

INNHALDSFORTEGNELSE

1	Innledning.....	6
2	Bakgrunnsinformasjon.....	6
2.1	Tidligere utførte grunnundersøkelser	6
2.2	Kvartærgeologi og berggrunnsgeologi.....	7
2.3	Kvikkleire og kvikkleiresoner	8
3	Regelverk og krav til partialfaktor	10
3.1	Myndighetskrav og kontrollform	10
3.2	Krav til lokalstabilitet	10
3.3	Krav til områdestabilitet.....	10
3.4	Trafikk- og terrenglaster i stabilitetsberegninger	11
3.5	Seismisk påvirkning og jordskjelvdesign.....	11
4	Mark- og laboratorieundersøkelser	12
4.1	Feltundersøkelser	12
4.2	Laboratorieanalyser	12
4.3	Grunnvann	14
5	Grunn og fundamenteringsforhold	15
5.1	Grunnforhold	15
5.2	Valg av geotekniske parametere	15
5.3	Stabilitetsforhold	16
5.4	Vurdering av områdestabilitet.....	19
5.5	Klassifisering av kvikkleiresoner	22
6	Referanser	23

FIGUROVERSIKT

FIGUR 1: KVARTÆRGEOLOGISK KART OVER PROSJEKTOMRÅDET	7
FIGUR 2: KVIKKLEIRESONER VED LUNDAMO BRU.	9
FIGUR 3: FRIKSJONSVINKEL Φ (°) FRA NTNU–METODEN TEGNET SAMMEN MED TOLKET FRIKSJONSVINKEL OG ATTRAKSJON A (KPA) FRA TREKSIALFORSØKENE I BORPUNKT 6 OG 42.	13
FIGUR 4: AKTIV UDRENET SKJÆRFESTHET (C_{UA}) TOLKET FRA N_{KE} OG $N_{\Delta U}$, TEGNET SAMMEN MED C_{UA} FRA TREKSIAL–, ENAKSIAL– OG KONUSFORSØK I BORPUNKT 6 OG 42. FUNKSJONEN FOR N_{KE} OG $N_{\Delta U}$ ER EN KORRELASJON MOT PORETRYKSFORHOLDET B_Q	14
FIGUR 5: FIGUREN VISER MODELLUTKLIPP FRA PLANLAGT EROSJONSSIKRING RUNDT NY LUNDAMO BRU.	17
FIGUR 6: EKSISTERENDE EROSJONSSIKRING OPPSTRØMS BRU, BILDE FRA HYDROLOGISK SYNFARING (.....)	18
FIGUR 7: POTENSIELT LØSNEOMRÅDE FOR VEGLINJE, OG ARBEID I ELV. MED KONSERVATIV 2 METER ELVEDYBDE/BYGGEGROPDYBDE OG 1:15 HELLING.	20

TABELLOVERSIKT

TABELL 1 – TIDLIGERE UTFØRTE GRUNNUNDERSØKELSER I OMRÅDET	6
TABELL 2 – JORDPARAMETERE BRUKT I STABILITETSBEREGNINGER	15
TABELL 3 – ANISOTROPIFAKTORER ETTER NIFS RAPPORT 14/2014	16
TABELL 4 – BEREGNET STABILITET	16

VEDLEGGSOVERSIKT

Bilag

- 1 Oversiktskart 1:50 000 (i A4 format)
- 2 CPTU tolkinger

Tegning		Målestokk	Format
V20	Situasjonsplan	1:1000	A3
V21	Beregningsprofil C1	–	A3
V22	Beregningsprofil T2	–	A3
V23	Beregningsprofil B	–	A3
V24	Beregningsprofil D	–	A3

Dato	Revisjon	Beskrivelse
16.10.2025	0	Rapport sendt til uavhengig kontroll
11.02.2026	1	Revidert etter uavhengig kontroll
20.04.2026	2	Revidert etter uavhengig kontroll

1 Innledning

Etter oppdrag fra Drift og vedlikehold midt har Geofag Drift og vedlikehold utført grunnundersøkelser og geotekniske vurderinger for prosjektet E6 Lundamobrua i Melhus kommune. Prosjektet inneholder konstruksjon av ny bru over elva Sokna og bygging av korte strekninger med ny veg på begge sider av elva. Ny bru skal ligge ved siden av og nedstrøms dagens bru.

Som grunnlag for prosjektet, ble det gjennomført et forprosjekt av Rambøll våren 2024, som vurderte alternativer for ny bruløsning. I etterkant ble det besluttet å bygge en elementbru, nedstrøms dagens bru, som kan bygges parallelt med trafikk på eksisterende bru. Forprosjektet er presentert i rapport *E6 Ny Lundamo bru. Forprosjekt* [1].

E6 over Lundamobrua har ein ÅDT på 11000.

På nordsiden av elva Sokna ligger kvikkleiresonen *459 Lund*. Grensen til kvikkleiresonen går langs elvebredden, og deler av ny bru og vegstrekningen på nordsiden ligger inne i kvikkleiresonen. Denne rapporten er en vurderingsrapport som omhandler vurderinger knyttet til områdestabiliteten. Rapporten er utarbeidet for prosjektets byggeplan. Ny bru bygges innenfor allerede regulert areal. Prosjektet har derfor ikke vært igjennom en reguleringsplanfase.

Grunnundersøkelsene utført for utskifting av Lundamobrua, bygging av ny veg og vurdering av områdestabiliteten er vist i rapport *C16939–GEOT–01 E6 Lundamobrua. Datarapport for byggeplan* [2].

Tolkning av materialparametere er presentert i rapport *C16939–GEOT–02 E6 Lundamobrua. Tolkning av materialparametere* [3].

Dette er revisjon 2 av rapporten, etter kontroll utført av Geovita AS.

Bilag 2 viser et oversiktskart i målestokk 1:50.000 for området.

2 Bakgrunnsinformasjon

2.1 Tidligere utførte grunnundersøkelser

Det er tidligere utført grunnundersøkelser og geoteknisk prosjektering i området. En oppsummering av tidligere rapporter fra området er oppsummert i Tabell 1.

