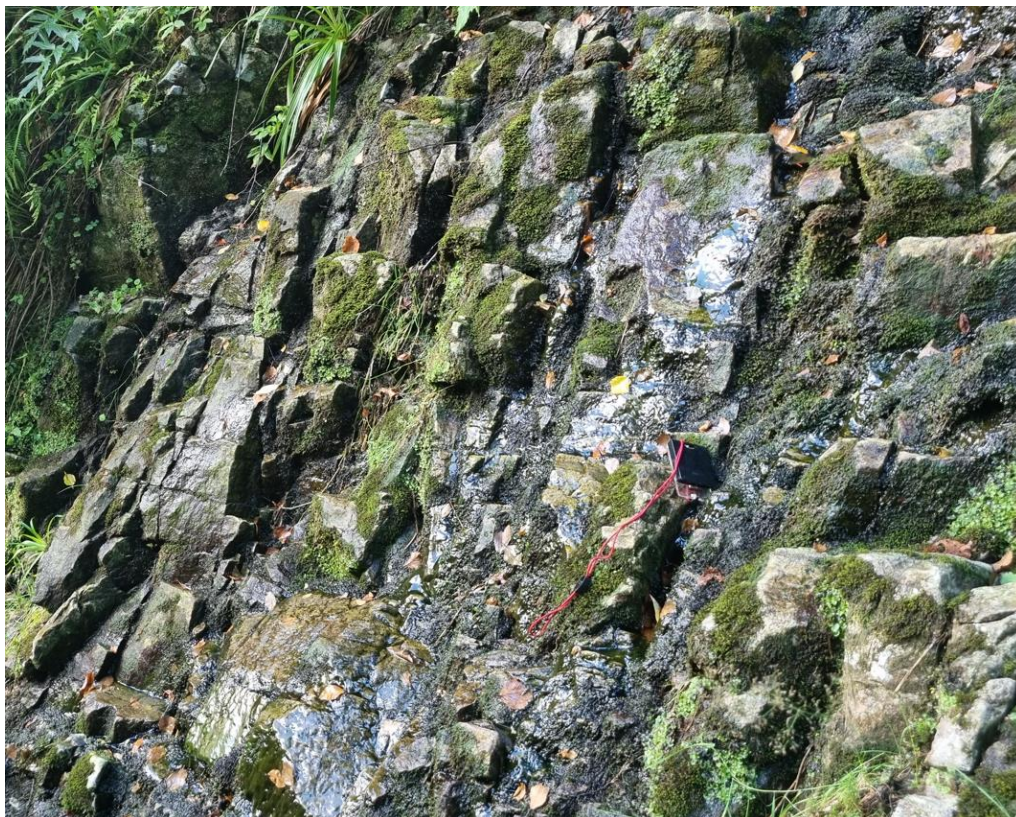
Det er i hovedsak to sprekkeretninger som er målt, et steiltstående sett parallelt med fjorden og foliasjonssprekker med rundt 40 graders fall mot øst, se Figur 17. Det steiltstående settet har hovedsakelig fall mot sør, inn i åsen, men det er også et par registreringer med fall mot sjøen.



Figur 17. Stereonett med plottede sprekkemålinger.

En markert sprekkesone ble observert på oppsiden av brufundamentet, øst for bekken, se Figur 18. Det er her sprekkeavstand 10-30 cm. Foliasjonssprekker krysser på tvers av sonen.

Det er ikke estimert Q-verdier ved feltkartlegging på sørsiden, men i kjerneborhull P1 og P2 er det registrert Q-verdier stort sett fra hhv. 8,6–12,5 og 5-11.

