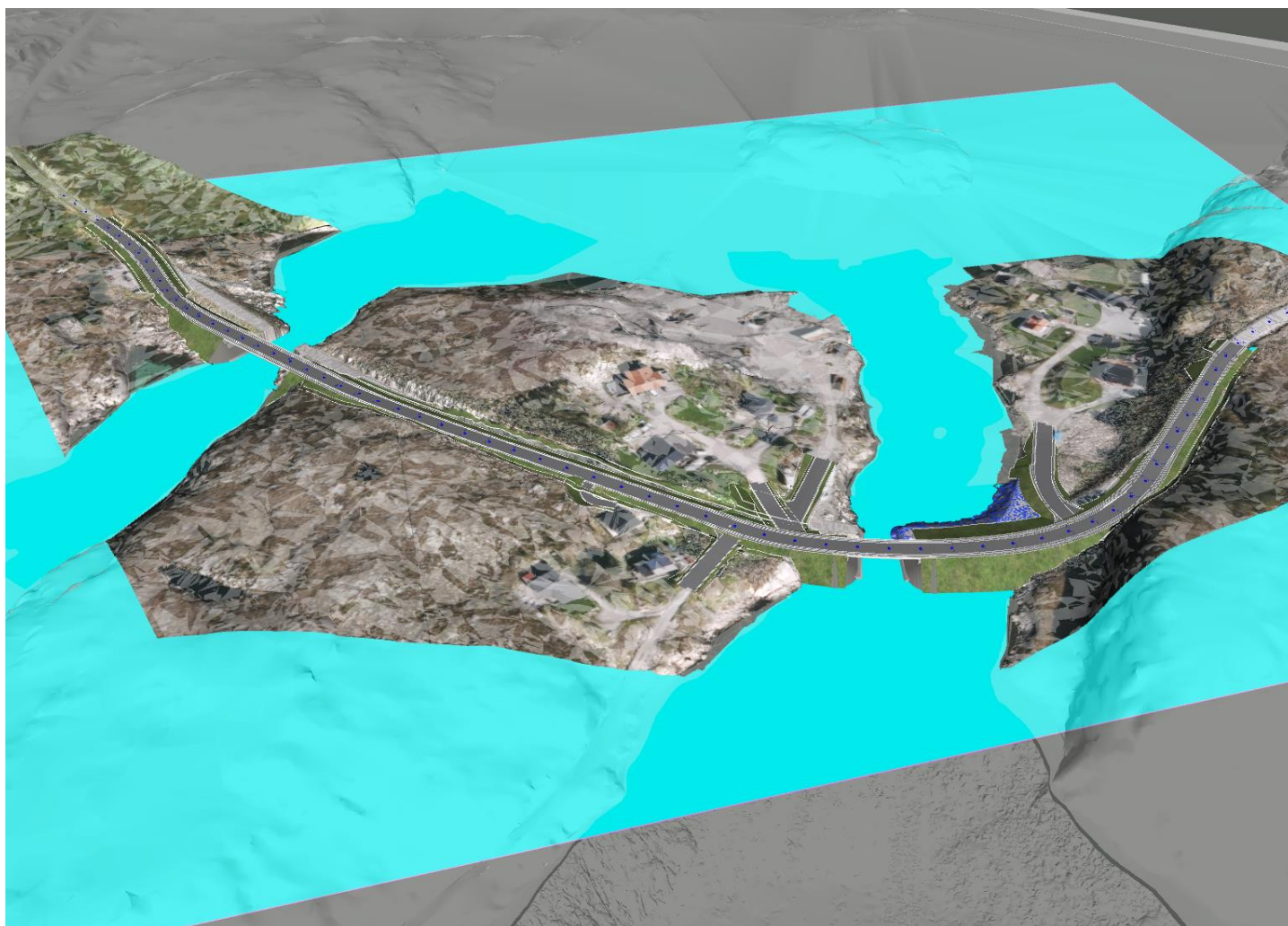


Trøndelag fylkeskommune

## ► RPL og byggeplan for fv. 6466 Trøstraumen/Kvernøystraumen

Geoteknisk vurderingsrapport i reguleringsplanfase

Oppdragsnr.: 52204920 Dokumentnr.: 52204920-RIG-02 Versjon: J02 Dato: 2023-05-25



**Oppdragsgiver:** Trøndelag fylkeskommune  
**Oppdragsgivers kontaktperson:** Astrid Hanssen  
**Rådgiver:** Norconsult AS, Klæbuveien 127 B, NO-7031 Trondheim  
**Oppdragsleder:** Stein Gunnar Rønningsbakk  
**Fagansvarlig:** Christofer Klevsjø  
**Saksbehandler:** Oddvar Lein Almås

J02	2023-05-25	Tillegg kap. 4.4 om områdestabilitet	OddAlm	ChKle	SteRoe
J01	2023-05-02	For bruk	OddAlm	ChKle	SteRoe
Versjon	Dato	Beskrivelse	Utarbeidet	Fagkontrollert	Godkjent

Dette dokumentet er utarbeidet av Norconsult AS som del av det oppdraget som dokumentet omhandler. Opphavsretten tilhører Norconsult AS. Dokumentet må bare benyttes til det formål som oppdragsavtalen beskriver, og må ikke kopieres eller gjøres tilgjengelig på annen måte eller i større utstrekning enn formålet tilsier.