Tabell 1 – Tidligere utførte grunnundersøkelser i området

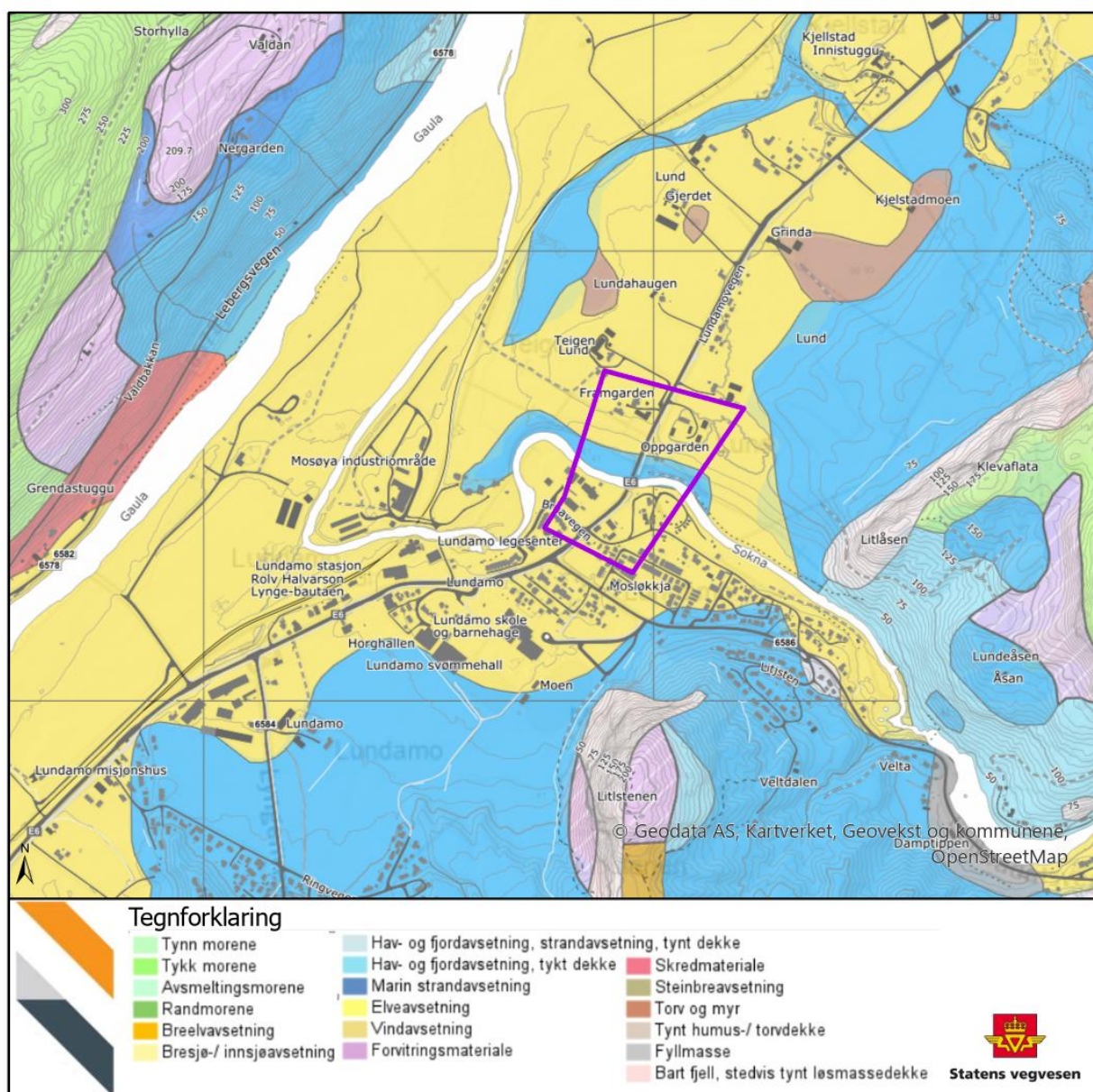
Rapport nr.	ID nr.	Rapportnavn	Dato
Ud351A–GEOT–N01	[4]	E6 Gangbru over Lundesokna	1980.07.14
Ud351A–boringer	[4]	Borplan, E6 Gangbru over Lundesokna	1980.02.14
4 132 1 1 – 1	[5]	Datarapport, kartlegging kvikkleiresone 469 Lund	2009.01.09

I den grad disse undersøkelsene har betydning for våre nye vurderinger er de også tatt med i denne rapporten. Undersøkelsene er vist i oversiktskartene med identifiseringsnummer gitt i Tabell 1. Det henvises ellers til disse rapportene for en ytterligere gjennomgang av resultatene fra disse undersøkelsene.

2.2 Kvartærgeologi og berggrunnsgeologi

Kvartærgeologisk kart over prosjektområdet er hentet fra NGU sin kartportal og vist i Figur 1.

Prosjektområdet ligger i et område med mektige marine avsetninger. Toppsediment er bearbeidet, og tilførte elveavsetninger.



Figur 1: Kvartærgeologisk kart over prosjektområdet

2.3 Kvikkleire og kvikkleiresoner

Kart over registrerte kvikkleiresoner i prosjektområdet er hentet fra NVE sin kartportal (Atlas) og vises i Figur 2. Prosjektet ligger delvis inne i Lund kvikkleiresone.

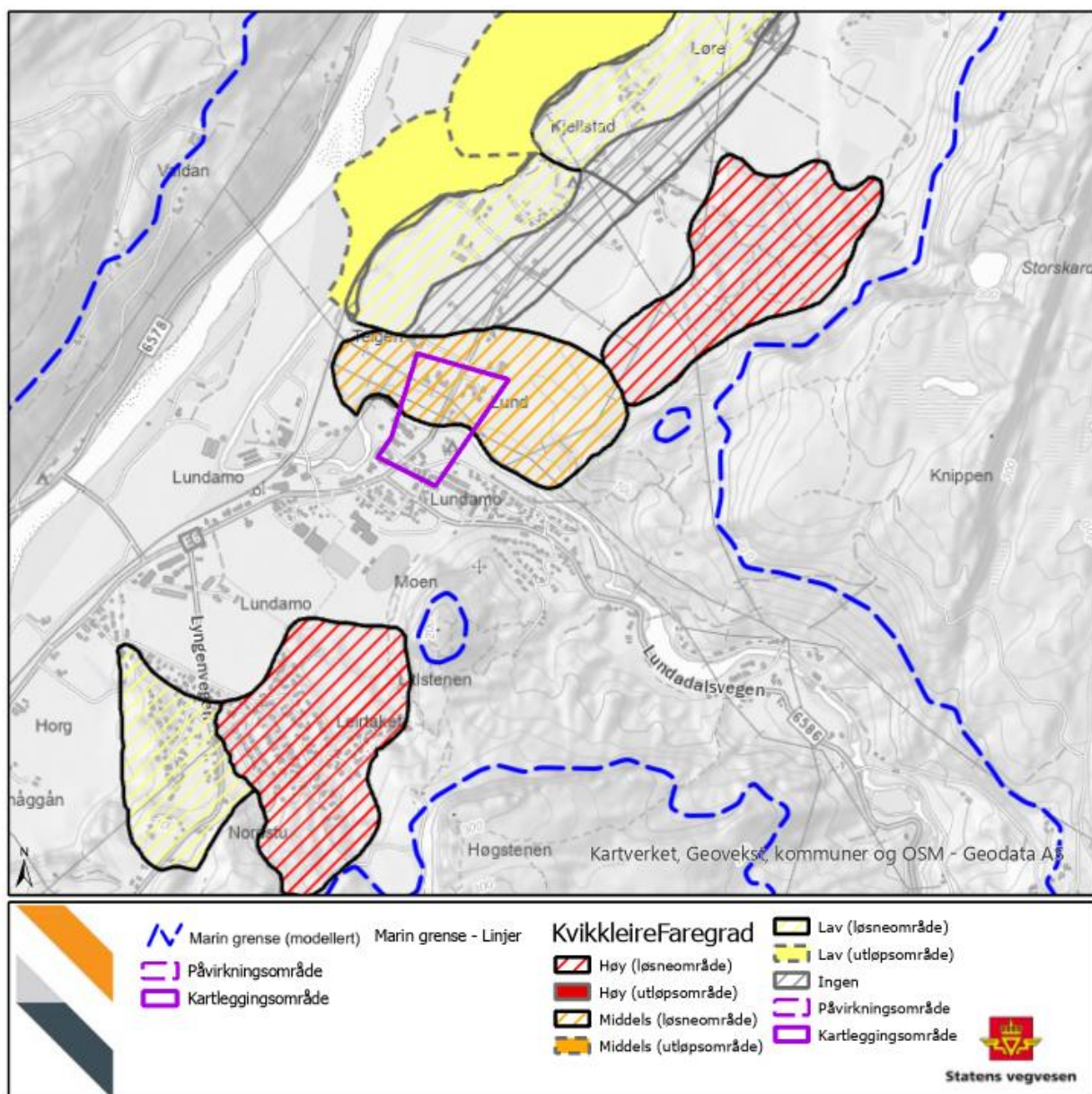
Fra faktaarket [6] står det: «*Sone Lund er utredet av Multiconsult på oppdrag for NVE i 2009. Det ble utført grunnundersøkelser og stabilitetsberegninger i 2009. Rambøll utførte uavhengig kvalitetssikring. Utredningen ga grunnlag for å utvide kvikkleiresona vest- og sørover, og dette ble gjort av NVE 27.06.2018.*

