



# Fagrappport geoteknikk

18.10 | 22

---

E18 Arendal-Grimstad Forprosjekt

Nye Veier AS | Kjøita 6  
4630 Kristiansand  
nyeveier.no

Oppdragsnr:	A234538
Oppdragsnavn:	E18 Arendal – Grimstad. Forprosjekt.
Dokument nr.:	NV42E18AG-GEO-RAP-0001
Filnavn	RAP_E18AG_Fagrappport-Geoteknikk

## Revisjonsoversikt

Revisjon	Dato	Revisjon gjelder	Utarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av
01	19.07.2022		BCSA/JHM/MDMR	MDMR	KDLA
02	04.10.2022	Kommentarer fra NV innarbeidet	BCSA/JHM/MDMR	MDMR	KDLA
03	18.10.2022	Kommentarer fra NV innarbeidet	BCSA/JHM/MDMR	JHM	KDLA

## Forord

Denne fagrapporten er utarbeidet som en del av arbeidet med forprosjekt for ny E18 mellom Arendal og Grimstad. Vegstrekningen går gjennom Arendal og Grimstad kommune i Agder. Rapporten tar for seg temaet geoteknikk.

Tiltakshaver og ansvarlig for utredningen er Nye Veier.

Hos Nye Veier leder Håkon Lohne arbeidet med forprosjekt. Kristian de Lange er prosjektleder hos COWI AS. Fagansvarlig for geoteknikk har vært Muhammad Adeel Mazhar. Rapporten er utarbeidet av John Madsen og Muhammad Adeel Mazhar.

Oktober 2022

## Innhold

Forord .....	3
1 Sammen drag .....	6
2 Innledning .....	7
2.1 Bakgrunn .....	7
2.2 Mål for prosjektet og planarbeidet .....	7
2.3 Kort beskrivelse av tiltaket .....	7
3 Grunnlagsdata .....	9
3.1 Laserskanning og verdioptimalisering .....	9
3.2 Grunnforhold .....	9
3.3 Eksisterende data .....	9
3.4 Nye data fra Grunnundersøkelser i 2022 .....	11
4 Prosjekteringsforutsetninger .....	12
4.1 Generelt .....	12
4.2 Geoteknisk kategori .....	12
4.3 Konsekvensklasse/pålitelighetsklasse (CC/RC) .....	12
4.4 Prosjekteringskontroll .....	13
4.5 Utførelseskontroll .....	13
4.6 Sikkerhetsnivå .....	13
4.7 Seismisk påvirkning .....	14
5 Grunnforhold og fundamentering .....	16
5.1 Katthølen bru, K101 (Pr 0-150) .....	16
5.2 Harebakken bru, K102 (Pr 150-500) .....	20
5.3 Vegstrekningen Pr 500-1650 .....	22
5.4 Solberg Østre bru, k104 (Pr 1650-1770) .....	23
5.5 Sandbekk toppen, Stoa krysset, K106 (Pr 2000-2500) .....	26
5.6 Vegstrekning, Pr 2500-6750 .....	28
5.7 Lilleelv bru, k113 (Pr 5060) .....	32
5.8 Rannekleiv bru, K118 (Pr 7040) .....	37
5.9 Veg strekning sør for Rannekleiv Bru og nord for Nidelva (Pr 7125-7300) .....	43
5.10 Bru over Nidelva, K119 .....	47
5.11 Nedenes og Skyttervollen kryss, K120 (Pr 7500-8250) .....	51
5.12 Vegstrekning (Pr 8250-13250) .....	57
5.13 Veg strekning øst for Grimstadporten, Kleppebekken (Pr 13250-14100) .....	59
5.14 Sørlig portal Grimstadporten tunnel (Pr 14625-15000) .....	65
5.15 Spedalen kryss, K131 (Pr 15000-16000) .....	66
5.16 Veg strekning (Pr 16000-17000) .....	71

5.17	Gjømle kryss og nordlig inngang til Frivoll tunnel, K133 (Pr 17000-17750).....	75
5.18	Sørlig utgang Frivoll tunnel (Pr 19600-19750).....	83
5.19	Øygardsdalen Bru, K136 (Pr 20000-20250).....	85
6	Grunnforholdsmodell .....	89
6.1	Metodikk.....	89
6.2	Grunnlagsdata .....	91
6.3	Feilkilder og usikkerhet.....	93
7	Referanser .....	95
8	Vedlegg .....	96

## 1 Sammendrag

Dette er hoved fagrapport for geoteknikk-fag. Rapporten inneholder en kort oppsummering av grunnforholdene, fundamenteringsprinsipp og mulige geotekniske utfordringer og løsninger for de enkelte konstruksjoner og vegstrekninger. Ytterligere er det utført en innledende områdestabilitetsundersøkelse hvor løsne- og utløpsområder er identifisert. Dette er rapportert særskilt i rapport ref. [22].

Geotekniske studier for forprosjektet har vist at nord for Rannekleiv er det påtruffet i hovedsak enkle grunnforhold og dermed forholdsvis enkle fundamenteringsforhold for konstruksjoner og veg. Sør for Rannekleiv-krysset er det påtruffet varierende grunnforhold med variasjon mellom bart berg, faste grunnforhold og meget bløte grunnforhold. Der det er påtruffet bløt grunn er det i størst grad påtruffet kvikkleire. Innledende geotekniske vurderinger har vist at for å gjennomføre planlagte veg og konstruksjonstiltak i disse områdene vil kreve spesielle geotekniske tiltak f.eks. Kalk- og sement stabilisering, bruk av lette masser og peler/spunt.

## 2 Innledning

### 2.1 Bakgrunn

E18 Arendal – Grimstad inngår i kommunedelplanen for E18 Dørdal – Grimstad som ble vedtatt i de åtte berørte kommunene høsten 2019. Styret i Nye Veier har igangsatt forprosjekt for strekningen E18 Arendal – Grimstad. Vegstrekningen som det skal utarbeides forprosjekt for går gjennom kommunene Arendal og Grimstad i Agder.

COWI har i 2020-21 gjennomført verdioptimalisering med bla. linjen som nå er gått videre til et forprosjekt. Resultatene av verdioptimaliseringen legges til grunn for dette forprosjektet som omfatter ca. 22 km med ny 4-felt motorveg fra Harebakken (Arendal) i øst til Morholt (Grimstad) i vest.



Figur 1: Utsnitt av utbyggingsområde E18 Sørøst.

### 2.2 Mål for prosjektet og planarbeidet

Målet med forprosjektet er det samme som i verdioptimaliseringen: Å finne løsninger som kan øke den samfunnsøkonomiske lønnsomheten i prosjektet, slik at vegstrekningen kan prioriteres for utbygging. Ved beregning av samfunnsøkonomisk lønnsomhet i Nye Veiers prosjekter, vurderes blant annet

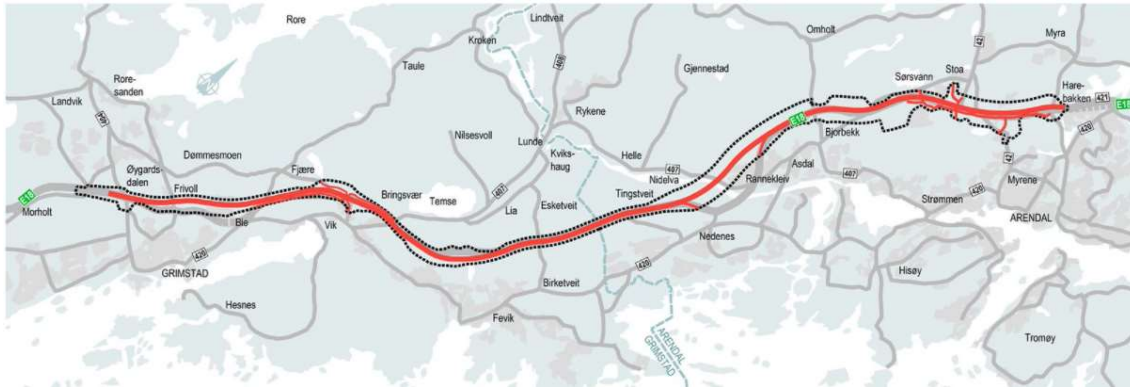
- › Trafikkmengde
- › Trafikksikkerhet
- › Reisetid
- › Rasfare
- › Klimagassutslipp

I tillegg vil selvsagt investeringskostnad være sentralt i vurderingen.

### 2.3 Kort beskrivelse av tiltaket

Forprosjekt for E18 Arendal – Grimstad gjelder ny firefelts motorveg fra Harebakken i Arendal kommune til Morholt i Grimstad kommune. Men prosjekteringen avsluttes ved Øygardsdalen i vest, og her skal den nye vegen kobles til E18 Grimstad – Kristiansand som ble åpnet i august 2009. I Arendal skal den planlagte vegen kobles til ny E18 Tvedestrand – Arendal som ble

åpnet i desember 2019. Strekningen er på ca. 22 km, og planlegges for fartsgrense på 110/100 km/t.



Figur 2: Strekningen E18 Arendal - Grimstad. Kartet viser grensen for varsel om oppstart av planarbeidet.

I tiltaket inngår seks kryss på E18; Harebakken, Stoa, Rannekleiv og Nedenes i Arendal kommune og Gjømle og Spedalen i Grimstad kommune. I tillegg til vegkryssene omfatter tiltaket tunneler og konstruksjoner for blant annet vann, myke trafikanter, friluftsliv og Veier. Som en sentral del av, og forutsetning for arbeidet, inngår vurderinger knyttet til anleggsgjennomføring og prosjektutvikling.



### 3 Grunnlagsdata

#### 3.1 Laserskanning og verdioptimalisering

Utgangspunktet for forprosjektet er arbeidet fra verdioptimaliseringen. I tillegg er det utført laserskanning av eksisterende Veier for å treffe mer presist med linjeføring. Dette er viktig med tanke på gjenbruk av dagens E18.

#### 3.2 Grunnforhold

I forbindelse med forprosjektfasen er det gjort grunnundersøkelser langs ny vegtrase. Det er utarbeidet fagrapporter for geoteknikk og ingeniørgeologi. Ytterligere detaljer rundt problemstillinger knyttet til fundamentering og stedlige forhold sees i geoteknisk og ingeniørgeologisk fagrapport.

Grunnforholdene variere mye over strekningen hvor der flere steder er berg i dagen og andre steder større mektigheter av veldig bløte leire (også kvikk) og noen steder med siltig leire og morene. Grunnforholdene er kort beskrevet for de enkelte større konstruksjoner og for vegstrekninger under i avsnitt 5.

Alle data er lagt inn i ArcGIS innsynsløsning og Novapoint modell for prosjektet. I GIS-innsynsløsning finnes det også identifiserte løsne- og utløpsområder, NVE kartlagte kvikkeleire områder og dybde til berg for de nye undersøkelser utført i 2022, sammen med annen informasjon. Denne databasen er tilgjengelig gjennom både COWI og NV sin web-GIS.

#### 3.3 Eksisterende data

På strekningen er det tidligere utført mange grunnundersøkelser over tiden. Borpunkter med informasjon fra NADAG og fra mottatt materiale fra Nye Veier er registret og presentert i ArcGIS, der eksisterende borpunkter er vist med grå prikker, mens nye borpunkter er vist med grønne prikker. Oversikt over aktuelle datarapporter fra tidligere grunnundersøkelser er gitt herunder.

*Tabell 1 Oversikt over eksisterende grunnundersøkelser i prosjektområdet. Tal i [] refererer til digitalisert rapportnummer i GIS.*

Oppdragsnavn	Oppdragsgiver	Utførende bedrift	Rapport nr.
Kommunedelplan for E18 Dørdal – Grimstad	Nye Veier	Rambøll Norge AS	Grunnundersøkelser – KU E18 Dørdal - Grimstad Datarapport for planområder E18 Arendal – Grimstad (Dok-D-017)

Oppdragsnavn	Oppdragsgiver	Utførende bedrift	Rapport nr.
Norges vassdrags- og energidirektorat, Kvikkleirekartlegging Arendal og Grimstad, Utlysingsområde 1	NVE	Rambøll Norge AS	Oppdrag nr.: 1350024435 Rapport nr. 1
Kryss E18_Rv 404 Utenfor Grimstad. Frivoll bru.	Aust-Agder fylke	Statens Vegvesen, Veglaboratoriet	Oppdrag I-97B rapp 1. [1]
2 Kryss E18_Rv 404 (Opplandsvegen) ved Grimstad. Fylling for Rv 404 og rampe.	Aust-Agder fylke	Statens Vegvesen, Veglaboratoriet	Oppdrag I-97B rapp 2. [2]
FV 372 Bjorbekk – Løddesøl. Geoteknisk undersøkelse	Aust-Agder fylke	Statens Vegvesen, Veglaboratoriet	Oppdrag I-189 A [3]
E18 Vik-Bie (Sævelid), Orienterende grunnundersøkelser	Aust-Agder fylke	Statens Vegvesen, Veglaboratoriet	Oppdrag I-153 [4]
E18 Utenom Arendal, Parsell Sørsvann- Rannekleiv	Aust-Agder fylke	Statens Vegvesen, Veglaboratoriet	Oppdrag I-159B [5]
E18 Utenom Arendal, Nidelva-Nedenes	Aust-Agder fylke	Statens Vegvesen, Veglaboratoriet	Oppdrag I-159 D [6]
E18 Utenom Arendal, Arendal Kirkegård- Sørsvann	Aust-Agder fylke	Statens Vegvesen, Veglaboratoriet	Oppdrag I-159A [7]
E18 Utenom Arendal, Alternative linjer ved Skeiegårdene	Aust-Agder fylke	Statens Vegvesen, Veglaboratoriet	Oppdrag I-159E [8]
E18 Temse-Bie, Sævelidåsen bru-Bie	Aust-Agder fylke	Statens Vegvesen, Veglaboratoriet	Oppdrag I-235C [9]
E18 Temse – Bie, Temse – Sævelidåsen bru	Aust-Agder fylke	Statens Vegvesen, Veglaboratoriet	Oppdrag I-235A [10]

Oppdragsnavn	Oppdragsgiver	Utførende bedrift	Rapport nr.
E18 Rannekleiv – Temse, grunnforhold ved Sandstø nedstrøms ny Nidelva bru			Oppdrag 58 [11]
E18 Rannekleiv – Temse, delstrekninger mellom profil 3150 og profil 6610			Oppdrag 65 [12]
E18 Omlegging forbi Grimstad, Undergang ved profil 80610	Aust-Agder fylke	Statens Vegvesen, Veglaboratoriet	Oppdrag I97c [13]

### 3.4 Nye data fra Grunnundersøkelser i 2022

I forbindelse med forprosjektfasen er det gjort grunnundersøkelser langs ny vegtrase i 2022. Undersøkelsene er utført av COWI. Der er i alt utført

- 141 totalsonderinger,
- 27 CPTu
- Tatt ut prøver fra 48 prøveserier.

På uttatt prøver er det utført laboratoria forsøk. Disse forsøk er utført på NGI laboratoria. Alle data fra denne undersøkelse er rapportert i Geoteknisk Datarapport [21].

Disse undersøkelsene er konsentrert om de store konstruksjoner/bruer og områder med bløte leire ifm. den innledende områdestabilitetsvurdering. Den innledende områdestabilitetsvurdering er rapportert separat, der henvises til [22]. Denne innledende områdestabilitetsvurdering har lokalisert relevante aktsomhetsområder tar utredningen frem til step 4 iht. NVE Kvikkleirevegleder, [15].

Samtidig er det installert 6 hydrauliske poretrykksmålere fordelt i 3 borpunkter. Det anbefales å avlese poretrykksmålere regelmessig frem mot anleggsstart.

## 4 Prosjekteringsforutsetninger

### 4.1 Generelt

Veg og konstruksjoner dimensjoneres i henhold til vegnormaler fra Statens vegvesen og Norske standarder (Eurokoder med nasjonalt tillegg) fra Standard Norge. Håndbøkene fra Statens vegvesen overstyrer Eurokodene ved uoverensstemmelse mellom dokumentene. En liste av styrende dokumenter er vist på avsnitt 7 Referanser.

### 4.2 Geoteknisk kategori

N200 [1] kap. 1.1.2.1 viser til krav til prosjektering i Eurokode 7 ut fra tre ulike geotekniske kategorier. Valg av kategori gjøres ut fra standardens punkt 2.1 «Krav til prosjektering». Prosjektet har stort omfang og variasjon i kompleksitet. Ulike deler av prosjekter kan plasseres i ulike geotekniske kategorier.

Konstruksjoner som bruer, portaler og kulverter i prosjektet vurderes til å være av konvensjonell type konstruksjoner med fundamentering i komplekse forhold, og det kan velges krav til prosjektering av konstruksjonene i henhold til **geoteknisk kategori 3**.

Støttemurer som blir fundamentert på fyllmasser kan plasseres i **geoteknisk kategori 2**. Vegfyllinger og løsmasseskjæringer som etableres på/i stedlige masser uten unormale risikoer (ikke kvikk eller sensitiv leire) kan plasseres i **geoteknisk kategori 2**.

Der det utføres fylling i vann eller på grunn med kvikkleire/sprøbruddmaterialer gjelder likeledes **geoteknisk kategori 3**. Løsmasseskjæringer og midlertidige støttekonstruksjoner (spunt, rørvegg osv.) i grunn der brudd kan oppstå i kvikkleire/sprøbruddmateriale vurderes til **geoteknisk kategori 3**.

### 4.3 Konsekvensklasse/pålitelighetsklasse (CC/RC)

N200 [1] kap. 1.1.2.2 og 1.1.2.3 viser til Eurokode 0, definerer konstruksjoners plassering med hensyn til konsekvensklasse og pålitelighetsklasse (CC/RC). Konsekvensklasser er behandlet i standardens tillegg B (informativt), mens veiledende eksempler på klassifisering av byggverk i pålitelighetsklasser er vist i nasjonalt tillegg NA (informativt), tabell NA.A1 (901).

Valg av geoteknisk konsekvensklasse velges basert på veiledning i tabell 0-1, jf. V220 [7]. For innledende geoteknisk prosjektering ved forprosjekt E18 Arendal-Grimstad er det i utgangspunktet valgt **konsekvensklasse/pålitelighetsklasse (CC/RC) 3**. Dette gjelder også fundamentering av konstruksjoner. Lavere konsekvensklasse/pålitelighetsklasse kan velges i tilfeller hvor det vurderes å være mer gunstige forhold bl.a. lavere fyllinger og mindre løsmasseskjæringer.

For geoteknisk prosjektering ved sideveier og mindre konstruksjoner kan det vurderes **konsekvensklasse/pålitelighetsklasse (CC/RC) 2** om grunnforhold tillater det (eks. ikke kvikkleire/sprøbruddmasser i grunn).

#### 4.4 Prosjekteringskontroll

N200 [1] kap. 1.1.3.1 viser til Eurokode 0, som gir føringer for krav til omfang av prosjekteringskontroll avhengig av pålitelighetsklasse.

I henhold til tabell 1.3 i N200 [1] innebærer dette at det for prosjekteringskontroll av geotekniske arbeider i CC3/RC3 kan forutsettes kontrollklasse PKK3, hvilket medfører at det skal foretas utvidet kontroll iht. PKK3 av et uavhengig foretak. Da dette arbeidet er utført for forprosjekt anses det ikke behov for PKK3 kontroll i denne fasen. Dette kan utføres i reguleringsplanfasen.

For geotekniske arbeider i CC2/RC2 kan det forutsettes utvidet kontroll i kontrollklasse PKK2 og dette utføres iht. Eurokode 7 [11].

Denne uavhengige kontroll må ivaretas av Nye Veier AS.

I tillegg til prosjekteringskontroll som nevnt over ligger det også krav til at kontroll av utredningsarbeid knyttet til områdestabilitet, utføres av uavhengig kvalifisert foretak, iht. NVE 1/2019 [15]. Dette kan utføres i reguleringsplanfasen der komplett utredning iht. NVE veileder foreligger.

#### 4.5 Utførelseskontroll

N200 [1] kap. 203.2 viser til Eurokode 0, som gir føringer for krav til omfang av utførelseskontroll avhengig av pålitelighetsklasse. I henhold til tabell NA.A1 (903) i Eurokode 0 [11] innebærer dette at det må utføres kontroll av geotekniske arbeider. For CC3/RC3 forutsettes kontrollklasse UKK3 hvilket medfører at det skal foretas utvidet kontroll iht. UKK3 av et uavhengig foretak.

For CC2/RC2 forutsettes kontrollklasse UKK2, hvilket medfører at det skal foretas utvidet kontroll av et uavhengig foretak iht. UKK2. Kontrollen kan begrenses til en kontroll av at egenkontroll og intern systematisk kontroll er gjennomført og dokumentert.

Denne kontrollen er ikke aktuelt i denne fasen.

#### 4.6 Sikkerhetsnivå

Krav til minst beregningsmessig partialfaktor for sikkerhet er knyttet til konsekvensklasse (CC) og bruddmekanisme i masser/grunn. For CC3 ved sprø/kontraktant brudd kreves det  $\gamma_m \geq 1,6$  for både effektivspenningsanalyse og for totalspenningsanalyse, jf. N200 [1], tabell 1.8 og 1.9.

For å benytte lavere partialfaktorer, må det vises sammenheng mellom grunnforhold i prosjektområdet og potensial bruddmekanisme.

I CC2 benyttes  $\gamma_m \geq 1,4$  for både drenert effektivspenningsanalyse for totalspenningsanalyse for nøytralt brudd.

I bruddgrensetilstand er partialfaktor for lastene  $\gamma_Q = 1,3$  for dominerende variabel laster og  $\gamma_G = 1,0$  for permanente laster i henhold til Eurokode 0 [11] tabell NA.A1.2(C). For trafikklaster ved stabilitetsberegninger benyttes jevnt fordelt karakteristisk last på 15 kPa over hele vegbredden hvis dette er mest ugunstig, og 0 kPa hvis det er gunstig, jf. N200 [1] avsnitt 1.1.5.6.

Med hensyn til områdestabilitet gjelder krav til sikkerhet iht. NVE veileder 1/2019 ref.[15].

#### 4.7 Seismisk påvirkning

For krav til vurdering av seismiske påvirkninger vises det til N200 [1] kap. 1.1.5.7, som viser til Eurokode 8 del 1, ref. [13].

Ut fra figur NA.3.2(905) fås en spissverdi for berggrunnens akselerasjon ( $a_{gR}$ ) i Arendal, og Grimstad kommune som er henholdsvis på  $0,25 \text{ m/s}^2$  og  $0,3 \text{ m/s}^2$ . For forprosjektet velges det den mest ugunstige referanseverdien på grunnakselerasjon for grunnforhold type A ( $a_g$ ) på som er herunder.

$$a_{gR} = 0,3 \text{ m/s}^2$$

Ut fra Tabell NA.4(902) vurderes prosjektet generelt å være i seismisk klasse II, pga. konsekvens ved utglidning og viktighet av veg, svarende til en seismisk faktor ( $\gamma_I$ ) på 1,0 i henhold til Tabell NA.4(901). Vurdering av seismisk klasse for enkelte brukonstruksjoner og kulverter er ikke gjort i denne rapport. Dette vurderes separat for hvert enkelt tilfelle. Dimensjonerende grunnakselerasjon for grunntype A ( $a_g$ ) for seismisk klasse II er gitt under

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR} = 1,0 \cdot 0,3 \text{ m/s}^2 = 0,3 \text{ m/s}^2$$

Ulike grunntyper kan være aktuelt i enkelte områder og da kan forsterkningsfaktor (S) velges i henhold til Tabell 3.3 i Eurokode 8 del 1.

Seismisk faktor  $a_g \cdot S$  styrer seismisiteten for konstruksjoner. Med basis i ovenstående fås seismisk faktor  $a_g \cdot S$  for grunntype A som er gitt under:

$$a_g \cdot S = 0,3 \text{ m/s}^2 \cdot 1,0 = 0,3 \text{ m/s}^2$$

Seismisk faktor  $a_g \cdot S$  for flere grunntyper med seismisk klasse II i prosjektområdet er vist i Tabell 2.

Tabell 2 Seismisk faktor for ulike grunntype

Grunntype	Forsterkningsfaktor, S	$a_g \cdot S$ (m/s <sup>2</sup> )
A	1,0	0,3
B	1,35	0,405
C	1,5	0,45
D	1,8	0,54
E	1,6	0,48
S <sub>1</sub> *	1,8 – 2,0	0,54 – 0,6
S <sub>2</sub> *	1,8 – 2,0	0,54 – 0,6

\*Verdi for seismisk faktor iht. Tabell NA.3.3. [13].

Tabell 2 gjelder kun seismisk klasse II og for konstruksjoner i seismisk klasse IIIa, IIIb og IV kreves det ytterligere vurderinger.

For konstruksjoner/bruer i seismisk klasse IIIb og IV kreves det alltid påvisning av tilstrekkelig sikkerhet med seismisk påvirkning, jf. NA.3.2.1(5)P i Eurokode 8, del 1 [13]. Behov for seismiske laster i stabilitetsanalyser vurderes nærmere i detaljprosjektering.

## 5 Grunnforhold og fundamentering

For en generell oversikt over alle konstruksjoner henvises til konstruksjon fagrapporten, dok. nr. NV42E18AG-KNS-RAP-0003 [23].

Kun de større konstruksjoner er vurdert nærmere i de understående kapitler, der ikke behandler mindre konstruksjoner som f.eks. kulverter og mindre overganger.

Herutover er vegstrekningene behandlet og forventet grunnforhold og geoteknisk vurdering beskrevet.

Omfang av supplerende grunnundersøkelser må vurderes i reguleringsplanfasen. Det må forventes behov for supplerende grunnundersøkelser for flere konstruksjoner når disse er bedre bestemt. For flere bruer må det utføres supplerende grunnundersøkelser for fastleggelse av dybde til berg ved de enkelte brufundamenter samt klassifisering av løsmassene over berg. Supplerende grunnundersøkelser må også forventes flere steder for vurdering av lokal stabilitet. For vurderinger av områdestabilitet langs strekningen henvises til rapport ref. [22] hvor områder hvor det anbefales utført supplerende grunnundersøkelser er nevnt.

OBS: Alle plankart figurer har nord mot topp side.

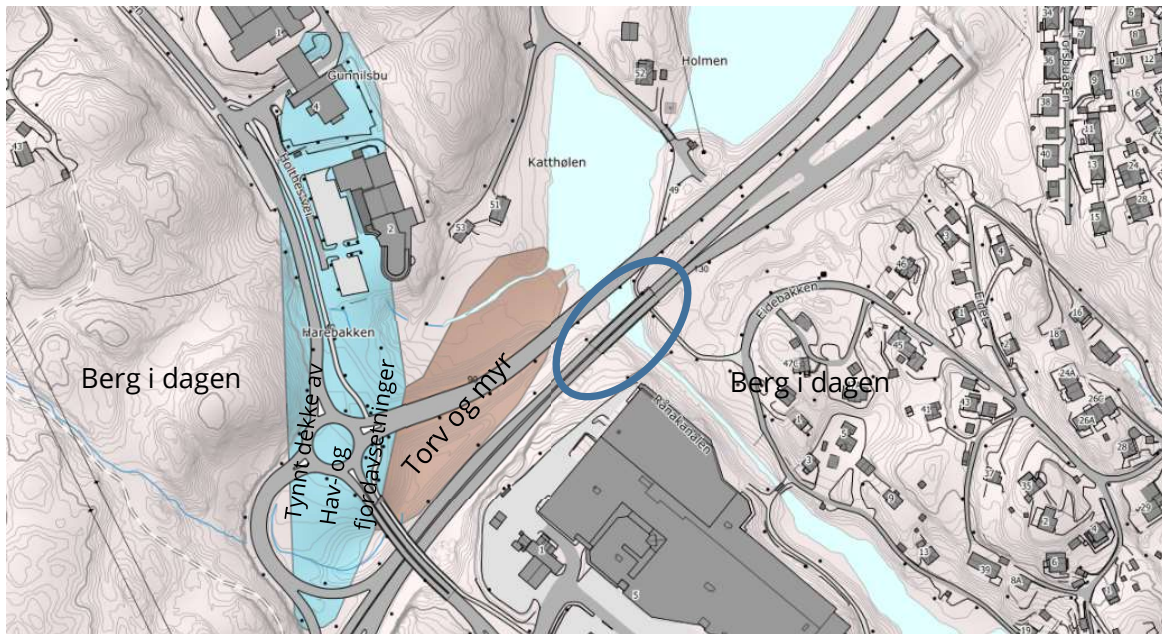
### 5.1 Katthølen bru, K101 (Pr 0-150)

Ved Katthølen bygges der ny 2-felts bru på sørøst-siden av eksisterende bru. Eksisterende bru bevares og anvendes for motsatt gående trafikk. Derved unngås det å lage tiltak på nordvest-siden ut mot Katthølen sjø. Se utvidelse på Figur 3.





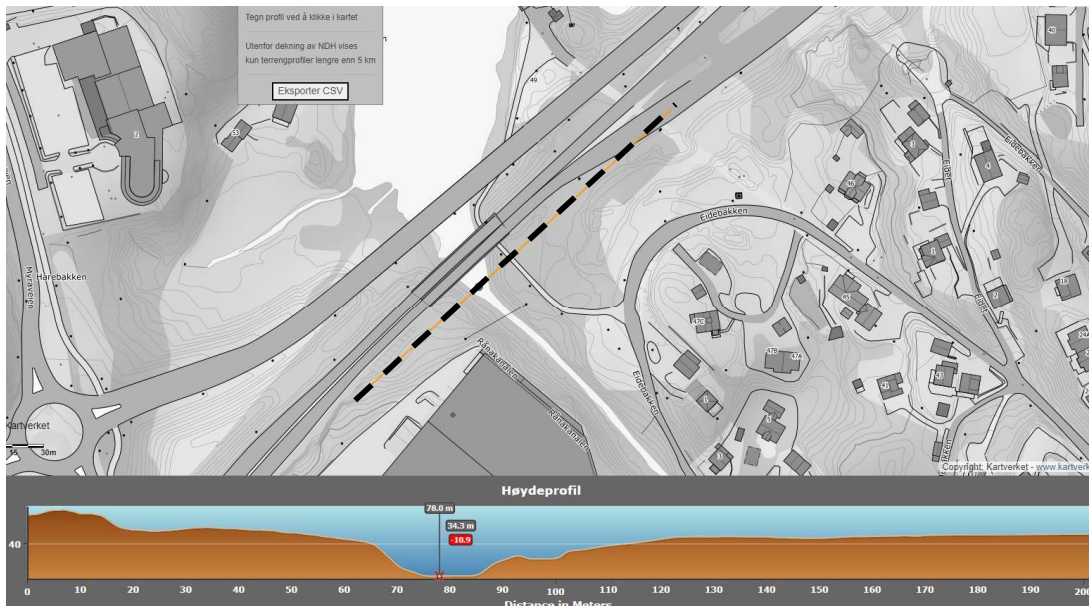
Figur 3 Utsnitt fra ArcGIS ved Katthølen hvor ny bru på sørøst-siden ses



Figur 4 Utsnitt fra NGU løsmassekart omkring Kathølen

### Topografiske forhold

Bru krysser over bekk der løper ut i Kathølen sjø. Bekk er i omtrent kote +34,3 m mens omkringliggende terreng ligger i omkring kote +41-42 m.



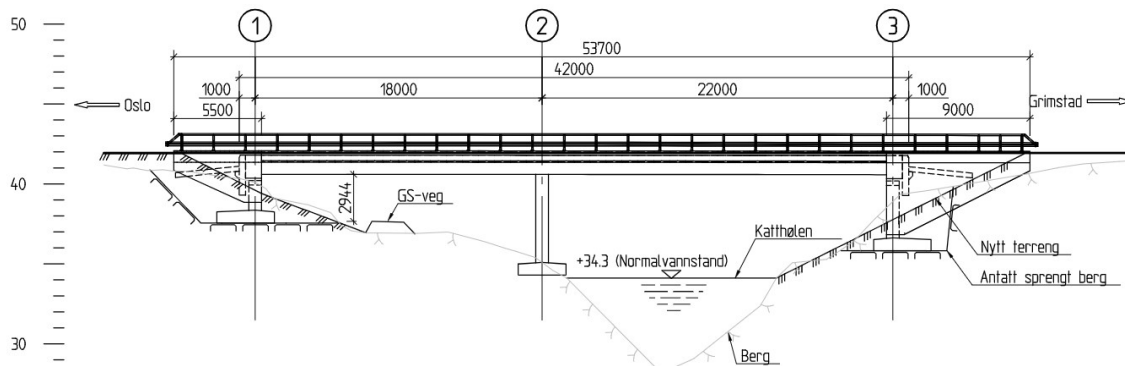
Figur 5 Topografi langs brulinje hentet fra Høydedata.no. Bekk i kote +34,3 m

## Grunnforhold

For ny bru forventes der berg i dagen (eller nært terreng). På den nordvestlige side av vegen ligger en tunge av torv og myr. Dette ses fra der er utsnitt fra NGU løsmassekart, Figur 4. Da utvidelse alene skjer på sørøstlig side får dette området ingen betydning for ny E18 prosjekt for Katthølen.