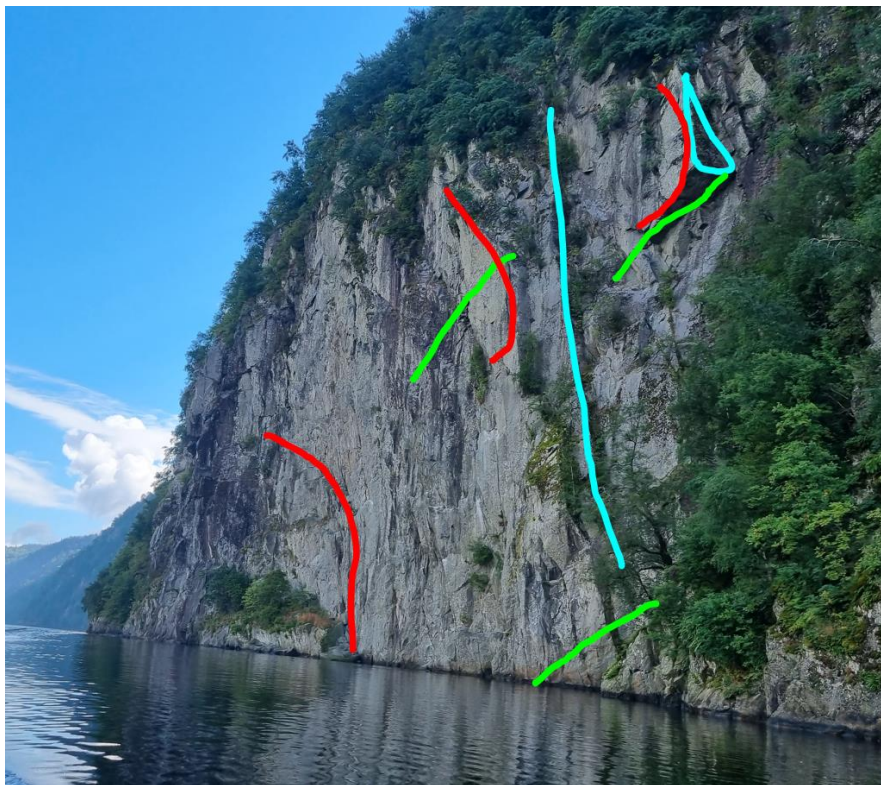


Figur 18. Steiltstående sprekkesone.

Nede ved sjøen er det gode observasjoner av foliasjonssprekkesettet.



Figur 19. Foliasjonssprekker nede ved sjøen med fall rundt 40 grader mot øst.



Figur 20. Gullberget vest for bruplassering. Sprekker markert med rødt er steiltstående og parallelt fjorden, cyan er sprekker på tvers av fjorden, og fall mot vest og grønn er foliasjonssprekker med fall mot øst.

5.2.2 Kjerneboring

Kjerneborhull P1 og P2 er boret i det søndre brufundamentet. Resultatene fra kjerneboringen er beskrevet i vedlegg 1. Potensielle utglidningsplan anses å kunne forekomme på ca. 15 – 30 m dyp i borhullene. Det er registrert breksje på 20 og 40 m dyp i P1 og knusning på 41,5-42 m dyp. Det er ikke registrert breksje eller knusning på 20 – 40 m dyp i P2. Det er registrert knusning på 13 m dyp og det er registrert skjærsone på 17 m dyp i P2. Ellers er det registrert breksje og knusning på mindre enn 10 m dyp eller og større enn 40 m dyp i P2.

5.3 Stabilitet av bergfundament

5.3.1 Bæreevne

For harde bergarter med moderat til liten oppsprekingsgrad vil bergartens bæreevne normalt overskride betongfundamentets trykkfasthet. Sweco har fått oppgitt dimensjonerende vertikal last i bruddgrensetilstand (ULS) ved ferdig bru pr. fot på 438 MN. Fundamentets areal er på 490 m² (28 x 17,5 m) som gir grunntrykk 0,89 MPa over

hele arealet. Areal for spenning fra vertikallastene oppgitt fra RIB er 134,06 m² som gir et grunntrykk på 3,27 MPa.