Det er utført stabilitetsberegninger i to profiler med både ADP- og effektivspenningsanalyse. Det er beregnet minimum sikkerhetsfaktor tilnærmet $F = 1,2$ for skjærflater som går ned i (mulig) kvikkleire. Stabiliteten er tilstrekkelig for eksisterende bebyggelse i sonen, men det kan være behov for stabilitetsforbedring dersom det skal gjøres nye tiltak/utbygging i sonen.

Sonen er ikke utredet til NVEs kvikkleireveiledere 7/2014 eller 1/2019, men iht. tidligere retningslinjer fra NGI-rapport 20001008-2, rev. 2 fra 2002. Det ble påvist dårlig sikkerhet mot overflateglidninger ved yttersving av Lundesokna vest i sonen. Yttersvingen av Lundesokna ble erosjonssikret i perioden 2016-2017 og det ble gjort en liten nedplanering i øvre del av skråninga (NVE tiltaksnr 9481). Faregrad er ikke oppdatert etter sikring."

Lund Kvikkleiresone har Faregrad Middels, Konsekvens Alvorlig og Risikoklasse 4.

Se kapittel 5.4 for nærmere vurdering av områdestabilitet.



Figur 2: Kvikkleiresoner ved Lundamo bru.

3 Regelverk og krav til partialfaktor

3.1 Myndighetskrav og kontrollform

Med bakgrunn i tabell NA.A1(901) i Eurocode 0 [7] er konsekvens-/pålitelighetsklasse satt til **CC3** og **RC3**. Prosjektet inneholder bro, som normalt blir plassert i CC3. I dette inngår det at stabilitet rundt bro også må være ivarettatt. Etter tabell 1.1.1 i V220 er det veilevende krav til CC3 med ÅDT på over 8000. Dagens trafikkmengde for E6 på strekningen er 11000.

Med bakgrunn i kap. 2.1 i Eurokode 7 [8] plasseres prosjektet i **geoteknisk kategori 3**. Etter krav 1.1.1–2 i N200 skal prosjekter i områder med kvikkleire plasseres i geoteknisk kategori 3. Selv om det ikke er funnet kvikkleire i prosjektet, ligger prosjektet delvis inne i en kvikkleiresone og det er funnet kvikkleire like ved.

I henhold til Tabell 1.2.1–1 og 1.2.2–1 i Hb N200 [9] havner prosjektet i prosjekterings- og utførelseskontrollklasse **PKK3** og **UKK3**. Dette medfører at det skal utføres

- egenkontroll
- utvidet kontroll (intern, systematisk kontroll – kollegakontroll)
- utvidet kontroll iht. PKK2 (verifisering av at egen- og kollegakontroll er utført)
- utvidet kontroll iht. PKK3 fagkontroll utført av uavhengig foretak

Skjema for valg av geoteknisk kategori, konsekvensklasse, pålitelighetsklasse, kontrollform samt dokumentasjon av utført kontroll er vist på side 2 i rapporten.

3.2 Krav til lokalstabilitet

Med bakgrunn i valgt konsekvensklasse (**CC3** meget alvorlig) og bestemmelse av forventet bruddmekanisme (nøytralt brudd) er partialfaktorer for lokalstabilitet valgt etter Tabell 1.4.2–1 og 1.4.2–2 i Hb N200 [9].

Dette utgjør $\gamma_M=1,5$ for effektivspenningsanalyse og $\gamma_M=1,5$ for totalspenningsanalyser.

3.3 Krav til områdestabilitet

Med bakgrunn i Tabell 1.5–1 i Hb V220 plasseres prosjektet i tiltakskategori **K4**. Dette iht. byggteknisk forskrift til Plan- og bygningsloven (TEK17) [10] og tilhørende NVE veileder [11].

Tiltakskategori K4 medfører følgende krav til prosjekteringen (jf. 3.3.3, 3.3.4, 3.3.5 eller 3.3.6 i NVE veileder)

Stabilitetsanalyse som dokumenterer

- Sikkerhet for områdestabilitet $F_{cu} \geq 1,40 \cdot f_s$ og $g F_{c\phi} \geq 1,25$
- Sikkerhet for skråninger utenfor influensområde $F_{c\phi} \geq 1,25$ og $F_{cu} \geq 1,20$

Stabilitetsanalyser og geotekniske vurderinger skal etter NVE veilederen kvalitetssikres av uavhengig foretak.

3.4 Trafikk- og terrenglaster i stabilitetsberegninger

For trafikkklaster ved stabilitetsberegninger benyttes en jevnt fordelt last på 19,5 kPa over hele vegbredden, dette omfatter også vegskuldre og tilstøtende parkeringsplasser. For gang- og sykkelveger benyttes en jevnt fordelt last på 13 kPa. GS-veger som også benyttes som adkomst til boliger ol. prosjekteres med full trafikklast. Lastene er i samsvar med krav i Håndbok N200 [9] og inkluderer en lastfaktor på $\gamma_Q=1,3$.

Det er ikke vanlig å regne med snølast på terreng i stabilitetsanalyser.

Laster som har en plassering slik at de påvirker stabiliteten positivt tas ikke med i beregningene.

3.5 Seismisk påvirkning og jordskjelvdesign

I henhold til Eurokode 8 – del 1 [12] skal skråningsstabiliteten undersøkes når en konstruksjon bygges på, eller i nærheten av, naturlige eller kunstige skråninger. I dette prosjektet skal derfor følgende elementer i utgangspunktet kontrolleres for stabilitet under påvirkning av jordskjelvlaster:

- Tilløpsfyllinger og støttekonstruksjoner
- Naturlig skråning på nordsiden av elva

I tillegg skal fundamentsystemer kontrolleres for seismisk påvirkning.