## Geotekniske vurderinger og fundamenteringsforhold

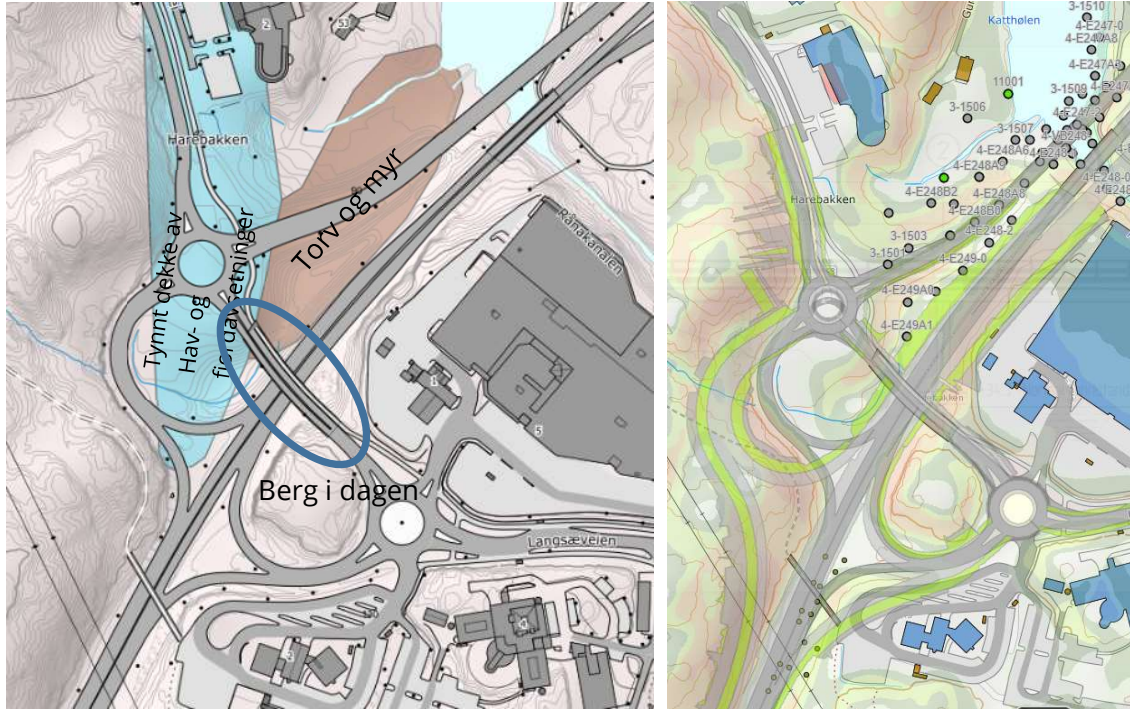
Basert på grunnundersøkelser og tegninger av eksisterende Katthølen bru og Råna bru antas det at alle akser kan fundamenteres på/til berg. Det antas fundamentering direkte på berg, eller på sprengsteinsfylling på berg, for alle 3 akser. Ved akse 2 kan korte stålkjernerperler til berg være et alternativ. Dette må avklares nærmere i neste fase.



Figur 6 Planlagt ny bru over bekk ved Katthølen

## 5.2 Harebakken bru, K102 (Pr 150-500)

Her må bygges en ny bru da eksisterende bru ikke kan gjenbrukes.

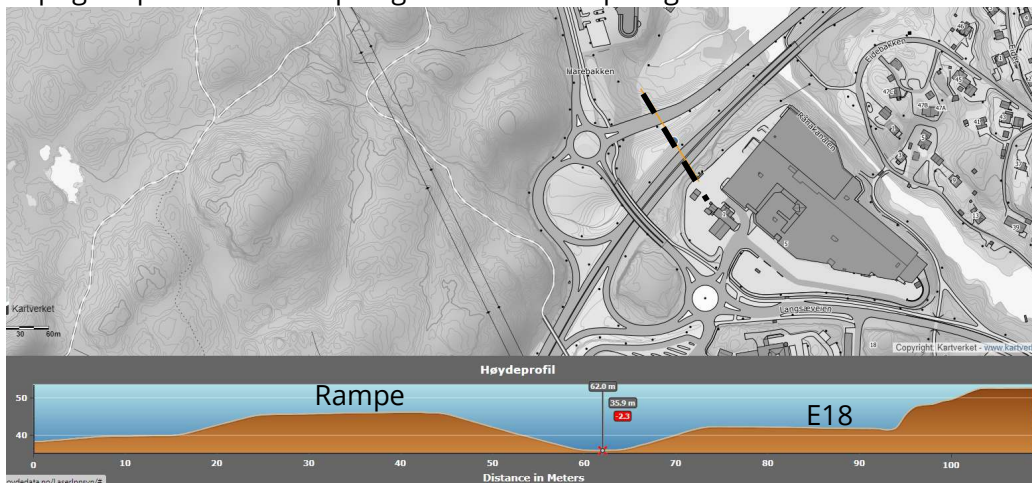


Figur 7 Utsnitt fra NGU løsmassekart og ArcGIS ved Harebakken brua

Torv og myr området er i NVE Atlas registret som et område med mulighet for marin leire, se Figur 7.

### Topografiske forhold

Topografi på tvers av rampe og E18 vist under på Figur 8.



Figur 8 Utsnitt fra Høydedata.no

Den nye grunnundersøkelse i 2022 har ikke noen boringer for bru konstruksjonen. Av tidligere boringer er følgende mest relevante for bru: 3-1501 -> 3-1508, 4-E249A0, 4-E249A1, A-E249-0, 4-E248-2, 4-E248B0, 4-E248A5, 4-E248A7, 4-E248A8 og 4-VB24A2 som alle ligger i eller omkring torv/myr området.

### Grunnforhold

Ved Harebakken bru er der berg i dagen på hver side av E18, mens der ved den nordvestlige rampe ligger en tunge a torv og myr. Dette ses fra Figur 7 der er utsnitt fra NGU løsmassekart og NVE Atlas. Her ses også utsnitt av utførte boringer for denne konstruksjon som alle er konsentrert omkring den torv og myr området. For den nordlige rampe plassert i torv/myr området, er der registret 2-7 m bløte avleiringer.



Figur 9 Utsnitt fra NVE Atlas der viser mulig sammenhengende forekomst av marin leire

### Geotekniske vurderinger og fundamentering

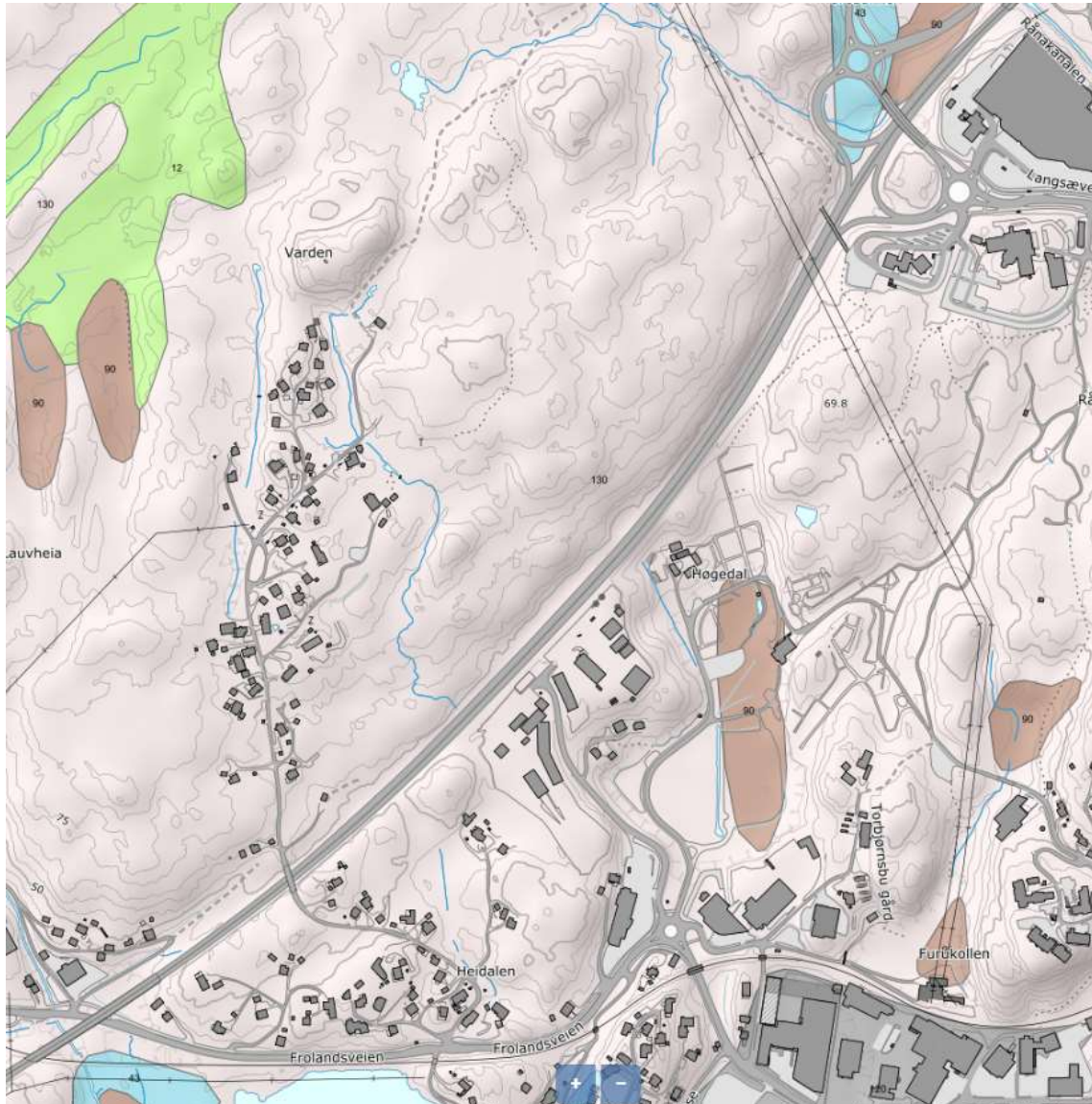
Eksisterende bru antas fundamentert på berg. Basert på ovennevnte grunnforhold og tegninger av eksisterende Harebakken bru antas det at alle akser kan fundamenteres på berg eller sprengsteinsfylling til berg.

Eksisterende rampe over torv/myr området antas å være utført etter masseutskiftning. Det anbefales derfor at bevare den eksisterende nordvestlige rampe og ikke utføre tiltak i dette område. For evt. fylling på nordvest-siden av E18 må sjekkes for stabilitet og setninger.

Ny utvidet vestlig rundkjøring blir bergskjæring.

Ved ny sørøstlig rampe antas ingen geotekniske utfordringer, da der er berg i eller nært terreng i dette område.

### 5.3 Vegstrekningen Pr 500-1650



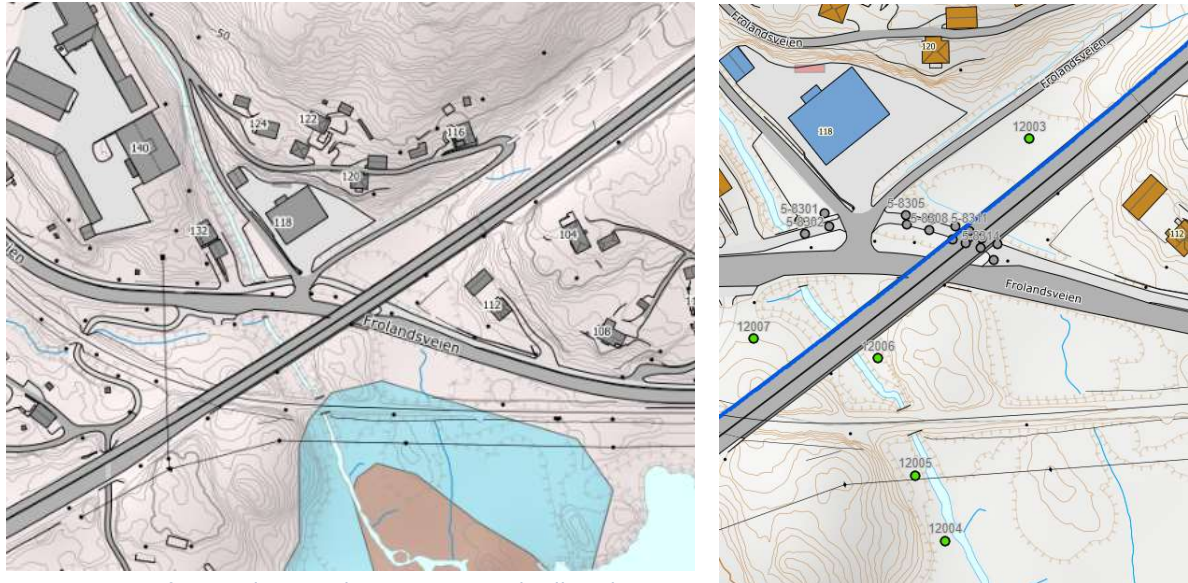
Figur 10 utsnitt fra NGU Løsmassekart

Løsmassekart viser berg i dagen for hele strekningen.

Der kommer ikke større skjæringer eller fyllinger på denne strekning og ny E18 følger eksisterende veg trase, så der forventes ikke noen spesielle geotekniske utfordringer på denne strekning.

#### 5.4 Solberg Østre bru, k104 (Pr 1650-1770)

Det er ikke mulig å gjenbruke den eksisterende bru, så det er anbefalt å bygge 2 nye 2-felts parallelle bruer. Nye bruer blir omkring 200 m lang. Bru krysser over både Frolandsvegen, jernbane og en bekk.



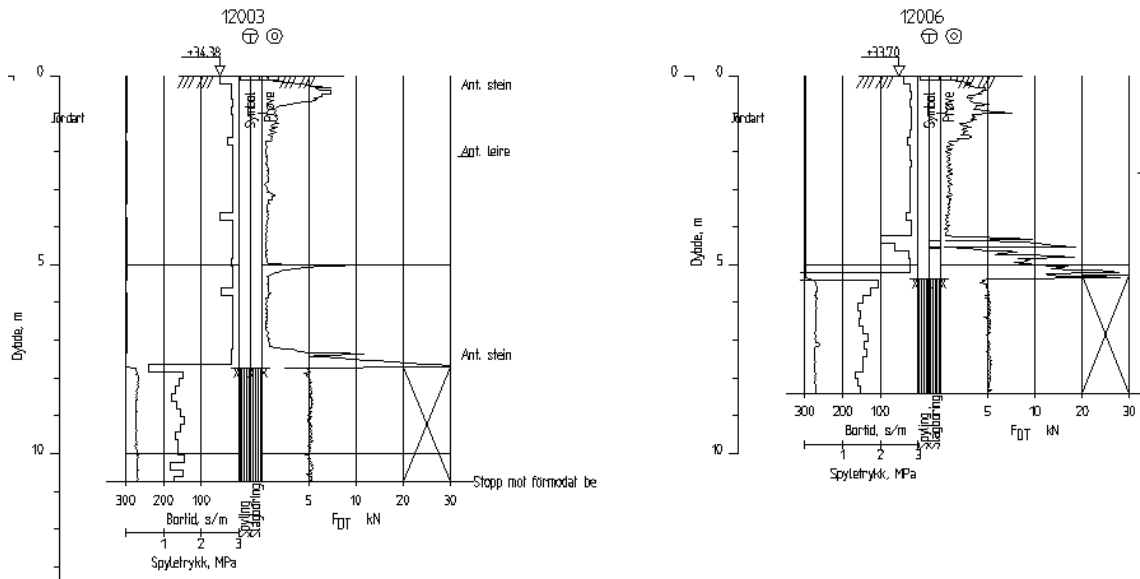
Figur 11 Utsnitt fra NGU løsmassekart og ArcGIS ved Solberg brua

#### Grunnforhold

Iht. utsnitt fra NGU løsmassekart, er det i hele området berg i dagen. Dette er dog ikke korrekt, da det spesielt på den nordvestlige side av bru er funnet 2-7 m bløte avleiringer (mellom E18 og Frolandsvegen). Grunnforholdene omkring selve bru er derimot helt overveiende faste masser ned til berg.

Omkring bekken sør for Frolandsvegen er det truffet siltig leire og friksjonsmasser over berg.

Fra den nye grunnundersøkelse fra 2022, [21] er boringene 12003 og 12006 de mest relevante for bru. Av tidligere boringer er de mest relevante boringene 5-8309 → 5-8316. På Figur 12 ses utsnitt av utførte boringer for denne konstruksjonen.



Figur 12 plot av totalsonderingen 12003 og 12006 der er plassert ved bru

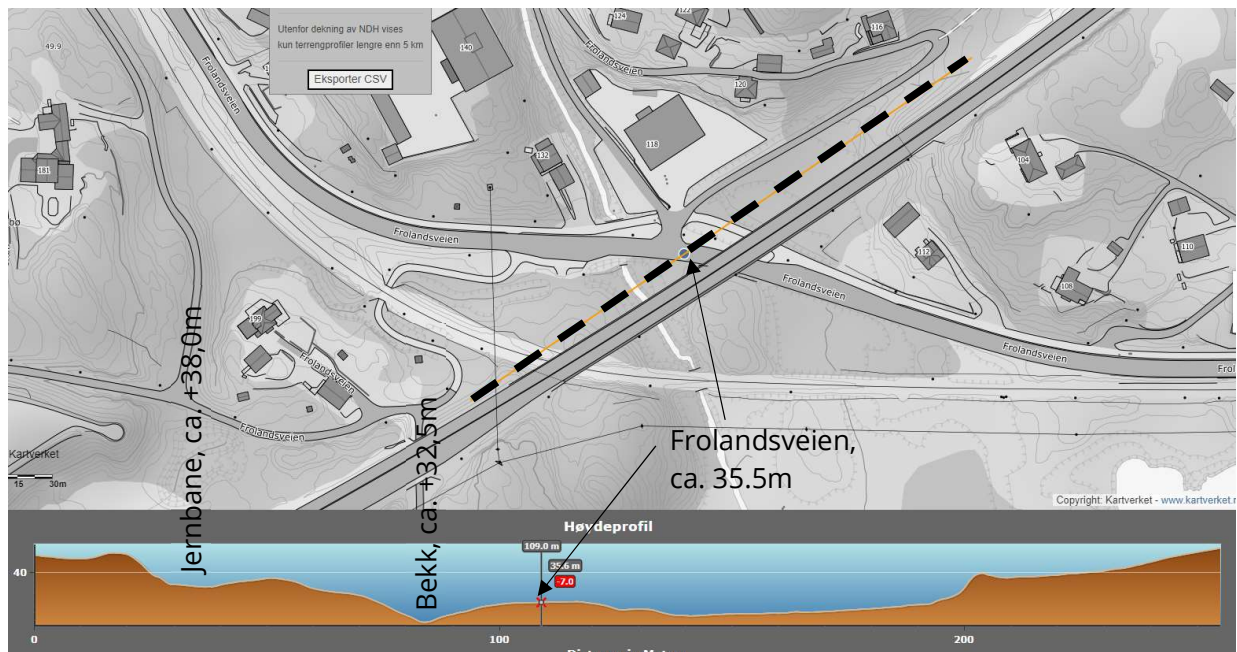
Basert på laboratoria forsøk og utførte CPTu i boring 12003 og 12006 er de bløte større mektighet av torv og kvikkleire med direkte skjærstyrke ned til 5 kPa, vanninnhold i kvikkleire opp til 75 % og for torv er målt vanninnhold opp til 540 %. Tyngdetetthet for torv er målt til bare 11,5 kN/m<sup>3</sup>.

Frolandsvegen, Fv42, ligger ved krysningen ca. 8 m under E18.

#### Topografiske forhold

Et topografisk snitt langs bru er vist under på Figur 13. Høydeforskjell mellom høyeste og laveste punkt langs bru ligger innenfor ca. 10 m.





Figur 13 Utsnitt fra Høydedata.no. Terreng langs bru vist.

### Geotekniske vurderinger og fundamentering

Basert på grunnundersøkelser, bergmodell og tegninger av eksisterende Solberg Østre bru antas det at fundamentering blir en kombinasjon av direkte fundamentering på berg, fundamentering på sprengsteinsfylling på berg og fundamentering på betongpeler. Det anbefales å få god kontroll på bergoverflate ved hver akse i neste planfase.

### 5.5 Sandbekktoppen, Stoa krysset, K106 (Pr 2000-2500)

Her må der bygges ny bru da det ikke er mulig å gjenbruke eksisterende bru. Planlagt ny bru ses på Figur 14.

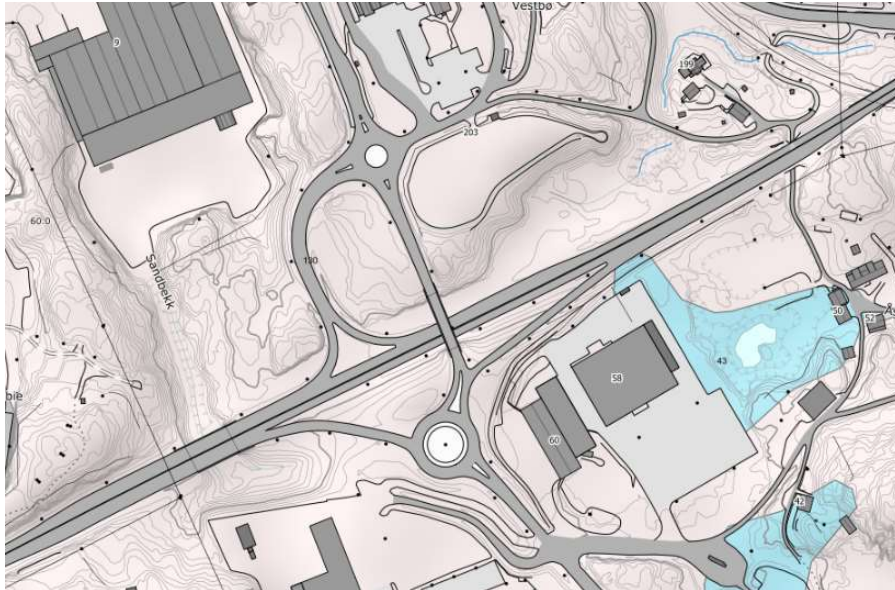


Figur 14 Utsnitt fra ArcGIS visende planlagt prosjekt sammen med utførte borer

#### Grunnforhold

Iht. utsnitt fra NGU løsmassekart, er det i hele området berg i dagen. Basert på gamle tegninger kan det ses at eksisterende bru er fundamentert på berg som forventet. Dette kan bekreftes via street view.

Boring 12013, som ligger nordøst for bru og ses på Figur 14, viser 2 m til berg med 1 m leire og 1 m faste friksjonsmaterialer over berg. Litt lengere mott nordøst viser boringene 12009-12012 også veldig faste masser, muligvis oppsprukket berg, ned til berg der treffes 0-3,5 m under terreng. Der er derfor ingen indikasjoner på bløte avleiringer omkring denne bru.

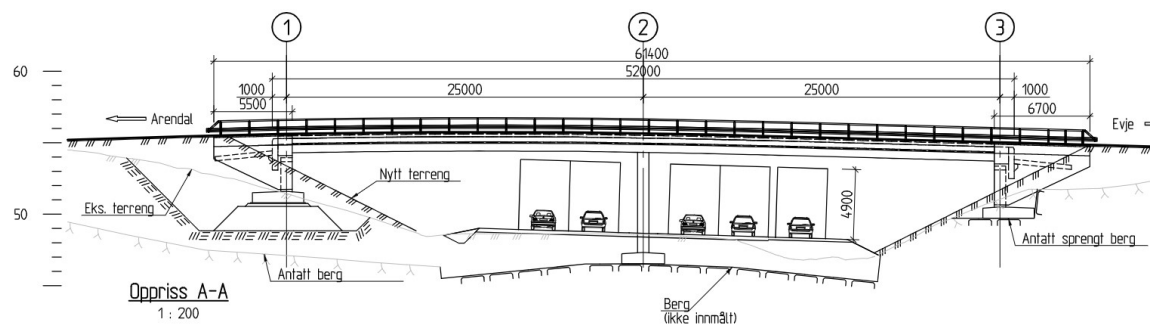


Figur 15 Utsnitt fra NGU Løsmassekart

### Geotekniske vurderinger og fundamentering

Basert på grunnundersøkelser og tegninger av eksisterende Sandbekktoppen bru antas det at alle akser kan fundamenteres direkte på berg eller på sprengsteinsfylling på berg.

Mulig utforming av bru ses under på Figur 16.



Figur 16 Tegning av planlagt ny bru Sandbekktoppen

Med de aktuelle grunnforhold forventes der ingen spesielle geotekniske utfordringer for nye ramper.

## 5.6 Vegstrekning, Pr 2500-6750

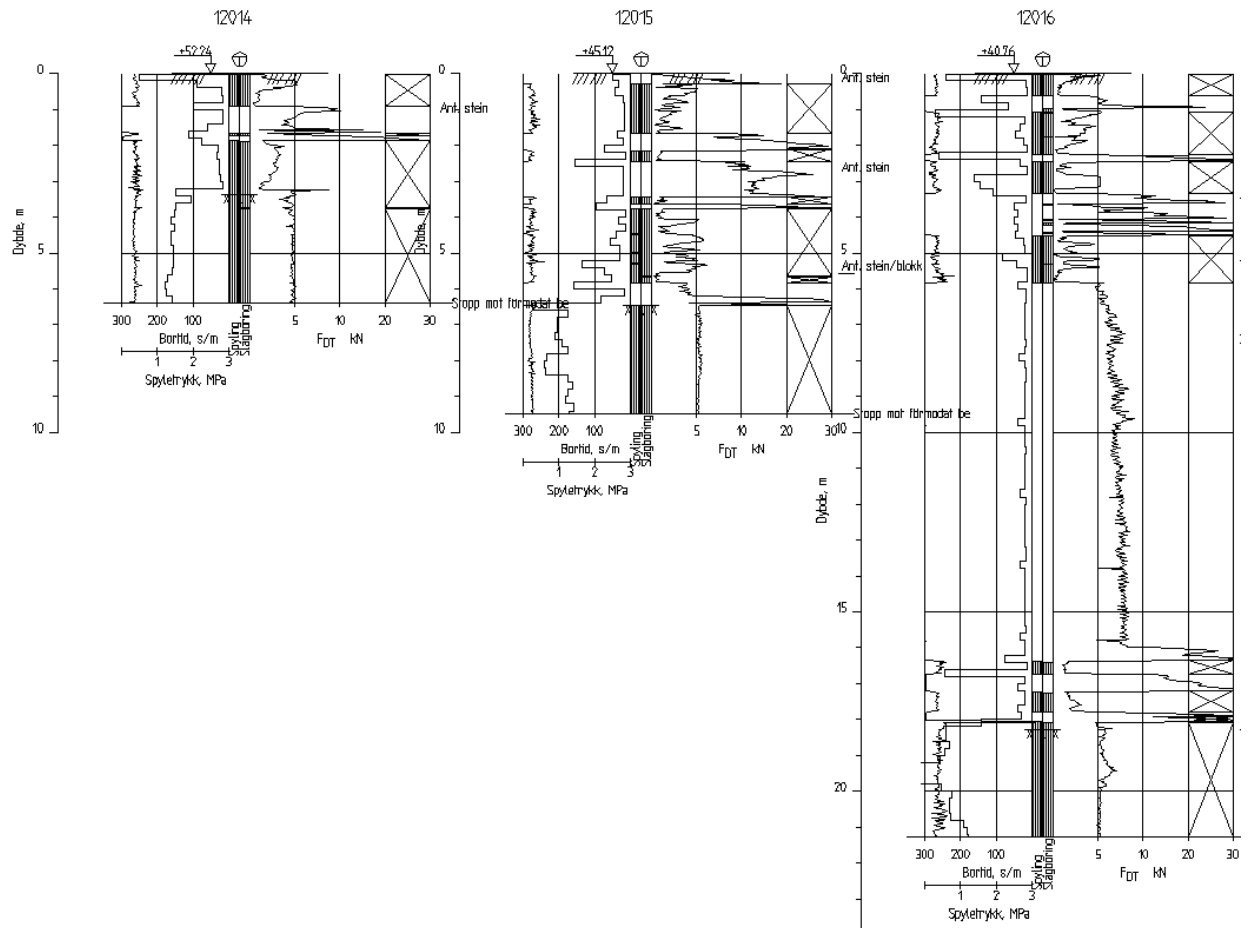
på denne strekning er der en del mindre konstruksjoner, som bl.a. Åsbie bru, Sørsvann kulvert, Skrubbedalen kulvert, Verpet bru, Nygårdshaven kulvert og Omdal kulvert. Disse er ikke behandlet særskilt i denne fagrapport, men der henvises til Fagrapport for konstruksjoner, ref. [23] hvor forventet fundamentering er angitt.



Figur 17 Første del av strekningen Pr 2500-3000

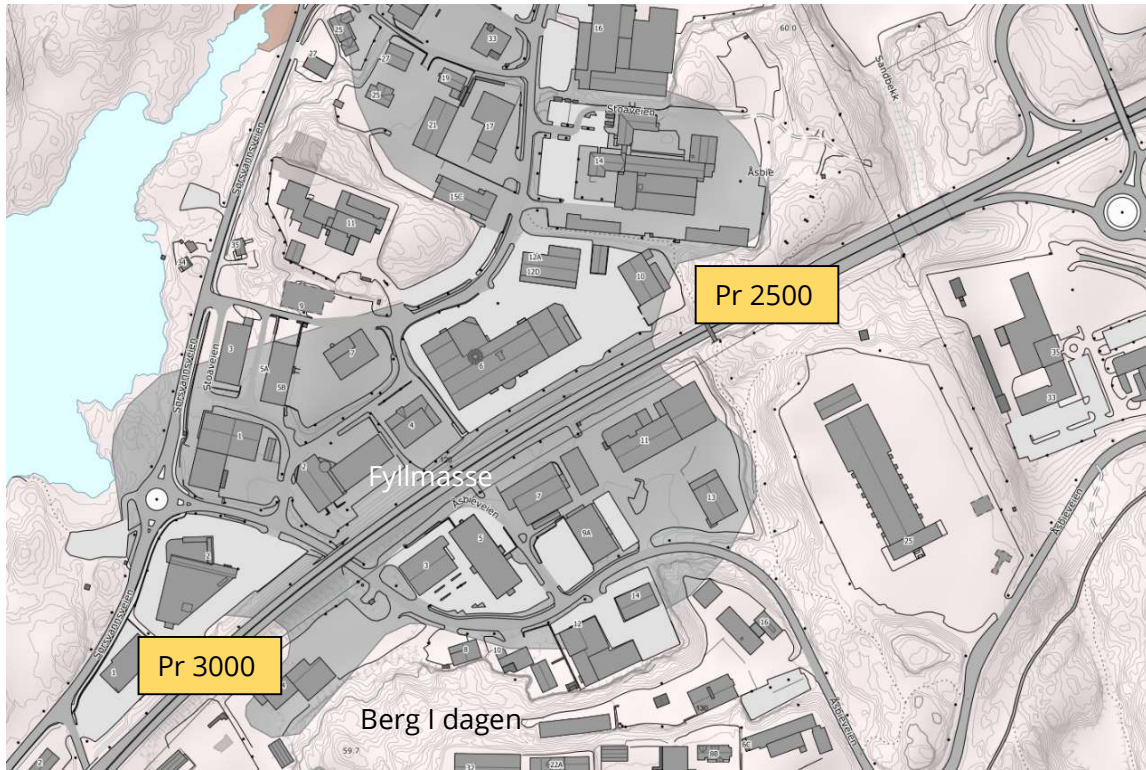
Vegen går her igjennom et industriområde med bygg nær vegen på begge sider. For å få kjennskap til grunnen er der utført 3 boringer her, 12014, 12015 og 12016.

