

652334-01 RIG-RAP-02

652334-01 RIG-RAP-02 Juvsåa GS-bru

Geoteknisk prosjekteringsrapport



Dokumentinformasjon

Oppdragsgiver:	Midt-Telemark kommune
Tittel på rapport:	652334-01 RIG-RAP-02 Juvsåa GS-bru
Oppdragsnavn:	Juvsåa GS-bru
Oppdragsnummer:	652334-01
Dokumentkode:	652334-01 RIG-RAP-02
Utarbeidet av:	Anders Githmark Nore
Oppdragsleder:	Øystein Seljegard
Tilgjengelighet:	Åpen

Kort sammendrag

Ny Juvsåa gang- og sykkelbru skal få ett spenn over Juvsåa. Det vestlige landkaret direktefundamenteres på stedlige faste friksjonsmasser og det østlige landkaret direktefundamenteres på berghylle. Bæreevnen og setningsforholdene til begge landkarene er vurdert og ivaretatt.

Det skal etableres støttemur langs Juvsåa på vestsiden av elven for flomsikring av landkaret. Videre skal det etableres tørrmur på grunn av nødvendig inngrep i terrenget øst for brua. Lokalstabiliteten av begge murene er ivaretatt av beregninger utført av RIB. Inputparametere er kontrollert av RIG.

Områdestabiliteten er ivaretatt etter utredning iht. NVEs veileder 1/2019. Utredningen er avsluttet i steg 5 på grunnlag av at grunnundersøkelsene viser at det ikke er sprøbruddmateriale i tiltaksområdet. Rapporten gir føringer for tillatt øvre grenseverdier med hensyn til sprenging og pigging:
 $v_{sprengning} = 45 \frac{mm}{s}$ og $v_{pigging} = 13 \frac{mm}{s}$.

Prosjekteringskontrollklasse PKK3 og utførelsesklasse UKK3 medfører krav om egenkontroll, kollegakontroll og utvidet kontroll. I henhold til punkt 2 i NVEs 'Spørsmål og svar om kvikkleireveilederen' er det ikke behov for uavhengig kvalitetssikring av områdestabilitetsvurderingen.

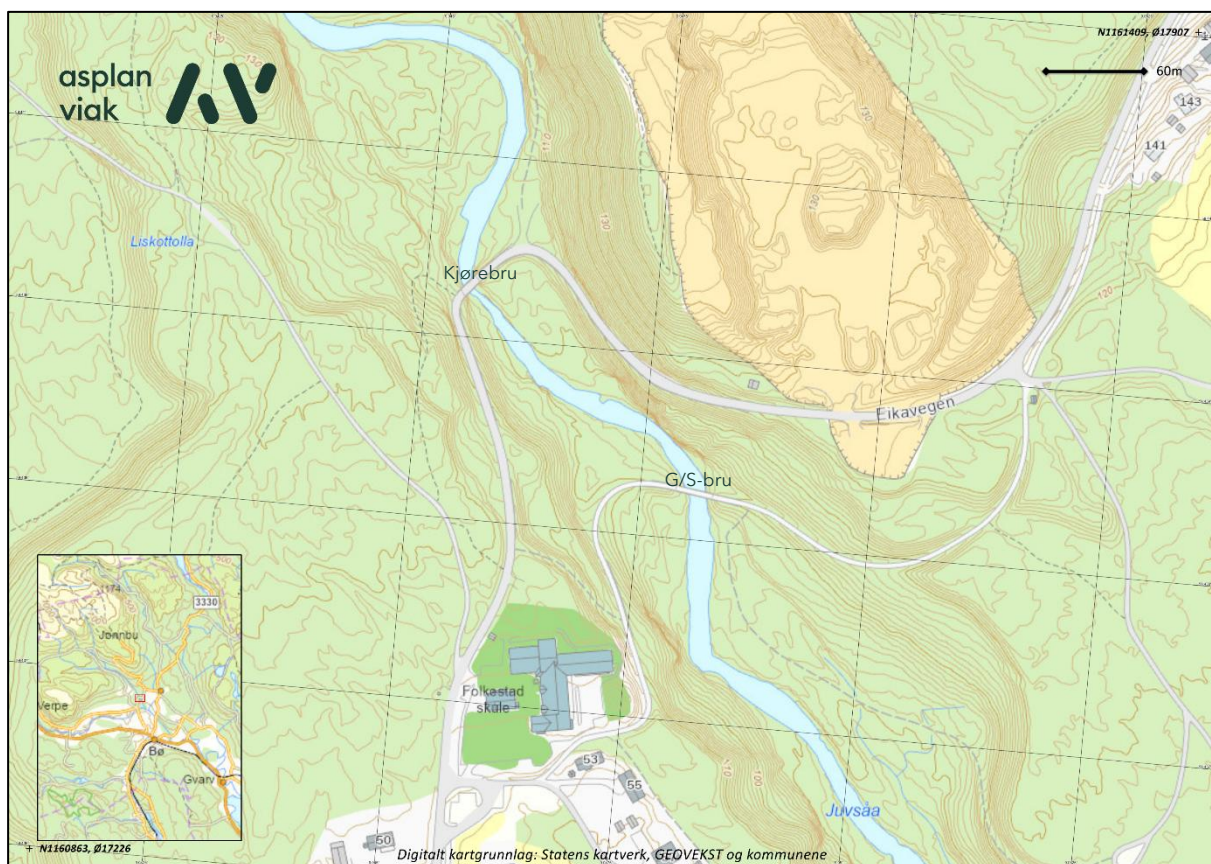
01	11. sep. 2026	Utarbeidet	Anders Githmark Nore	Håvard Berget
Ver	Dato	Beskrivelse	Utarb. av	KS

Innholdsfortegnelse

1.	Innledning	3
1.1.	Beskrivelse av tiltak	3
2.	Prosjekteringsforutsetninger	5
2.1.	Styrende dokumenter	5
2.2.	Geoteknisk klassifisering	5
2.3.	Partialfaktorer for generelle geotekniske problemstillinger	7
2.4.	Partialfaktorer for laster	7
2.5.	TEK17 § 7-1, Sikkerhet mot naturpåkjenninger	7
2.6.	Områdestabilitetsvurdering	8
2.7.	Naboforhold	11
2.8.	Seismisk prosjektering (for brukonstruksjoner)	11
3.	Topografi og grunnforhold	14
3.1.	Topografi	14
3.2.	Grunnundersøkelser	15
4.	Geotekniske vurderinger	16
4.1.	Lagdeling og jordparametere	16
4.2.	Brugeometri - fundamentering	16
4.3.	Laster	16
4.4.	Bæreevne	17
4.5.	Lokalstabilitet - tørrmur langs g/s-vegen øst for brua	17
4.6.	Lokalstabilitet - støttemur langs Juvsåa	19
4.7.	Lokalstabilitet - midlertidige graveskråninger	20
4.8.	Setninger	20
4.9.	Telefarlighet og frostsikring	21
4.10.	Rystelser og vibrasjoner	22
5.	Kontrollplan	24
6.	Konklusjon	25
7.	Referanser	26

1. Innledning

Asplan Viak er engasjert av Midt-Telemark kommune i forbindelse med skisseprosjekt og byggeplan for ny gang-/sykkelbru over Juvsåa. Den gamle gang-/sykkelbrua over Juvsåa ble ødelagt av flom i 2024. Figur 1-1 viser et oversiktskart over tiltaksområdet.