Det er utført en kvantitativ vurdering av bæreevne basert på tillatt såletrykk ved bruk av Hoek-Brown bruddkriterium for oppsprukket bergmasse. Beregningene er utført i RSDData fra Rocscience. Inputverdier til beregningen er gitt i Tabell 10.

GSI er fastsatt ut i fra borloggen fra 10-30 m dyp i borhullene P1 og P2. Det er registrert 2 sprekkesett i fundamenteringsområdet. Sprekkeoverflatene er observert å være ru og plane.

Densitet, enaksiell trykkstyrke og E-modul for for intakt berg er bestemt ved laboratorieforsøk hos SINTEF [6]. Beregnet trykkstyrke og E-modul for bergmassen med programmet RSDData er vist i figur 20.

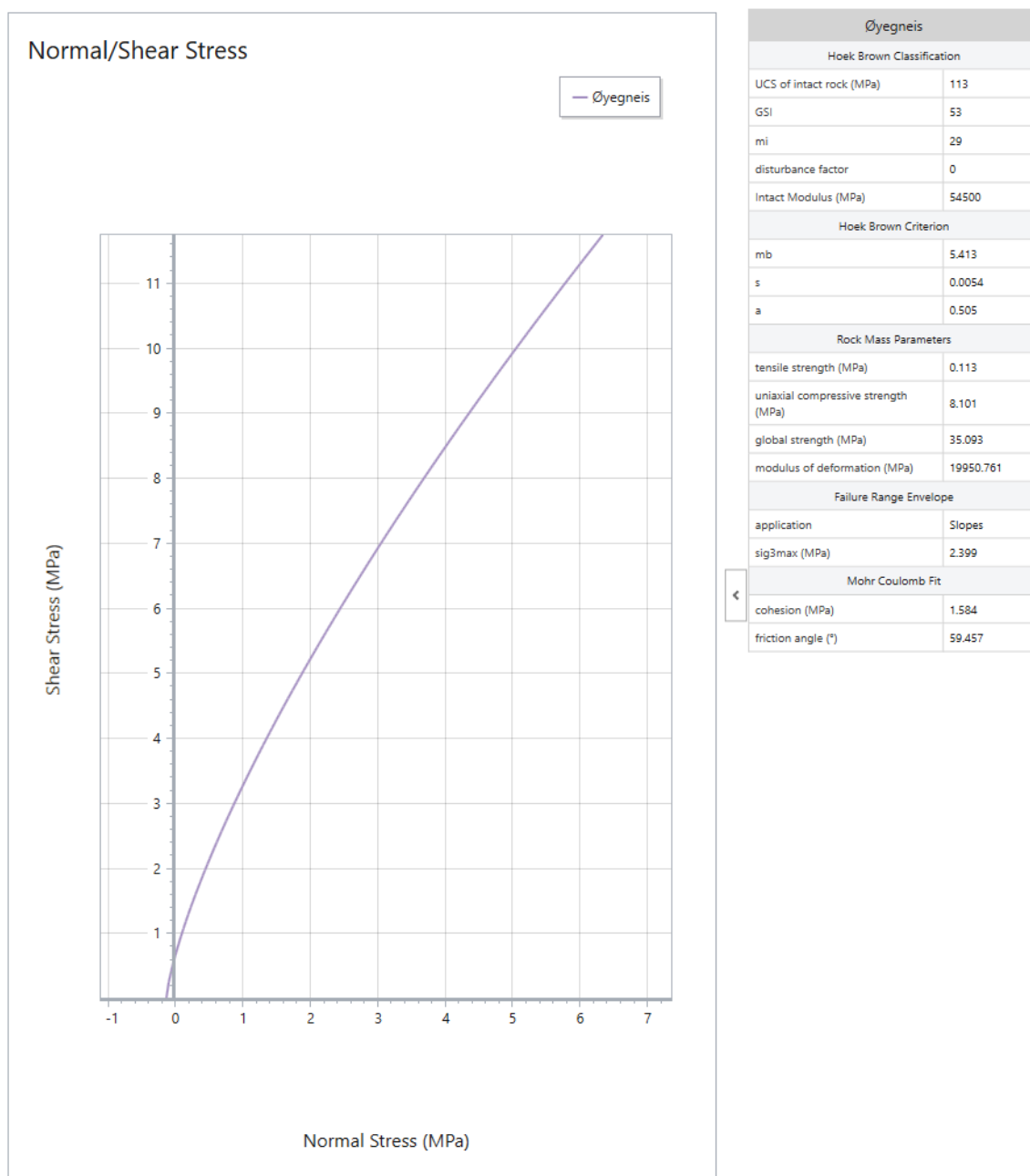
Resultatene fra beregningen er vist i Tabell 11. Dimensjonerende bæreevne estimeres til ca. 32 MPa. I praksis bør tillatt bæreevne ikke overstige 10 MPa iht. NBGs veileder til Eurokode 7 [8].