Fundamentering av forlengelse (eller ny) Sørsvann kulvert (K108) må avklares nærmere i neste fase. Det kan nå antas at kulvert kan fundamenteres direkte på berg, på sprengsteinsfylling på berg eller på faste løsmasser. Tegning av eksisterende kulvert angir at denne er fundamenteret direkte på berg omkring 8 m under E18 vegen.



Figur 18 Plot av totalsonderingene 12014, 12015 og 12016

Som det kommer frem av sonderingene vist på Figur 18, er det ikke noen bløte avleiringer på denne strekning. Ved boring 12016 er det et lag siltig leire fra 6-16 m (basert på tidligere grundundersøkelser ved rapport nr. 7: E18 Utenom Arendal. Arendal Kirkegård-Sørsvann. Oppdrag I-159A rapp 1. SVV 1974). E18 ligger her på en høy fylling. Det vurderes ikke at noen spesielle geotekniske tiltak er nødvendig på denne strekning.



Figur 19 Utsnitt fra NGU Løsmassekart



Figur 20 Utsnitt fra NGU Løsmassekart

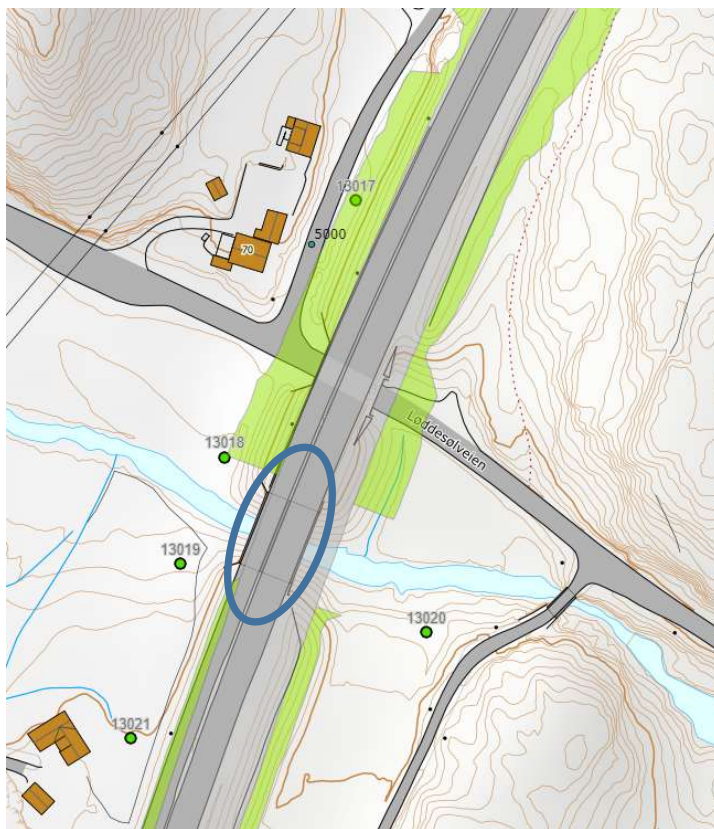
Fra pr 3000 til 6750 er det ikke utført noen grunnundersøkelser bortsett fra boringene ved Lilleelv bru, se neste avsnitt 5.7.

På størstedelen av denne strekningen er det berg i dagen eller berg under tynt dekke.

Der kommer ikke større skjæringer eller fyllinger på denne strekning og ny E18 følger eksisterende veg trase, så det forventes ikke noen spesielle geotekniske utfordringer på denne strekning.

### 5.7 Lilleelv bru, k113 (Pr 5060)

Eksisterende bru vil her bli gjenbrukt. For å oppnå tilstrekkelig bredde må eksisterende bru utvides ca. 5 m på østsiden.



Figur 21 Utsnitt fra ArcGIS der viser nye boringer med nummer og tidligere utførte boringer grønn prikk

#### Grunnforhold

Under på Figur 22 er plot av total sonderingene 13018, 13019, 13020 og 13021 vist. Boringene er utført i bunn av vegfylling.

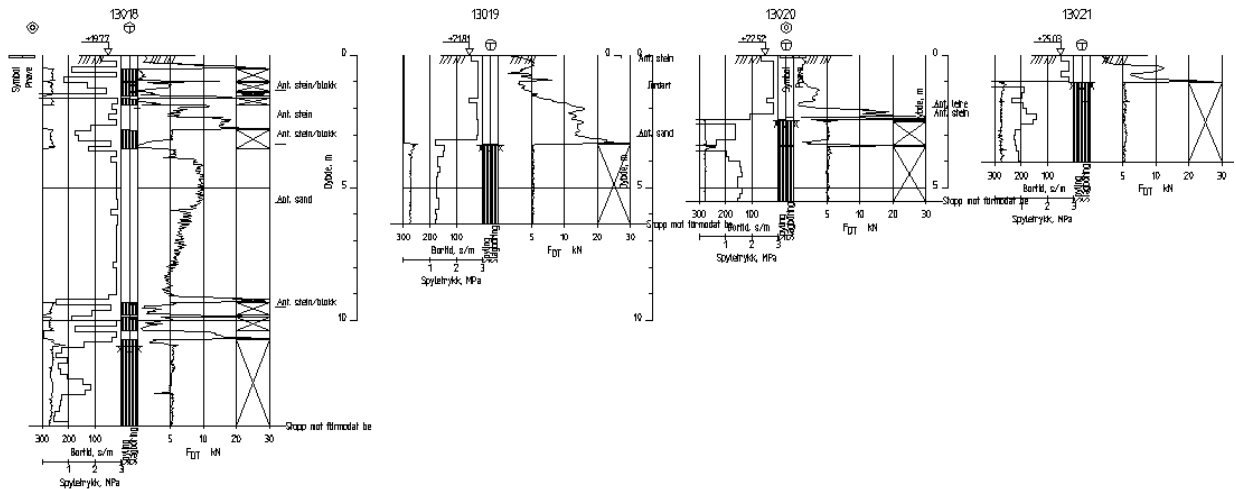
Relevante boringer her er 13018, 13019, 13020 og 13021.



Basert på kartmateriale er der risiko for kvikkleire i området. I de utførte borerer er der kun truffet kvikkleire i boring 13018 fra 8-9 m, mens det basert på totalsonderingene ikke er kvikkleire i borerene 13019, 13020 og 13021. Løsmassene over berg er her antatt å være siltig, sandig leire.

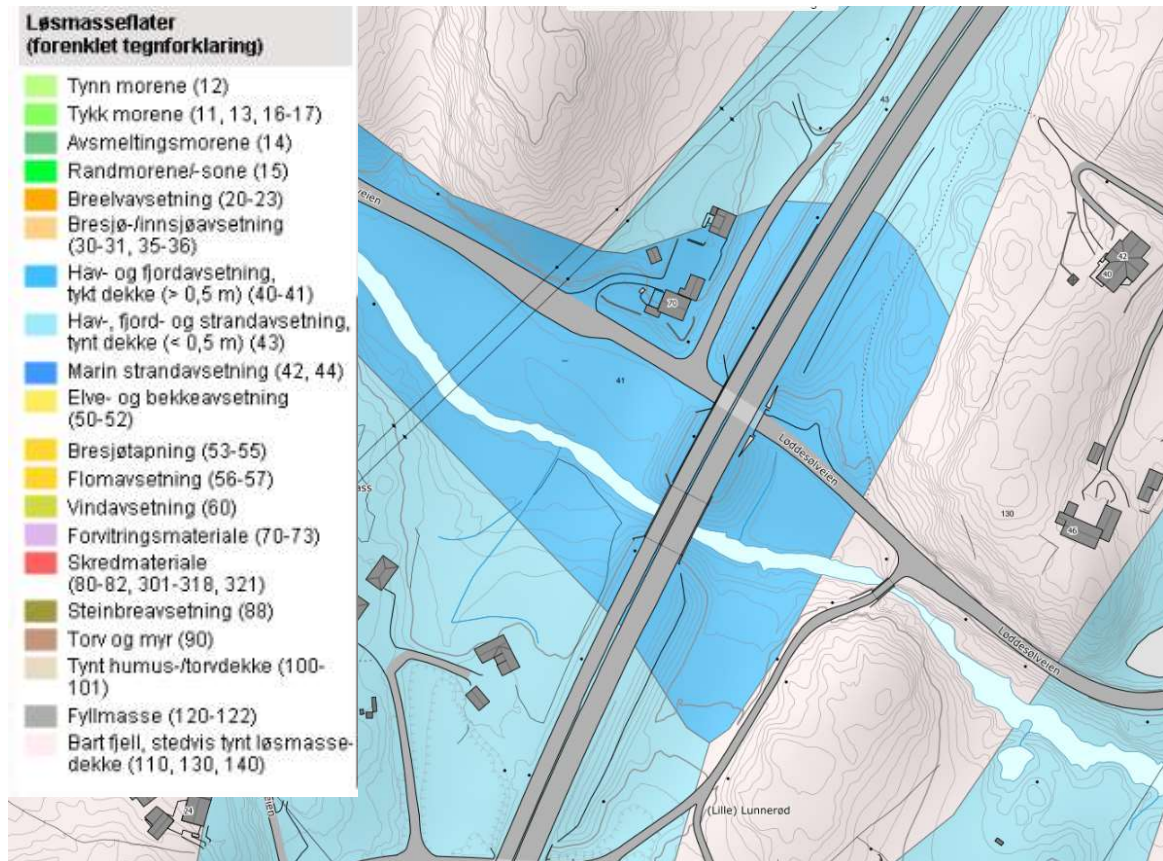
Berg er truffet ved sørlige landkar truffet i kote +19-20 m, mens det ved nordvestlig hjørne (13018) er truffet i kote +8,8 m. Dybde til berg i de utførte borerer er henholdsvis 11m, 3,2m, 2,5m og 1m under terreng i boring 13018, 13019, 13020 og 13021.

Der er tatt prøver i boring 13018 og utført CPTu. Leiren er relativ bløt med en udrenert direkte skjærstyrke på kun 8-15 kPa og vanninnhold på 35-70 %.



Figur 22 Plot av totalsonderinger 13018, 13019, 13020 og 13021

Generell data fra kartmateriale er vist herunder.



Figur 23 Utsnitt fra NGU løsmassekart



Figur 24 Utsnitt fra NVE-Atlas der viser kartlagte kvikkleireområde

Topografiske forhold

Under ses topografi langs bru og på hver side.

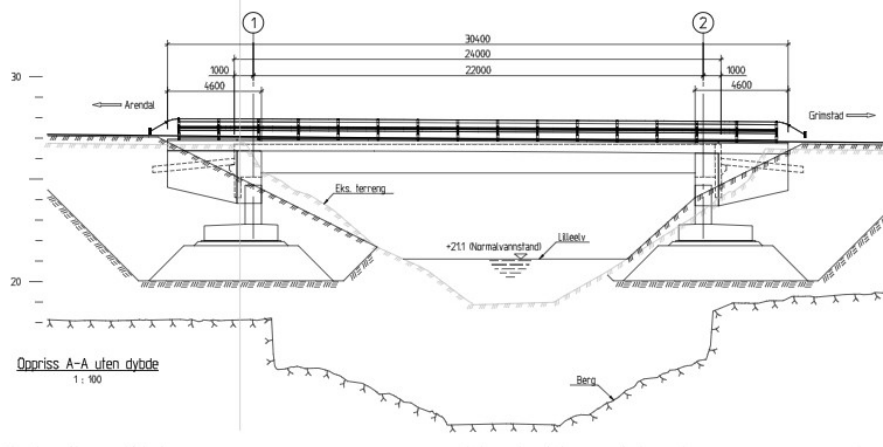


Figur 25 Utsnitt fra Høydedata.no. Terreng i bekk omkring kote +19 m og terreng på hver side omkring kote +27 m

### Geotekniske vurderinger og fundamentering

Basert på grunnundersøkelser og tegninger av eksisterende Lilleelv bru antas det fundamentering på utskiftede masser til berg for ny bru. Notater fra forrige breddeutvidelse i 2007 angir behov for stålkjernepeler under søndre landkar, dette må vurderes nærmere i neste fase. Kalksementstabilisering ved fylling ved det nordlige landkar kan bli aktuelt og må vurderes nærmere i neste fase.

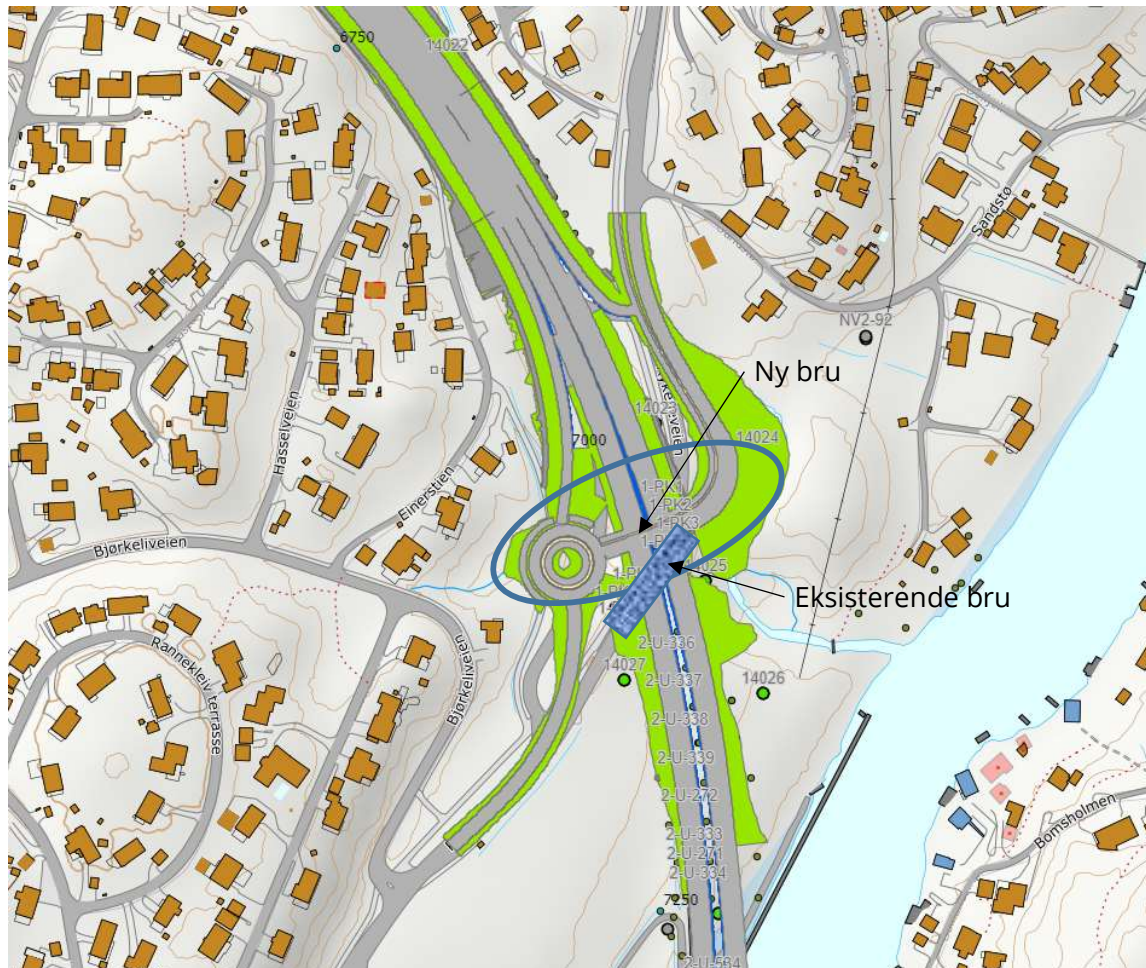
Det synes fordelaktig hvis denne bru kan utvides alene på vestsiden og unngå utvidelse på østsiden hvor der er truffet bløte avleiringer ned til omkring kote +10,8 m (boring 13018). Planlegging av supplerende grunnundersøkelser må tilpasses prosjektet.



Figur 26 Oppriss av bru fra konstruksjons fagrapport

## 5.8 Rannekleiv bru, K118 (Pr 7040)

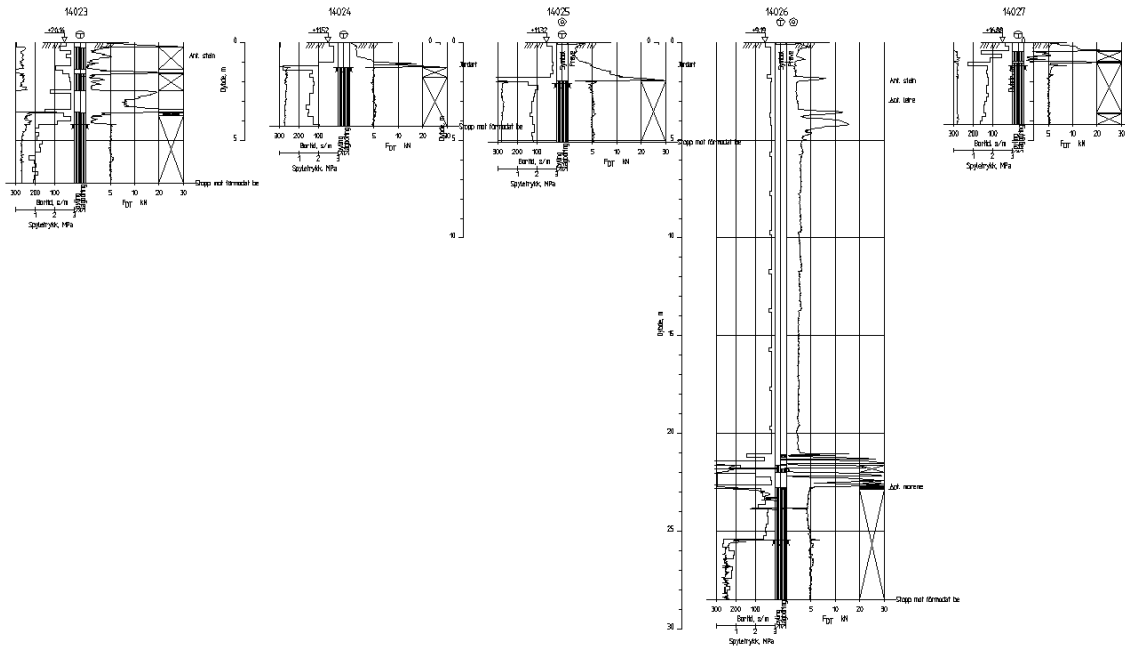
Eksisterende bru som er en del av Rykenevegn kan ikke gjenbrukes og der må etableres ny bru.



Figur 27 Utsnitt fra ArcGIS ved Rannekleiv bru

### Grunnforhold

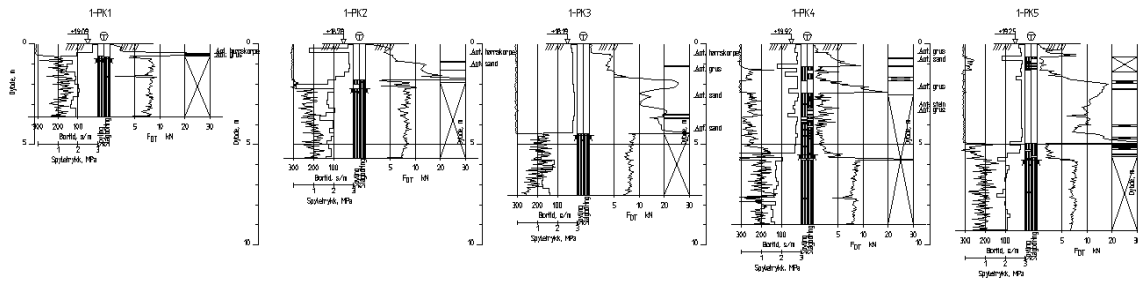
Relevante nye borer: 14023-14027. Nye og eksisterende borer omkring planlagt brua viser tynt løsmasse dekke og kort dybde til berg.



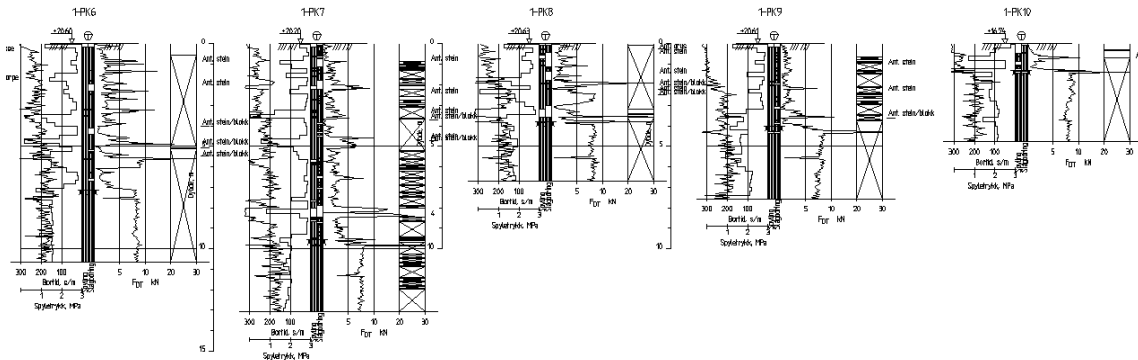
Figur 28 Plot av totalsonderinger 14023, 14024, 14025, 14026 og 14027



Figur 29 Borplan for tidligere utført grunnundersøkelse for eksisterende bru



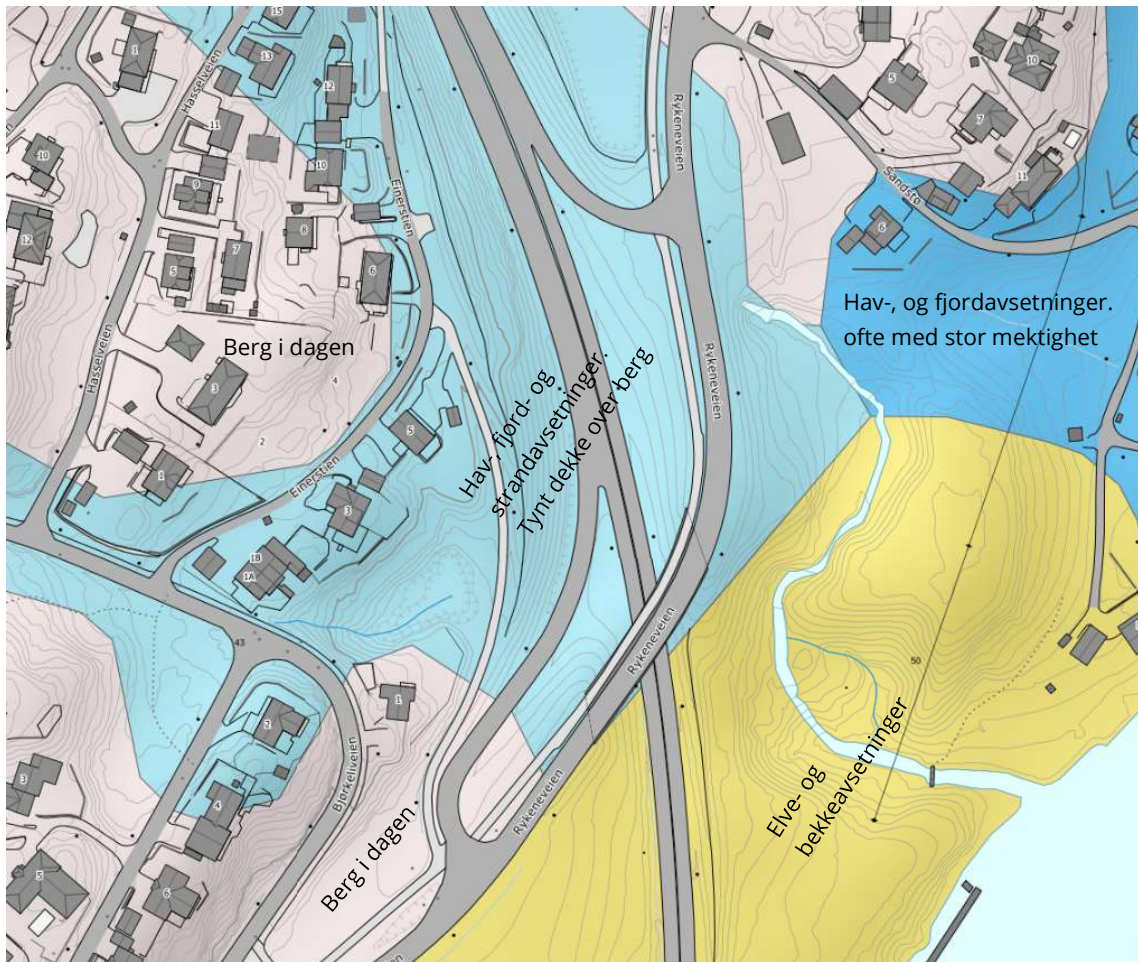
Figur 30 Plot av tidligere utførte boringer øst for E18, 1-PK1 til 1-PK5



Figur 31 Plot av tidligere utførte boringer vest for E18, 1-PK6 til 1-PK10

Som det kommer frem av Figur 28 er det kun dårlige grunnforhold i boring 14026 der ligger sør for ny bru. Dette stemmer godt overens med NGU Løsmasskart og NVE Atlas, Figur 32 og Figur 33, da denne boring ligger i elve- og bekkavsetninger og nær registret kvikkleire område. Som det kommer frem av Figur 29, Figur 30 og Figur 31 er det ikke funnet bløte avleiringer ved eksisterende bru. Resultatene av disse borerne stemmer fint overens med de nye borerne utført i 2022 og vist på Figur 28.

Prøver fra boring 14026 viser kvikkleire omkring 16 m under terreng. Prøver viser at de øverste 7 m er middels fast til fast leire med vanninnhold generelt mellom 35% og 55%. Denne øverste fastere leire har en udrenert direkte skjærstyrke,  $c_u$ , på 35-40 kPa mens skjærstyrken for kvikkleiren er omkring 30 kPa med et vanninnhold på omkring 50 % og tyngdetetthet på 17 kN/m<sup>3</sup>. Det er usikkert akkurat hvor kvikkleiren starter mellom 7 og 16 m's dybde. I stabilitetsberegningene er styrker tolket fra CPTu og laboratoria resultater og leiren fra 6-21 m er antatt som samme lag.



Figur 32 Utsnitt fra NGU Løsmassekart

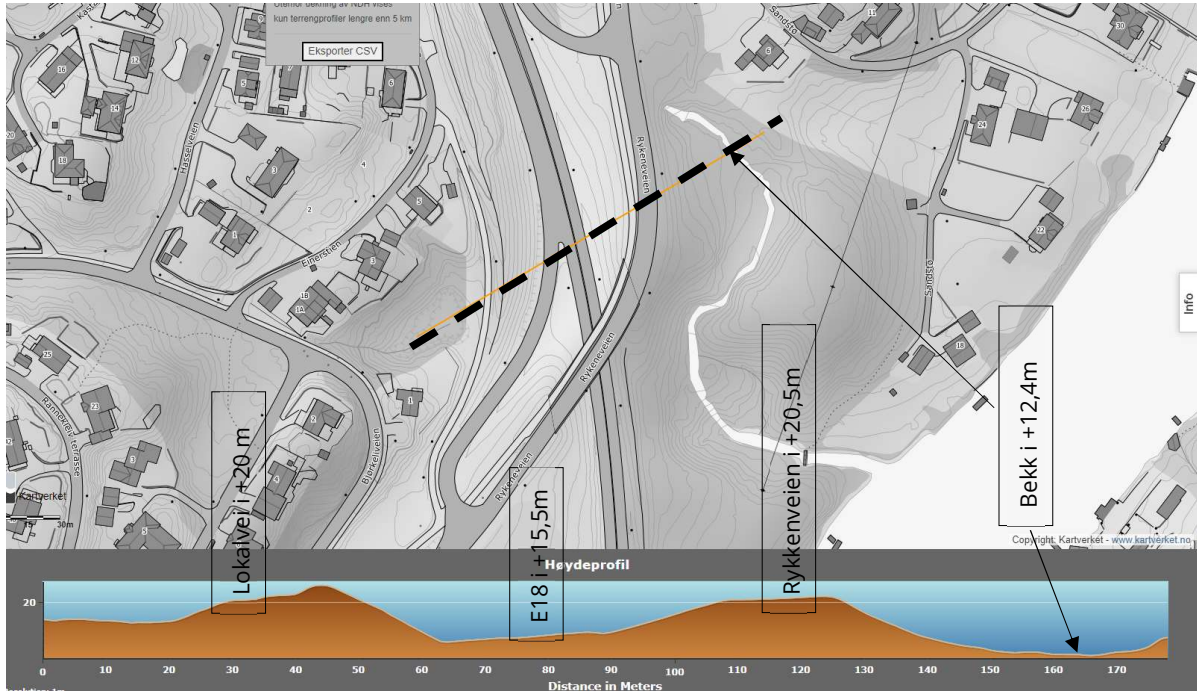




Figur 33 Utsnitt fra NVE-Atlas der viser mulige og registret områder med kvikkleire

### Topografiske forhold

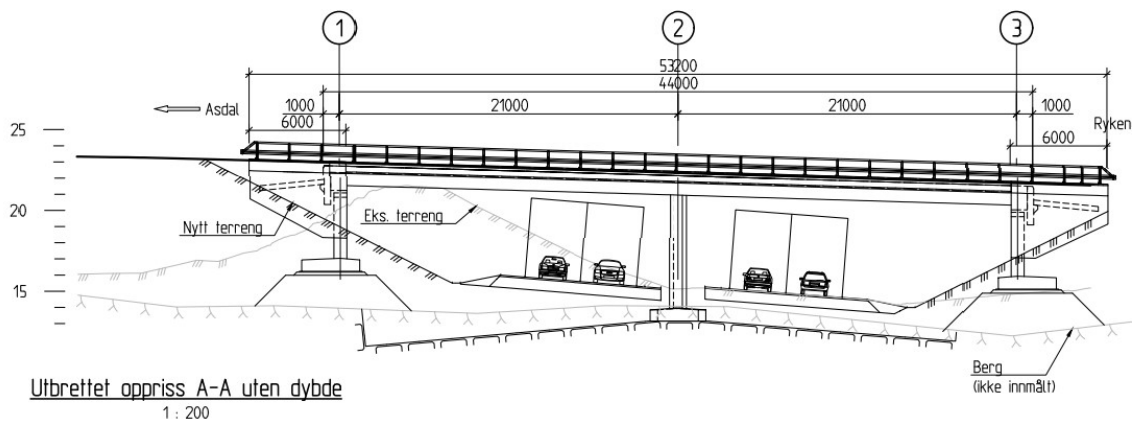
Under på Figur 34 ses topografi langs ny planlagt bru.



Figur 34 utsnitt fra Høydedata.no.