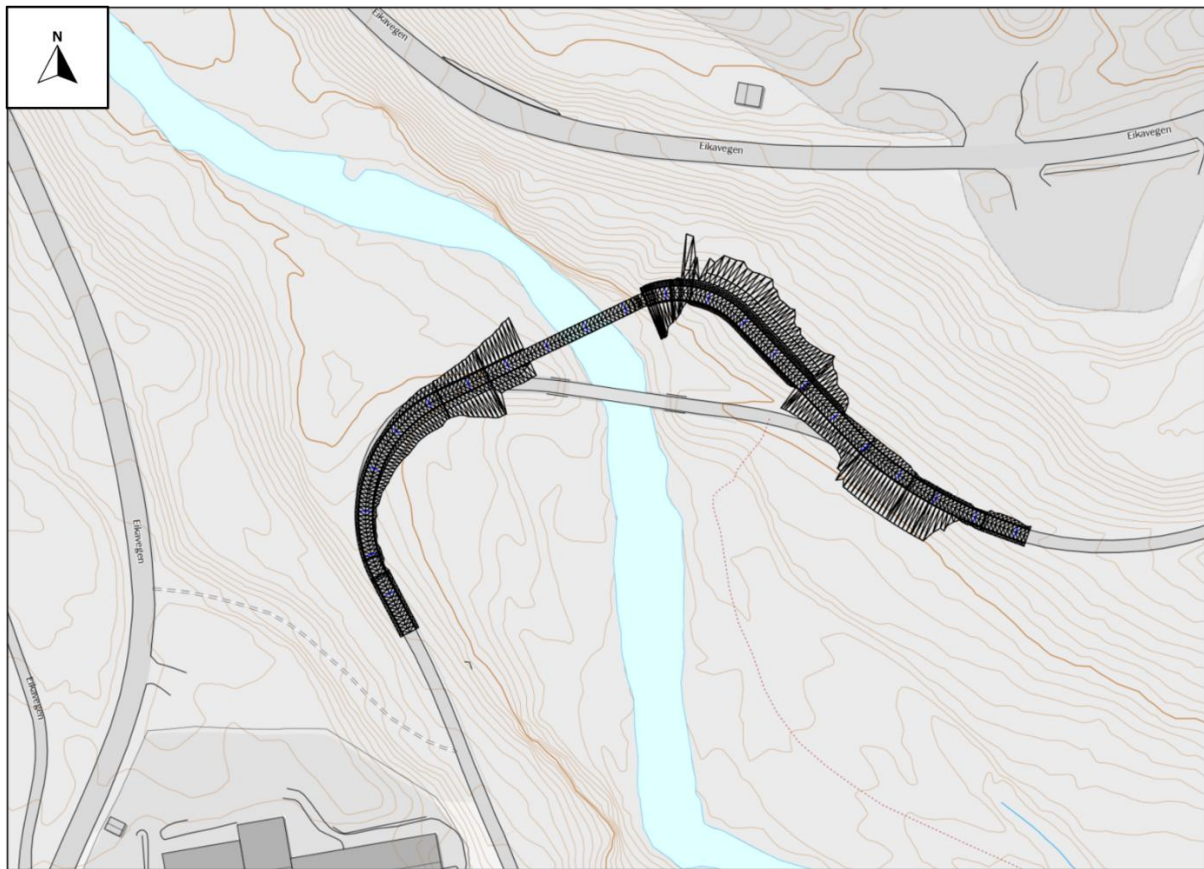


Figur 1-1: Oversiktskart. Kartet viser plassering av gammel g/s-bru.

Foreliggende rapport presenterer geotekniske vurderinger for g/s-brua.

1.1. Beskrivelse av tiltak

Brua etableres med ett spenn og begge landkarene skal direktefundamenteres. Det vestlige landkaret skal direktefundamenteres på faste løsmasser over berg på omtrentlig samme lokasjon som det vestlige landkaret til den gamle brua. Det østlige landkaret skal direktefundamenteres på en rensket berghylle ca. 25 m nord for det gamle østlige landkaret. Oversiktskart over ny og gammel g/s-bru og g/s-veg er vist i Figur 1-2.



Figur 1-2: Oversiktskart. Ny g/s-bru og g/s-veg er vist i svart. Den gamle brua er vist i grått.

2. Prosjekteringsforutsetninger

2.1. Styrende dokumenter

Følgende regelverk er lagt til grunn i den geotekniske prosjekteringsrapporten:

Forskrifter

- Byggesaksforskriften (SAK10) [1]

Prosjekteringsstandarder

- NS-EN 1990-1:2002+A1:2005+NA:2016 Eurokode 0 - Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner [2]
- NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2025 Eurokode 7 - Geoteknisk prosjektering. Del1: Allmenne regler [3].
- NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2021 Eurokode 8 - Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Del1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger [4]
- NS-EN 1998-2:2005+A2:2011+NA:2025 Eurokode 8 - Prosjektering for seismisk påvirkning. Del 2: Bruer [5]

Veinormaler

- Statens Vegvesen sin håndbok N200 Vegbygging [6]

Veiledere

- Statens Vegvesen sin håndbok V220 Geoteknikk i vegbygging [7]
- NVEs veileder 1/2019 Sikkerhet mot kvikkleireskred [8]

2.2. Geoteknisk klassifisering

Geoteknisk klassifisering av tiltaket er oppsummert i Tabell 2-1. I henhold til NA.A1.3.1(902) i Eurokode 0 [3] skal det ved prosjektering og utførelse av konstruksjoner i pålitelighetsklasse 2, 3 og 4 være et kvalitetssystem tilgjengelig og brukes. For konstruksjoner i pålitelighetsklasse 4 skal kvalitetssystemet tilfredsstillende kravene i NS-EN ISO 9000-serien. Asplan Viaks kvalitetssystem tilfredsstiller krav til prosjektering opp til pålitelighetsklasse 4.

Tabell 2-1: Oversikt over geoteknisk klassifisering.

Prosjekterings- forutsetning	Klassifisering	Referanse til regelverk	Vurdering/merknad
Pålitelighets- klasse (CC/RC)	3	N400, krav 1.1.1-2	Krav 1.1.1-2: «For bruer og andre bærende konstruksjoner skal konsekvens/pålitelighetsklasse CC/RC 3 i henhold til NS-EN 1990 velges.»
Geoteknisk kategori	2	N200, kap. 1.1.1 Eurokode 7, kap. 2.1	N200 kap. 1.1.1 henviser til Eurokode 7 (NS-EN 1997-1): Geoteknisk kategori 2 omfatter konstruksjoner og fundamenter uten unormale risikoer eller uvanlige eller vanskelige grunn- eller belastningsforhold.
Geoteknisk tiltaksklasse	3	Byggesaksforskriften (SAK10), § 9-4	Tiltak med middels kompleksitet og vanskelighetsgrad, men der mangler eller feil kan føre til store konsekvenser for helse, miljø og sikkerhet
Kontroll av prosjektering og utførelse (PKK/UKK)	3	N200, Tabell 1.2.1-1	PKK/UKK har direkte sammenheng med CC/RC iht. Tabell 1.2.1-2 i N200. PKK/UKK3 medfører krav om egenkontroll, kollegakontroll og utvidet kontroll.

Ved valg av pålitelighetsklasse for grunn-/fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg skal det også tas hensyn til omkringliggende områder og eksisterende infrastruktur som kan påvirkes av tiltaket. Det er valgt pålitelighetsklasse tilsvarende som for selve brukonstruksjonen. Asplan Viak kjenner ikke til at det finnes andre konstruksjoner/infrastruktur av mer kritisk karakter innenfor influensområdet til tiltaket som skulle tilsi valg av høyere pålitelighetsklasse.

2.3. Partialfaktorer for generelle geotekniske problemstillinger

I henhold til tabell 1.4.2-1 og 1.4.2-2 i N200 skal det for både effektiv- og totalspenningsanalyser benyttes partialfaktor 1,4. Dette er basert på valget av konsekvensklasse CC3 og at aktuell bruddmekanisme er vurdert å være dilatant (skjæring i morenemassene mobiliserer volumøkning).

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

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

2.4. Partialfaktorer for laster

Partialfaktorer for laster er anvendt i overensstemmelse med relevante lastkombinasjoner gitt i Eurokode 0, tabeller NA.A1.2 (B) og (C). For trafikklast brukt i beregninger er det lagt til grunn partialfaktor $\gamma_Q = 1,3$.

2.5. TEK17 § 7-1, Sikkerhet mot naturpåkjenninger

TEK17 § 7-1 stiller følgende krav: «Byggverk skal plasseres, prosjekteres og utføres slik at det oppnås tilfredsstillende sikkerhet mot skade eller vesentlig ulempe fra naturpåkjenninger». Under redegjøres det for hvordan sikkerhet mot naturpåkjenninger er ivaretatt.

§7-3 Sikkerhet mot skred

I den geotekniske prosjekteringen skal det dokumenteres at sikkerhet mot områdeskred er ivaretatt iht. NVEs veileder 1/2019 [8]. Områdestabilitetsvurdering er utført i kapittel 2.6 Områdestabilitetsvurdering. Det er utelukket fare for kvikkleireskred i forbindelse med tiltaket.

I henhold til punkt 2 i NVEs 'Spørsmål og svar om kvikkleireveilederen' [9] er det ikke behov for uavhengig kvalitetssikring av områdestabilitetsvurderingen 'dersom utførende geotekniker entydig kan dokumentere at tiltaket ikke kan bli berørt av et områdeskred'.