Tabell 10. Inputverdier for bæreevneberegning, sørsiden av fjorden.

Parameter	Symbol	Enhet	Verdi	Kommentar
Enaksiell trykkfasthet intakt berg	σ_{ci}	MPa	112,8	Fra SINTEF [6]
E-modul intakt berg	E_i	GPa	54,5	Fra SINTEF [6]
E-modul bergmasse	E_m	GPa	20	Fra RSDData
Geological strength index	GSI	-	53	Estimert i borkjerne ut fra Q-verdi
Materialkonstant intakt berg	m_i	-	29	Fra RocData
Forstyrrelsesfaktor	D	-	0	Fra RSDData, forutsetter forsiktig sprengning.

Tabell 11. Resultater fra bæreevneberegning for xx.

Bergart	Global strength (MPa)	Materialfaktor ($\chi_{R,V}$)	Dimensjonerende bæreevne (MPa)
Øyegneis	35.093	2	17.547



Figur 21. Bergmassens bæreevne beregnet etter Hoek&Brown klassifisering.

5.3.2 Utglidningspotensiale

For at fundamentet på sørsiden skal ha utglidningspotensiale må det forekomme en gjennomsettende svakhetssone/glideplan som har fall mot nord ut i fjorden og utgående i sjøen over bunnsedimentene. I tillegg må glideblokken ha en strekksprekk eller avløsningsprekk i bakkant. Det er gjennomført en to-delt analyse for å vurdere stabiliteten til fundamentene; Først har det vært utført en analyse av utglidningspotensiale på bakgrunn av kartlagte sprekker/strukturer i felt og utførte kjerneboringer med OPTV, og så har det vært utført en worst-case analyse basert på teoretisk mest ugunstige glideplan som ikke har vært registrert ved grunnundersøkelse og feltkartlegging.

5.3.2.1 Analyse av utglidningspotensiale

Det er utført en kinematisk analyse i programmet DIPS for å se om det er potensiale for utglidninger fra kartlagte sprekker i felt. Figur 16 indikerer at sprekker Ø-V (sprekkesett nr. 1) er orientert tilnærmet parallelt til fundamentenes lengdeakse. Sprekkene har steilt fall stort sett mot sør dvs. inn i bergskråningen og vil ikke ha utgående i skråningen under vann basert på batymetriske målinger. Foliaasjonsplanene har slakt fall mot øst med strøk normalt på skråningen.

Det er registrert enkeltsprekker med 65-70° fall ut mot fjorden. De er for steile til å ha potensial for plan utglidning. Sprekker med fall mot nord må ha slakere fall enn 51° for å ha utgående i fjorden over bunnsedimentene. Sprekker med 51 – 66° fall mot nord har utgående i bunnsedimentene som ifølge beregninger i Vedlegg 1 gir nok mottrykk for å stabilisere blokken. Den kinematiske analysen viser at det ikke finnes bruddmekanismer som plan utglidning, kileutglidning eller utvelting og nedfall av større bergblokker som omslutter hele fundamentet i sør.