### Geotekniske vurderinger og fundamentering

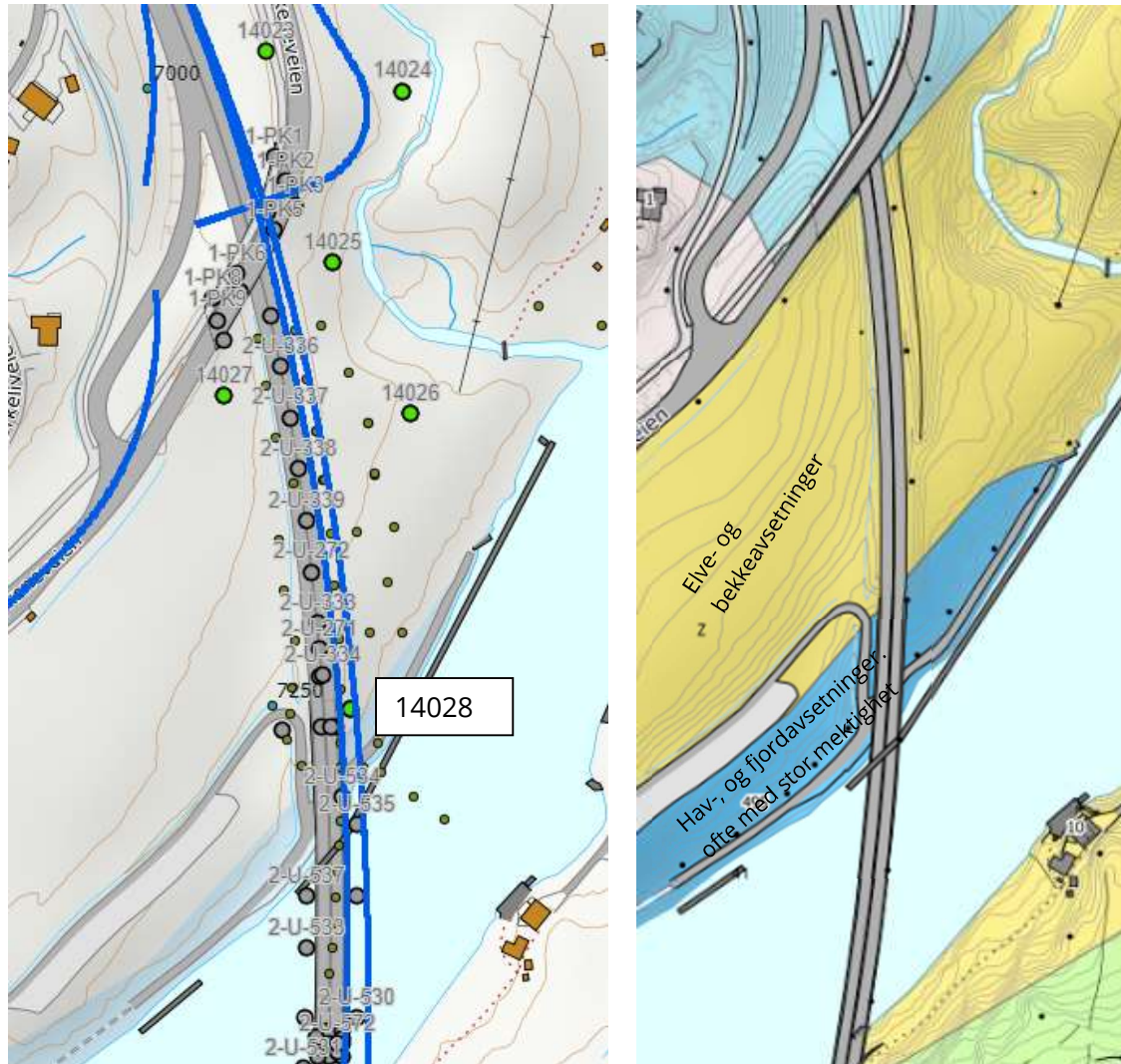
Basert på grunnundersøkelser og tegninger av eksisterende Rannekleiv bru antas det at alle akser kan fundamenteres direkte på berg eller på sprengsteinsfylling til berg som angitt på Figur 35.



Figur 35 Oppriss av Rannekleiv bru fra konstruksjon fagrapport

### 5.9 Veg strekning sør for Rannekleiv Bru og nord for Nidelva (Pr 7125-7300)

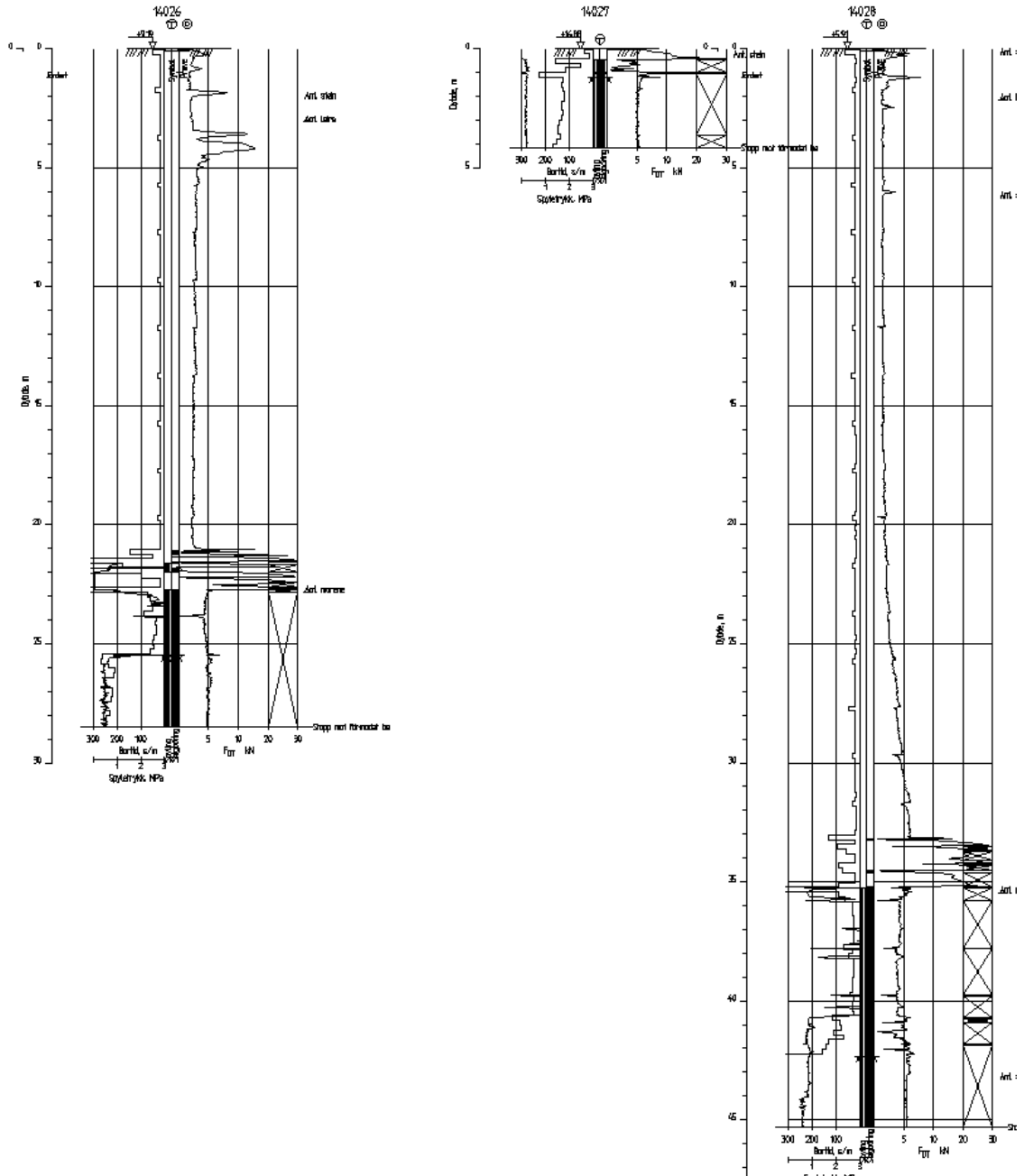
Vegen ligger på denne strekning i skjæring. E18 utvides her på østsiden av eksisterende E18.



Figur 36 Utsnitt fra ArcGIS og NGU Løsmassekart

Grunnforhold

Relevante nye boringer for denne strekning er boring 14026, 14027 og 14028.



Figur 37 plot av totalsonderingene 14026, 14027 og 14028

For utsnitt fra NVE-Atlas vises til Figur 33. Utsnitt fra NGU løsmassekart ses på Figur 36.

Prøver fra boring 14028 viser at grunnen hovedsakelig er beskrevet som middelfast leire fra 1,5-5 m under terreng med et vanninnhold på 30-55 % og en direkte skjærfasthet varierende mellom 12-30 kPa. Fra 11-12 m er prøven beskrevet som kvikkleire med en direkte skjærfasthet omkring 30 kPa. Det er usikkert akkurat hvor kvikkleiren starter mellom 6 og 11 m's dybde. Skjærfastheten stiger jevnt nedad og er 30 m under terreng vurdert til omtrent 65 kPa. Fra 20-27 m under terreng er grunnen beskrevet som fast leire med et vanninnhold på 45-50 %.

Tidligere utførte boringer 2-U-330 til 2-U-339, 2-U-419, 2-U-271 og 2-U-272 viser samme tendens, med bløte avleiringer stedvis helt ned til 38 m under terreng.

### Topografiske forhold

Under på Figur 38 ses topografien langs denne vegstrekning.



Figur 38 Utsnitt fra Høydedata.no

Som det kommer frem av Figur 38 er terrenget svakt, men jevnt, fallende fra Rannekleiv bru mott Nidelva.

### Geotekniske vurderinger og fundamentering

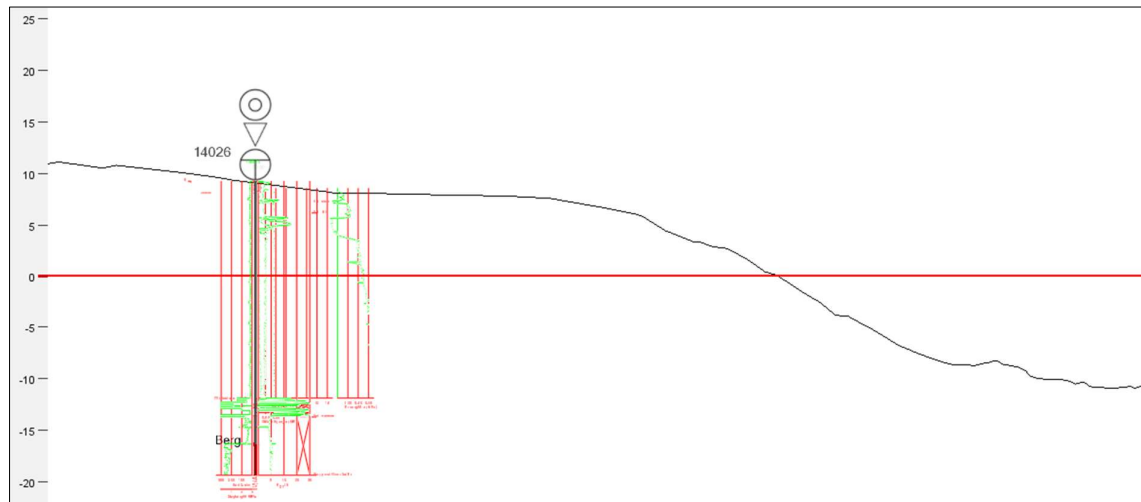
Resultat fra grunnundersøkelser viser at grunnforhold i dette området kan være utfordrende mtp. stabilitet for planlagt veg og konstruksjoner. Det er utført innledende

utredning av lokalstabilitet for å vurdere behov for nødvendige geotekniske tiltak. For forutsetninger for disse vurderinger, vises det til kap. 4 av dette dokumentet.

Felt- og laboratorieundersøkelser er benyttet for å kartlegge geotekniske forhold og for å fastsette materialparametere i den aktuelle strekningen. Basert på resultat av grunnundersøkelser, topografi og veg/konstruksjonsgeometri, et kritisksnitt valgt. Kritisksnitt fra Novapoint er vist på Figur 40. Tolket lagdeling og grunnvannsforhold er vist på snitt fra stabilitetsberegninger i vedlegg 1.



Figur 39 Plassering av kritisksnitt ved Rannekleiv



Figur 40 Kritisksnitt ved Rannekleiv

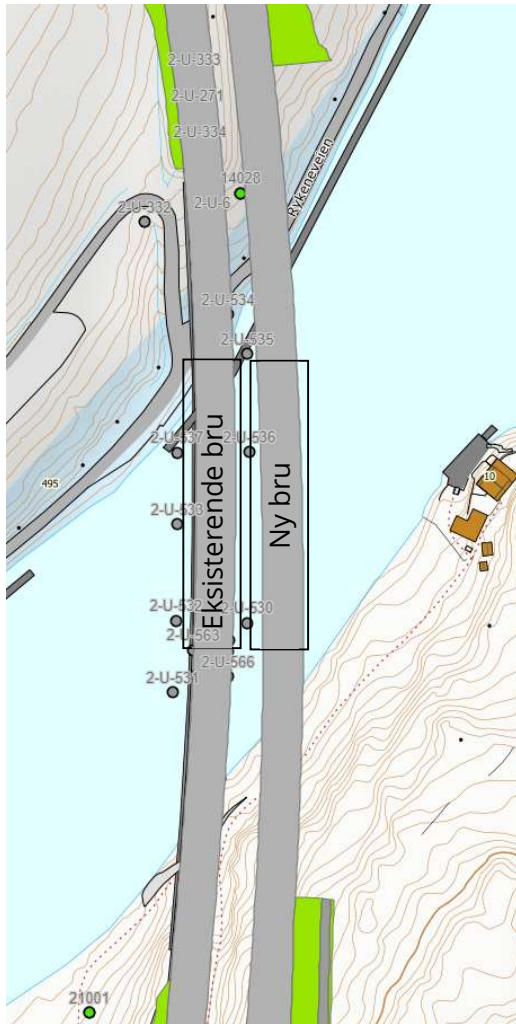
For fastsettelse av geoteknisk materialparametere er en kombinert tolkning av felt (CPTu) og Lab (analyser fra sylinderprøver) benyttet, se vedlegg 1 for tolket CPTu og aktuelle labforsøk. For grunnlagsdata fra grunnundersøkelser vises det til Geoteknisk datarapport [21]. For materialer der fastsettelse av materialparametere er ikke mulig fra grunnundersøkelser, er vegledende erfaringsverdier fra tabell 2.39 i SVV håndbok V220 [7] benyttet. En tabell med materialparametere som ble brukt i stabilitetsutredninger er gitt i vedlegg 1 også.

Resultat fra stabilitetsberegning ved vedlegg 1 viser at stabilitet ved skråning nord for Nideelva er i utgangspunktet marginalt lav. Det er utført stabilitetsberegninger med potensielle tiltak som viser at man kan oppnå tilfredsstillende stabilitet med  $FS \geq 1,6$  ved å stabilisere kvikkleirelaget med Kalk og sement. Beregninger viser at som alternativ en motfylling kan også bygges i Nideelva for å oppnå tilfredsstillende stabilitet.

Det er også utført en innledende utredning av områdestabilitet. For tolkede aktsomhetsområder (løsne- og utløpsområder) i dette område henvises til den innledende områdestabilitetsvurdering rapportert i dokument NV42E18AG-GEO-RAP-0002 [22].

### 5.10 Bru over Nidelva, K119

Eksisterende bru over Nidelva gjenbrukes og anvendes for vestgående trafikk. Der bygges ny 2-felts bru på østsiden av eksisterende bru. Ny bru er planlagt som en 5-spenns kassebru. Elva er omkring 11 m dyp.

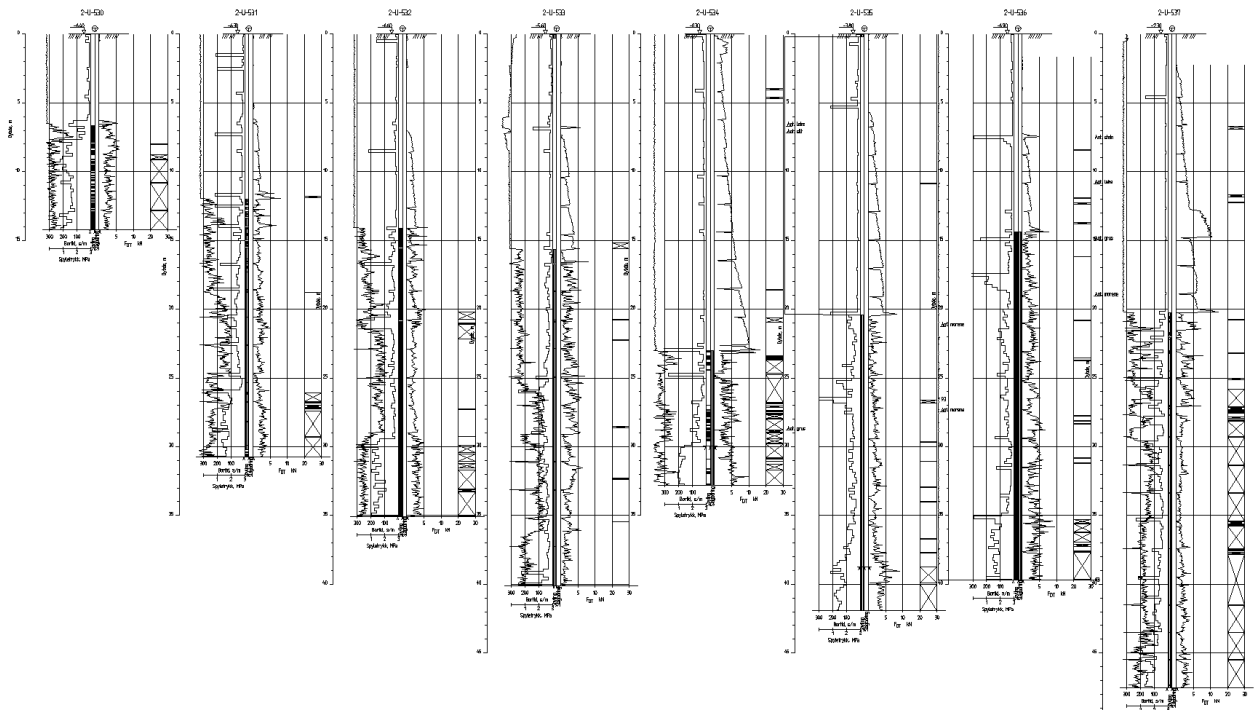


Figur 41 Bru over Nidelva

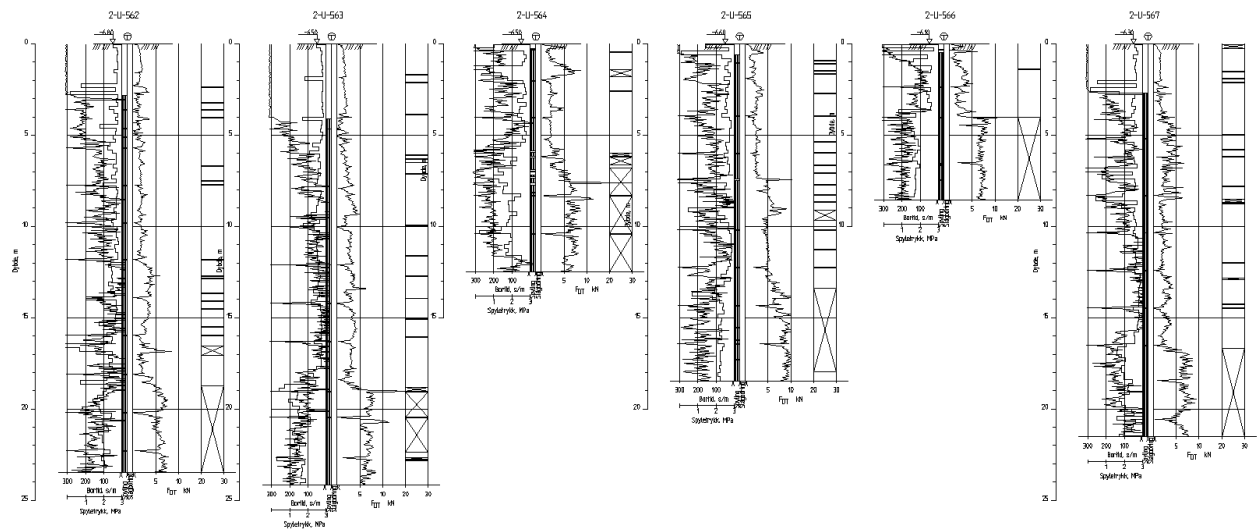
### Grunnforhold

Der er ikke utført boringer i Nidelva i 2022 borekampagnen. Her vises til tidligere boringer 2-U-530 til 2-U-537 og 2-U-562 til 2-U-573. Plasseringen av alle boringene kan finnes i ArcGIS modell.

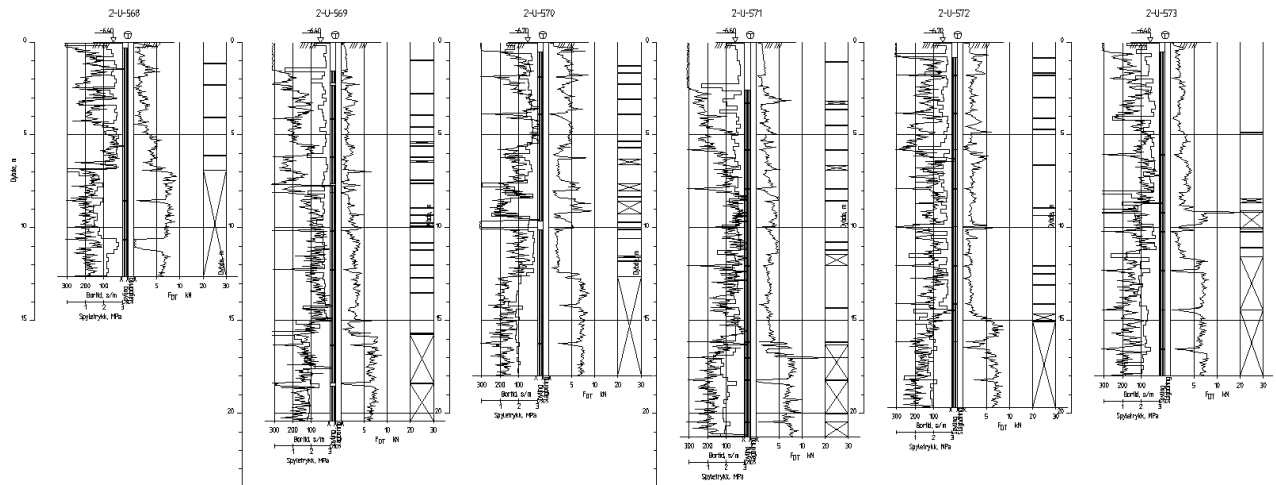




Figur 42 Plot av boringene 2-U-530 til 2-U-537 (midt og nordlige del av elva)



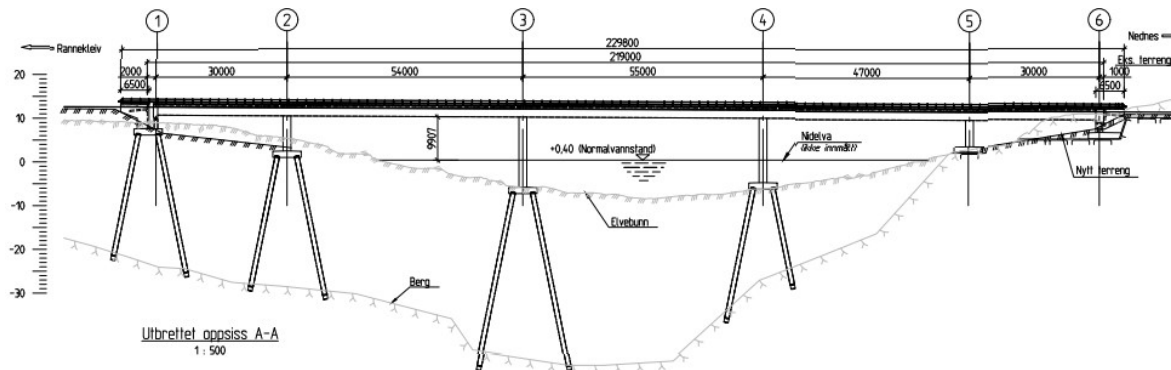
Figur 43 Plot av boringene 2-U-562 til 2-U-567 (midt elva)



Figur 44 Plot av boringene 2-U-568 til 2-U-573 (midt elva)

Geotekniske vurderinger og fundamentering

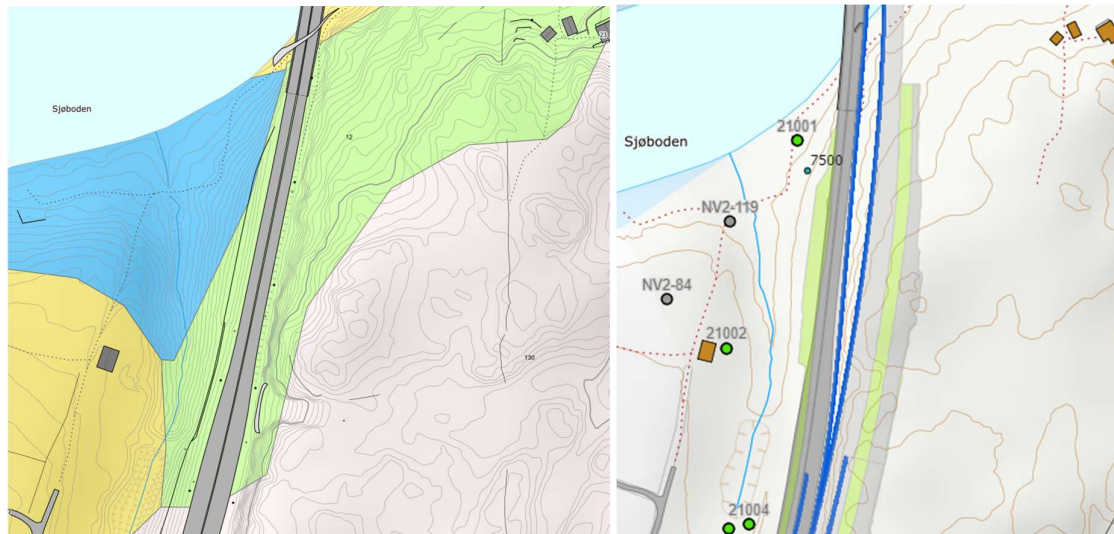
Basert på grunnundersøkelser og tegninger av eksisterende Nidelva bru antas det at akse 1- 4 fundamenteres på spissbærende stålpeiler til berg eller evt. i fast morene, akse 5 kan muligens fundamenteres direkte på berg, men her må det utføres flere målinger før man kan konkludere dette. Akse 6 kan antas fundamentert direkte på berg. Aksenumre kan ses på Figur 45.



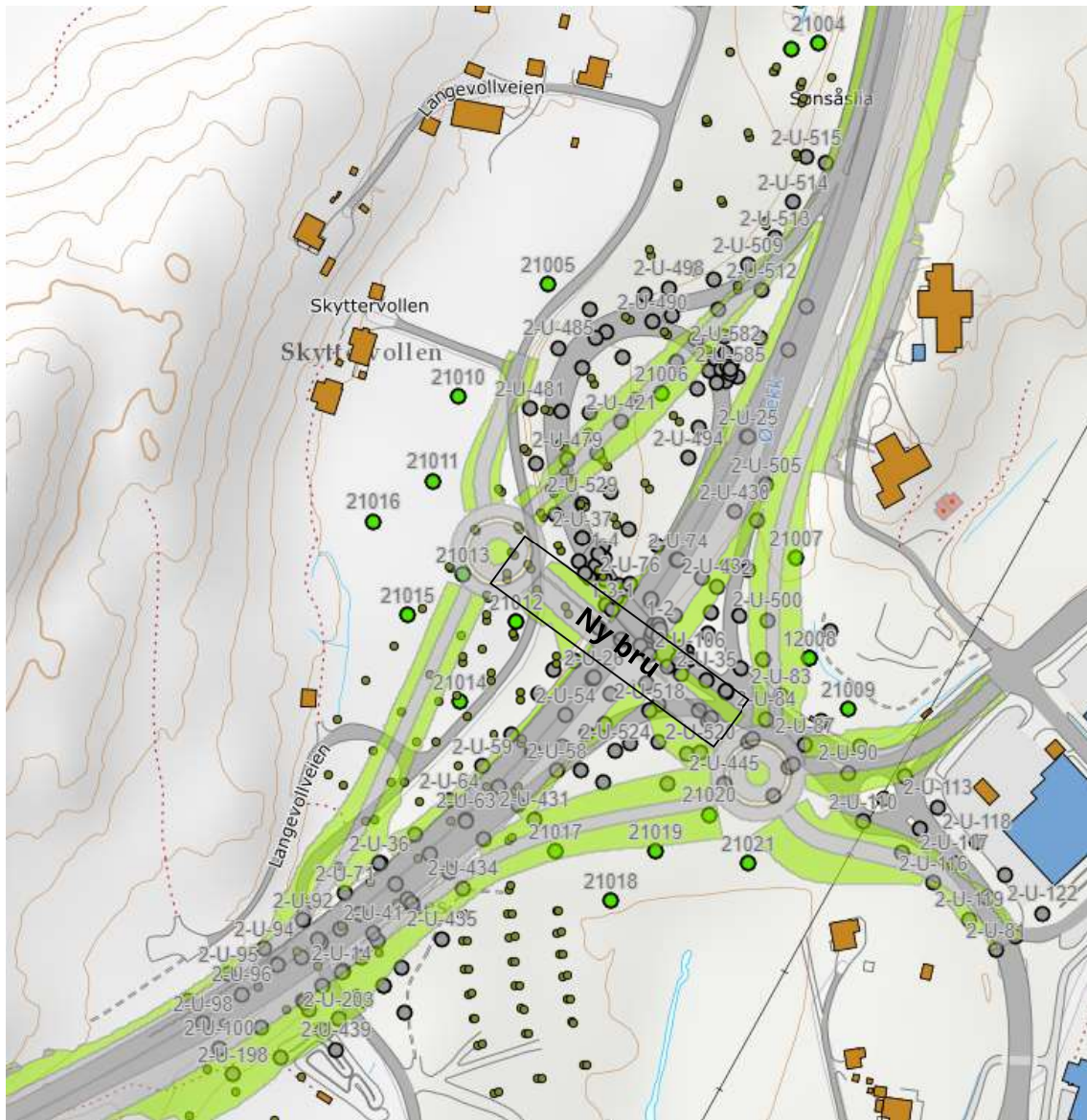
Figur 45 oppriss av ny bru over Nidelva

### 5.11 Nedenes og Skyttervollen kryss, K120 (Pr 7500-8250)

Ved Pr. 7500 til Pr. 7750, terrenget stiger fort fra Nidelva til starten av rampen. Løsmassekartet viser marine avsetninger fra elvebredden til opp inn i den lille dalen. Et tynt morenelag erstatte den nevnte avsetningen videre til sør og dominerer rett under eksisterende vegtraseen og til øst for traseen. Dette vises på figur 9



Figur 46. Utsnitt fra NGU løsmassekart og ArcGIS ved brua over Nidelva



Figur 47. Utsnitt fra ArcGIS ved Skyttervold kryss

## Grunnforhold

Som det ses på Figur 47 er det utført en stor mengde boringer, både tidligere og i ny undersøkelseskampanje i 2022.



Figur 48. Utsnitt fra NGU løsmassekart ved Skyttervoll kryss

Figur 48 viser grunnforhold i området som elve- og bekkavsetninger. Dette stemmer i hovedsak kun for overflate sedimenter, og grunnundersøkelser har vist store mektighet av marin leire i dette området, se boreprofiler fra totalsonderinger i dette område på Figur 51.

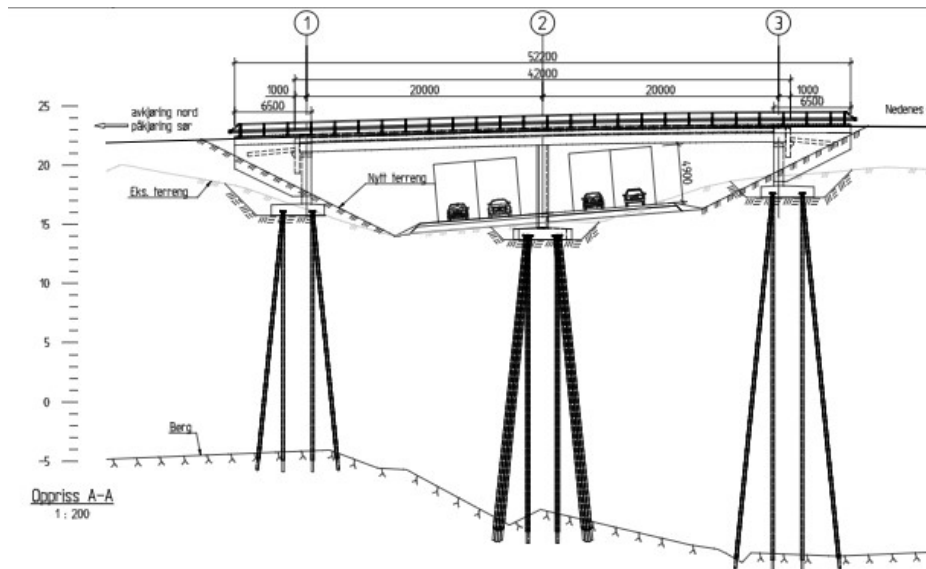
Prøver fra boring 21012 viser kvikkleire omkring 24 m under terreng. De øverste 1-2 meter er silt/sand (trolig elve-/bekkavsetninger) og fra ca. 1-24 m er det bløt til middels fast kvikkleire med vanninnhold generelt mellom 35% og 55%. Kvikkleiren har en udrenert aktiv skjærstyrke,  $c_{uA}$ , på 20-60 kPa og tyngdetetthet på 16,5-18,5 kN/m<sup>3</sup>. Det vises til Geoteknisk datarapport [21] og vedlegg 2.