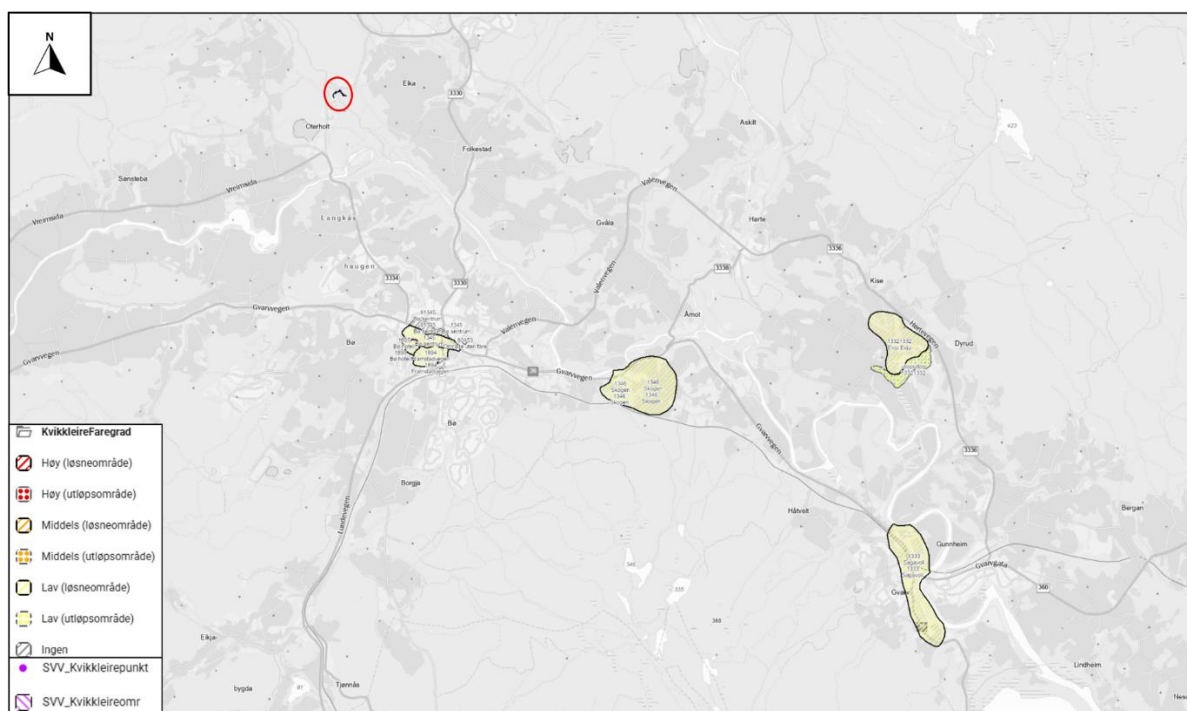
Dette er tilfelle da grunnundersøkelsene helt sikkert indikerer at det ikke kan være sprøbruddmateriale i eller i nærheten av planområdet.

2.6. Områdestabilitetsvurdering

I følgende underkapitler utføres områdestabilitetsvurderingen i tråd med stegene definert i NVEs veileder 1/2019.

2.6.1. Undersøk om det finnes registrerte faresoner i området

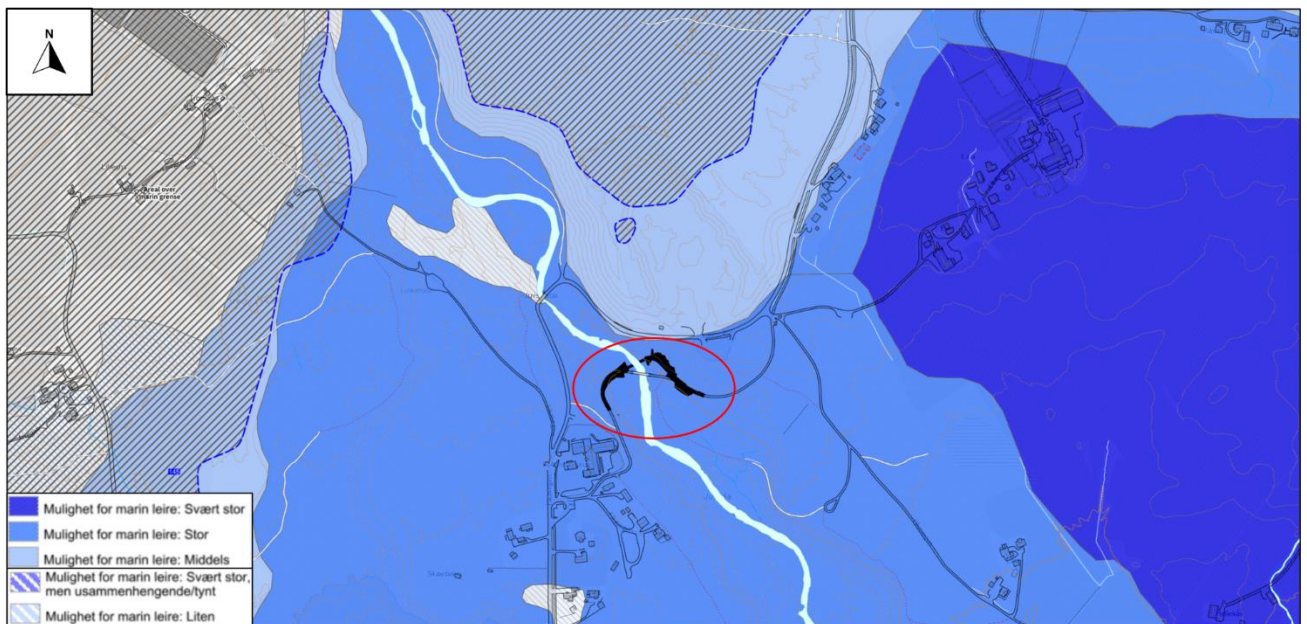
Nærmeste registrerte faresoner om lag 2,7 km sør for tiltaket. Faresonen er kategorisert med lav faregrad. De tre resterende faresonene i Bø-dalen i Telemark er også kategorisert med lav faregrad, som indikert i Figur 2-1.



Figur 2-1: Nærliggende faresoner. Tiltaksområdet er markert med rød sirkel.

2.6.2. Avgrens områder med mulig marin leire

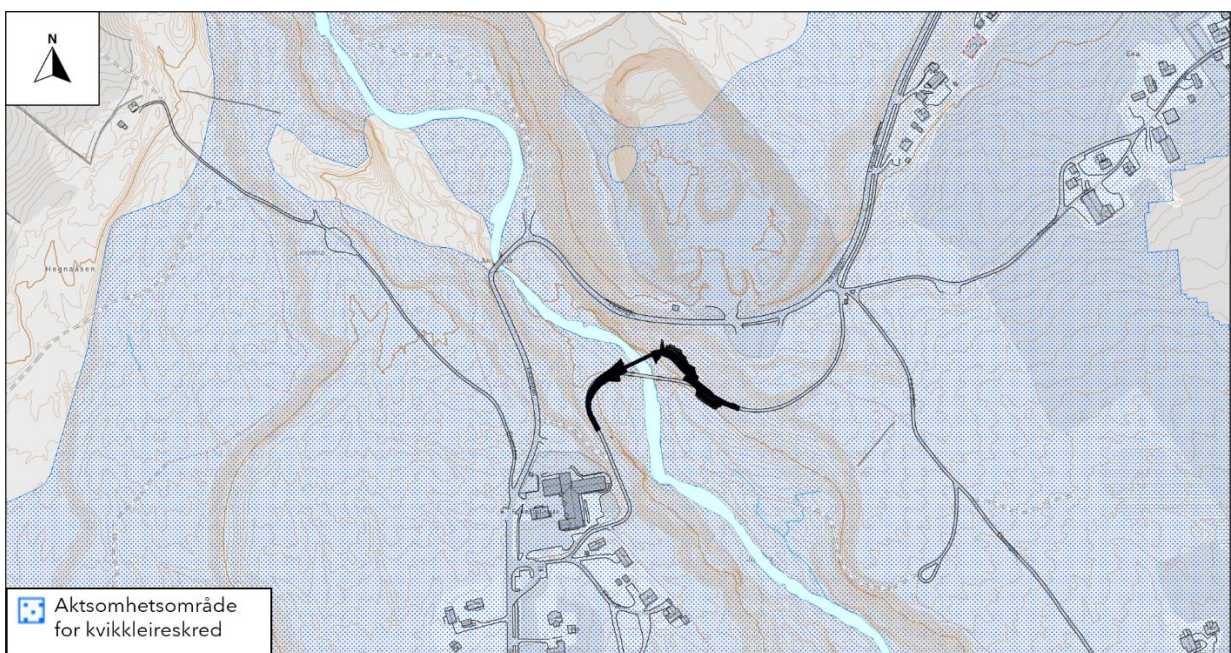
Figur 2-2 viser at tiltaket er lokalisert innenfor et område med stor mulighet for marin leire iht. NGUs kartlag 'Mulighet for marin leire' er benyttet i figuren. Følgelig kan det ikke utelukkes at tiltaket ligger i et mulig løsne- og utløpsområde for kvikkleireskred basert på muligheten for marin leire. Områdestabilitetsvurderingen forsetter i neste steg.



2.6.3. Avgrens områder med terreng som kan være utsatt for områdeskred

Hele tiltaket er lokalisert innenfor NVEs aktsomhetsområde for kvikkleireskred, indikert i Figur 2-3. Aktsomhetskartet er basert på terrengkriteriene for områdeskred definert i NVEs veileder 1/2019. Følgelig kan det ikke utelukkes at tiltaket ligger i et mulig løsne- og utløpsområde for kvikkleireskred basert på terrengkriteriene.