Nasjonalt tillegg til Eurokode 8 – del 1 viser til at for konstruksjoner i seismisk klasse I–IIIa kan påvisning av motstand mot seismisk påvirkning utelates dersom de oppfyller enkelte kriterier. Følgende vurderinger er gjort for Lundamobrua:

Jorda er satt til **grunntype C** i henhold til *tabell NA.3–1* i [12]. Det tilsvarer «*stiv leire med en tykkelse fra et titalls meter til flere hundre meter*», og udrenert skjærfasthet på 70–250 kPa.

I henhold til *tabell NA.2(901)* i Eurokode 8 – del 2 [13] vurderes Lundamobrua til å være i **seismisk klasse II**, som gjelder for bruer kortere enn 50 m.

Seismisk klasse II gir **seismisk faktor** $\gamma_I = 1,0$, i henhold til *tabell NA.2(903)* i [13].

Tabell NA.3.2(909) i [12] gir en verdi på $a_{gR} = 0,25 \text{ m/s}^2$ for berggrunnens akselerasjon i Melhus kommune. Det gir igjen følgende verdi for dimensjonerende grunnakselerasjon a_g :

$$a_g = a_{gR} \times \gamma_I = 0,25 \times 1,0 = 0,25 \text{ m/s}^2$$

Eurokode 8 – del 1 sier at for konstruksjoner i seismisk klasse II med dimensjonerende grunnakselerasjon $a_g \leq 0,3 \text{ m/s}^2$, kan påvisning av motstand mot seismisk påvirkning utelates. Lundamobrua oppfyller dermed dette kriteriet og seismisk påvirkning er ikke vurdert.

4 Mark- og laboratorieundersøkelser

4.1 Feltundersøkelser

Grunnundersøkelsene omfatter i alt 21 dreietrykksonderinger, 2 totalsonderinger, 5 CPTU samt opptak av 2 representative og 4 uforstyrrede prøveserier. Det er satt ned 2 poretrykksmålere i 3 punkt og 3 grunnvannsbrønner. Undersøkelsene er utført i perioden mellom 26.09.2024 og 21.03.2025. Grunnundersøkelsene er utført iht. Statens vegvesen egne retningslinjer [14].

Detaljer rundt grunnundersøkelser er beskrevet i datarapport C16939–GEOT–01 [2].

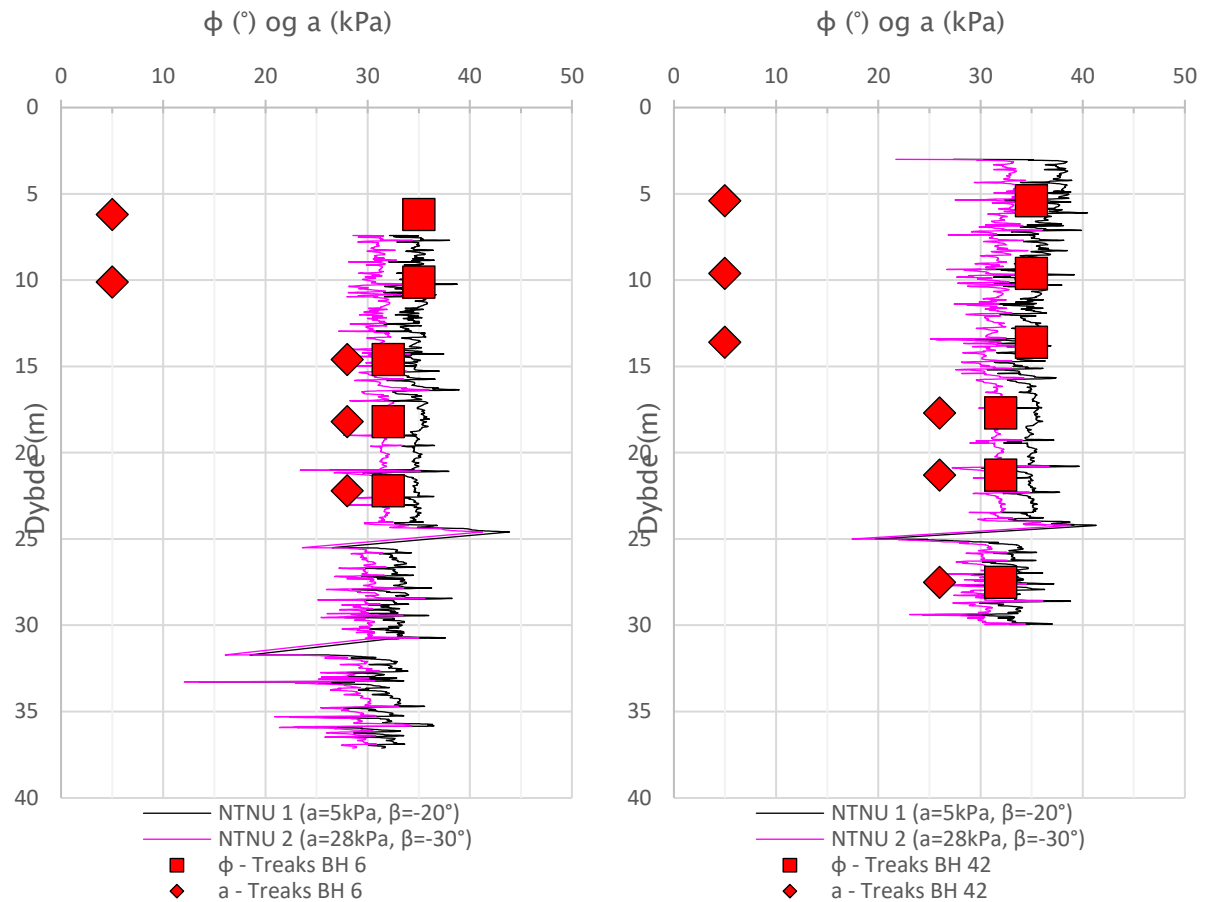
4.2 Laboratorieanalyser

Prøveseriene er analyserte ved vårt laboratorium ved Trondheim. Rutineundersøkelsene består av bestemmelse av vanninnhold, plastisitetsgrenser, uomrørt- og omrørt konusforsøk, enaksforsøk og glødetap der dette vurderes aktuelt. For utvalgte prøver er det i tillegg utført korngraderingsanalyse, samt treaks- og ødometerforsøk. Laboratoriearbeidet er utført iht. Statens vegvesen egne retningslinjer [15]. Laboratoriet har rapportert skjærfastheter iht. NS8015 [16] .