For tolkede aktsomhetsområder (løsne- og utløpsområder) i dette område henvises til den innledende områdestabilitetsvurdering rapportert i dokument NV42E18AG-GEO-RAP-0002 [22].

### Geotekniske vurderinger og fundamentering

Basert på grunnundersøkelser og tegninger av eksisterende Skyttervollen bru antas det at alle akser fundamenters med lange spissbærende peler til berg. Se oppriss fra konstruksjon fagrapport under.

For nye ramper forventes at grunnen nesten overalt må kalksement stabiliseres og fylling delvis utføres med lettfyll for å minimere setninger og sikre stabilitet av fyllinger.



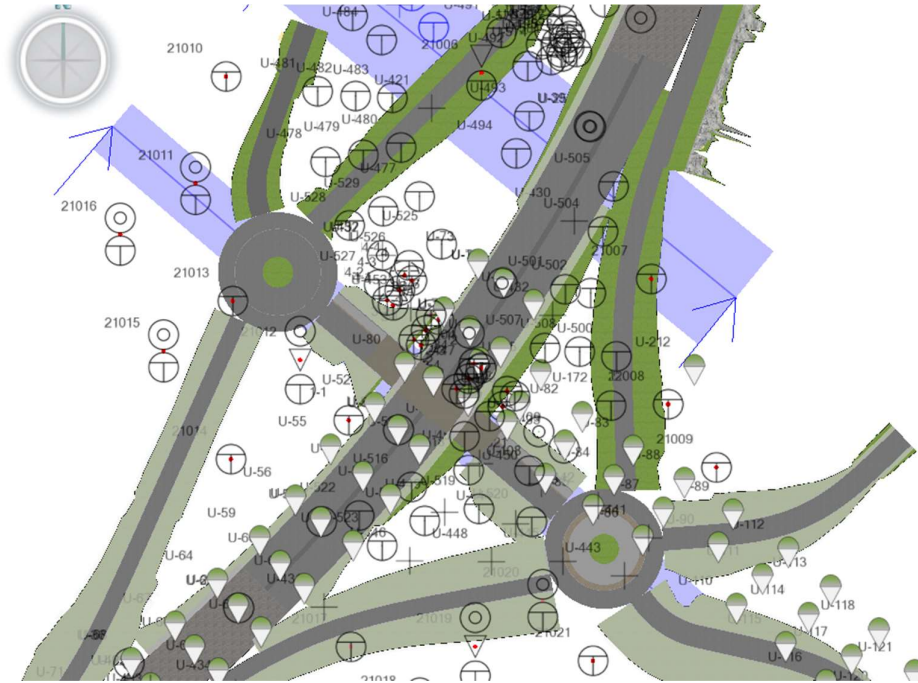
Figur 49 oppriss av ny Skyttrevolden bru

#### 5.11.1.1 Stabilitetsforhold for vegtiltak

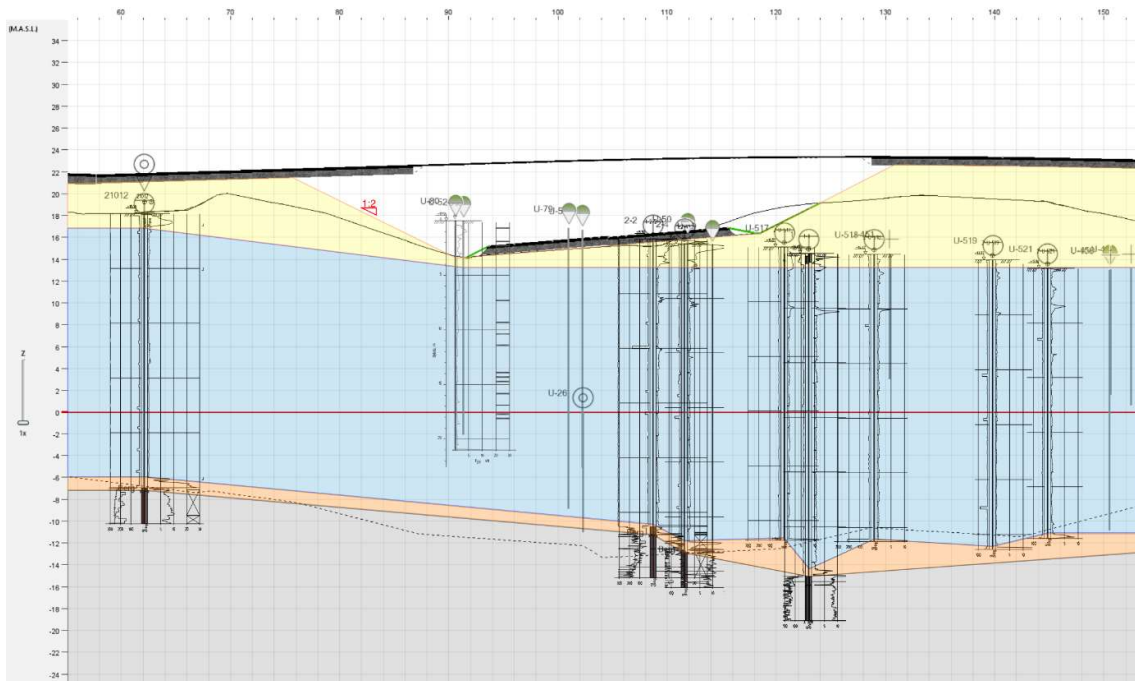
Erfaring fra tidligere vegbygging i dette området og resultat fra utførte grunnundersøkelser viser at grunnforhold i dette området er utfordrende mtp. stabilitet for planlagt veg og konstruksjoner. Det er utført innledende utredning av lokalstabilitet for å vurdere behov for nødvendige geotekniske tiltak. For forutsetninger for disse vurderinger, vises det til kap. 4 av dette dokumentet.

Felt- og laboratorieundersøkelser er benyttet for å kartlegge geotekniske forhold og for å fastsette materialparametere i den aktuelle strekningen. Basert på resultat av grunnundersøkelser, topografi og veg/konstruksjonsgeometri, er kritisksnitt valgt. Plassering av kritisksnitt fra Novapoint er vist på Figur 50 og kritisksnitt ved

overgangsbru på Nedneskrysset er vist på Figur 51. Tolket lagdeling og grunnvannsforhold er også vist på snitt fra stabilitetsberegninger i vedlegg 1.



Figur 50 Lokasjon av utvalgte kritissnitt ved Nedneskrysset



Figur 51 Kritissnitt ved Nedneskrysset ved senterlinje overgangsbru

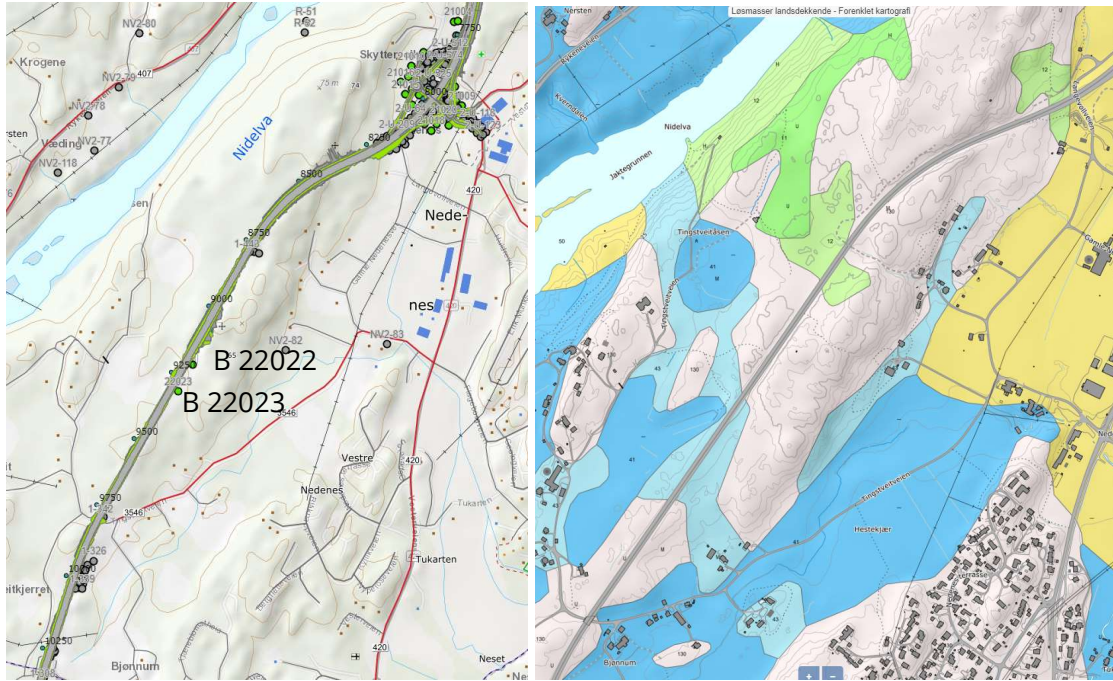
For fastsettelse av geoteknisk materialparametere er en kombinert tolkning av felt (CPTu) og labforsøk (analyser fra sylindrerprøver) benyttet, se vedlegg 2 for tolket CPTu og aktuelle labforsøk. For grunnlagsdata fra grunnundersøkelser (Felt og lab) vises det til Geoteknisk datarapport [21]. For materialer der fastsettelse av materialparametere er ikke mulig fra grunnundersøkelser, er vegledende erfaringsverdier fra tabell 2.39 i SVV håndbok V220 [7] benyttet. En tabell med materialparametere som ble brukt i stabilitetsutredninger er gitt i vedlegg 2 også.

Resultat fra stabilitetsberegning ved vedlegg 2 viser at stabilitet både ved planlagt overgangsbru og for ramper kan være dårlig hvis disse blir bygget med konvensjonelle materialer uten geotekniske tiltak. Det er utført stabilitetsberegninger med potensielle tiltak for å oppnå tilfredsstillende stabilitet med  $FS \geq 1,6$ . Resultat fra beregninger viser at for ramper vil det være behov for å bygge opp fylling med lette masser. Dette kan evt. erstattes av KS-stabilisering eller kombinere med den. For bygge tilløpsfyllinger til overgangsbrua, trengs det en kombinasjon av KS-stabilisering og lettfylling for å oppnå tilfredsstillende stabilitet.

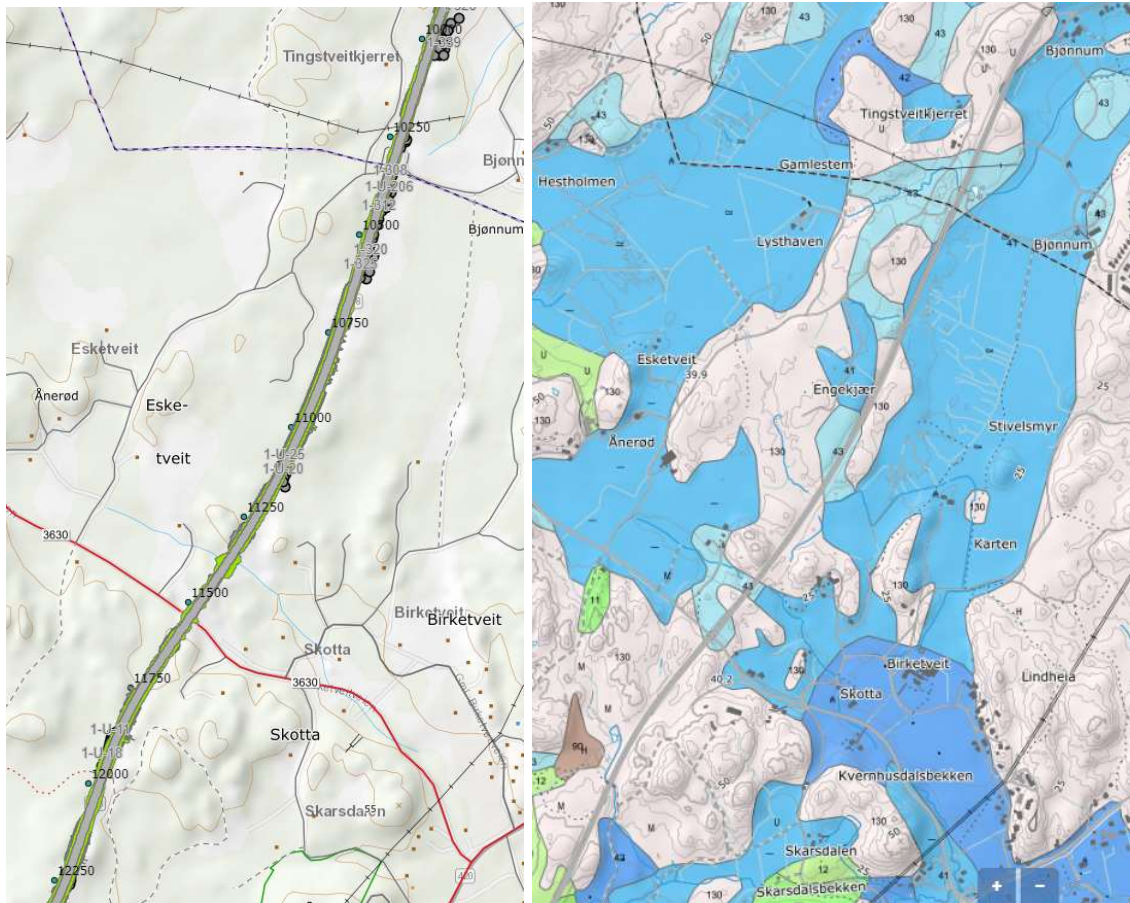
Det er også utført en innledende utredning av områdestabilitet. For tolkede aktsomhetsområder (løsne- og utløpsområder) i dette område henvises til den innledende områdestabilitetsvurdering rapportert i dokument NV42E18AG-GEO-RAP-0002 [22].



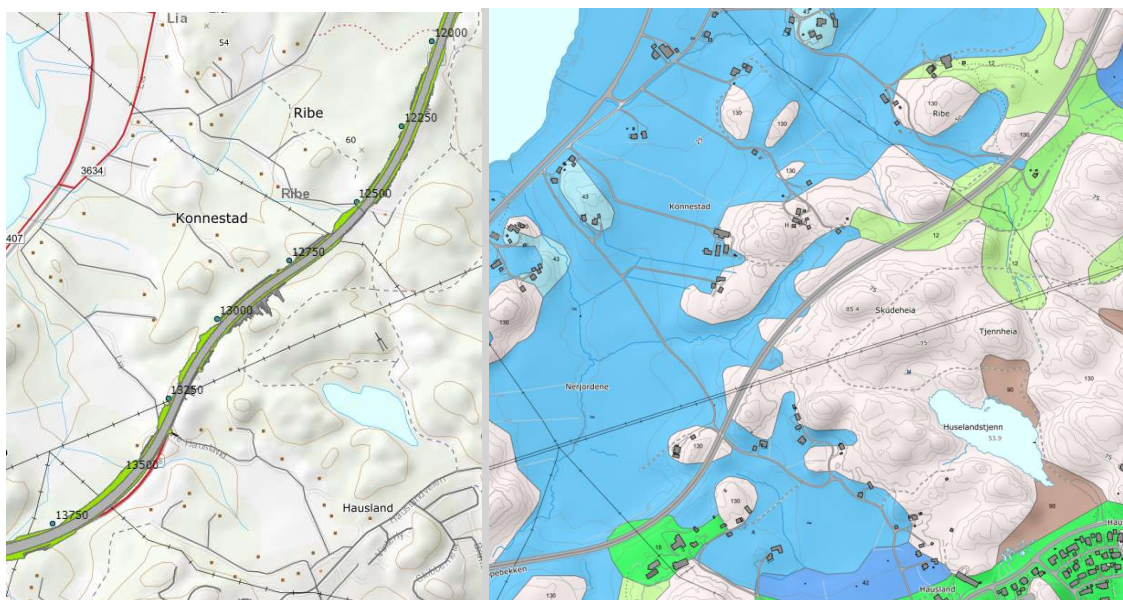
### 5.12 Vegstrekning (Pr 8250-13250)



Figur 52 Utsnitt fra ArcGIS og NGU Løsmassekart for Pr 8250-10000



Figur 53 Utsnitt fra ArcGIS og NGU Løsmassekart for Pr 10000-12250



Figur 54 Utsnitt fra ArcGIS og NGU Løsmassekart for Pr 12250-13250

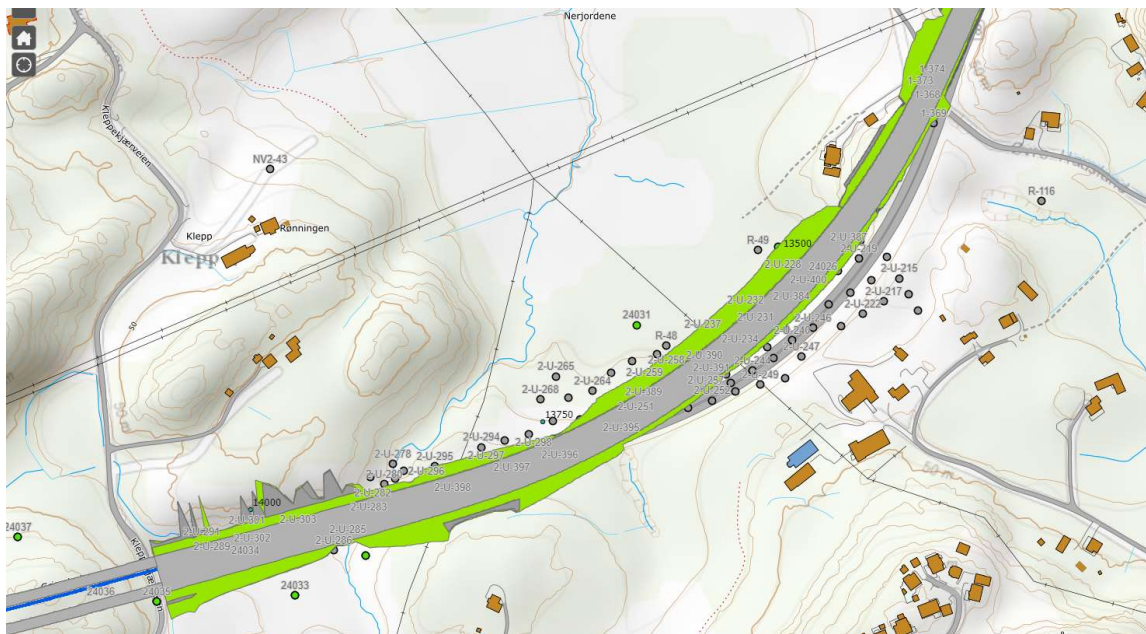
## Grunnforhold

NGU løsmassekart Figur 52 - Figur 54 viser stort sett bart berg med noen områder der veglinjen krysser over antatt løsmasser med marine avsetninger. Tidligere grunnundersøkelser på strekningen (se Tabell 1) også viser at område er dominert av berg blotninger langs planlagt ny E18 og løsmasser er forventet kun med begrenset mektighet i små lommer. Område langs strekningen er ikke knyttet med noe kartlagt kvikkleire området heller.

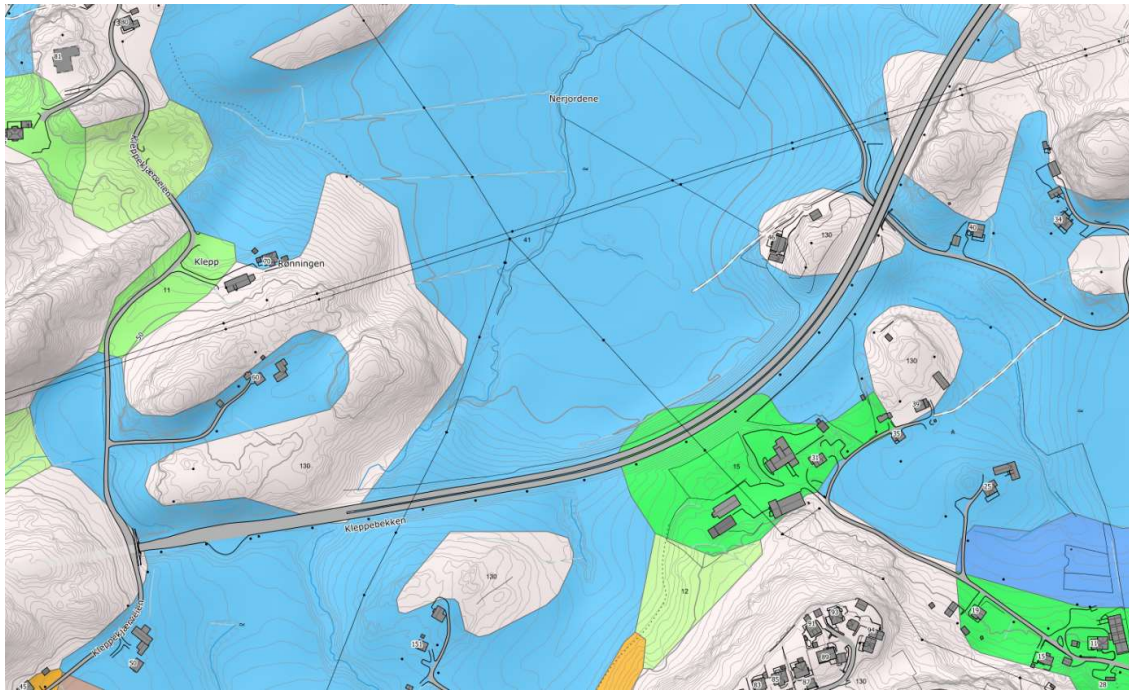
## Geotekniske vurderinger og fundamentering

På denne strekningen forventes det i hivedsak enkle og oversiktlige grunnforhold som ikke vil kreve noe spesielle geotekniske tiltak. Det antas fundamentering av veg og konstruksjoner direkte på løsmasser eller berg. Det kan dog forventes behov for masseutskifting i enkelte steder på strekningen.

### 5.13 Veg strekning øst for Grimstadporten, Kleppebekken (Pr 13250-14100)



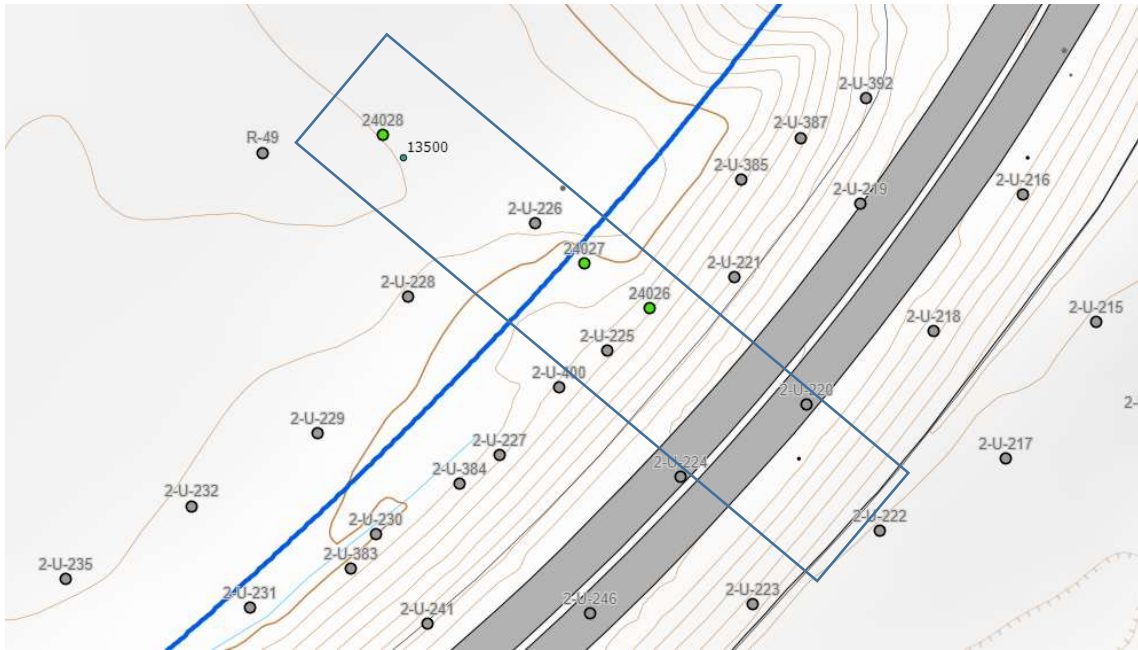
Figur 55 Utsnitt fra ArcGIS akkuratøst for Grimstadtunnelen



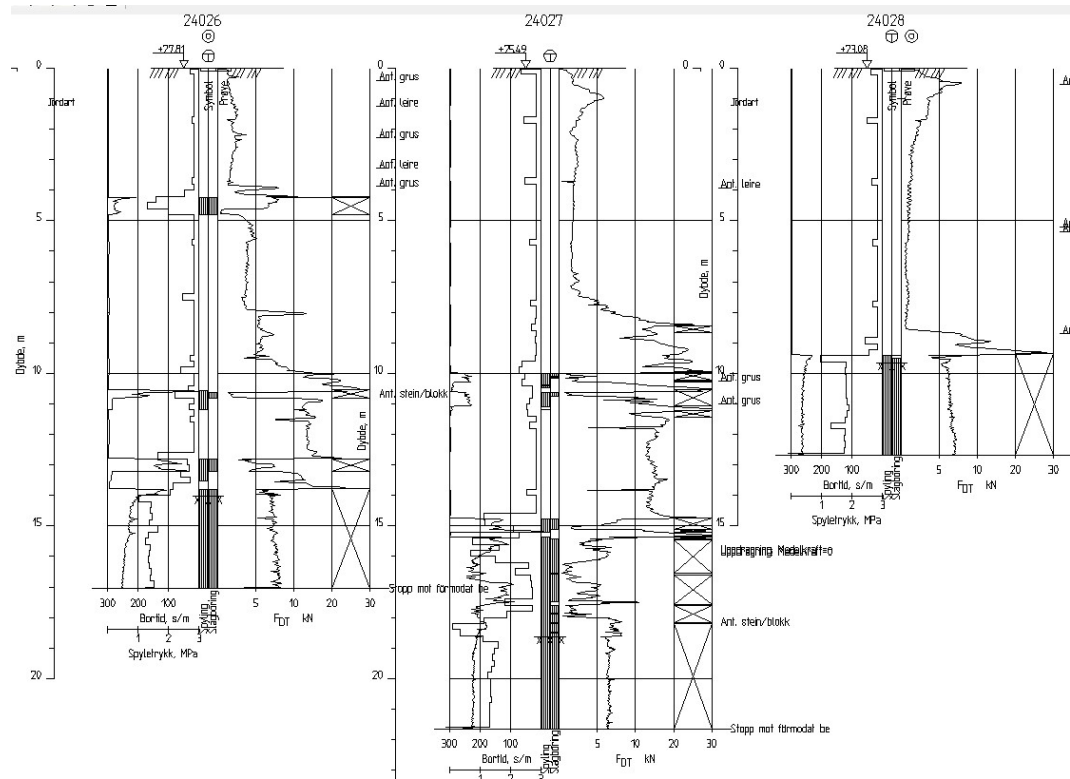
Figur 56 Utsnitt fra NGU løsmassekart øst for Grimstadtunnelen



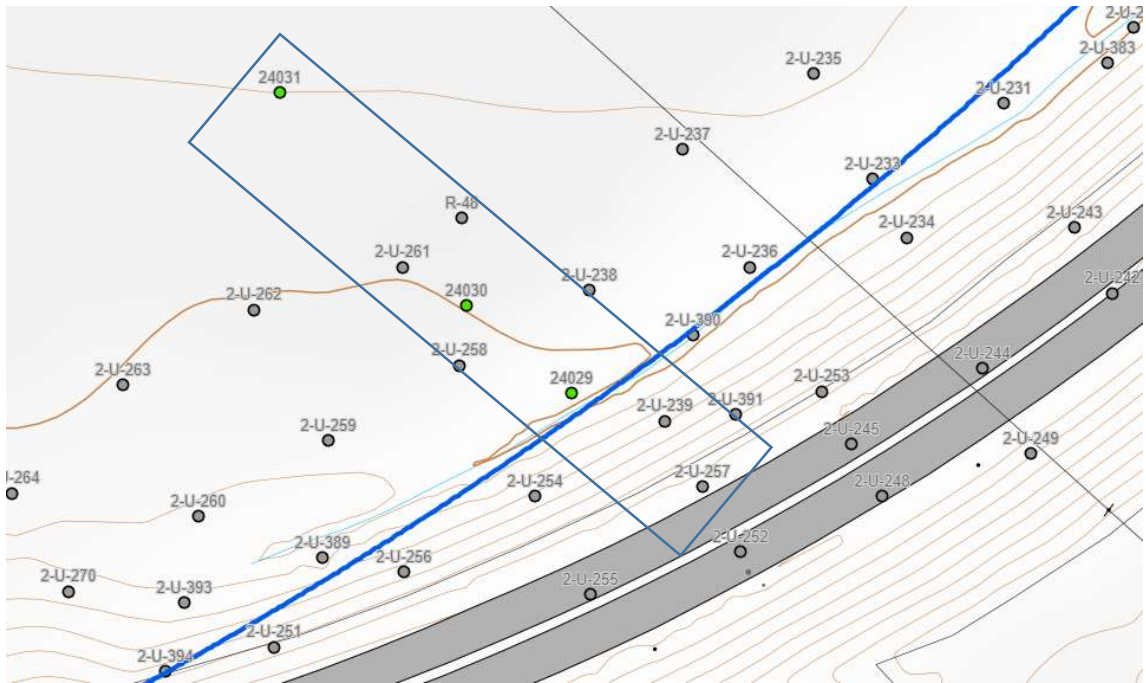
Figur 57 Utsnitt fra NVE Atlas akkurat øst for Grimstadportn



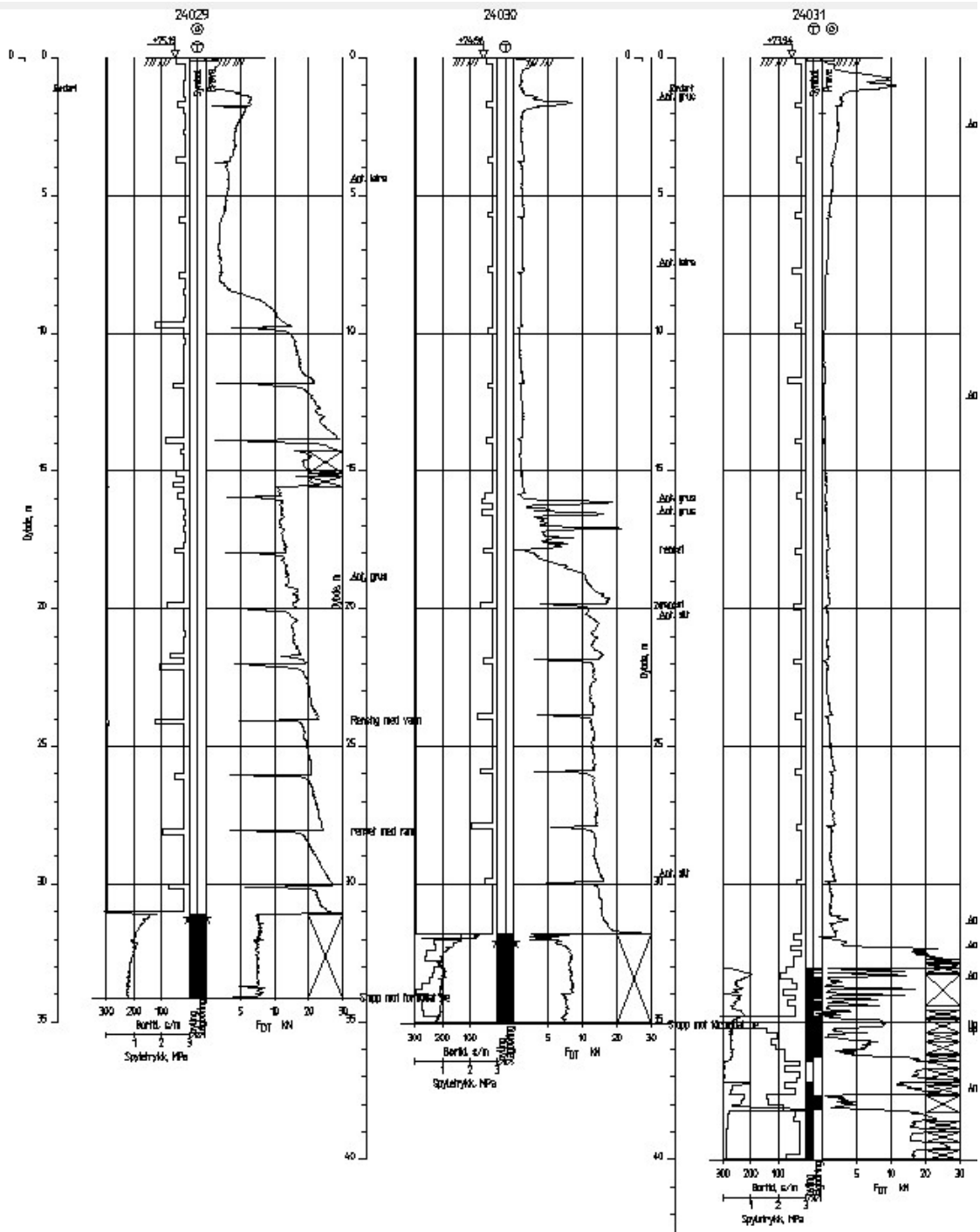
Figur 58 Kritisksnitt 1 ved Klepp



Figur 59 Plot av totalsonderinger 24026, 24027 og 24028



Figur 60 Kritiskanitt 2 ved Klepp



Figur 61 Plot av totalsonderinger 24029, 24030 og 24031

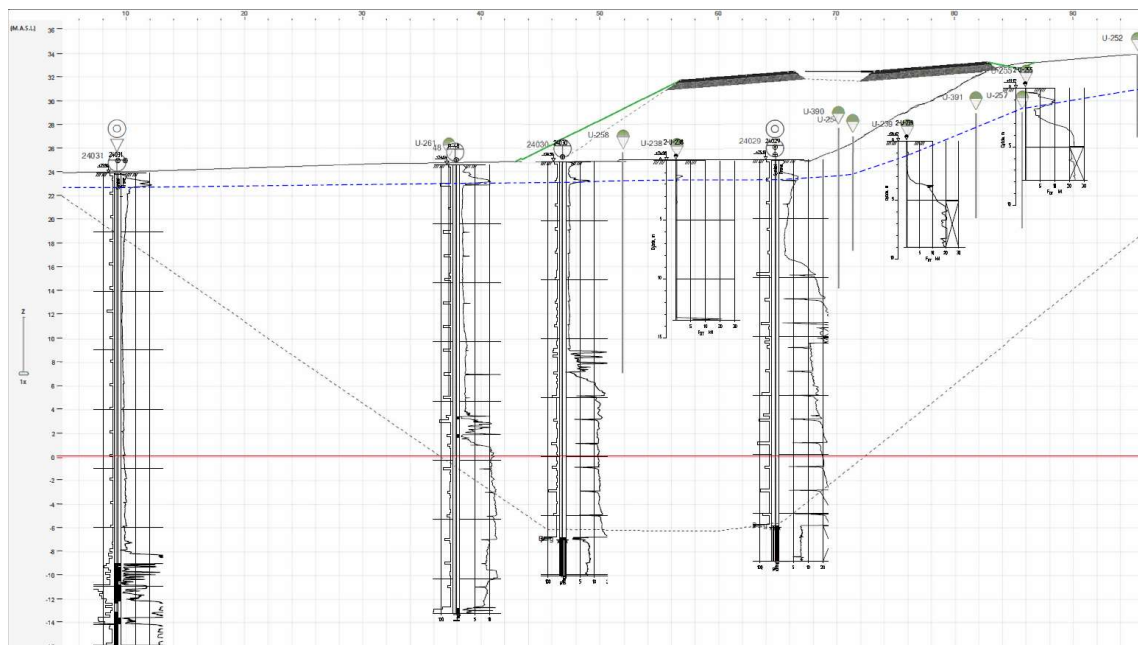
## Grunnforhold

Ved prøver tatt ut i boringene 24026, 24028, 24029 og 24031 er jorden øverst beskrevet som bløt til fast leire/silt ned til 2,5-6 m under terreng med et vanninnhold på 25-55 % og en direkte skjærfasthet på 15-80 kPa (basert på laboratorieforsøk). Herunder er jorden beskrevet som kvikkleire med vanninnhold på 30-65 % og en direkte skjærfasthet på 20-40 kPa (basert på laboratorieforsøk og CPTu resultater).