Områdestabilitetsvurderingen forsetter i neste steg.



2.6.4. Bestem tiltakskategori

Brua er en offentlig tilgjengelig konstruksjon med personopphold og fare for personskaade ved en eventuell svikt. Følgelig plasseres gang- og sykkelbrua i **tiltakskategori K3** i henhold til oversikten i Tabell 2-2. For tiltakskategori K3-K4 fortsetter utredningen videre iht. prosedyren i veileder 1/2019.

Tabell 2-2: Tiltakskategori med eksempler på type tiltak (Tabell 3.2 i NVEs veileder 1/2019).

Tiltaks-kategori	Type tiltak
K0	Små tiltak som medfører svært begrensede terrenginngrep. Lite personopphold. Ingen tilflytting av personer Garasjer, naust, tilbygg/påbygg til eksisterende bebyggelse, frittstående uthus, redskapsbod, landbruk- og skogsveger
K1	Tiltak av begrenset størrelse. Lite personopphold. Ingen tilflytting av personer Mindre driftsbygninger i landbruket, lagerbygg av begrenset verdi, lokale VA-anlegg, private og kommunale veger, mindre parkeringsanlegg og trafiksikkerhetstiltak (G/S-veg, midtdeler)
K2	Tiltak som kun innebærer terrengendring; utgraving, opp- og utfylling og masseflytting Massedeponier, komposteringsanlegg, bakkeplanering/nydyrking, massetak, andre massefyllinger
K3	Tiltak som medfører tilflytting av personer med inntil to boenheter, større byggverk med begrenset personopphold eller tiltak med stor verdi Bolighus/fritidsbolig med inntil to boenheter, større driftsbygninger i landbruket, lagerbygg med større verdi, mindre nærings- og industribygg, mindre utendørs publikumsanlegg, større VA-anlegg
K4	Tiltak som medfører større tilflytting/personopphold, samt tiltak som gjelder viktige samfunnsfunksjoner Bolighus/fritidsboliger med mer enn to boenheter, sykehjem, sykehus, skoler, barnehager, idrettshaller, utendørs publikumsanlegg og nærings- og industribygg

2.6.5. Gjennomgang av grunnlag

Grunnundersøkelsene utført på tiltaksområdet desember 2025 viser at det ikke er sprøbruddsmateriale i grunnen. Følgelig er det ikke fare for at tiltaket ligger i et mulig løsne- eller utløpsområde for kvikkleireskred. I henhold til NVEs veileder 1/2019 er områdestabiliteten ivaretatt. Utredningen er avsluttet i steg 5.

2.7. Naboforhold

Krav vedrørende rystelser og vibrasjoner forårsaket av pigging og sprengning av berg er behandlet i kapittel 4.10 *Rystelser og vibrasjoner*. Asplan Viak er ikke kjent med andre naboforhold som trenger geoteknisk vurdering.

2.8. Seismisk prosjektering (for brukonstruksjoner)

For bruer gjelder spesifikt Eurokode 8 - Del 2, men også Eurokode 8 - Del 1.

I henhold til Tabell NA.2(901) og NA.2(903) i Eurokode 8 - Del 2, vist i Tabell 2-3, er seismisk faktor $\gamma_I = 0,70$ gjeldende for prosjektering av broen.

Tabell 2-3: Klassifisering av seismisk klasse og seismisk faktor for broen

Tabell NA.2(901) — Velledende valg av seismisk klasse for vegbruer	
Seismisk klasse	Type vegbru
I	Øvrige gang- og sykkelvegbruer ikke i andre kategorier Landbruksbruer ikke over annen vei/bane
II	Alle vegbruer, unntatt de som er plassert i seismisk klasse IIIa og IIIb Gang- og sykkelvegbruer over annen vei/bane
IIIa	Bruer med $L_{tot} > 200$ m og Bruer med $L_{tot} > 50$ m som samtidig har $\dot{A}DT > 8000$
IIIb	Bruer med $L_{tot} > 600$ m Bruer med $L_{tot} > 200$ m som samtidig har $\dot{A}DT > 8000$ Samfunnsmessig viktige bruer ^a
L_{tot} er total lengde mellom bruens landkar. $\dot{A}DT$ er prognostisert gjennomsnittlig antall kjøretøyer per døgn. ^a Dette er for eksempel bruer som er lokalisert på hovedatkomstveger til geografiske regioner eller til sykehus eller brannvesen i større byer. Klassen omfatter også bruer som ligger i tettbygde strøk, og hvor det får særlig store konsekvenser dersom de ødelegges.	

Tabell NA.2(903) — Seismisk faktor for bruer	
Seismisk klasse	Seismisk faktor γ_I
I	0,70
II	1,00
IIIa	1,25
IIIb	1,70

Det er vurdert at grunntype B er egnet klassifisering av aktuelt jordprofil for broen, se Tabell 2-4. Grunnforholdenes forsterkningsfaktor, S , blir dermed lik 1,35 i henhold til Tabell 3.3 i Eurokode 8 - Del 1 basert på elastisk responsspekter type 2.

Tabell 2-4: Klassifisering av grunntype og forsterkningsfaktor S

Tabell NA.3.1 — Grunntyper				
Grunn- type	Beskrivelse av stratigrafisk profil	Parametere ^{b)c)}		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (slag/ 30cm)	c_u (kPa)
A ^{a)}	Fjell eller fjell-liknende geologisk formasjon, medregnet høyst 5 m svakere materiale på overflaten.	> 800	-	-
B	Avleiringer av svært fast sand eller grus eller svært stiv leire, med en tykkelse på flere titalls meter, kjennetegnet ved en gradvis økning av mekaniske egenskaper med dybden.	360 – 800	> 50	> 250
C	Dype avleiringer av fast eller middels fast sand eller grus eller stiv leire med en tykkelse fra et titalls meter til flere hundre meter.	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Avleiringer av løs til middels fast kohesjonsløs jord (med eller uten enkelte myke kohesjonslag) eller av hovedsakelig myk til fast kohesjonsjord.	120 – 180	10 – 15	30 – 70
E ^{d)}	Et grunnprofil som består av et alluviumlag i overflaten med v_s -verdier av type C eller D og en tykkelse som varierer mellom ca. 5 m og 20 m, over et stivere materiale med $v_s > 800$ m/s.			
S ₁	Avleiringer som består av eller inneholder et lag med en tykkelse på minst 10 m av bløt leire/silt med høy plastisitetsindeks ($PI > 40$) og høyt vanninnhold.	> 100	-	10-20
S ₂	Avleiringer av jord som kan gå over i flytefase (liquefaction), sensitive leirer eller annen grunnprofil som ikke er med i typene A – E eller S ₁ .			

a Hvis minst 75 % av konstruksjonen står på fjell og resten på løsmasser, og konstruksjonen står på ett kontinuerlig fundament (platefundament), kan grunntype A benyttes.

Tabell 3.3 – Verdier for parametere som beskriver de anbefalte elastiske responsspektrene av type 2

Grunntype	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,05	0,25	1,2
B	1,35	0,05	0,25	1,2
C	1,5	0,10	0,25	1,2
D	1,8	0,10	0,30	1,2
E	1,6	0,05	0,25	1,2

I henhold til Tabell NA.2(904) trenger ikke seismisk prosjektering å hensyntas dersom $a_g \cdot S = \gamma_I \cdot a_{gR} \cdot S < 0,5 \frac{m}{s^2}$. Utregning av $a_g \cdot S$ er gitt under. Referansespissverdi for berggrunnens akselerasjon, a_{gR} , for Midt-Telemark kommune er $0,20 \frac{m}{s^2}$ iht. Tabell NA.3.2 (904).

$$a_g \cdot S = \gamma_I \cdot a_{gr} \cdot S = 0,70 \cdot 0,20 \cdot 1,35 = 0,189 \frac{m}{s^2}$$

Tabell 2-5: Krav til analysemetode.