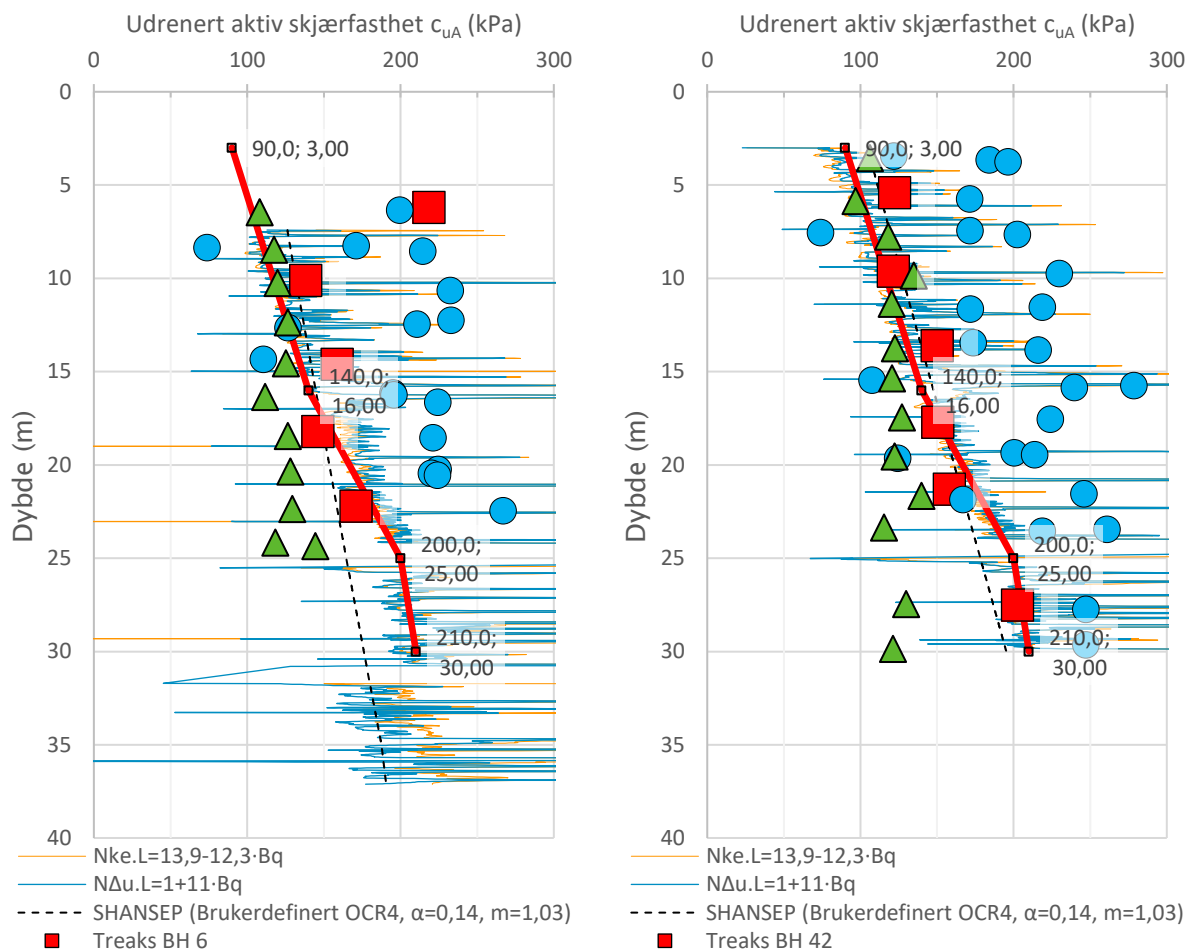
For videre omtale og presentasjon av labdata se datarapport C16939–GEOT–01 [2].

4.2.1 Resultater fra tolkning av ødometer- og treaksialforsøk

Det er utført treaksialforsøk på prøver fra borpunkt 6 og 42. For mer grundig gjennomgang av resultater se rapport for tolking av materialparametere [3] og datarapport [2]. En oppsummering av alle resultater fra forsøkene er vist i bilag 6 i rapport for tolking av materialeparametere [3].



Figur 3: Friksjonsvinkel Φ (°) fra NTNU-metoden tegnet sammen med tolket friksjonsvinkel og attraksjon a (kPa) fra treksialforsøkene i borpunkt 6 og 42.



Figur 4: Aktiv udrenert skjærfasthet (c_{uA}) tolket fra N_{ke} og $N_{\Delta u}$, tegnet sammen med c_{uA} fra treksial-, enaksial- og konusforsøk i borpunkt 6 og 42. Funksjonen for N_{ke} og $N_{\Delta u}$ er en korrelasjon mot poretrykksforholdet B_q .

4.3 Grunnvann

Det er installert grunnvannsbrønn og poretrykksmålere i borpunktene 6 og 42 ved landkarene til brua, og i borpunkt 49 som ligger på toppen av skråningen på nordsiden av elva.

Målingene viser at man har et undertrykk i forhold til hydrostatisk poretrykksfordeling i alle borhullene. Undertrykket er størst i borpunkt 49, der måleren på 30 m dyp viser et poretrykk som tilsvarer et hydrostatisk grunnvannsspeil ca. 15 m under terrengoverflaten.

De første målingene ble igangsatt i august 2024. Siden den gang har poretrykksvariasjonene vært relativt små. Tidsseriene med poretrykksmålinger er vist i bilag 8 i rapport for tolking av materialparametere [3], samt i datarapport [2].

5 Grunn og fundamenteringsforhold

Oversiktskart:	tegn. V20
Tverrprofil:	tegn. V22
Tegneprofil:	tegn. V21, V23

5.1 Grunnforhold

Løsmassemekktigheten i området er stor. Det er boret uten å treffe berg og boringene er generelt avbrutt på 40–50 meters dybde uten antatt stopp. Dreietrykksondering i borehull 6 ble boret hele veien til 101 meter før den ble stoppet. Utførte sonderinger og prøver indikerer et topplag av grusig sanding materiale og siltig leire med en tykkelse på ca. 5 meter. Under dette følger et lag av leire til en dybde på ca. 40 – 50 meter.

5.2 Valg av geotekniske parametere

I stabilitetsberegningene er det benyttet parametere som vist i Tabell 2. Parameterne er valgt på bakgrunn av utførte grunn- og laboratorieundersøkelser samt erfaringsverdier fra HB V220 [17]. En detaljert beskrivelse av parametervalg er vist i egen rapport for tolking av materialparametere [3].

Tabell 2 – Jordparametere brukt i stabilitetsberegninger

Materiale	Tyngde- tetthet γ (kN/m ³)	Aktiv udrenert skjærfasthet c_{uc} (kPa)	Attraksjon a (kPa)	Friksjons- vinkel ϕ (°)	Merknad
Vegoverbygning	19,0	–	5	42	
Sand/grus	18,0		0	36	
Tørrskorpe	19,0		0	30	
Leire	20,0	C-profil	5	32	For snitt B-B og D-D av stabilitetsberegningene er det benyttet $\phi = 27,9^\circ$ for å samsvare med resultatene fra Multiconsult sine undersøkelser i dette området, hentet fra «413211-3 Kartlegging av kvikkleiresone 459 Lund, Melhus», datert 21.12.2009.

Grunnvannstand er målt til;

- mellom 2,90 og 2,99 meter under terrengoverflaten i Borhull 6;
- mellom 0,48 og 1,96 meter under terrengoverflaten i Borhull 42;
- mellom 2,55 og 3,51 meter under terrengoverflaten i Borhull 49.

Målingene ble gjort mellom 16.09.2024 og 21.03.2025. Poretrykksmålingene måler lavere verdier enn hydrostatisk poretrykk i dybden. I stabilitetsberegningene er interpolert mellom

Valg av anisotropifaktorer for finkornede materialer er gjort iht. NIFS rapport nr. 14/2014 [18], der valg av faktor avhenger av materialets plastisitetsindeks (I_p). Plastisitetsindeksen i området

er funnet å ligge rundt 13 %. Tabell 3 angir hvordan disse faktorene beregnes, og hvilke faktorer er valgt for dette prosjektet.