## Geotekniske vurderinger og fundamentering

Erfaring fra tidligere vegbygging i dette området og resultat fra utførte grunnundersøkelser viser at grunnforhold i området med profil 13450 -13750 er utfordrende mtp. stabilitet for planlagt veg. Det er utført innledende utredning av lokalstabilitet for å vurdere behov for nødvendige geotekniske tiltak. For forutsetninger for disse vurderinger, vises det til kap. 4 av dette dokumentet.

Felt- og laboratorieundersøkelser er benyttet for å kartlegge geotekniske forhold og for å fastsette materialparametere i den aktuelle strekningen. Basert på resultat av grunnundersøkelser, topografi og veg/konstruksjonsgeometri, er kritisksnitt valgt. Plassering av kritisksnitt er vist på Figur 60. Kritisksnitt for planlagt vegfylling ved Klepp er vist på Figur 62. Tolket lagdeling og grunnvannsforhold er også vist på snitt fra stabilitetsberegninger i vedlegg 3.



Figur 62 Kritisksnitt ved Klepp

For fastsettelse av geoteknisk materialparametere er en kombinert tolkning av felt (CPTu) og Labforsøk (analyser fra sylindrerprøver) benyttet, se vedlegg 3 for tolket CPTu



og aktuelle labforsøk. For grunnlagsdata fra grunnundersøkelser (Felt og lab) vises det til Geoteknisk datarapport [21]. For materialer der fastsettelse av materialparametere er ikke mulig fra grunnundersøkelser, er vegledende erfaringsverdier fra tabell 2.39 i SVV håndbok V220 [7] benyttet. En tabell med materialparametere som ble brukt i stabilitetsutredninger er gitt i vedlegg 3 også.

Resultat fra stabilitetsberegning ved vedlegg 3 viser at stabilitet for den planlagte vegfyllingen ved Klepp vil være dårlig om den blir prøvd bygd som stein fylling uten geotekniske tiltak. Det er utført stabilitetsberegninger med potensielle tiltak for å oppnå tilfredsstillende stabilitet med  $FS \geq 1,6$ . Resultat fra beregninger viser at det trengs en kombinasjon av KS-stabilisering og lettfylling for å oppnå tilfredsstillende stabilitet.

Det er også utført en innledende utredning av områdestabilitet. For tolkede aktsomhetsområder (løsne- og utløpsområder) i dette område henvises til den innledende områdestabilitetsvurdering rapportert i dokument NV42E18AG-GEO-RAP-0002 [22].

#### 5.14 Sørlig portal Grimstadporten tunnel (Pr 14625-15000)

Ved sørlig portal for Grimstadporten er hele utvidelsen planlagt på sør-siden av eksisterende E18. Her er det påvist berg i dagen og derfor bergskjæring. På dette stadiet forventes det ikke behov for ytterligere geoteknisk vurdering.

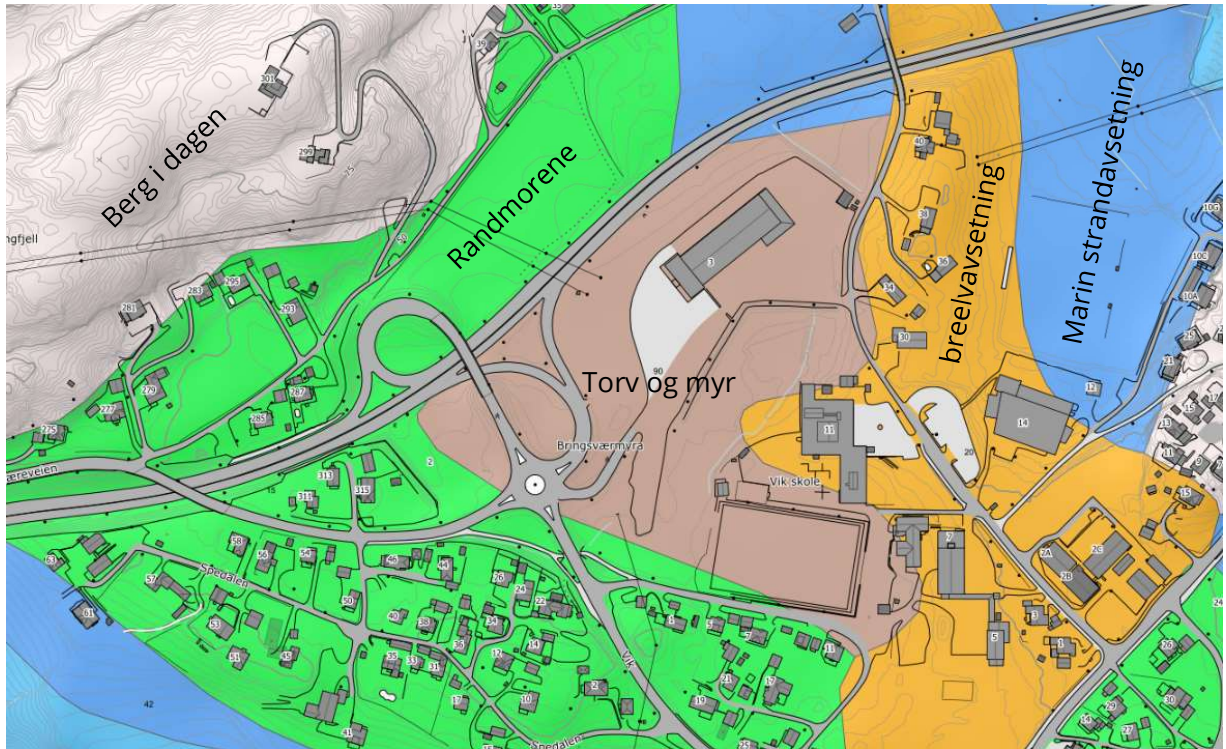
### 5.15 Spedalen kryss, K131 (Pr 15000-16000)

Eksisterende bru kan ikke gjenbrukes der planlegges større endringer av dette kryss. Flere alternativer har vært undersøkt, men layout som vist under på Figur 63 er valgt som den mest sannsynlige løsningen. Valgt løsning følger tet eksisterende veg trase.

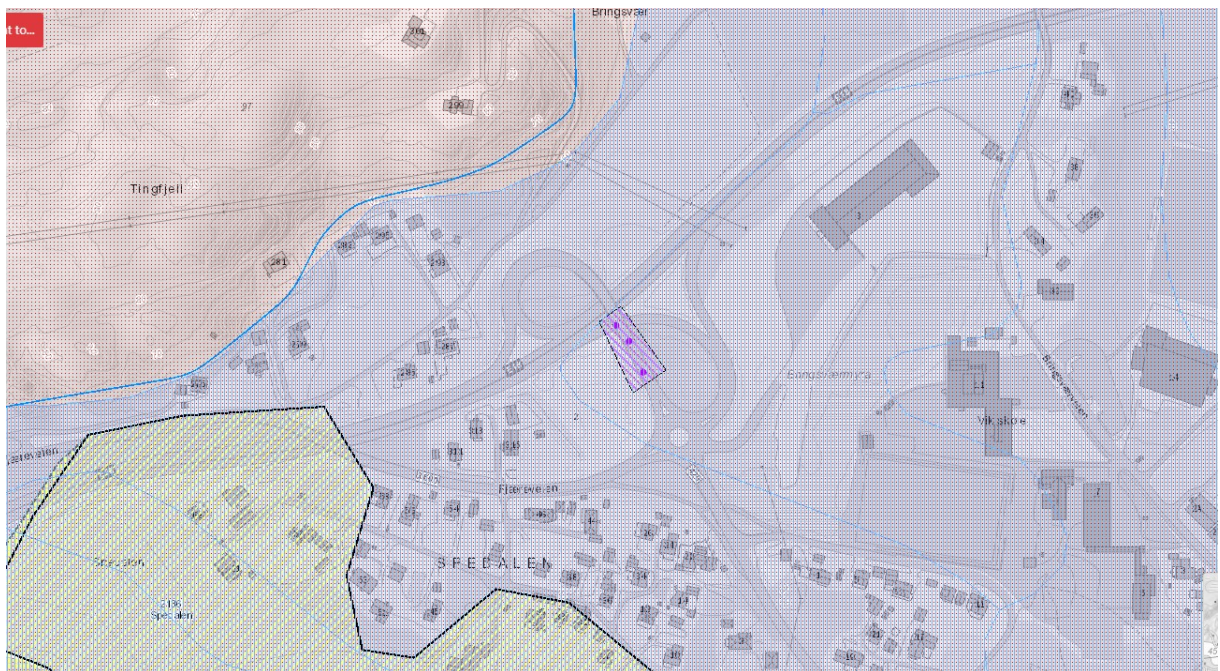


Figur 63 Spedalen kryss visende forskjellige alternative linjer

Grunnforhold

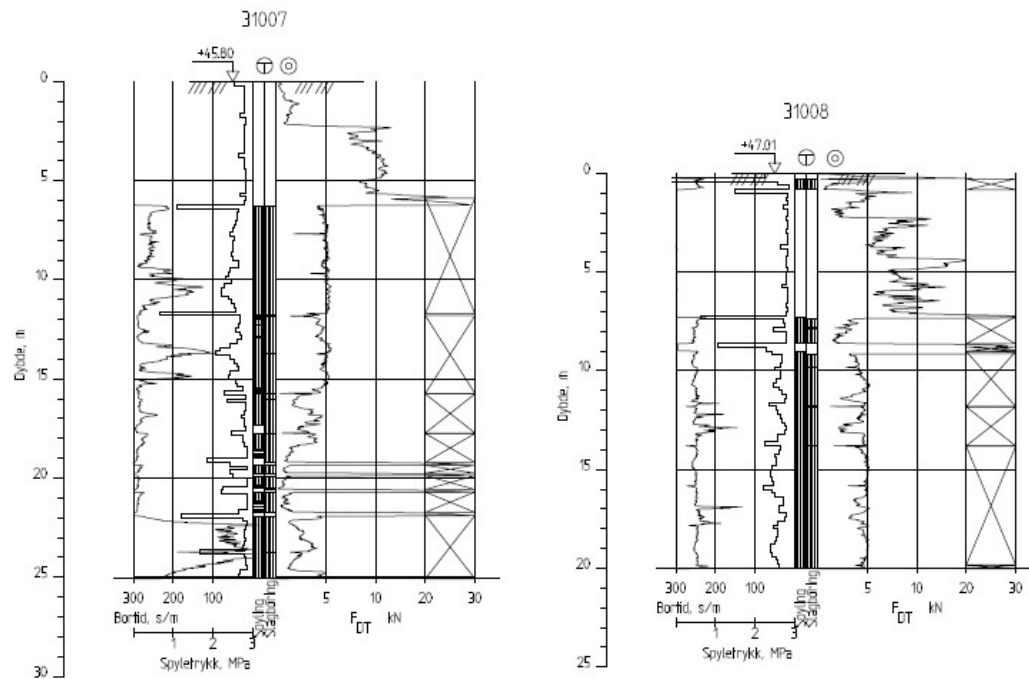


Figur 64 Utsnitt fra NGU løsmassekart

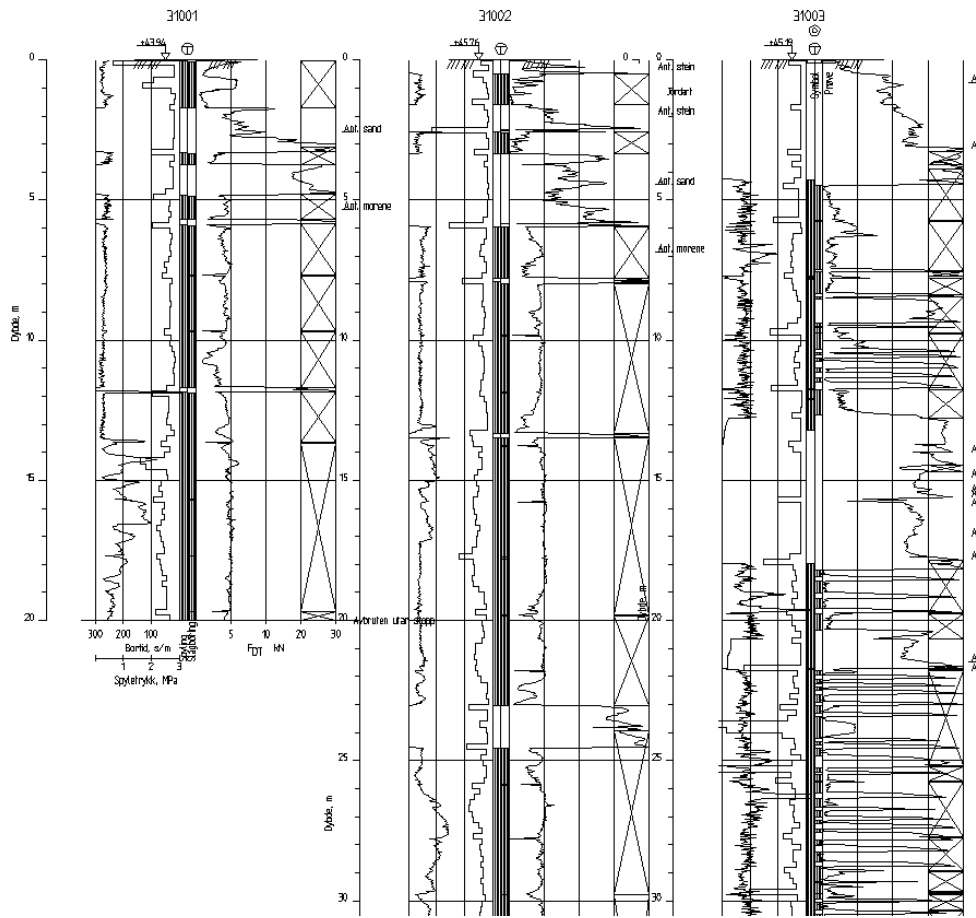


Figur 65 Utsnitt fra NVE Atlas

Ved de 2 bru ender er boringene 31007 og 31008 utført. Resultat er vist på Figur 66.



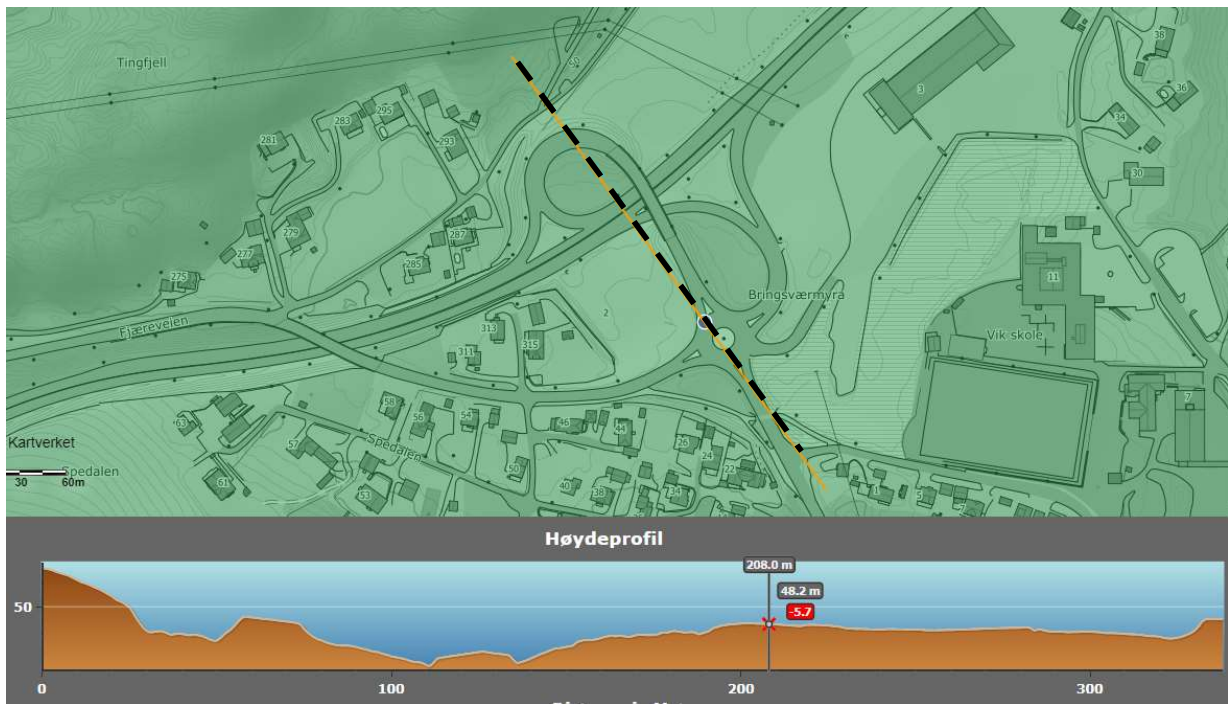
Figur 66 plot av totalsonderingen 31007 og 31008 ved bru ender



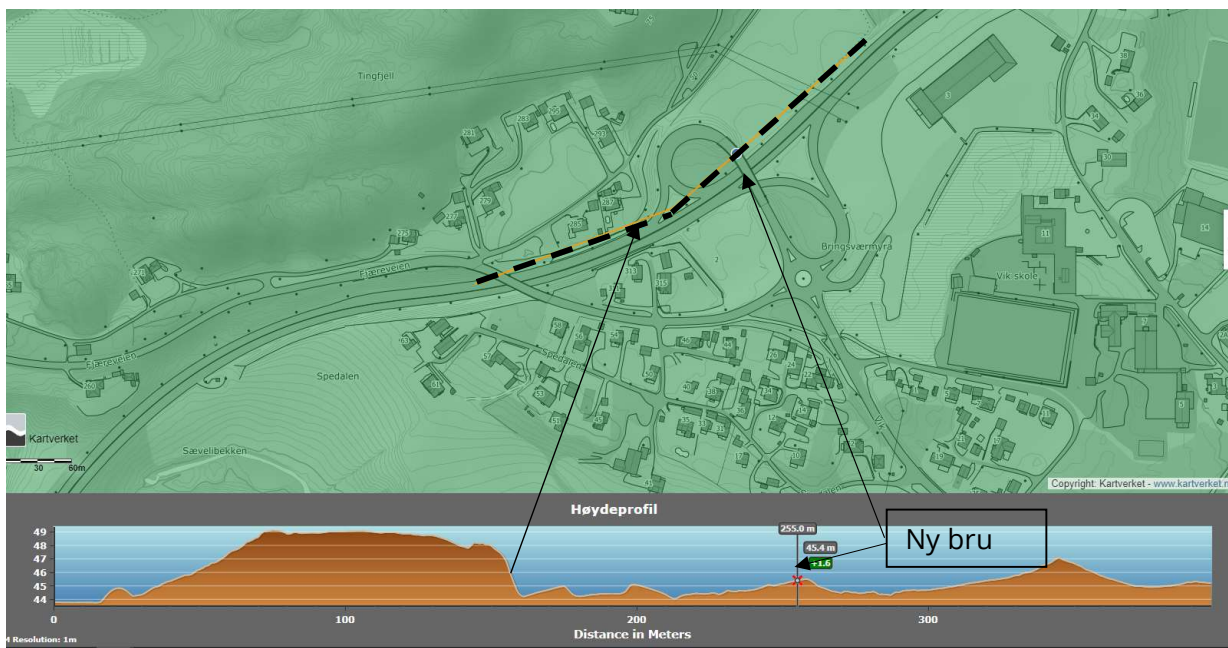
Figur 67 Plot av boringene 31001, 31002 og 31003 utført ved alternativ plassering av ny bru

Der er for hele området dyp til berg omkring bru (20-60 m).

Topografiske forhold



Figur 68 Utsnitt fra Høydedata.no, på tvers av E18



Figur 69 Utsnitt fra Høydedata.no, parallell med E18, nordsiden

### Geotekniske vurderinger og fundamentering

Basert på grunnundersøkelser og tegninger av eksisterende Bringsværmyra bru antas det at alle akser kan fundamenteres på utskiftede løsmasser. Grunnundersøkelser indikerer varierende grunnforhold og stedvis bløte masser. Det må forventes tiltak i form av større mengder utskiftede masser, kalksementstabilisering og evt. bruk av stålkjerne-/betongpeler. Dette må vurderes nærmere i neste fase sammen med behov for supplerende grunnundersøkelser.

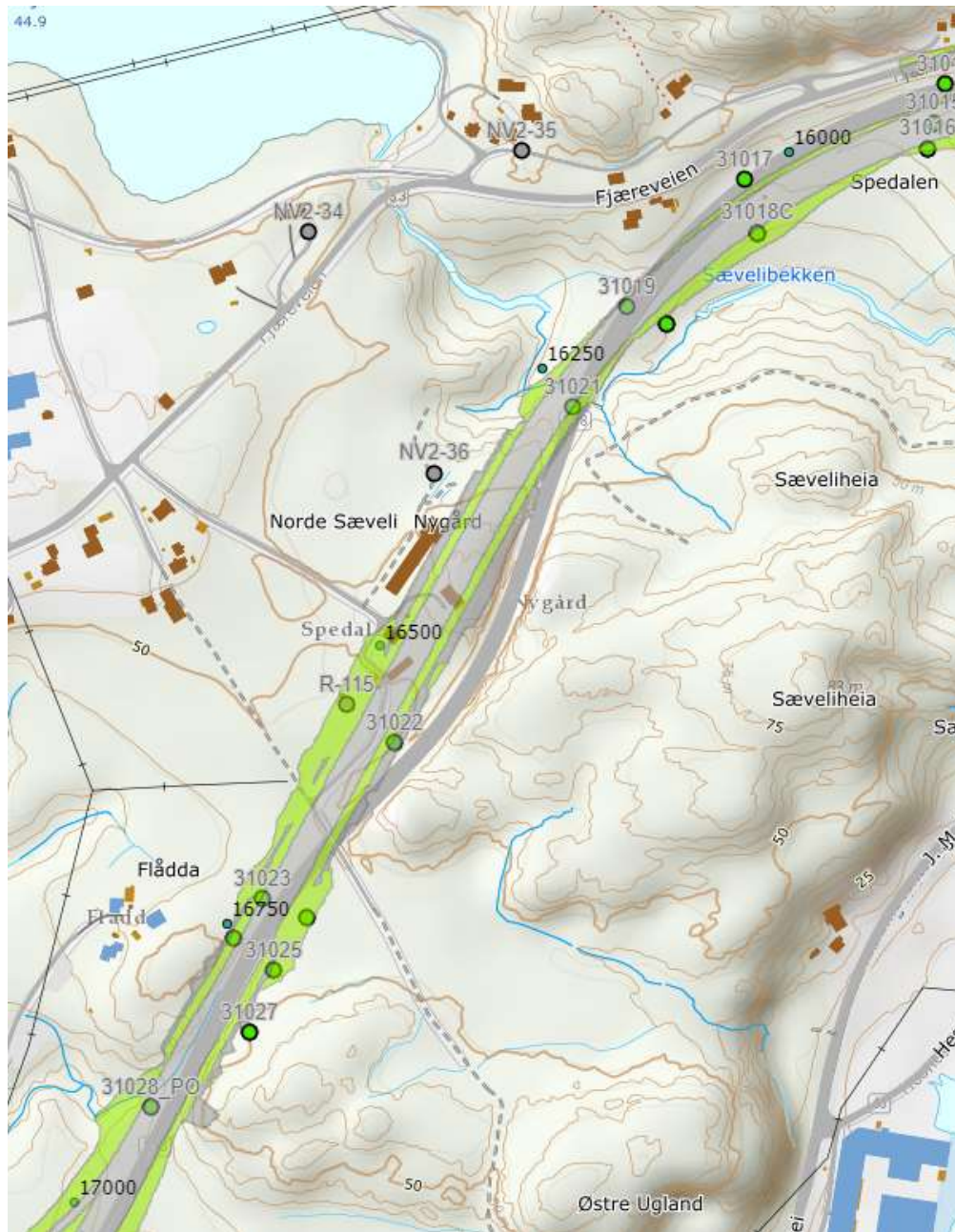
Basert på tidligere rapporter fra 1987 og 1990 fra Vegdirektoratet er eksisterende ramper utført med masseutskiftning og bruk av lettfyll/leca. Her er grunnen nå forbedret grunnet trykket fra eks. ramper. For nye ramper utenfor eksisterende ramper må der forventes kalksementstabilisering eller masseutskiftning for å redusere setninger. Der er størst mektighet av bløte masser ved 31005. Ved boring 31009 ser det bra ut. Ved boring 31011 er der bløte masser fra 2-4 m. Så mengde av utskiftning/stabilisering vil variere over arealet.

Ved boring 31005 er der bløte masser fra 0-6 m. Basert på tolkning av CPTu er den aktive skjærstyrken,  $c_{UA}$ , 10-30 kPa (de øverste 3 m bare 10 kPa).

### 5.16 Veg strekning (Pr 16000-17000)

På en del av denne strekning endres E18 veglinjen i forhold til eksisterende linje. Fra ca. Pr 16250-16750 rettes vegen ut ift. dagens trase.

En stor del av strekningen er bergskjæring, men en del av strekningen har også mindre fyllinger og skjæringer i løsmasser.



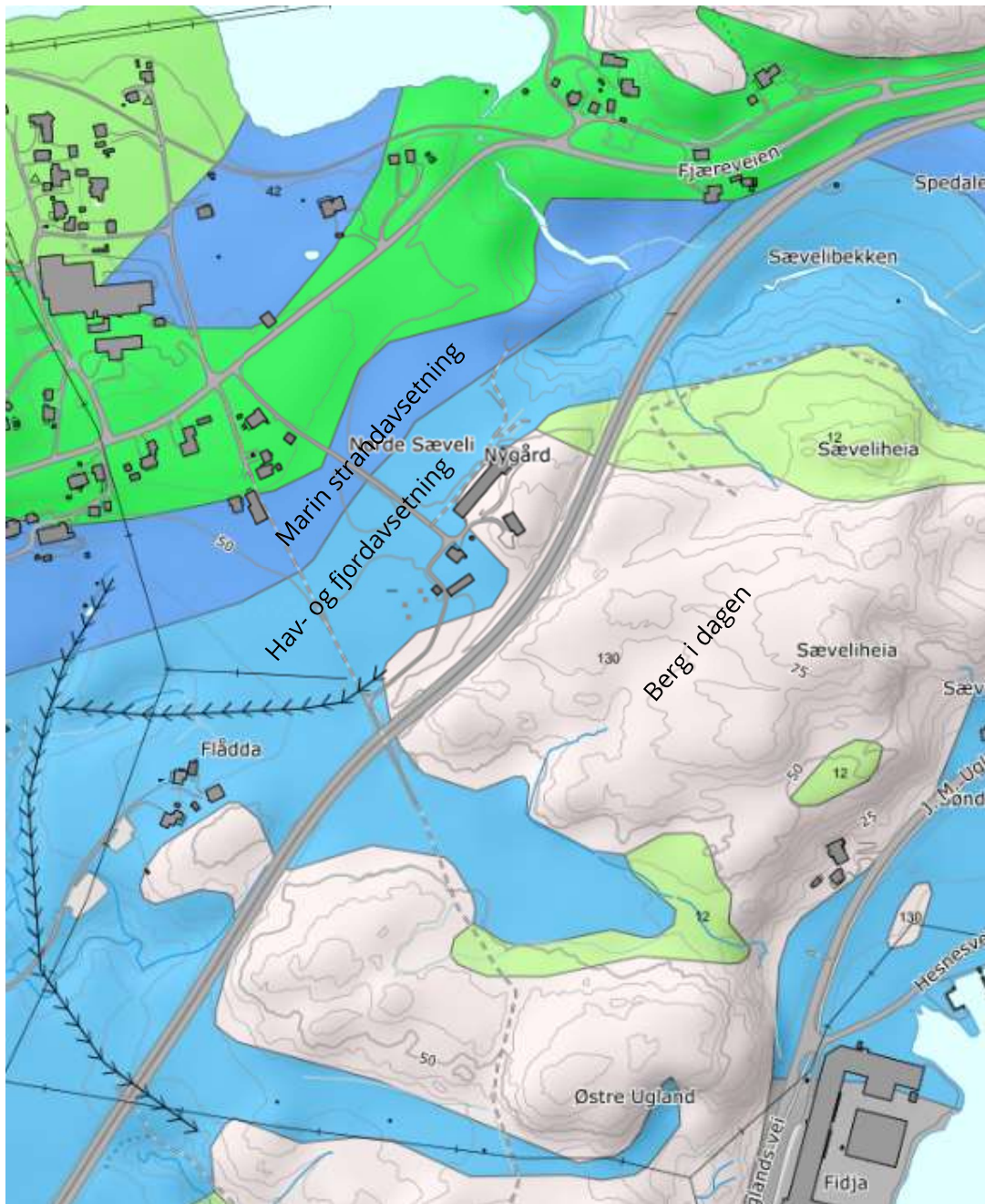
Figur 70 Vegstrekning fra Pr 16000-17000

#### Grunnforhold

Relevante nye boringer på denne strekning er boringene 31017-31028.