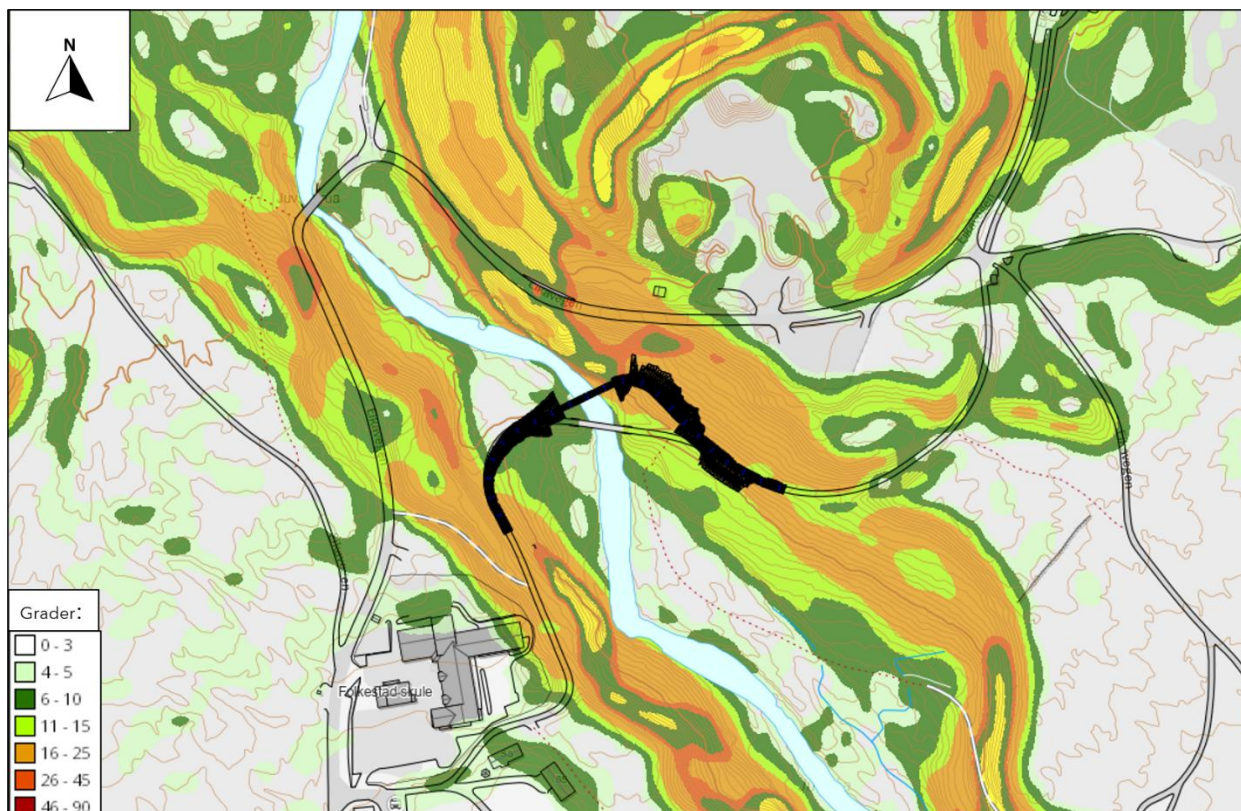
Tabell NA.2(904) — Krav til analysemetode			
Seismisk klasse	$a_g S > 1,0 \text{ m/s}^2$	$0,50 \text{ m/s}^2 < a_g S \leq 1,0 \text{ m/s}^2$	$a_g S \leq 0,50 \text{ m/s}^2$
I	0 ^a	0 ^a	0 ^a
II	1	0	0 ^a
IIIa	2	1	0 ^a
IIIb	2	2	1
0: Det stilles ingen spesielle krav til valg av analysemetode.			
1: Metode for analyse med én frihetsgrad i samsvar med punkt 4.2.2 eller tilsvarende forenklede analysemetoder kan brukes der dette vurderes som tilstrekkelig i henhold til NS-EN 1998. Ellers skal flerfrihetsgradsanalyse i henhold til responsspektrummetoden brukes.			
2: Flerfrihetsgradsanalyse i henhold til responsspektrummetoden skal brukes.			
^a Påvisning av motstand mot seismisk påvirkning etter NS-EN 1998 kan i mange tilfeller utelates, se NS-EN 1998-1/NA. Utelatelse basert på konstruksjonsfaktor q omtalt i NS-EN 1998-1/NA:2021, NA.3.2.1(5) egner seg ikke for bruer.			

Seismisk prosjektering trenger ikke å hensyntas for prosjektet.

3. Topografi og grunnforhold

3.1. Topografi

Som vist i Figur 3-1 stiger terrenget relativt bratt opp fra elveløpet på begge sider, med dominerende helninger på om lag 16-25° og lokalt brattere partier. Brua er planlagt i et område der dalsidene smalner inn mot elva, og terrenget er preget av avrundede høydedrag og skråninger ned mot vassdraget. Topografien indikerer at erosjon og masseforflytning langs dalsidene har hatt betydning for terrengutformingen.

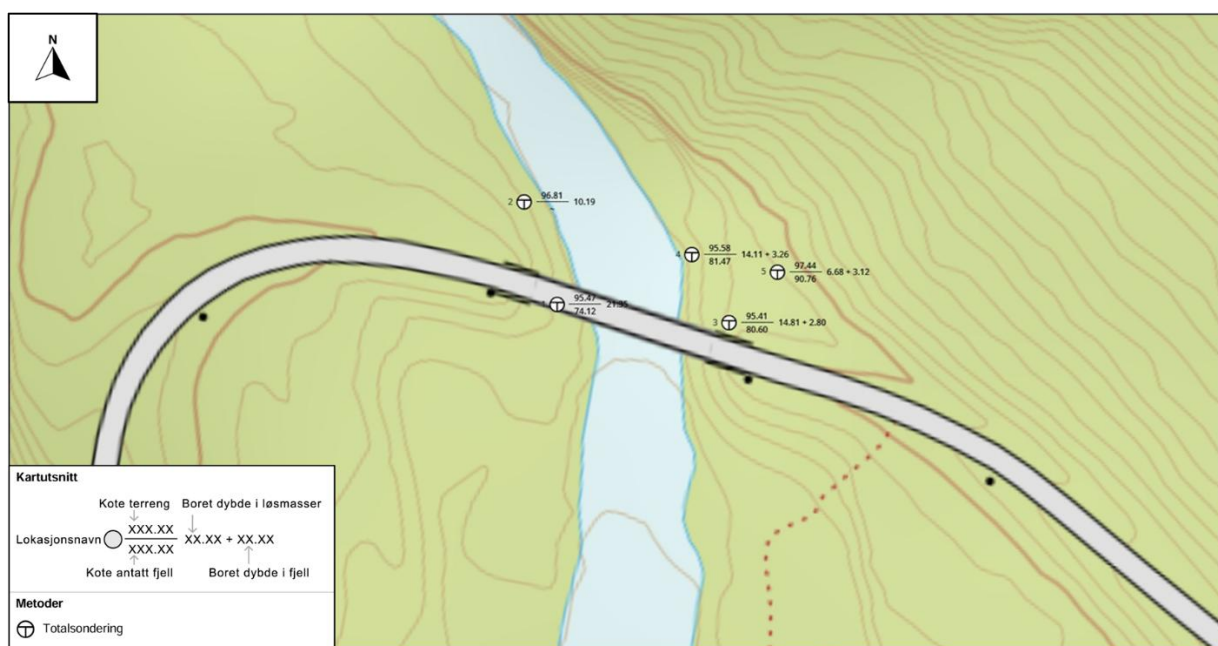


Figur 3-1: Topografisk kart viser brattheten på tiltaksområdet

3.2. Grunnundersøkelser

Det ble utført geotekniske feltundersøkelser i desember 2025 [10]. Grunnundersøkelsene omfattet 6 totalsonderinger. Det ble ikke tatt opp prøveserier for laboratorieundersøkelser.

Totalsonderingene indikerer svært faste friksjonsmasser til berg. Massene er trolig stein og blokker, evt. morene. På grunn av fastheten til løsmassene er overgangen mellom løsmasser og berg noe utydelig i sonderingene. Virkelig bergnivå kan avvike fra antatte nivåer tolket fra sonderingene.



Figur 3-2: Plassering av grunnundersøkelser ved Juvsåa g/s-bru

3.2.1. Grunnvann

Det er ikke satt ned poretrykksmålere i forbindelse med utførte grunnundersøkelser, men det antas at grunnvannet ligger omtrent på nivå med normal vannstand i Juvsåa, og følger terrenget deretter. Der g/s-bruen krysser Juvsåa tilsvarer dette omtrent kote +95,6.

4. Geotekniske vurderinger

4.1. Lagdeling og jordparametere

Tolket lagdeling og jordparametere er gitt i Tabell 4-1. Materialparameterne benyttet i de geotekniske vurderingene er tolket på bakgrunn av utførte grunnundersøkelser [10]. Ved mangelfullt grunnlag er det benyttet erfaringsverdier gitt i tabell 3.6.2-1 i håndbok V220.

Tabell 4-1: Jordparametere

Løsmasser	Tyngdetetthet $\gamma \left[\frac{kN}{m^3} \right]$	Friksjonsvinkel $\phi [^\circ]$	Attraksjon $a [kPa]$	Deformasjonsmodul $M [kPa]$
Sprengstein, pukkpute	19	42	5	100 000
Stein og blokker, evt. morenemateriale	19	38	5	70 000

4.2. Brugeometri - fundamentering

Det vestlige landkaret, som fundamenteres på løsmasser, har dimensjonene:

$$B \cdot L = 3,7 \text{ m} \cdot 4,0 \text{ m} = 14,8 \text{ m}^2$$

Det østlige landkaret, som fundamenteres på berg, har dimensjonene:

$$B \cdot L = 2,6 \text{ m} \cdot 4,0 \text{ m} = 10,4 \text{ m}^2$$

4.3. Laster

For dimensjonering av brufundamentene er lastene gitt av RIB. De karakteristiske lastene i bunn av fundamentene for beregning av setninger er gitt i Tabell 4-2. Laster i bruksgrensetilstand benyttes i setningsberegninger mens laster i bruddgrensetilstand benyttes i bæreevneberegninger. Laster i bruddgrensetilstand er vist i Tabell 4-3.