## ► Innhold

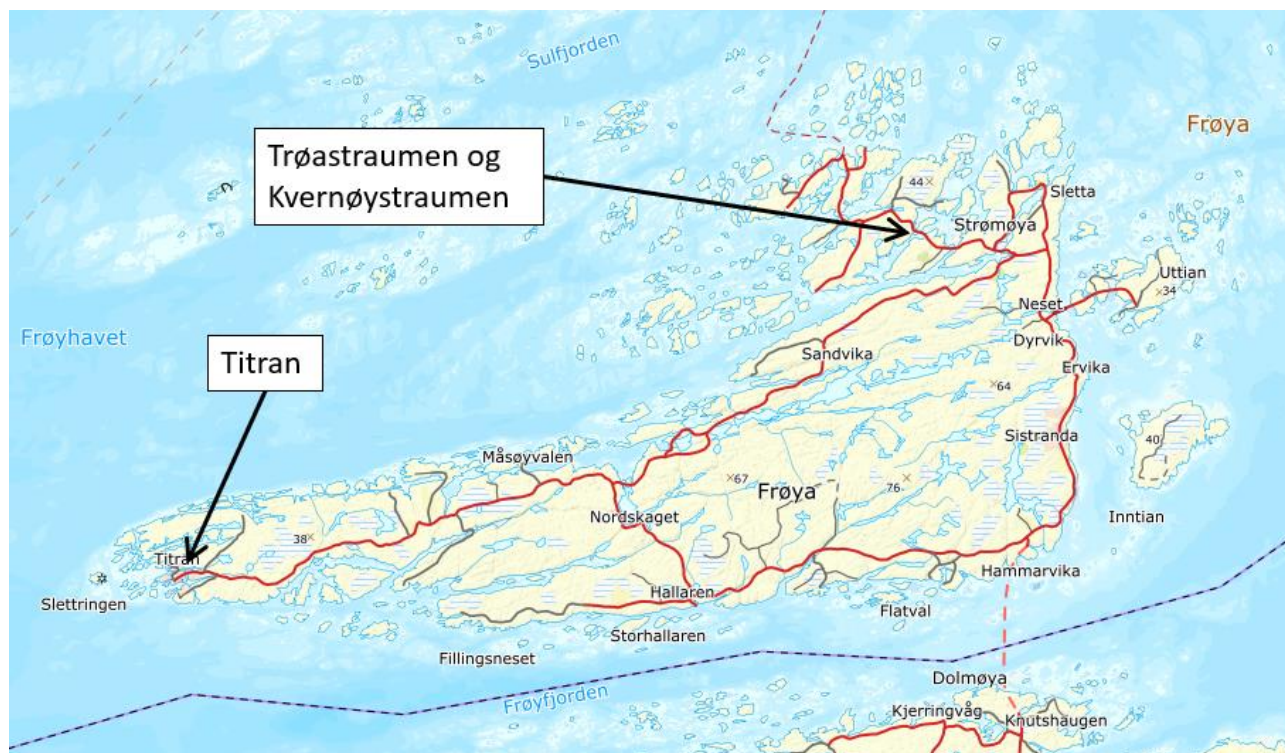
<b>1</b>	<b>Innledning</b>	<b>4</b>
<b>2</b>	<b>Kort presentasjon av prosjektet, topografi og grunnforhold</b>	<b>5</b>
	2.1 Kvernøystraumen	5
	2.2 Trøstraumen	8
<b>3</b>	<b>Prosjekteringsforutsetninger</b>	<b>11</b>
	3.1 Økonomiske premisser for prosjekteringen	11
	3.2 Kravdokumenter til geoteknisk prosjektering	11
	3.3 Aktuelle veiledningstekster til geoteknisk prosjektering	11
	3.4 Prosjektklassifisering	11
	3.5 Belastning på veg, bro og sideterreng	12
	3.6 Vannstand i stabilitetsberegninger	12
	3.7 Krav til beregnet sikkerhet ved stabilitetsberegninger	13
<b>4</b>	<b>Geotekniske vurderinger</b>	<b>14</b>
	4.1 Lokalgeotekniske vurderinger – stedsuavhengig	14
	4.2 Lokalgeotekniske vurderinger – spesifikt for Kvernøystraumen	16
	4.3 Lokalgeotekniske vurderinger – spesifikt for Trøstraumen	25
	4.4 Områdeskredfare/områdestabilitet	31
<b>5</b>	<b>Videre arbeid</b>	<b>33</b>
	5.1 Detaljprosjektering	33
	5.2 Supplerende GRU	33
<b>6</b>	<b>Referanser</b>	<b>34</b>