Under ses utsnitt fra NGU løsmassekart.





Figur 71 Utsnitt fra NGU løsmassekart for pr 16000-17000

Som det ses av Figur 71 er det på denne strekning både berg og hav- og fjordavsetninger. Disse avsetninger består av siltig leire og kvikkleire. Den direkte skjærstyrke for leire, inklusiv kvikkleiren, er basert på CPTu forsøk omkring 40-50 kPa. Vanninnhold for den siltig leire er omkring 30-35 % og for kvikkleiren 40-45 %.

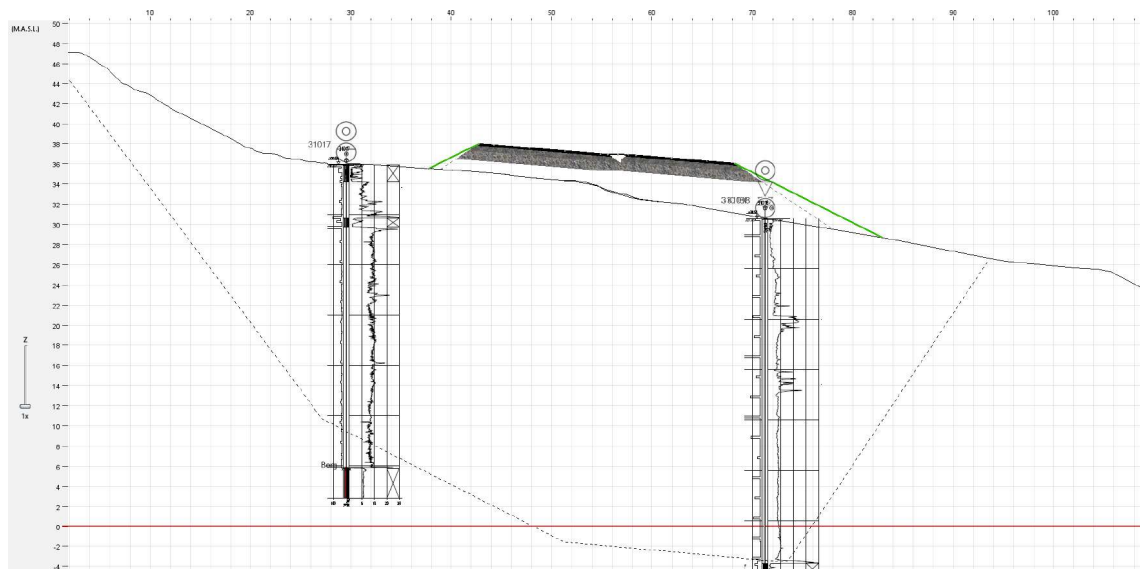
### Geotekniske vurderinger og fundamentering

Resultat fra utførte grunnundersøkelser viser at grunnforhold for planlagt vegfylling mellom profil 15950-16300 i dette området er utfordrende mtp. stabilitet for planlagt veg. Det er utført innledende utredning av lokalstabilitet for å vurdere behov for nødvendige geotekniske tiltak. For forutsetninger for disse vurderinger, vises det til kap. 4 av dette dokumentet.

Felt- og laboratorieundersøkelser er benyttet for å kartlegge geotekniske forhold og for å fastsette materialparametere i den aktuelle strekningen. Basert på resultat av grunnundersøkelser, topografi og veg/konstruksjonsgeometri, er kritisksnitt valgt. Plassering av kritisksnitt er ved ca. profil 16050. Kritisksnitt for planlagt vegfylling ved Spedalen er vist på Figur 73. Tolket lagdeling og grunnvannsforhold er også vist på snitt fra stabilitetsberegninger i vedlegg 4.



Figur 72 Plassering av kritisksnitt ved Spedalen



Figur 73 Kritisksnitt ved Spedalen

For fastsettelse av geoteknisk materialparametere er en kombinert tolkning av felt (CPTu) og Labforsøk (analyser fra sylinderprøver) benyttet, se vedlegg 4 for tolket CPTu og aktuelle labforsøk. For grunnlagsdata fra grunnundersøkelser (Felt og lab) vises det til Geoteknisk datarapport [21]. For materialer der fastsettelse av materialparametere er ikke mulig fra grunnundersøkelser, er vegledende erfaringsverdier fra tabell 2.39 i SVV håndbok V220 [7] benyttet. En tabell med materialparametere som ble brukt i stabilitetsutredninger er gitt i vedlegg 4 også.

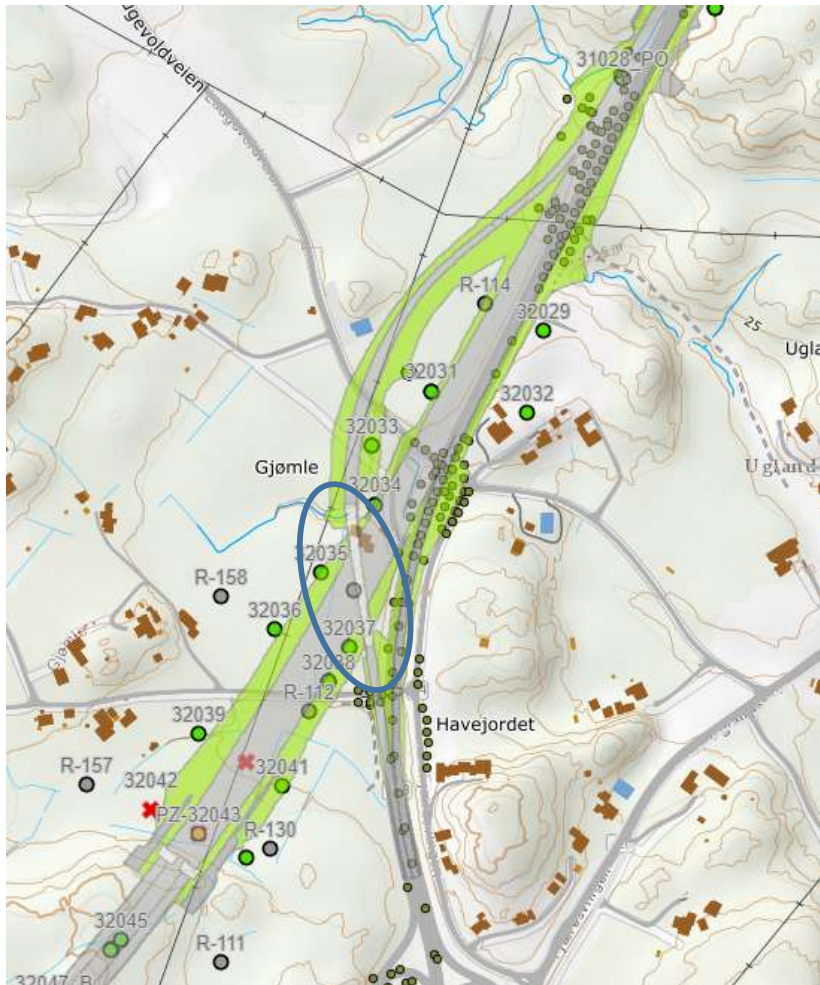
Resultat fra stabilitetsberegning ved vedlegg 4 viser at stabilitet for den planlagte vegfyllingen ved Spedalen vil være dårlig om den blir bygd som steinfylling uten geotekniske tiltak. Det er utført stabilitetsberegninger med potensiale tiltak for å oppnå tilfredsstillende stabilitet med  $FS \geq 1,6$ . Resultat fra beregninger viser at det trengs en kombinasjon av KS-stabilisering og lettfylling for å oppnå tilfredsstillende stabilitet.

Det er også utført en innledende utredning av områdestabilitet. For tolkede aktsomhetsområder (løsne- og utløpsområder) i dette område henvises til den innledende områdestabilitetsvurdering rapportert i dokument NV42E18AG-GEO-RAP-0002 [22].

### 5.17 Gjømle kryss og nordlig inngang til Frivoll tunnel, K133 (Pr 17000-17750)

Planlagt krysset ved Gjømle er et såkalt halvkryss. Det vil si vi har av- og påkjøring østgående retning. Det er ikke mulig å komme seg til E18 herfra om man skal videre vestover og gjennom planlagte Frivolltunnelen. Her skal det bygges en overgangsbru over ny E18 som skal videre inn i en Frivolltunnel mot sør. For å oppnå tilstrekkelig

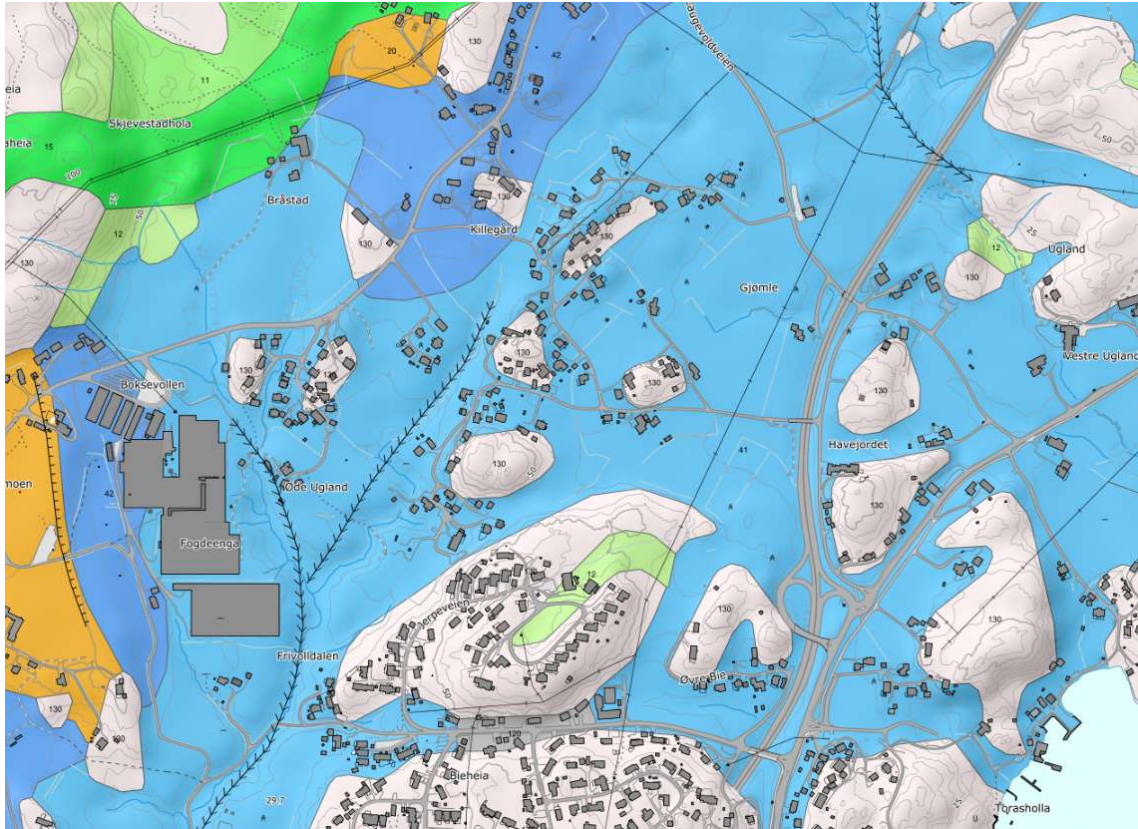
overdekning til tunnel påhugg skal veggen ned i en løsmasseskjæring mellom profil 17300-17650.



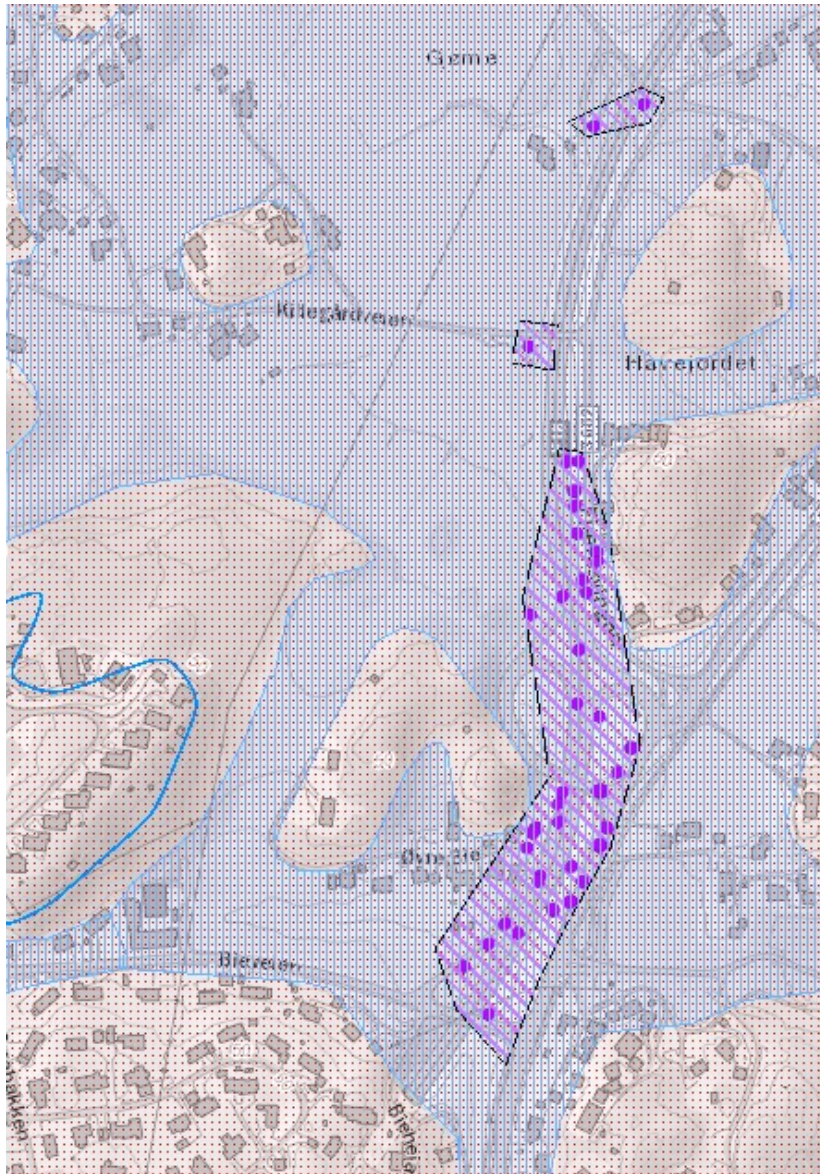
Figur 74 Utsnitt fra ArcGIS ved Gjømle kryss. Nytt kryss er markert med blå sirkel

#### Grunnforhold

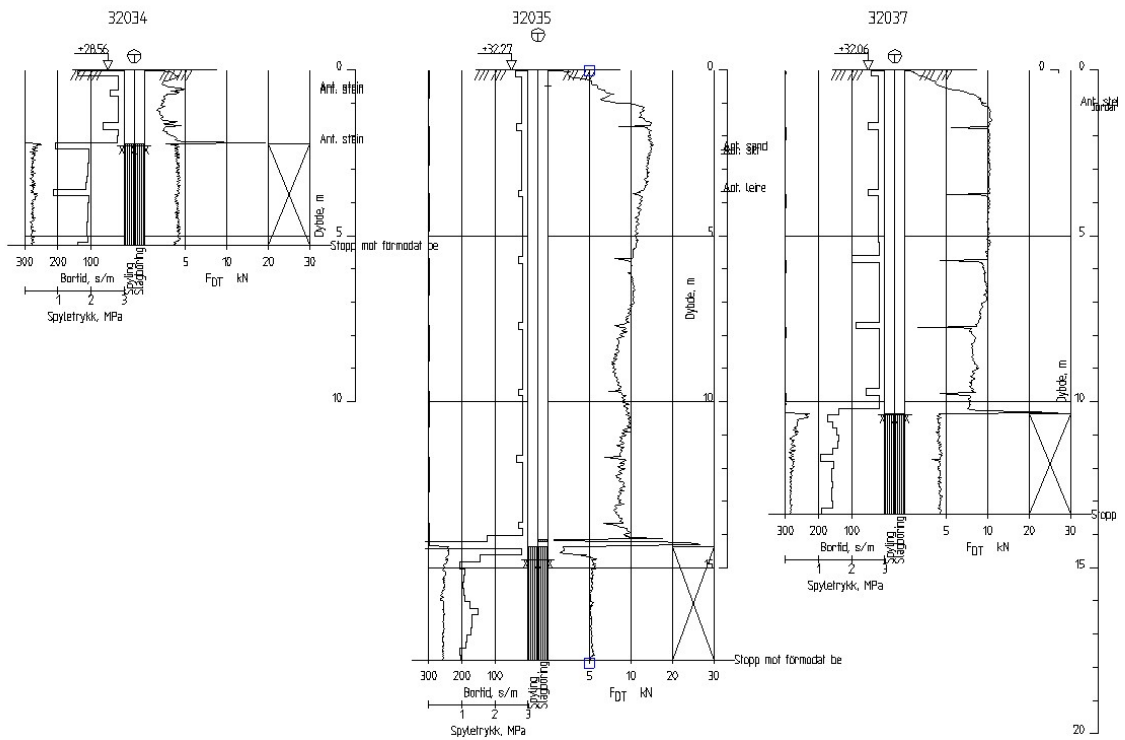
Der er her funnet varierende dybde til berg. Løsmassene over berg består av veldig bløte avsetninger av hovedsakelig kvikkleire og siltig leire under et øvre lag av tørrskorpeleire.



Figur 75 Utsnitt fra NGU Løsmassekart ved Gjømle krysset



Figur 76 Utsnitt fra NVE Atlas ved Gjømle krysset



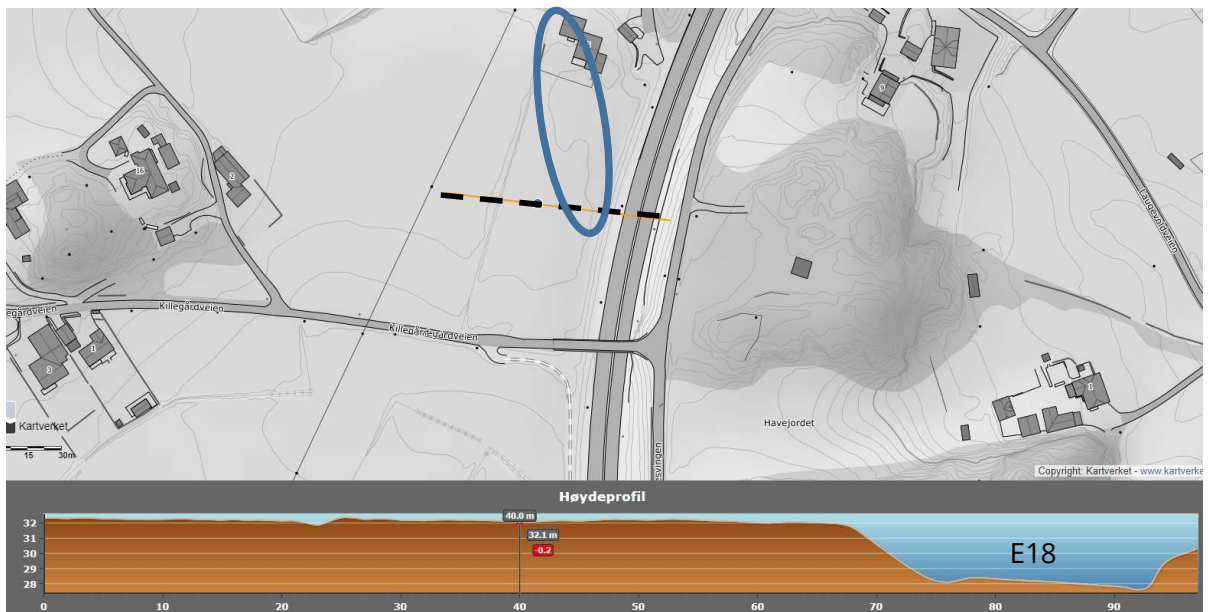
Figur 77 plot av boringene 32034, 32035 og 32037 ved ny Gjømle bru

Topografiske forhold

Topografien er vist under på Figur 78 og Figur 79 ved uttrekk fra Høydedata.no.



Figur 78 Topografi på langs av ny Gjømle bru. Ny bru vist med blå sirkel



Figur 79 Topografi på tvers av ny Gjømle bru. Ny bru vist med blå sirkel

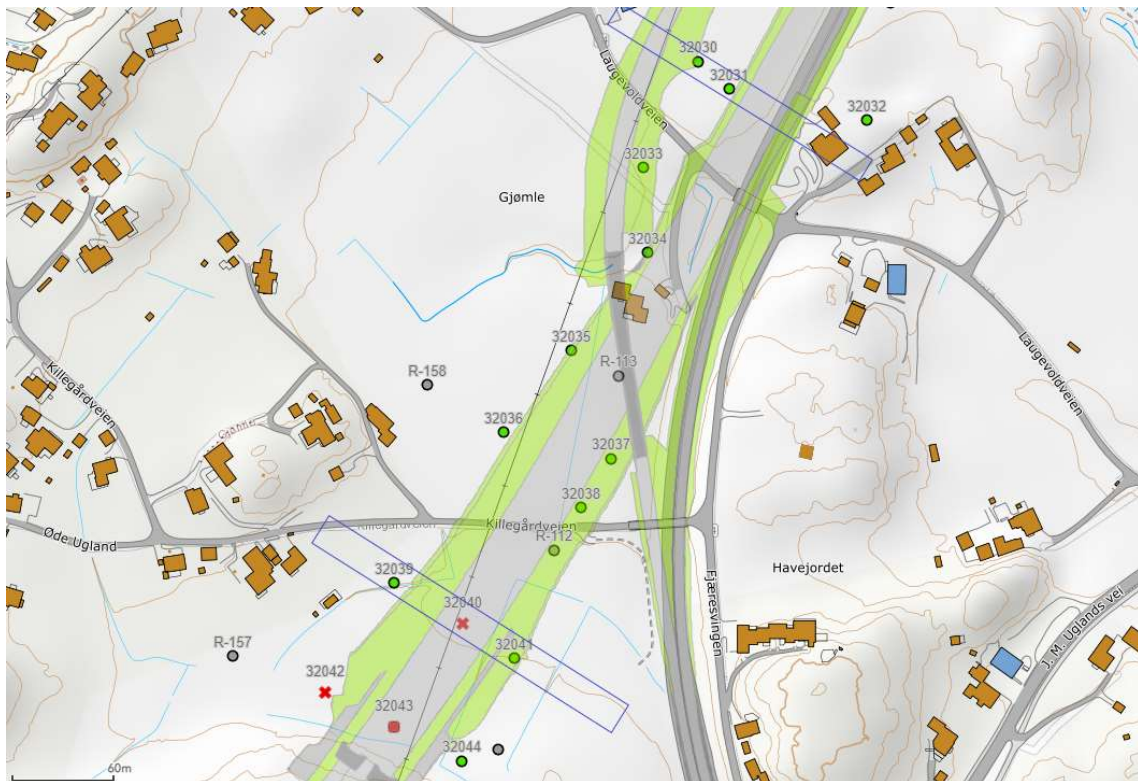


## Geotekniske vurderinger og fundamentering

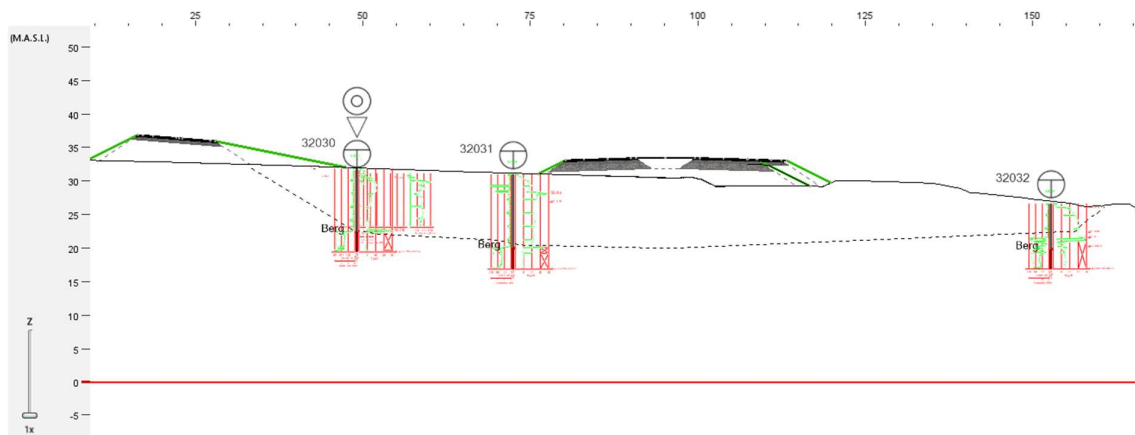
Grunnundersøkelsene viser varierende dybder til berg og med meget bløte leire over berg. Det må derfor antas at fundamentering av brua blir en kombinasjon av direkte fundamentering på berg, masseutskiftning og sprengstein til berg og fundamentering på peler.

Resultat fra utførte grunnundersøkelser også viser at grunnforhold for planlagt vegskjæring mellom ca. profil 17300-17650 i dette området er utfordrende mtp. stabilitet for planlagt veg. Det er utført innledende utredning av lokalstabilitet for å vurdere behov for nødvendige geotekniske tiltak. For forutsetninger for disse vurderinger, vises det til kap. 4 av dette dokumentet.

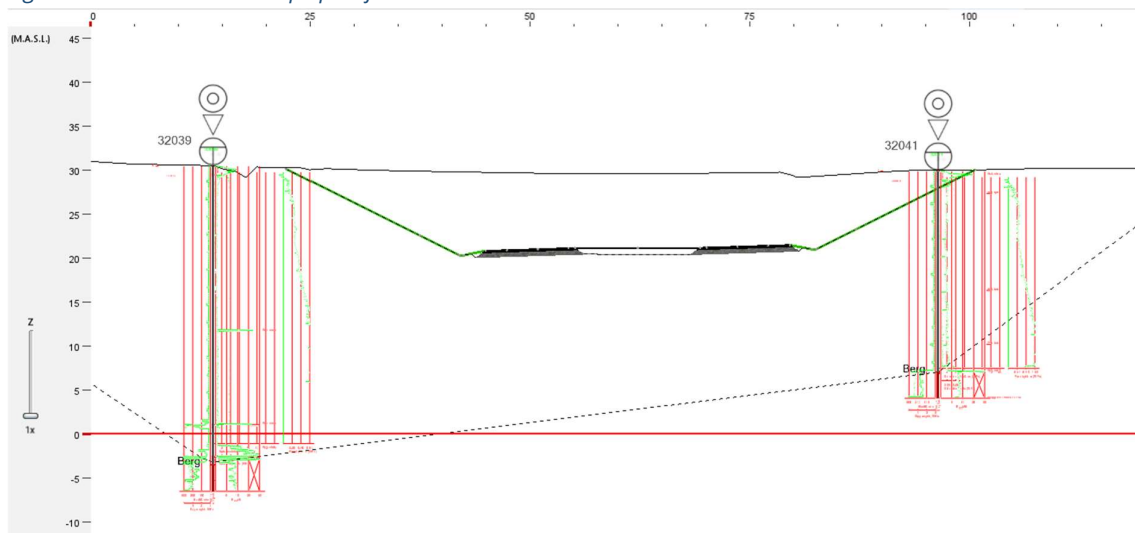
Felt- og laboratorieundersøkelser er benyttet for å kartlegge geotekniske forhold og for å fastsette materialparametere i den aktuelle strekningen. Basert på resultat av grunnundersøkelser, topografi og veg/konstruksjonsgeometri, er kritisksnitt valgt. Plassering av kritisksnitt for rampe er ved ca. profil 17215 og for forskjæring er ved ca. profil 17560. Plassering av kritisk snitt er vist på Figur 80. Selve snitt fra Novapoint med aktuelle boringer er vist på Figur 81 og Figur 82. Tolket lagdeling og grunnvannsforhold er også vist på snitt fra stabilitetsberegninger i vedlegg 5.



Figur 80 Plassering av kritisksnitt på Gjømle



Figur 81 Kritisksnitt ved Rampe på Gjømle



Figur 82 Kritisksnitt ved forskjæring til Frivoll tunnelen på Gjømle

For fastsettelse av geoteknisk materialparametere er en kombinert tolkning av felt (CPTu) og labforsøk (analyser fra sylinderprøver) benyttet, se vedlegg 5 for tolket CPTu og aktuelle labforsøk. For grunnlagsdata fra grunnundersøkelser (Felt og lab) vises det til Geoteknisk datarapport [21]. For materialer der fastsettelse av materialparametere er ikke mulig fra grunnundersøkelser, er vegledende erfaringsverdier fra tabell 2.39 i SVV håndbok V220 [7] benyttet. En tabell med materialparametere som ble brukt i stabilitetsutredninger er gitt i vedlegg 5 også.

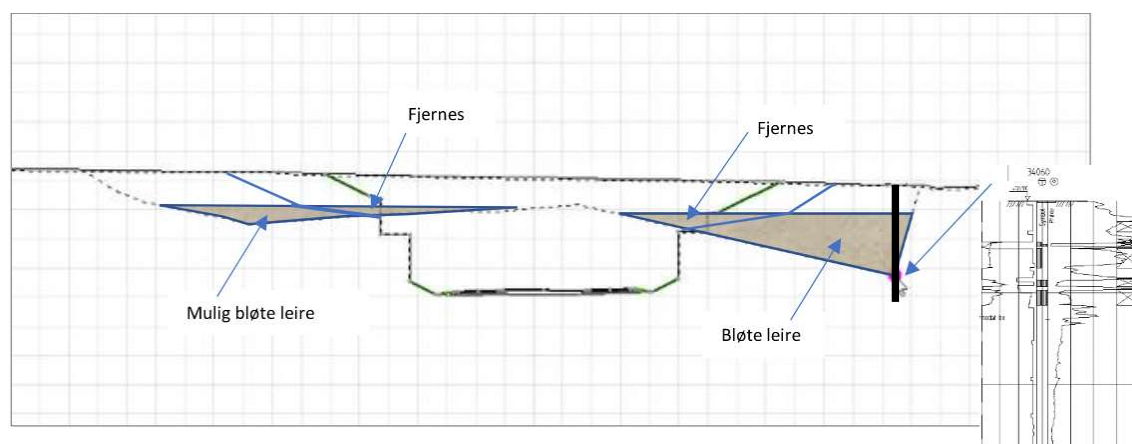
Resultat fra stabilitetsberegning ved vedlegg 5 viser at stabilitet for den planlagte vegfyllingen og rampe ved ca. profil 17215 er tilfredsstillende uten spesielle geoteknisk tiltak. Det antas at denne konklusjonen gjelder hele rampen på nord-side av planlagt overgangsbru. Dette bekreftes videre i neste planfase. For valgt kritisksnitt ved forskjæringen (Figur 82) viser resultat fra stabilitetsberegning at stabilitet av planlagt forskjæring vil være dårlig uten geoteknisk tiltak. Det er også utført

stabilitetsberegninger med potensielle tiltak for å oppnå tilfredsstillende stabilitet med  $FS \geq 1,6$ . Resultat fra beregninger viser at det vil være behov for omfattende KS-stabilisering i dette området for å oppnå tilfredsstillende stabilitet. Beregninger viser at man kan oppnå tilfredsstillende stabilitet kun med KS-stabilisering på øst side av planlagt forskjæringen, mens på vest siden kan det være behov for å kombinere KS-stabilisering med avlastning av graveskråning siden der sikkerhetsfaktor er noe lavere enn krav på 1,6 kun med KS-stabilisering. Dette vurderes nærmere i neste planfase.