Tabell 4-2: Dimensjonerende vertikallaster i bruksgrensetilstand

	Vertikalbelastning i bruksgrensetilstand [kN]
Landkar 1 (vest)	1400
Landkar 2 (øst)	1400

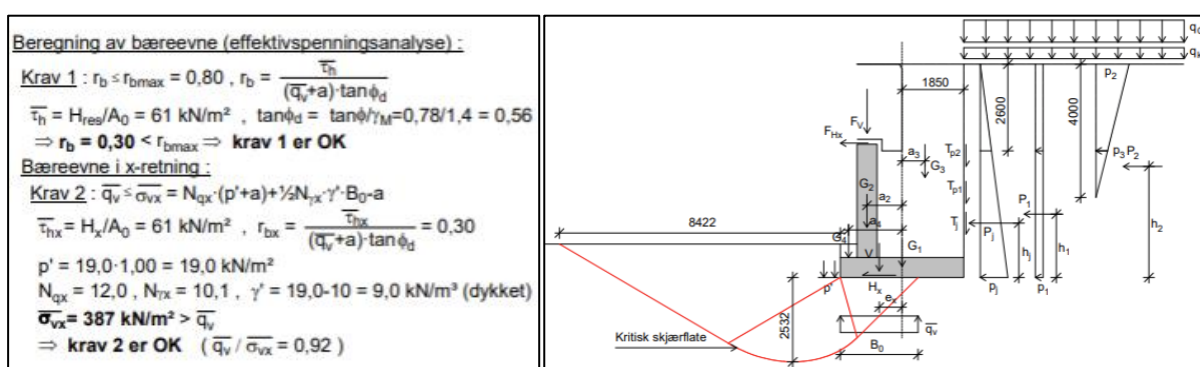
Tabell 4-3: Dimensjonerende vertikallaster i bruddgrensetilstand

	$F_v [kN]$	$F_{Hy} [kN]$	μ	$F_{Hx} [kN]$	$M_y [kNm]$	$M_x [kNm]$
Landkar 1 (vest)	1900	0	0,03	57	0	0
Landkar 2 (øst)	1900	0	0,03	57	0	0

4.4. Bæreevne

Det vestlige landkaret skal direktefundamenteres på stedlige morenemasser. Bæreevneberegningene er utført av RIB med programvaren Profinova. Alle inputparametere er kontrollert av geotekniker. For jordparameterne til massene under sålen tas det utgangspunkt i erfaringsverdier for det svakeste laget, de stedlige friksjonsmassene.

Det henvises til beregningsrapport [11] utarbeidet av RIB for fullstendig beregningsgrunnlag og resultater. Utnyttelsesgraden til det vestlige landkaret med hensyn til bæreevne er 92%. Resultater fra beregningen er vist i Figur 4-1.



Figur 4-1: Resultater fra bæreevneberegning av det vestlige landkaret [11]

For det østlige landkaret som skal direktefundamenteres på rensket berghylle er det kun knusing av avrettingslaget (pukk) som er dimensjonerende med hensyn til bæreevne.

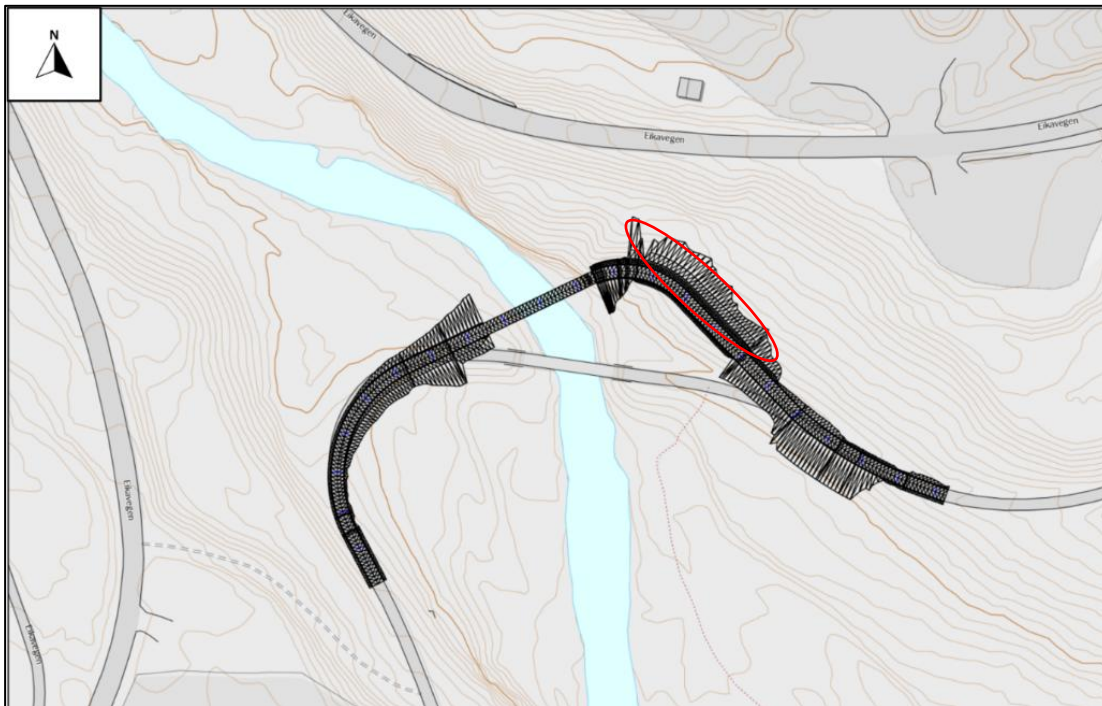
$500 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ er tillatt grunntrykk for det østlige landkaret. Med laster i bruddgrensetilstand oppgitt av RIB er grunntrykket $q = \frac{1900 \text{ kN}}{10,4 \text{ m}^2} = 182,7 \text{ kPa}$. Utnyttelsesgraden er følgelig 36,5 %.

4.5. Lokalstabilitet – tørrmur langs g/s-vegen øst for brua

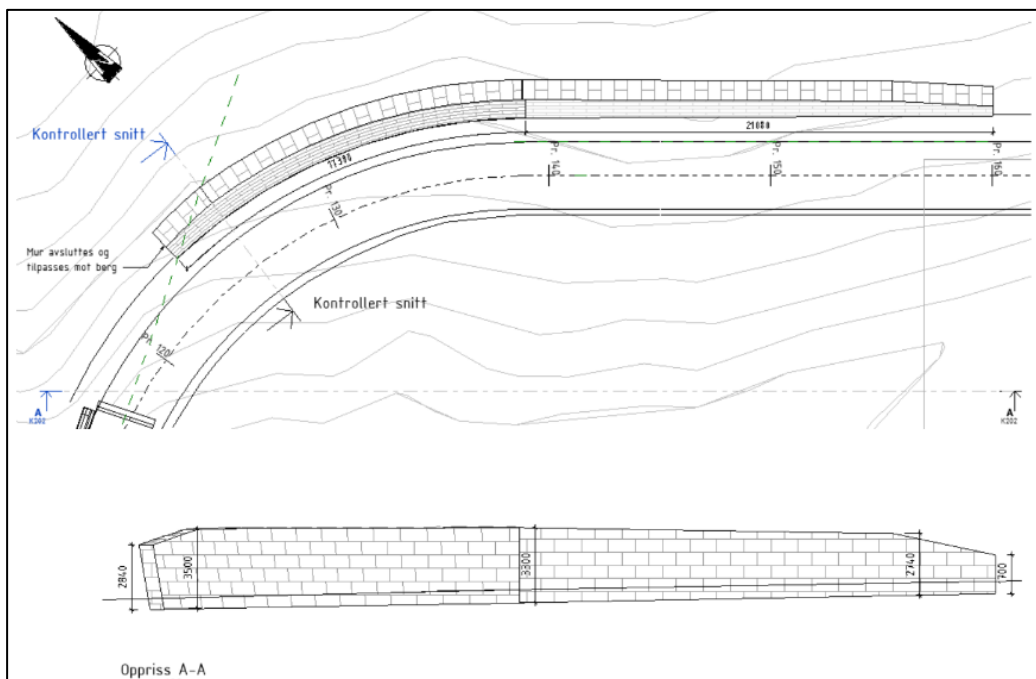
For å etablere GS-vegen øst for brua blir det en jordskjæring i terrenget. Det skal etableres en tørrmur for å stabilisere jordmassene bak og ovenfor GS-vegen.