# 1 Innledning

Norconsult er engasjert til planlegging i reguleringsplan og byggeplan ifbm. utskifting av tre broer på Frøya i Trøndelag. Det skal prosjekteres ny bro eller bro-lignende forbindelse på Titran, Trøstraumen og Kvernøystraumen. Plassering av de ulike destinasjonene er vist i Figur 1.1.

Norconsult er geoteknisk rådgiver i prosjektet. Tidligere har Norconsult Boretteknikk utført grunnundersøkelser på alle tre destinasjoner, med fokus på grunnundersøkelser i sjø. Resultater fra grunnundersøkelsene er gitt i rapport datarapport 52204920-RIG-01, datert 2023-01-18 [1]. Det er også utført sjøbunnskartlegging på hver destinasjon.

Denne rapporten inneholder geotekniske vurderinger i reguleringsplanfase for Trøstraumen og Kvernøystraumen.



Figur 1.1: Oversiktskart Frøya (nordorientert)



## 2 Kort presentasjon av prosjektet, topografi og grunnforhold

### 2.1 Kvernøystraumen

Det planlegges ny landkarfundamentert bro på vestsiden av eksisterende bro, se Figur 2.1 og Figur 2.2. Brolandkaret på nordsiden av sundet tenkes fundamentert på steinfylling delvis i sjø, med UK fundamenteringsnivå foreløpig på kote +0,5. Brolandkaret på sørsiden av sundet vil bli fundamentert direkte på bergoverflaten, foreløpig kote +1,5.