Tabell 3 – Anisotropifaktorer etter NIFS rapport 14/2014

	I_p (%)	C_{uC}/C_{uD}	C_{uC}/C_{uP}
NIFS anbefaling	≤ 10 %	0,63	0,35
	> 10 %	$0,63 + 0,00425(I_p - 10)$	$0,35 + 0,00375(I_p - 10)$
Valgt anisotropifaktor (utregna fra NIFS anbefaling)	snitt 13 %	0,65	0,36

5.3 Stabilitetsforhold

Det er utført stabilitetsanalyser etter prinsippene gitt i Håndbok V220 [17]. Beregningene er utført ved hjelp av programmet Geosuite stabilitet v. 24.0.13 [19].

Tabell 4 viser beregnet stabilitet i ulike situasjoner sammen med krav til materialfaktorer, γ_m . Oppnådd materialfaktor i hver beregning klassifiseres med farge for å indikere om beregningene innfrir krav om absolutt materialfaktor (**grønn**), eller om situasjonen havner under krav til sikkerhet (**rød**). Det vises til kapittel 3.2 og 3.3 i denne rapporten for oppsummering av krav til sikkerhet ved beregning av lokal- og områdestabilitet.

Det er utført stabilitetsberegninger i tre profiler. Der profil C1 og B er profiler på langs av skråningen. Profil B er for naturlig skråning uten tiltak, utenfor influensområdet, men er den bratteste skråningen i planområdet. Profil C1 er langs ny veg ned mot elv. Profil T2 er tverrprofil der høyden på oppfylling over terreng er den høyeste.

For profil T2 og C1 er det brukt restrict shear surface for å tvinge bruddplan under og bak mur og landkar.

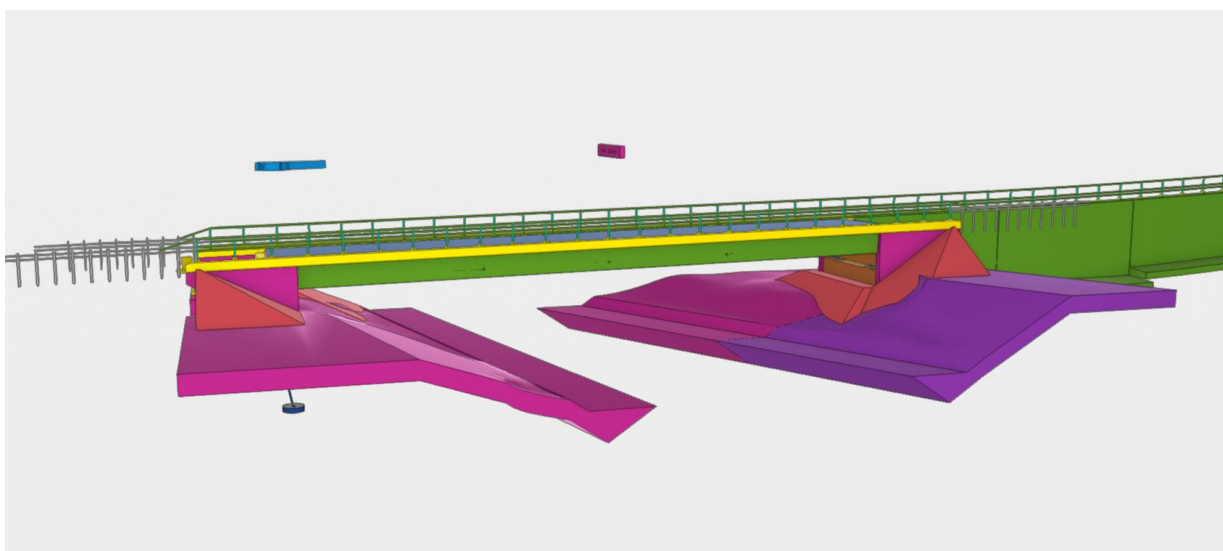
Det er fast leire i området, og stabiliteten er god. De undersøkte profilene viser tilstrekkelig sikkerhet.

Tabell 4 – Beregnet stabilitet

Tegning nr. Beregning	Analyse- metode	Beregnet med GS stabilitet		Merknad
		Beregnet γ_m kritisk flate	Krav til γ_m	
V21 Lengdeprofil langs senterlinje, profil C1	aφ	1,67	1,5	Bruk av avgrensingslinje bak brofundament
V21 Lengdeprofil langs senterlinje, profil C1	ADP	1,67	1,5	Bruk av avgrensingslinje bak brofundament

V 22 Tverrsnitt høyeste oppfylling, Profil T2	ADP	2,45	1,5	Bruk av avgrensingslinje bak mur
V 22 Tverrsnitt høyeste oppfylling, Profil T2	$\alpha\phi$	1,84	1,5	Bruk av avgrensingslinje bak mur
V23 Bratteste skråning, utenfor influensområde, profil B	$\alpha\phi$	1,28	1,25	
V23 Bratteste skråning, utenfor influensområde, profil B	ADP	1,61	1,20	
V24 Bratteste/høyeste skråning, utenfor influensområdet, profil D	$\alpha\phi$	1,86	1,20	For skråning nordøst for tiltaket. Skråningene ned mot elva i snitt D-D er gjengitt bedre i snitt B-B, hvor snittet er mer normalt på kotelinjene.

5.3.1 Erosjon



Figur 5: Figuren viser modellutklipp fra planlagt erosjonssikring rundt ny Lundamo bru.

For å sikre for erosjon rundt ny bru er det planlagt erosjonssikring med innelagt fiskesti. Erosjonssikring består av sprengstein med $d_{50} = 0,5\text{m}$, med tykkelse på 1 meter, sammen med fot med tykkelse på 1,5m. Dette er gitt i egen rapport for hydraulisk beregning og erosjonssikring [20].

Samme rapport skriver: *"Feltobservasjonene avdekket ikke vesentlig erosjon like oppstrøms og nedstrøms eksisterende bru. Den eldre erosjonssikringen et stykke oppstrøms og nedstrøms brua virker til å være tilstrekkelig intakt.»*

Det vurderes at faren for utløsning av skred på grunn av erosjon er tilstrekkelig ivaretatt med eksisterende erosjonssikring sammen med ny erosjonssikring for bru.



Figur 6: Eksisterende erosjonssikring oppstrøms bru, bilde fra Hydrologisk synfaring (Foto: Nadeem Ahmad).

5.4 Vurdering av områdestabilitet

Kapittelet er en gjennomgang av punkt for vurdering av områdestabilitet fra NVE sin kvikkleireveileder.

5.4.1.1 Undersøk om det finnes registrerte faresoner (kvikkleiresoner) i området

Den nordre delen av prosjektområdet ligger i **Lund kvikkleiresone**, som har:

- **Faregrad:** Middels
- **Konsekvens:** Alvorlig
- **Risikoklasse:** 4

Dette innebærer at tiltaket ligger i en sone der områdestabilitet må vurderes og dokumenteres etter full prosedyre (steg 4–11), jf. NVE Veileder 1/2019. Se kapittel 2.3 for nærmere omtale av faresonen.