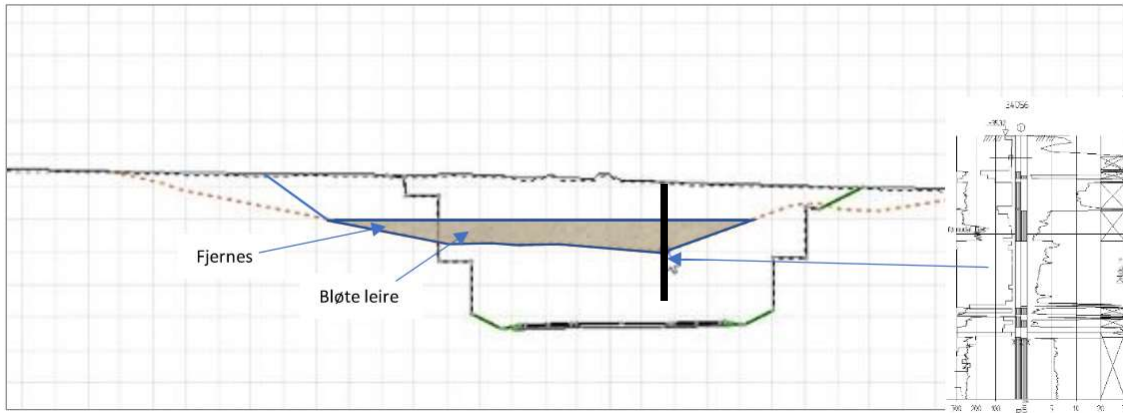
Det er også utført en innledende utredning av områdestabilitet. For tolkede aktsomhetsområder (løsne- og utløpsområder) i dette område henvises til den innledende områdestabilitetsvurdering rapportert i dokument NV42E18AG-GEO-RAP-0002 [22].

### 5.18 Sørlig utgang Frivoll tunnel (Pr 19600-19750)

Ved den sørlig utgang av Frivoll tunnel er der generelt berg i dagen eller nært terreng, men akkurat ved sørlig inngang til Frivolltunnelen er der registret et løsmasse område som inneholder sprøbruddmateriale. Løsmasser er stedvis opp til 15 m i mektighet (boring 34060). Fra 6 m under terreng og ned er løsmassene hovedsakelig kvikkleire. Dette påvirker portalen hvor der vil komme ekstra løsmasse utslag med slakke skråninger og bort graving av sprøbruddmasser for å sikre stabiliteten. Innledende er antatt at kvikkleiren fjernes til en sikker avstand av vegen, hvor kvikkleiren fjernes ned til berg. Hvor dette ikke er mulig må skråning i kvikkleiren etableres tilstrekkelig flat for å sikre tilstrekkelig sikkerhet. Alternativt kan fjerning av bløte masser kombineres med kalksementstabilisering eller evt. støttemur. For dette område bør der gjøres supplerende undersøkelser for bedre vurdering av beste løsning og for detaljprosjektering.



Figur 83 Estimert snitt omkring Pr 19605 hvor boring 34060 er plassert. Kvikkleire under 6 m.u.t. er antatt



Figur 84 Estimert snitt omkring Pr 19560 hvor boring 34056 er plassert. Kvikkleire under 6 m.u.t. er antatt

### 5.19 Øygardsdalen Bru, K136 (Pr 20000-20250)

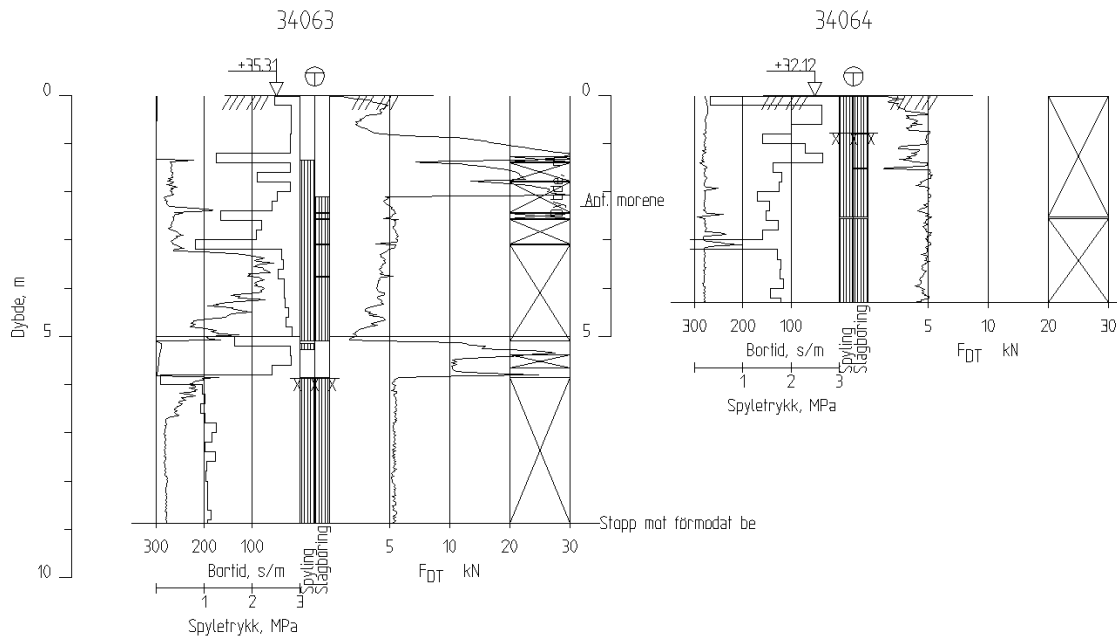
Her tenkes bygget en ny bru sør for eksisterende bru, hvis ikke det er hensiktsmessig å utvide eksisterende bru. Ny bru anbefales utført sør for eksisterende kryss.



Figur 85 Utsnitt fra arcGIS

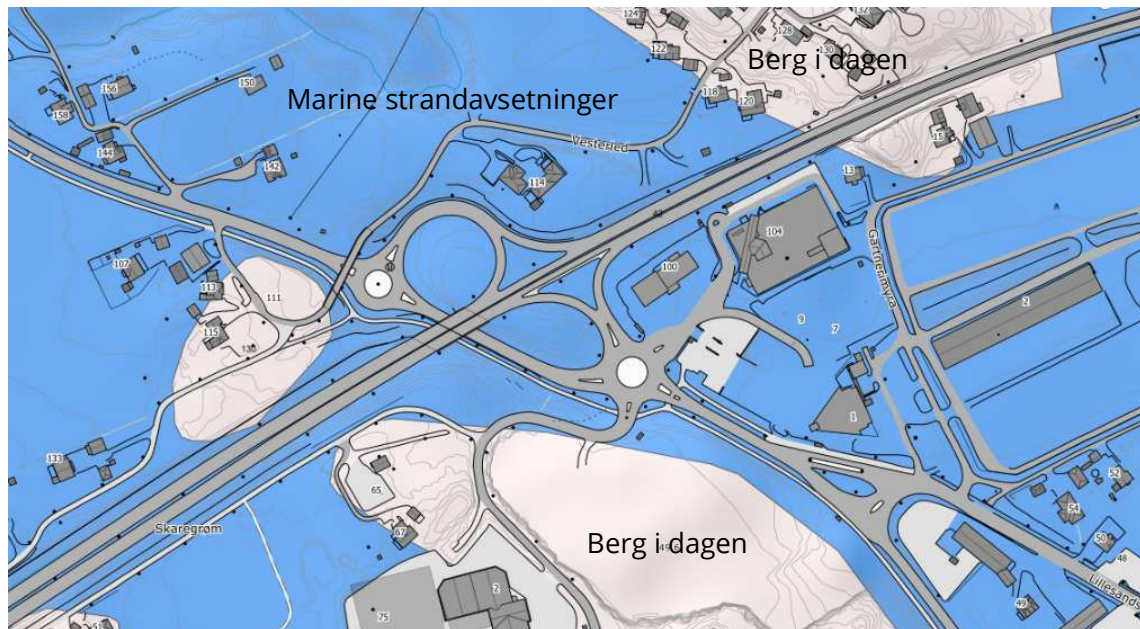
#### Grunnforhold

Der er utført 2 boringer, 34063 og 34064 ved eksisterende bru. Der er ikke utført nye boringer ved plassering av mulig ny bru.

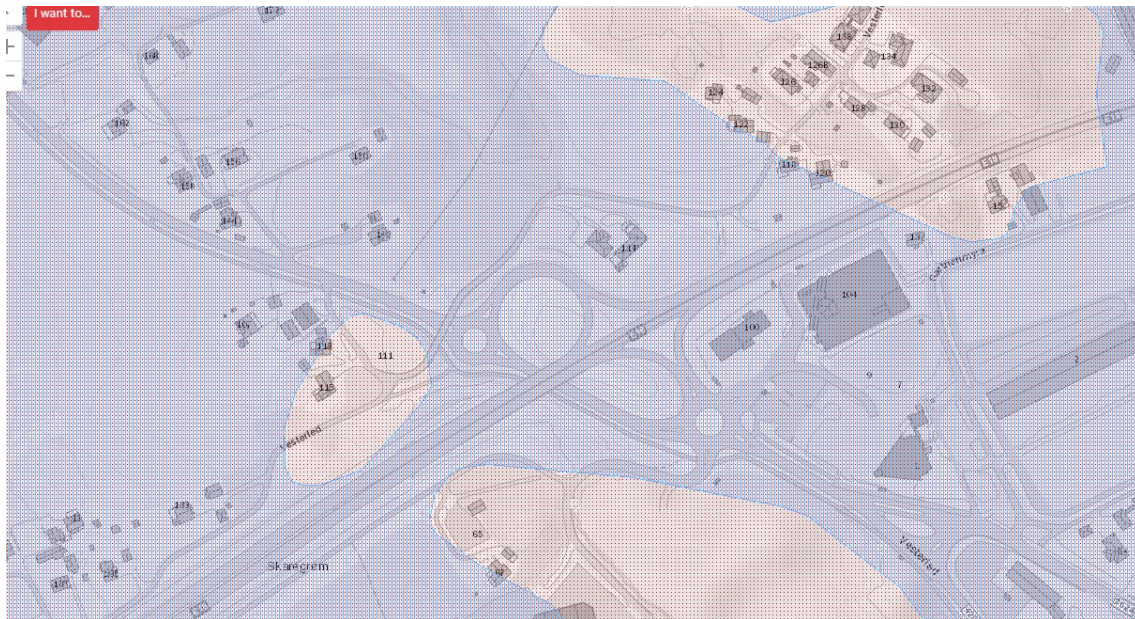


Figur 86 plot av boringene 34063 og 34064 ved eksisterende Øygardsdalen bru

Det ses at der ved boringene er truffet berg 6,0 og 1,0 m under terreng.



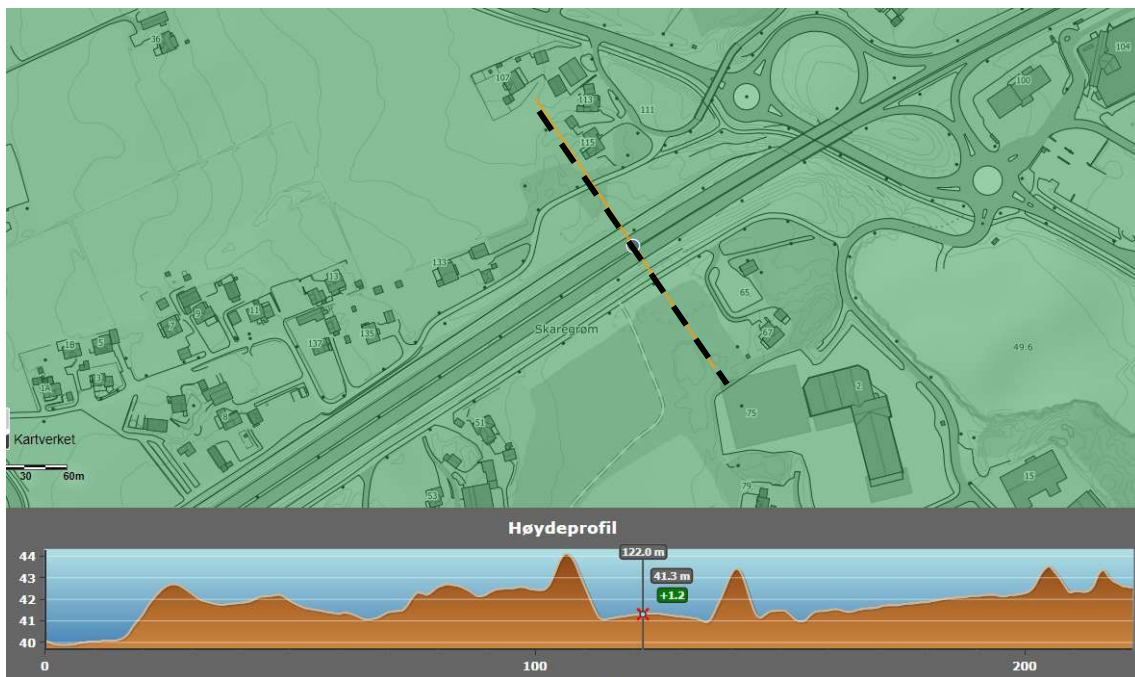
Figur 87 Utsnitt fra NGU løsmassekart ved Øygardsdalen bru



Figur 88 Utsnitt fra NVE Atlas ved Øygardsdalen bru

Ovenstående kart indikere berg i dagen eller nært terreng ved lokaliteten for den planlagte nye bru.

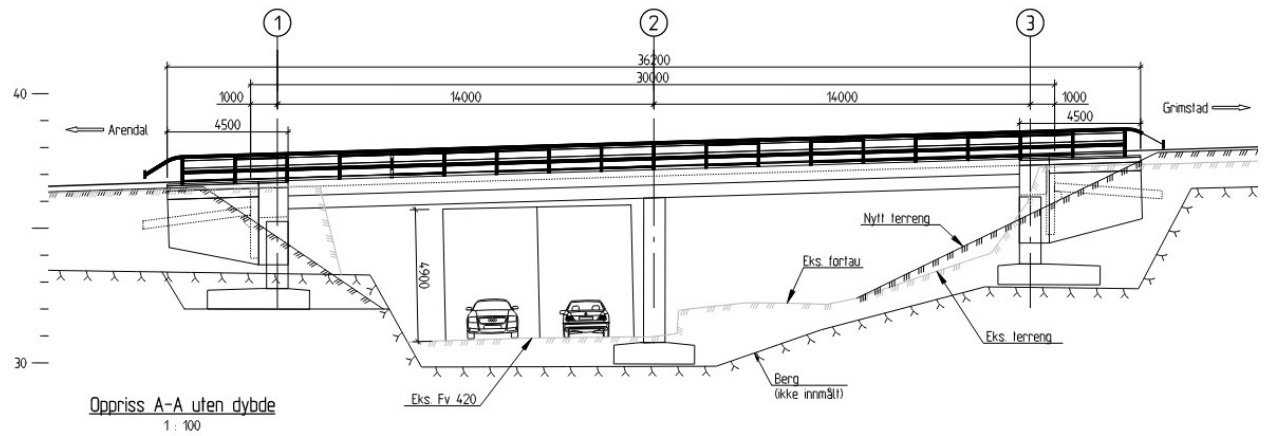
### Topografiske forhold



Figur 89 Topografi på tvers av E18 ved mulig plassering av ny bru

## Geotekniske vurderinger og fundamentering

Basert på grunnundersøkelser og tilgjengelig kartmateriale antas det at alle akser for ny bru kan fundamenteres direkte på berg.



Figur 90 Oppriss av planlagt ny Øygardsdalen bru



## 6 Grunnforholdsmodell

Det er i forbindelse med forprosjektet utarbeidet en grunnforholdsmodell iht. Statens vegvesen håndbok V770 [9]. Modellen er basert på tidligere tilgjengelig og nylig innhentet grunnlagsdata. Grunnforholdsmodellen består av helst en kontinuerlig bergmodell. Grunnforholdsmodellen har følgende formål:

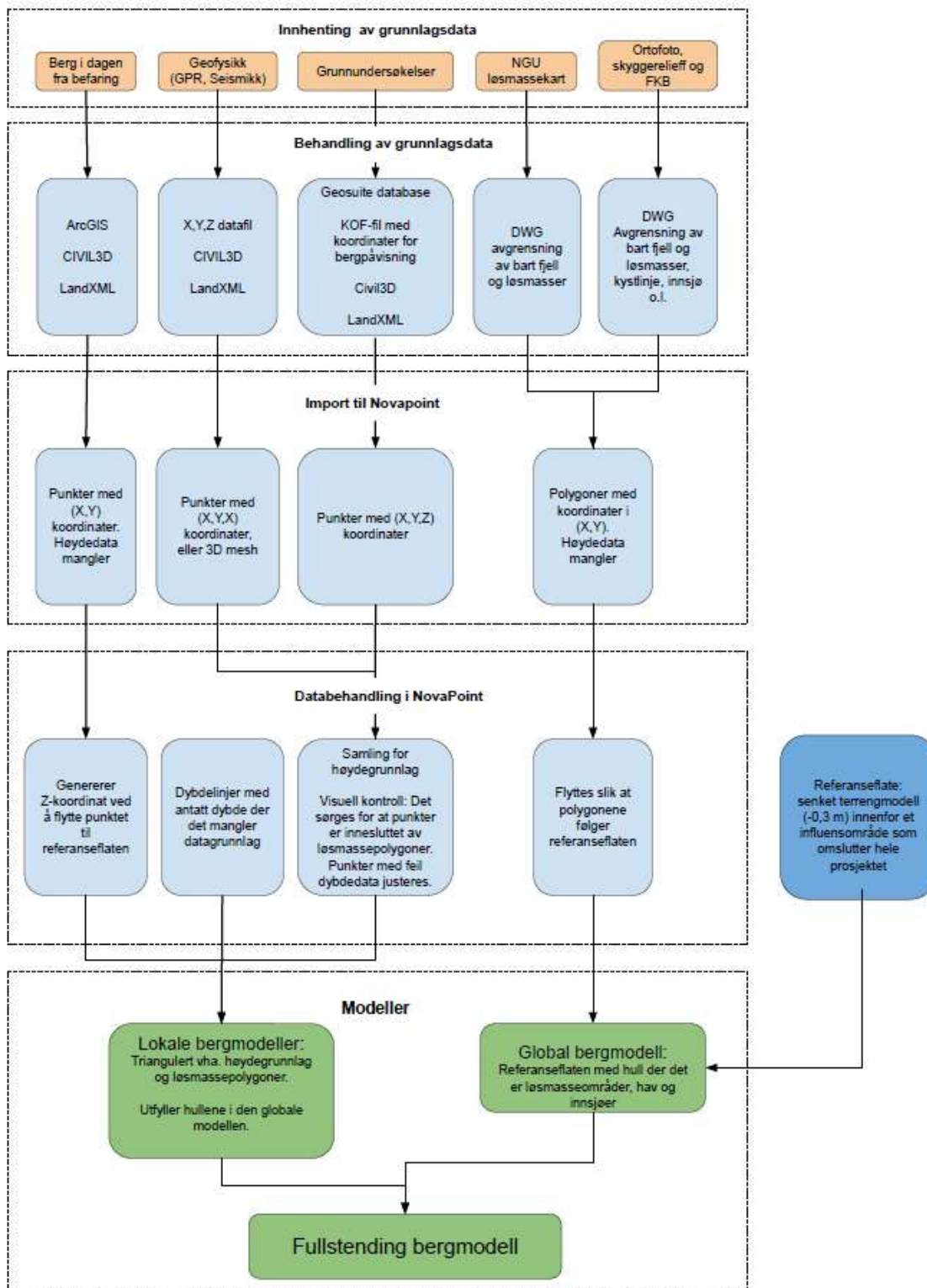
- Danne grunnlag for masseberegning.
- Definere skillet mellom løsmasse- og bergskjæringer.
- Angi fundamenteringsnivå for planlagte konstruksjoner, samt synliggjøre behov for andre fundamenteringsmetoder.

I det følgende gis en beskrivelse av metodikk for modelleringen, hvilken informasjon modellen innbefatter og hvordan informasjonen bearbeides. Grunnforholdsmodeller av en slik skala har høy iboende usikkerhet, og det usikkerheter i grunnlag og metodikk forsøkes belyst.

### 6.1 Metodikk

Berg- og masseutskiftningsmodellen lages i NovaPoint 2020 (Quadri2020) og er modellert i en kontinuerlig prosess etter hvert som ny grunnlagsdata innhentes. Grunnforholdsmodeller er som i resten av prosjektet inndelt i 4 delområder. Komplette metodikk for modellering av berg er gitt av Figur 91. Generelt deles metodikken i 3 prosesser:

1. Innhenting av grunnlagsdata
2. Bearbeiding av grunnlagsdata og import til Novapoint
3. Databehandling i Novapoint og triangulering av flater.



Figur 91 Flytskjema med oppsummert metodikk for produksjon av bergmodell i prosjektet.

## 6.2 Grunnlagsdata

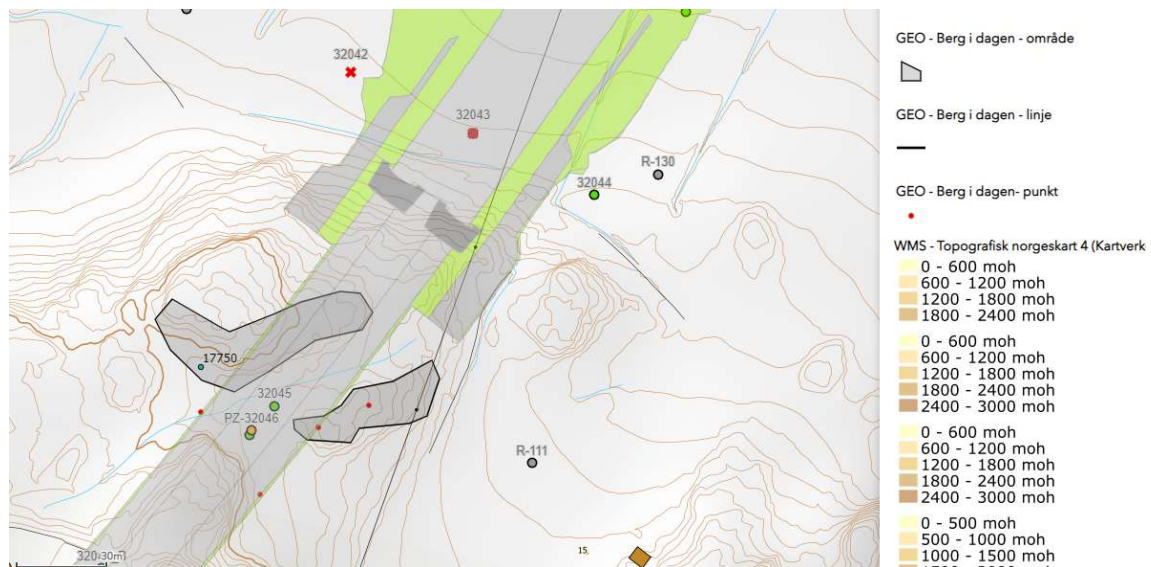
Følgende data og informasjon ligger til grunn for utarbeidelsen av grunnforholdsmodeller:

- Berg i dagen registrert fra befaring.
- Berg i dagen observert fra ortofoto, skyggerelieffkart.
- Geotekniske grunnundersøkelser.
- Geofysiske undersøkelser (Georadar, seismikk og MBES).
- Antatte dybder i kjente løsmasseområder med manglende grunnlagsdata.

### Berg i dagen, befaring

I forbindelse med ingeniør-geologisk befaringer for tunnel er det målt inn punkter med synlig berg i dagen. Innmålinger gjøres vha. av mobiltelefon, og det er følgelig tilknyttet en viss, men akseptabel usikkerhet i punktenes nøyaktighet i X-Y-plan.

Da det er registrert noen bergblotninger og en stor del av prosjektet ligger på berg, forvittringsmateriale eller tynt dekke av løsmasser, er det besluttet at punkter med berg i dagen fra befaring bare benyttes til å avgrense områder med løsmasser, og ikke direkte som inndata i triangulert bergmodell. Se Figur 92 for eksempel på punkter for berg i dagen. I denne fasen er det for geoteknikk sin del ikke utført befaring med kartlegging av berg i dagen for hele strekningen.



Figur 92 Utklipp fra innsynsløsningen som viser punkter for berg i dagen registrert fra befaring (røde punkter) og grå polygoner for berg i dagen fra kartgrunnlag.

### Berg i dagen fra kartgrunnlag

Vha. registrerte punkter av berg i dagen kombinert med tilgjengelige kartløsninger har en forsøkt å avgrense områder hvor det forekommer berg i dagen og løsmasser av betydelig mektighet.

Løsmasseområdene er avgrenset ved å først eksportere avgrensningene/polygonene fra NGUs kvartærgeologiske kart. Denne inndelingen er svært grov og usikker. Deretter er ortofoto og skyggerelieffkart benyttet for videre detaljering av berg i dagen registreringer. Eksempel på berg i dagen er vist med grå avgrensinger på Figur 92.

### Geotekniske grunnundersøkelser

Alle data fra geotekniske grunnundersøkelser pr. 30.05.22 er anvendt i endelig bergmodell. Det inkluderer noen tidligere utførte grunnundersøkelser innenfor bergmodellens influensområde som var tilgjengelig digitalt gjennom NADAG, og alle nylige utførte undersøkelser ifm. med prosjektet.

Geotekniske grunnundersøkelser gis en stoppkode basert på hvordan undersøkelsen er avsluttet. Generelt skilles det mellom følgende stoppkoder:

- 90: Sondering avsluttet uten å ha oppnådd stopp.
- 91: Sondering avsluttet mot fast grunn og kan ikke drives videre etter normal prosedyre.
- 92: Sondering avsluttet mot antatt stein eller blokk.
- 93: Sondering avsluttet mot antatt berg (< 2 m fjellkontrollboring).
- 94: Sondering avsluttet etter ønsket dybde i berg.

I bergmodellen er det besluttet å anvende boringer med alle typer stoppkoder med unntak av stoppkode 90, 91 og 92. Bergnivå fra boringer med stoppkode 90 og 91 medfører betydelig usikkerhet og bergnivå er derfor ikke tatt med i modellgrunnlag. Sonderinger med stoppkode 93 og 94 vurderes som troverdig og benyttes i modell med angitt bergnivå.

### Geofysikk

I forbindelse med prosjektet er det utført refraksjonsseismikk på land, da spesielt over tunneler.

Det henvises til geofysiske leveranser for en mer detaljert oversikt og beskrivelse.

Alle geofysiske undersøkelser til lands er inkludert i bergmodell. Geofysiske undersøkelser utenfor influensområdet for bergmodell inkluderes ikke.

### Øvrige antagelser

I tillegg til grunnlagsdata presentert i avsnitt 6.2 er det gjort en rekke antagelser. I områder hvor en ikke har geotekniske eller geofysiske undersøkelser, men kartgrunnlag

indikerer forekomst av løsmasser er bergnivå bestemt på bakgrunn av kvalifisert gjetning. Generelt er følgende retningslinjer overholdt:

- Der det foreligger undersøkelsespunkter innenfor samme løsmasseområde, brukes kjent dybde som representativ for resten av området.
- Dersom undersøkelsespunkter ligger slik plassert at det er sannsynlig med økte dybder i en avstand bort fra punktet, så velges det å legge inn dybdelinjer som er dypere enn kjent punkt. Eksempler på dette kan være at topografi indikerer økt forekomst, eller dersom kjent punkt er ved kant av myr og modell skal strekke seg til mer sentral del av myren.
- Ved manglende grunnlag legges det inn "hjelpelinjer" slik at løsmasseområdet får fornuftig "skålform"
- I områder med kjent forekomst av løsmasse, men ingen grunnlag velges dybde basert på tilstøtende terreng.

### 6.3 Feilkilder og usikkerhet

I modelleringen er det usikkerhet beheftet i alle faser; innhenting av data, tolkningen, bearbeiding av data og modelleringen. Basert på prosjektets størrelse og topografiske forhold er det naturlig å forvente en stor iboende usikkerhet vedrørende modellens nøyaktighet.

Den største feilkilden i modellen kommer av de nødvendige antagelsene beskrevet i avsnitt 6.2. Alle områder hvor en legger til støttepunkt, hjelpelinjer eller antar dybde på et område med manglende grunnlag, er en feilkilde til mengdeberegningene. Dermed oppnås sikker bergpåvisning bare punktvis fra geotekniske grunnundersøkelser, mens områdene mellom undersøkelser og berg i dagen i stor grad vil være usikre.

I områder hvor det bare er utført enkelsonderinger har en ikke mulighet til å konkludere med at hverken berg eller fast grunn er nådd. Enkelsonderinger gir typisk stopp med stoppkode 90, 91 og 92 og kan ikke betraktes som sikkert berg. I disse områdene brukes de geotekniske grunnundersøkelsene, men med en økt dybde for å gjøre opp for noe usikkerhet vedrørende stoppkode. I realiteten kan en i en basert på enkeltsonderinger ikke skille mellom påtruffet blokk, berg, eller fast grunn. Det er derfor knyttet usikkerhet til nøyaktigheten av bergoverflaten i områder hvor det kun forekommer enkeltsonderinger. Dette gjelder typisk områder med svært bløte forhold hvor geoteknisk rigg ikke egner seg.

Bergoverflaten er forsøkt modellert med en tilnærming hvor en identifiserer hvilke områder som består av løsmasser og hvilke områder som utgjør berg i dagen. Grunnet prosjektets store utstrekning vil denne tilnærmingen naturligvis medføre at mange mindre områder med løsmasser blir modellert som berg i dagen med en viss tykkelse av

vegetasjonsdekket. Avgrensningen mellom berg og løsmasser er gjort manuelt vha. av opptegnede polygoner i Civil 3D, og utgjør en gjennomgående usikkerhetskilde for hele modellen. Utdaterte kart, ortofoto eller andre feilkilder i grunnlaget vil kunne medføre feil i opptegnede løsmasseområder.

Det er knyttet usikkerhet til alle faser av 3D-modelleringen av grunnforholdene, fra innhenting av data til behandlingen av endelig modell. De gjeldene modeller i prosjektet er basert på all tilgjengelig informasjon og gir likevel et godt utgangspunkt for å oppnå mest mulig korrekte mengder.

## 7 Referanser

- [1] Statens Vegvesen - Håndbok N200, Vegbygging. Juni 2021
- [2] Statens Vegvesen - Håndbok N400, Bruprosjektering. Januar 2022
- [3] Statens Vegvesen - Håndbok N100 Veg- og gateutforming. Juni 2021.
- [4] Statens Vegvesen - Håndbok N101 Trafikksikkert terreng og vegsikringsutstyr. April 2022.
- [5] Statens Vegvesen - Håndbok N500 Vegtunneler. Mars 2022.
- [6] Statens Vegvesen - Håndbok V520 Tunnelvegledning. 2020
- [7] Statens Vegvesen - Håndbok V220 Geoteknikk i vegbygging. 2018
- [8] Statens Vegvesen - Håndbok V221 Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger. 2014
- [9] Statens Vegvesen - Håndbok V770 Modellgrunnlag. 2015
- [10] Statens Vegvesen - Håndbok R762. Prosesskode 2. Standard beskrivelse for bruer og kaier. 2018
- [11] Standard Norge - NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 - Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner.
- [12] Standard Norge - NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2020 - Eurokode 7 Geoteknikk Prosjektering, Del 1: Allmenne regler
- [13] Standard Norge - 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
- [14] Standard Norge - NS-EN 1998-2:2005+A1:2009+A2:2011+NA:2014 - Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 2: Bruer
- [15] NVE - 1/2019 Sikkerhet mot kvikkleireskred. 2020
- [16] NV38E18AG-VEG-RAP-0001 - Fagrapport veg
- [17] NV38E18AG-GEO-RAP-0001 - Fagrapport geoteknikk
- [18] NV38E18AG-GEO-RAP-0003 - Fagrapport ingeniørgeologi - Grimstadportentunnel
- [19] NV38E18AG-GEO-RAP-0004 - Fagrapport ingeniørgeologi - Frivolltunnel
- [20] NV38E18AG-GEO-RAP-0005 - Fagrapport ingeniørgeologi - Bergskjæringer
- [21] NV38E18AG-GEO-RAP-0006 - Geoteknikk datarapport
- [22] NV42E18AG-GEO-RAP-0002 - Fagrapport geoteknikk-Innledende områdestabilitetsvurdering
- [23] NV42E18AG-KNS-RAP-0003 - Fagrapport konstruksjoner

## 8 Vedlegg

Vedlegg 1	Tolkninger og stabilitetsvurderinger Rannekleiv
Vedlegg 2	Tolkninger og stabilitetsvurderinger Nedneskrysset/Skyttervollen
Vedlegg 3	Tolkninger og stabilitetsvurderinger Klepp
Vedlegg 4	Tolkninger og stabilitetsvurderinger Spedalen
Vedlegg 5	Tolkninger og stabilitetsvurderinger Gjømle