Lokalstabilitetsberegninger av tørrmuren er utført av RIB i beregningsprogrammet Profinova Tmur. Geotekniske inputparametere er kontrollert av RIG. Muren er 3,5 m høy på det høyeste og om lag 38 m lang. Det henvises til rapport [12] for fullstendig beregningsinformasjon.

Over tørrmuren følger terrenget den naturlige skråningshelningen.



Figur 4-2: Plassering av tørrmur øst for brua er vist med rød sirkel.

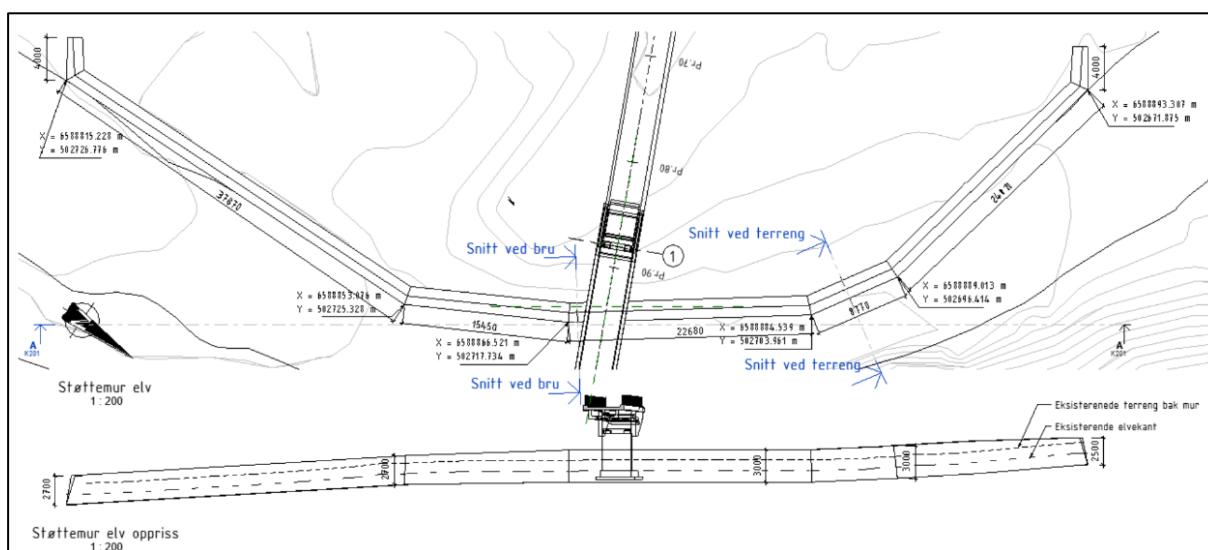


Figur 4-3: Tørrmur i plan og oppriss

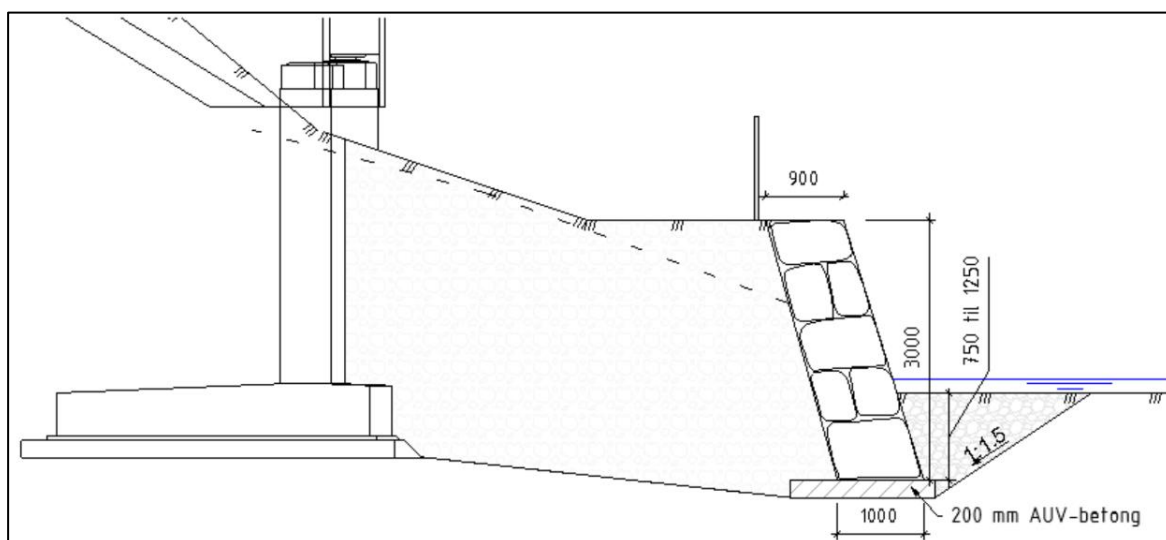
4.6. Lokalstabilitet – støttemur langs Juvsåa

Som flomsikring langs Juvsåa skal det etableres støttemur langs elven ved det vestlige landkaret. Lokalstabilitetsberegninger av støttemuren er utført av RIB i beregningsprogrammet Profinova Tmur. Geotekniske inputparametere er kontrollert av RIG. Muren i profil, oppriss og snitt er vist i Figur 4-4 og Figur 4-5. Det henvises til rapport [12] for fullstendig beregningsinformasjon.

Over tørrmuren følger terrenget den naturlige skråningshelningen.



Figur 4-4: Støttemur langs elven i plan og oppriss



Figur 4-5: Prinsipsnitt av støttemur langs elven ved det vestlige landkaret

4.7. Lokalstabilitet – midlertidige graveskråninger

Graveplanen for etablering av landkarene er vist i Figur 4-6. De midlertidige graveskråningene skal etableres med en helning ikke brattere enn 1:1,5. Dette for å ivareta lokalstabiliteten og forebygge overflateglidninger.



Figur 4-6: Graveplan (K102 – Grave- og tilbakefyllingsplan)

4.8. Setninger

Friksjonsmasser som blokker, stein og sand har høy permeabilitet, noe som gjør at de drenerer raskt og ikke holder på vann, hvilket reduserer risikoen for konsolidering over tid. Eventuelle setninger skjer derfor relativt raskt etter påført belastning (i anleggsperioden). Det forventes ingen signifikant langtids-setninger hverken på landkarene eller vegen.

Tilførte masser for vegoverbygningen skal normalkomprimeres i henhold til NS 3458:2004 Komprimering - Krav og utførelse [13].

Det forventes setninger ikke større enn 1-2 cm for det vestlige landkaret og neglisjerbare setninger på det østlige landkaret.

4.9. Telefarlighet og frostsikring

Det er ikke hentet opp prøveserier for laboratorieundersøkelser i forbindelse med feltundersøkelsene. Følgelig er telefarlighetsklasse for massene på tiltaksområdet ikke klassifisert i laboratoriet.

Det forventes ikke spesielt telefarlige masser da området er preget av elve- og bekkeavsetninger. Finsandige elveavsetninger plasseres i telefarlighetsklasse T3. I henhold til Tabell 3.6-3 i N200 [6] (se Figur 4-7) benyttes 40 cm tykkelse på forsterkningslaget, basert på telefarlighetsklasse T3 og bæreevnegruppe 5.

Dersom det på anleggsplass blir påvist mer telefarlige masser på området enn beskrevet over, bør forsterkningslaget oppskaleres til 80 cm (vist med stiplet firkant i Figur 4-7).

 **Tabell 3.6—3 — Tykkelse av forsterkningslag for gang- og sykkelveger. Tykkelsen forutsetter lastfordelingskoeffisient $a = 1,0$.**

Materialtype i grunnen:	Bæreevnegruppe	Tykkelse (cm)
Bergskjæring, steinfylling, T1	1	30
Grus, $C_u \geq 15$, T1	2	30
Grus, $C_u < 15$, T1	3	30
Sand, $C_u \geq 15$, T1		
Bergskjæring, steinfylling, T2		
Sand, $C_u < 15$, T1	4	30
Grus, sand, morene, T2		
Grus, sand, morene, T3	5	40
Silt, leire, T4, $c_u \geq 50$ kPa	6	50+10
Silt, leire, T4, $37,5 \leq c_u < 50$ kPa		
Silt, leire, T4, $25 \leq c_u < 37,5$ kPa	6	50+30
Silt, leire, T4, $c_u < 25$ kPa	6	50+60

Figur 4-7: Tykkelse av forsterkningslag for g/s-veg [6]

4.10. Rystelser og vibrasjoner

Det er behov for pigging og/eller sprenging av berget på østsiden av Juvsåa for å etablere berghyllen til landkaret. Sprengningen/piggingen medføre rystelser og vibrasjoner som kan påvirke nærliggende bebyggelse. I den forbindelse settes en øvre grenseverdi for uveid svinghastighet forårsaket av anleggsarbeidene. Grenseverdien v er beregnet iht. NS 8141-1:2022 [14] etter følgende formel:

$$v = v_0 \cdot F_g \cdot F_b \cdot F_m \cdot F_f \cdot F_d \cdot F_k$$

der

v_0 er den ukorrigerede toppverdien av vertikal svingehastighet, fastsatt til 20 mm/s.