5.4.1.2 Avgrens områder med mulig marin leire

Hele prosjektområdet ligger under marin grense og i område med marine avsetninger. Dette betyr at det generelt kan forekomme sprøbruddmateriale i grunnen, og at områdeskredfare ikke kan utelukkes på grunnlag av kvartærgeologi alene.

5.4.1.3 Avgrens områder med terreng som kan være utsatt for områdeskred

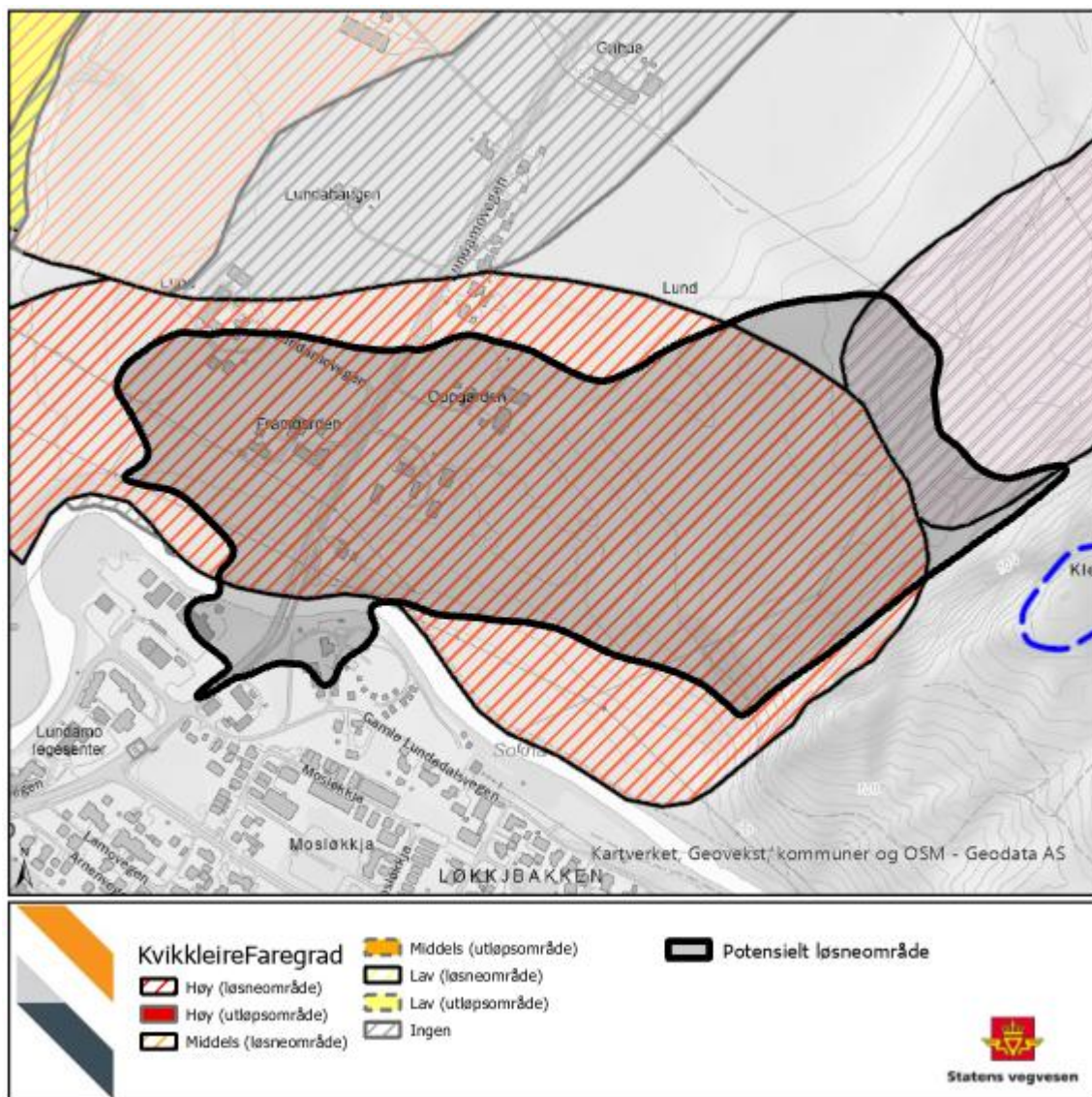
For å identifisere potensielle løsneområdet er NVE sitt nettbaserte verktøy [21] for generering av løsneområde brukt. Resultata er videre prosessert i ArcGIS Pro og vist i **Figur 5**.

Løsneområdet er generert med:

- antatt elvedybde: **2 meter (konservativt)**
- bakoverhelling: **1:15** (standard for retrogressive skred)

Dette representerer et konservativt potensielt løsneområde som omfatter skråninger som teoretisk kan initiere områdeskred som kan forplante seg mot tiltaket. Det er ikke utført stabilitetsvurderinger av skråninger sør for elva, selv om geometrisk vurdering tilsier at disse potensielt kan være løsneområder (se Figur 7), da grunnundersøkelser her viser at det ikke forekommer materialer med sprøbruddsegenskaper, og terrenggeometrien er mye gunstigere

enn på nordsiden av elva. Høydeforskjell mot elva er < 5 m, og bakenforliggende terreng har helning $< 1:20$, som gir en naturlig avgrensning som potensielt løsneområde.



Figur 7: Potensielt løsneområde for veglinje, og arbeid i elv. Med konservativ 2 meter elvedybde/byggegrøpdybde og 1:15 helling.

5.4.1.4 Bestem tiltakskategori

Se kap. 3.3. Prosjektet havner i tiltakskategori K4.

5.4.1.5 Gjennomgang av grunnlag – identifikasjon av kritiske skråninger og mulig løsneområde

Tidligere grunnundersøkelser i området for ny bru viser ikke forekomst av kvikkleire eller sprøbruddsmateriale direkte ved selve brulokasjonen.

Det er likevel:

- påvist kvikkleire i oppstrøms og nedstrøms skråning, innenfor del av Lund kvikkleiresone
- potensial for at initialskred i oppstrøms skråning kan utvikle seg bakover eller sideveis (retrogressivt), avhengig av grunnforhold og erosjonspåverknad

Bratteste del av nærmeste skråning er derfor vurdert som kritisk skåning som inngår i områdestabilitetsvurdering.

5.4.1.6 Befaring

Det er gjennomført befaring med hydrolog og geoteknikere, med fokus på:

- erosjonsforhold langs elva
- terrengformer og skåringsgeometri
- tidligere inngrep i nærområdet
- vurdering av om grunnforholda samsvarer med historiske data

Befaringen støtter vurderingene om at skråningen oppstrøms i kvikkleiresona er den kritiske delen av området, ikke selve brulokasjonen.

5.4.1.7 Gjennomfør grunnundersøkelser

Nye grunnundersøkinger for prosjektet viser ingen påvist kvikkleire eller sprøbruddsmateriale i området for ny bru. Det er likevel relevant å vurdere områdestabilitet, siden tiltaket ligger innenfor en registrert kvikkleiresone. Det er registrert kvikkleire i skråninger som kan gi utløp til tiltaket.