Potensielle svakhetssoner som har utglidningspotensiale i det søndre fundamentet antas å ville treffe borhullet fra ca. 20 – 40 m dyp i P1 og P2. Det er ikke registrert noen breksje, knusning eller skjærsoner i borhull P1 og P2 på dette dybdenivået som kan gi utglidningspotensiale;

- I kjerneloggen for P1 er det registrert godt berg i seksjonen 20-40 m dyp, bortsett fra 19-21 m, 27,5-28,5 m og 35-40 hvor det er registrert middels berg. I OPTV loggen er det registrert 7 sprekker på dette nivået i P1. Ingen av dem har fallretning mot nord. To av dem har fallretning mot nord-nordøst, men begge har slak fallvinkel < 32° og anses ikke å ha utglidningspotensiale. Fire enkeltsprekker på undersøkt dybdenivå har 47-57° fallvinkel, men fallretningen er mot vest, øst og sørøst. Det er registrert breksje på 20 m dyp som er sub-vertikal med fallretning

mot sør. Det er også registrert sprekkefylling på 28 m dyp, men den har kun 37° fallvinkel mot sørvest.

- I kjerneloggen for P2 er det registrert godt berg i seksjonen 21-22,5 m og 24,5-27,5 m dyp. I seksjonen 22,5-23,5 m, 27,5-30,5 m og 35-36 m dyp er registrert middels berg. I seksjonen 19-20 m dyp er registrert dårlig berg. I seksjonen 20-21 m og 23,5-24,5 m dyp er registrert svært dårlig berg. Det er ikke registrert oppsprukket berg eller knusningssoner i seksjonen 20- 40 m dyp. Det er registrert kjernetap på 19,25-19,60 m dyp i borkjernen. Det er ikke registrert noen kjernetap eller oppknust berg på tilsvarende dyp i borehull P1, som er boret i samme brufundament.

I OPTV loggen er det registrert ca. 17 sprekker på dette nivået i P2. Ingen av dem har fallretning mot nord. Mellom 19-21 m dyp i borhullet er det lyst berg (også på kjernefoto) som ser ut som sammenvokst breksje. Det er registrert 8 sprekker i denne seksjonen. De fleste har fallretning mot sør og vest. En enkeltsprekk har fallretning mot NNØ (022°) og 68° fallvinkel som anses for steil for å gi utglidningspotensiale over fjordbunnen. På 25,7-26,5 er det registrert 4 enkeltsprekker som har fallretning mot nordøst og sørvest med steil fallvinkel fra 69-78°.

5.3.2.1 Worst-case stabilitetsanalyse

Det er utført beregninger i vedlegg 1 for hypotetiske glideblokker som har utglidningspotensiale ut i fjorden. Beregningene viser at potensiell utglidningsblokk over fjordbunnen for Profil C-C' har tilfredsstillende sikkerhetsfaktor uten sikring. Beregningene viser derimot at potensiell utglidningsblokk over fjordbunnen for Profil A-A' ikke har tilfredsstillende sikkerhetsfaktor uten sikring og med de input parameterne som er valgt.

For å oppnå tilfredsstillende sikkerhetsfaktor må blokken sikres med lange og kraftige stag (250 tonn stag, L=35 m, per meter fundament). Stabiliteten er sensitiv til bølgeavvik-/waviness til glideplanet. Hvis dette økes fra 10° til 17° oppnås $F > 1$. Det påpekes at glideplanet som er modellert i stabilitetsanalysen ikke er registrert i felt eller i borkjernene for P1 og P2.