F_g er en grunnforholdsfaktor som tar hensyn til grunnforholdene der byggverket står.

F_b er en byggverksfaktor som er avhengig av type, utforming og tilstand av byggverk.

F_m er en material- og bygningsdetaljfaktor som tar hensyn til hovedmaterialene i byggverket.

F_f er en fundamenteringsfaktor som er avhengig av hvordan byggverket er fundamentert i relasjon til grunnforholdene.

F_d er en avstandsfaktor som tar hensyn til avstanden mellom vibrasjonskilden og målepunktet.

F_k er en kildefaktor som tar hensyn til egenskaper ved vibrasjonskilden

Aktuelle byggverk skal være besiktiget og tilstanden rapportert før anleggsarbeidet igangsettes. I NS 8141-4:2021 anbefales det at besiktigelse skal utføres på byggverk innenfor 30 – 200 meters avstand fra anleggsstedet. Besiktigelsen forutsettes gjennomført i henhold til NS 8141-4:2021 innen oppstart av utførende arbeider.

Ved utregning av grenseverdiene er det tatt utgangspunkt i det mest nærliggende bygget, Folkestad skule. Akseptabel grenseverdi for pigging og sprenging skilles. Med hensyn til de lokale forholdene settes de øvre grenseverdiene til $v_{sprengning} = 45 \frac{mm}{s}$ og $v_{pigging} = 13 \frac{mm}{s}$ for hhv. sprengning og pigging av berg iht. formelen i NS 8141-1:2022.

Utrekningene kommer frem i Tabell 4-4 og Tabell 4-5.

Tabell 4-4: Utrekning av uveid svinghastighet mht. sprengning av berg.

Beskrivelse	Faktor		Verdi
Ukorrigert toppverdi, fastsatt	v_0	Fastsatt til 20 mm/s	20
Grunnforholdsfaktor	F_g	Løsmasser: Fylling med komprimert sprengstein > 2 m over berg, eller fast lagret morene	2
Byggverksfaktor	F_b	Industri- og kontorbygg	1,2
Material- og bygningsdetaljfaktor	F_m	Armert betong, stål og tre	1,2
Fundamenteringsfaktor	F_f	Fundamentert på eller i løsmasser	0,8
Avstandsfaktor	F_d	> 100 m til 350 m	105 m
Kildefaktor	F_k	Sprengning i anleggsvirksomhet	1
Grenseverdi	$v \left(\frac{mm}{s} \right)$		45

Tabell 4-5: Utrekning av uveid svinghastighet mht. pigging av berg.

Beskrivelse	Faktor		Verdi
Ukorrigert toppverdi, fastsatt	v_0	Fastsatt til 20 mm/s	20
Grunnforholdsfaktor	F_g	Løsmasser: Fylling med komprimert sprengstein > 2 m over berg, eller fast lagret morene	2
Byggverksfaktor	F_b	Industri- og kontorbygg	1,2
Material- og bygningsdetaljfaktor	F_m	Armert betong, stål og tre	1,2
Fundamenteringsfaktor	F_f	Fundamentert på eller i løsmasser	0,8
Avstandsfaktor	F_d	> 100 m til 350 m	105 m
Kildefaktor	F_k	Peiling og spunting med vibrolodd, vibrokomprimering, pigging av berg, tele og objekter i løsmasser. Objekter kan være fundamenter, rørledninger, etc.	0,3
Grenseverdi	$v \left(\frac{mm}{s} \right)$		13

5. Kontrollplan

Kontrollpunkter og ansvarlig part for oppfølging er oppsummert i Tabell 5-1.

Tabell 5-1: Kontrollplan.

Kontrollpunkt	Formål	Kontroll	Ansvarlig
Installasjoner i grunnen	Sikre at eksisterende infrastruktur ivaretas ved grunn- og fundamenteringsarbeid	Ved utførelse av gravearbeider skal alltid kabelpåvisning gjennomføres i forkant.	Entreprenør
Grunnforhold	Sikre at prosjekterte løsninger samsvarer med grunnforholdene på stedet	Geotekniker må kontaktes dersom det avdekkes grunnforhold som i betydelig grad avviker fra det som er lagt til grunn i denne rapporten.	Entreprenør
Graveskråning, helning	Sikre tilfredsstillende stabilitet og arbeidsvilkår	Helning på graveskråninger skal være i tråd med føringer i rapporten. Kontroll gjøres ved visuell inspeksjon eller annen målemetode. Ved behov skal skrån timer dekket med f.eks. presenning eller frostisolasjon for å hindre erosjon.	Entreprenør
Oppgravde masser	Sikre stabilitet	Mellomlagring av oppgravde masser plasseres med minst 1 m avstand fra topp graveskråning med forsvarlig helning.	Entreprenør
Vibrasjoner og støt	Forebygge uønskede rystelseskader på nærliggende bygg.	Besiktigelse og rapportering av tilstanden til nærliggende bygg og utførelse av anleggsarbeidene innenfor kravene gitt i 4.10 Rystelser og vibrasjoner.	Entreprenør

6. Konklusjon

Juvsåa g/s-bru har blitt prosjektert med fokus på bæreevne og setninger.

Grunnundersøkelser viser at fundamentet til det vestlige landkaret kan direktefundamenteres på de stedlige faste friksjonsmassene. Det østlige landkaret direktefundamenteres på rensket berghylle. Bæreevne og setninger av fundamentene er kontrollert og er tilfredsstillende iht. gjeldende lovverk. Evt. deformasjoner av det vestlige landkaret vil hovedsakelig oppstå under anleggsfasen.

Graveskråningene er designet for å være tilstrekkelig slak for å opprettholde stabiliteten gjennom hele byggeperioden.

Juvsåa GSbru vil ha tilstrekkelig bæreevne, og setninger vil være innenfor akseptable grenser.

Områdestabilitetsutredningen for brua er avsluttet i steg 5 i prosedyren i NVEs veileder 1/2019. Utredningen er avsluttet med grunnlag i at grunnundersøkelsene viser at det ikke er sprøbruddmateriale på tiltaksområdet. Områdestabiliteten er følgelig ivaretatt.

Prosjekteringskontrollklasse PKK3 og utførelsesklasse UKK3 medfører krav om egenkontroll, kollegakontroll og utvidet kontroll. I henhold til punkt 2 i NVEs 'Spørsmål og svar om kvikkleireveilederen' er det ikke behov for uavhengig kvalitetssikring av områdestabilitetsvurderingen.

7. Referanser

- [1] Direktoratet for byggkvalitet, «Byggesaksforskriften (SAK 10),» 2016.
- [2] Standard Norge, «Eurocode 0: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner (NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016),» 2016.
- [3] Standard Norge, «Eurocode 7: Geoteknisk prosjektering. Del 1: Almenne regler (NS-EN 1997-1:2004+A1+NA),» 2020.
- [4] Standard Norge, «Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Del1: Allmenne regler, seismiske lasete og regler for bygninger,» 2021.
- [5] Standard Norge, «Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for sismisk påvirkning Del 2: Bruer (NS-EN 1998-2:2005+A2:2011+NA:2025),» 2025.
- [6] Statens Vegvesen, «Håndbok N200: Vegbygging,» Vegdirektoratet, 2022.
- [7] Statens vegvesen, «Håndbok N-V220: Geoteknikk i vegbygging,» Vegdirektoratet, 2025.
- [8] Norges vassdrags- og energidirektorat., «Sikkerhet mot kvikkleireskred. Veileder 1/2019,» Norges vassdrags- og energidirektorat., 2020.
- [9] Norges vassdrag- og nergidirektorat, «Spørsmål og svar om kvikkleireveilederen,» pp. <https://www.nve.no/om-nve/spoer-nve/om-kvikkleire/spoersmaal-og-svar-om-kvikkleireveilederen/>, 2025.
- [10] Asplan Viak AS, «652334-01 RIG-RAP-01 Datarapport Juvsåa GS-bru,» 2026.
- [11] Asplan Viak AS, «Beregningsrapport Juvsåa,» 2026.
- [12] Asplan Viak AS, « Beregningsnotat: Støttemurer ved Juvsåa bru,» 2026.
- [13] Standard Norge, NS 3458:2004 Komprimering - Krav og utførelse, 2004.
- [14] Standard Norge, «NS 8141-1:2022 Vibrasjoner og støt,» 2022.