5.4.1.8 Vurder aktuelle skredmekanismer og avgrens løsne- og utløpsområder

Det er ikke gjort en finere avgrensing av løsneområdet siden hovedfokuset for nye grunnundersøkelser er utført med tanke på prosjektering av ny bru. Det er utført en stabilitetsberegning for bratteste skråning oppstrøms ny bru som er vurdert nær nok til at brua potensielt ligger i utløpsområdet. I dette snittet er andel sprøbruddsmateriale over mest kritiske glideflate $< 40\%$, slik at rotasjonsskred eller flaskred er aktuelle skredmekanismer. Med en skåringshøyde på 22 m (H, jmf. NVE 1/2019), et løsneområde tilsvarende $L = 5H = 110$ m og utløpsområde $L_u = 0,5L = 55$ m er det sannsynliggjort at tiltaket ikke ligger i utløsnings- eller utløpsområde for skred langs B–B. Tilsvarende vil gjelde for skråninger nordøst for tiltaket, hvor den totale skåringshøyden er ca. 30 m (se snitt D–D). Med terreng som heller motsatt vei lengre bak i snittet, vurderes rotasjons-/flaskred som mest relevant også her. Det vurderes at det er tilfredsstillende sikkerhet iht. krav for skred langs snitt B–B og D–D.

For snitt B–B er utstrekningen av antatt kvikkleire angitt på tegning. Utstrekning mot dybden er usikker.

Det er utført stabilitetsberegning for østre del av potensielt løsneområde (oppstrøms) i forbindelse med soneutredning av Multiconsult i 2009 [22]. Dette er så langt oppstrøms (400m) at det er tvilsomt om det kan gi utløp ned til brua.

5.4.1.9 Klassifiser faresoner

Formålet med nye grunnundersøkelser er i hovedsak prosjektering av ny bru, det er dermed ikke grunnundersøkt tilstrekkelig for å revidere, eller snevre inn eksisterende faresone.

Klassifisering av eksisterende faresone er gjennomgått da denne er klassifisert iht. eldre standard, og sammenliknet med metodikk fra NVE Ekstern Rapport 9/2020. Det vurderes at klassifiseringen som er gjort er dekkende også for dagens forhold, og at evalueringen av faregrad, skadekonsekvens og resulterende risikoklasse kan opprettholdes som den er.

Det er ikke utført grunnundersøkelser eller gjort vurderinger som skulle tilsi behov for å endre sonegeometri.

5.4.1.10 Dokumentér tilfredsstillende sikkerhet

Det er utført stabilitetsberegninger i kritiske snitt som viser tilfredsstillende stabilitet.

Stabilitetsberegninger enda lenger oppstrøms utført av Multiconsult i forbindelse med soneutredning viser også tilfredsstillende stabilitet.

Ny bru har dermed tilfredsstillende sikkerhet for områdeskred.

5.5 Klassifisering av kvikkleiresoner

Det er ikke gjort noen ny klassifisering eller vurdering av kvikkleiresoner i dette arbeidet utover stabilitetsvurderinger. Klassifiseringen av eksisterende kvikkleiresone er vurdert (se kap. 5.4.1.9), og det vurderes ikke å være grunnlag for å endre eksisterende klassifisering, og heller ikke grunnlag for å endre sonegeometri på bakgrunn av utførte undersøkelser.

Utredningen av områdeskredfare knyttet til faresonen skal pr. NVE 1/2019 Tabell 3.1, pkt. 11 meldes inn, sammen med dokumentasjon på kvalitetssikring av uavhengig foretak. Grunnundersøkelser meldes inn til Nasjonal database for grunnundersøkelser (NADAG).

6 Referanser

- [1] Rambøll (2024), «E6 Ny Lundamo bru. Forprosjekt. Versjon 1. Prosjekt nr. 1350058996,» Rambøll Norger AS, 10.06.2024.
- [2] Statens vegvesen (2025), «C16939–GEOT–01 E6 Lundamobrua. Datarapport for byggeplan».
- [3] Statens vegvesen (2025), «C16939–GEOT–02 E6 Lundamobrua. Tolkning av materialparametere».
- [4] Statens vegvesen, «Ud351A–boringer Borplan, E6 Gangbru over Lundeskona,» 1980.
- [5] Multiconsult, «4 132 1 1 – 1 Sone 459 Lund, Melhus Kartlegging av kvikkleiresone, Datarapport,» 2009.
- [6] NVE, «Faktaark 459 Lund kvikkleiresone,» 2023.
- [7] Standard Norge (2016), NS–EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016. Eurokode 0: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner.
- [8] Standard Norge (2020), NS–EN 1997–1:2004+A1:2013+NA:2020. Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering. Del 1: Allmenne regler.
- [9] Statens vegvesen (2024), Vegbygging. Håndbok N200.
- [10] Direktoratet for byggkvalitet, «Byggteknisk forskrift (TEK17),» Direktoratet for byggkvalitet, 15 09 2017. [Internett]. Available: <https://dibk.no/byggereglene/byggteknisk-forskrift-tek17/>. [Funnet 16 08 2019].
- [11] NVE (2019), Sikkerhet mot kvikkleireskred. Veileder 1/2019.
- [12] Standard Norge (2021), NS–EN 1998–1:2004+A1:2013+NA:2021. Eurokode 8. Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning – Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger.
- [13] Standard Norge (2025), NS–EN 1998–2:2005+A2:2011+NA:2025. Eurokode 8. Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Del 2: Bruer.
- [14] Statens vegvesen (2021), Feltundersøkelser. Håndbok R211.

- [15] Statens vegvesen (2016), Laboratorieundersøkelser. Håndbok R210.
- [16] N. Standard, «NS 8015: 1988 Geoteknisk prøving – Laboratoriemetoder – Bestemmelse av udrenert skjærstyrke ved konusprøving (tilbaketrasket)». Norge Patentnr. NS 8015, 1988.
- [17] Statens vegvesen (2023), Geoteknikk i vegbygging. Håndbok V220.
- [18] NIFS (2014), Naturfareprosjektet Dp.6 Kvikkleire. En omforent anbefaling for bruk av anisotropifaktorer i prosjektering i norske leirer. Rapport nr. 14/2014.
- [19] Carl J. Frimann Clausen (1990), Beast. A Computer Program for Limit Equilibrium Analysis by the Method of Slices. Reporsrt 8302–2. Revision 4, 24. April 2003.
- [20] Statens Vegvesen, C16939 E6 Ny lundamo bru Fomvurdering og Erosjonssikring RAP Rev01, 2025.
- [21] NVE, «<https://kvkl-losneomrade.nve.no/>,» 2026. [Internett].
- [22] Multiconsult, «Kartlegging av kvikkleiresone 459 Lund. Beregnings og vurderingsrapport.,» 2009.
- [23] Statens vegvesen (2025), «C16939–GEOT–04 E6 Lundamobrua. Prosjekteringsrapport Lundamobrua».
- [24] Statens vegvesen, «ud351A–GEOT–N01 E6 Gangbru over Lundesokna,» 1980.

Rådatafiler og annen brukt informasjon finnes lagret internt hos Statens vegvesen på:

O:\PROF\Trondheim\C16939–010_E6_Ny–Lundamo–
bru\Detaljprosjektering\03_Fag\Geoteknikk