Blokkene som har utglidningspotensiale i sedimentene eller morenen under fjordbunnen har mye større sikkerhetsfaktor. Beregningene er utført som 2D beregninger for hver meter fundament. I et 3D perspektiv må potensielle utglidningsblokker også ha avgrensingsplan til sidene for å kunne avløse den

potensielle glideblokken. Slike avgrensningssprekker er ikke registrert ved feltkartlegging.

5.3.3 Konklusjon

Kartlegging av sprekker/strukturer basert på feltregistreringer og kjerneboring viser at det ikke er mulige sprekkekombinasjoner og utglidningsplan tilstede for utglidning av bergfundamentet.

Worst-case stabilitetsanalysen viser at hvis det hadde vært et utglidningsplan tilstede i snitt C-C' så ville sikkerhetsfaktoren mot utglidning vært tilfredstillende uten behov sikring, mens det for profil A-A' ikke ville vært tilfredstillende sikkerhetsfaktor og behov for sikring. Dette viser at analysen er sensitiv for inputparameterne som er benyttet

Det anses som gjennomførbart å bygge brutårnet på angitt plass. Søndre brutårn står nært ut mot en bratt skråning som går ned i fjorden. Mtp. usikkerheter knyttet til grunnundersøkelser og om man får kartlagt grunnen godt nok så må det ved detaljprosjektering av bruene i neste fase vurderes nærmere om man bør installere stag i berget for å øke sikkerhetsfaktoren.

Bergmassekvaliteten er vurdert å være god når en kommer ned i intakt bergmasse, de øvre meterne (2-4 meter) bør sprenges vekk for å komme ned på godt berg.

6 Usikkerheter

Bergarten er den samme i begge brufundamenter. Som fremkommer av rapporten er det nordre brufundamentet stabilt uten sikring i worst-case analysen. Det søndre brufundamentet er stabilt uten sikring i profil C-C', men ikke i profil A-A' i worst-case analysen, selv om profil C-C' og A-A' ligger parallelt og nær til hverandre. Det er boret to kjerneborhull i det søndre fundamentet, med vanntapsmålinger og OPTV videoinspeksjon. Logging av borkjernene og OPTV gir informasjon om sprekkeorientering, sprekkefrekvens, samt bergartens og sprekkeplanens trykkstyrke JCS og ruhet JRC i små skala. Sprekkeplanenes friksjonsvinkel er hentet fra erfaringstall fra NBG håndbok nr. 2. Det er en viss usikkerhet med JRC i stor skala og bølgeavvik (waviness) samt friksjonsvinkelen. I tillegg er sprekkeplanenes ruhet kun målt i det nordre fundamentet.

I neste fase anbefales det å måle friksjonsvinkelen ved laboratorietester og registrere storskala JRC og bølgeavvik ved feltkartlegging i det søndre brufundamentet.

7 Referanser

- [1] Sweco, "NV42E39LK-GEO-RAP-0006 Fagrapport Skred," 2022.
- [2] Sweco, "Konstruksjonsrapport Fedafjord-bru," 2023.
- [3] Sweco, "Fedafjorden bru II, Tegning, Oversiktstegning, K210," 2022.
- [4] Geomap Norge AS, "Rapport seismiske undersøkelser, E39 Lyngdal-Kvinesdal," 2022.
- [5] Sweco, "NV42E39LK-GEO-RAP-0012 Geoteknisk rapport delområde 3 og 4".
- [6] Sweco, "NV42E39LK-GEO-RAP-0007 Fagrapport ingeniørgeologi - Kjerneboring," 2023.
- [7] SINTEF, "Bergmekaniske egenskaper. Testing av prøver fra Fedafjorden, E39 Lyngdal-Kvinesdal," 2022.
- [8] Kartverket, Høyoppløslig dybde data, 2009.
- [9] NBG, Veileder for bruk av Eurokode 7 til bergteknisk prosjektering, Norsk bergmekanikkgruppe, NBG, 2011.
- [10] Valstad, T.o. O. R, "Direktefundamentering på berggrunn, Qua Vadis?," NFF, 2014.