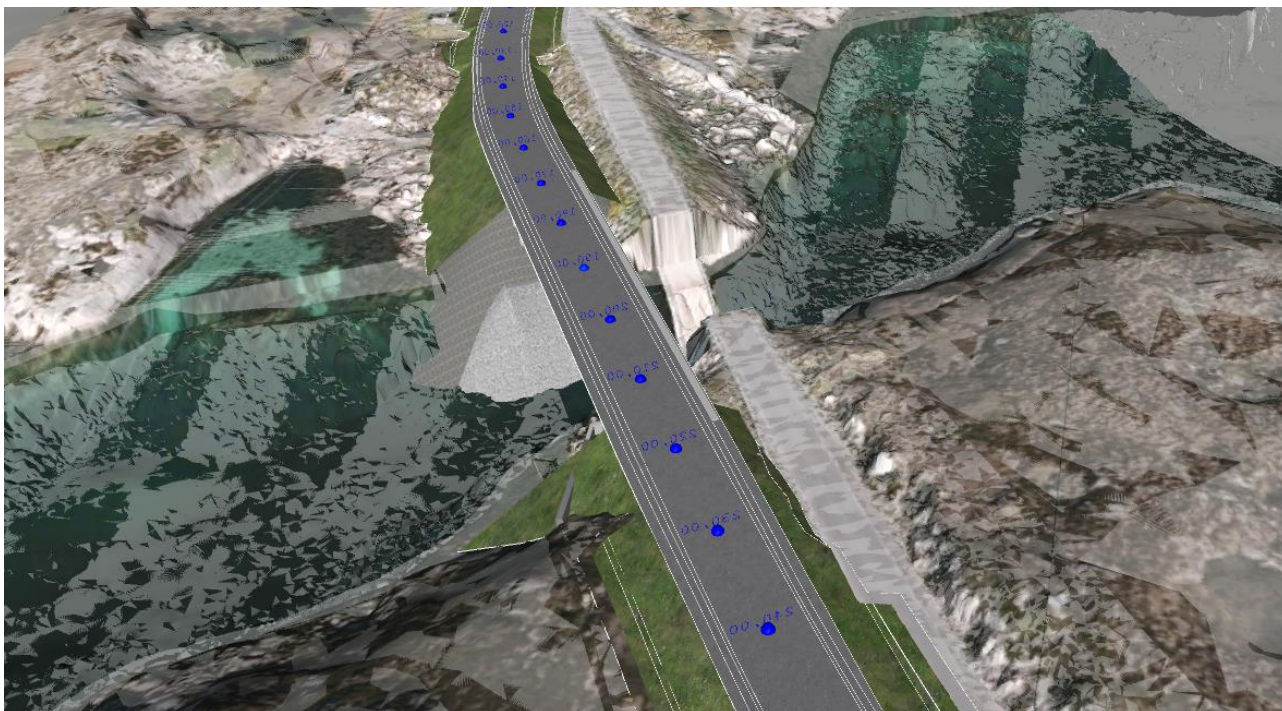
Eksisterende bro har et spenn som er ca. 20 m langt, og er plassert der hvor sundet er på sitt smaleste. Ny bro blir stående mindre gunstig til og er underlagt høyere sikkerhetskrav. Dermed forventes nåværende tidspunkt et spenn i størrelsesorden 35-40 m, se Figur 2.3 og Figur 2.4. Det er bergblotninger på alle sider av broa – området er forblåst, og det er lite vegetasjon. Bergoverflaten er usammenhengende tildekket av tynne lag organisk jord. Grunnundersøkelser viser at det er lite løsmasse også i sjø. Løsmasse på sjøbunn i sundet er effektivspenningsmateriale (grus, stein) i mektighet mindre enn 1 meter [1]. Største vanddybde i veglinjen er ca. 7 meter. Det er også boret i vegfylling nært eksisterende brolandkar på nordsiden av Kvernøystraumen, se utklipp av utført borplan i Figur 2.5. Boringen antyder at vegfyllingen består av samfengt stein med mektighet ca. 5 meter (som forventet mtp. bergforløp rundt fyllingen). Det antas for øvrig at all «løsmasse» som er brukt i vegfyllinger i området er samfengt stein.

Se kapittel 3 for prosjekteringsforutsetninger, og kapittel 4 for geotekniske vurderinger for Kvernøystraumen.

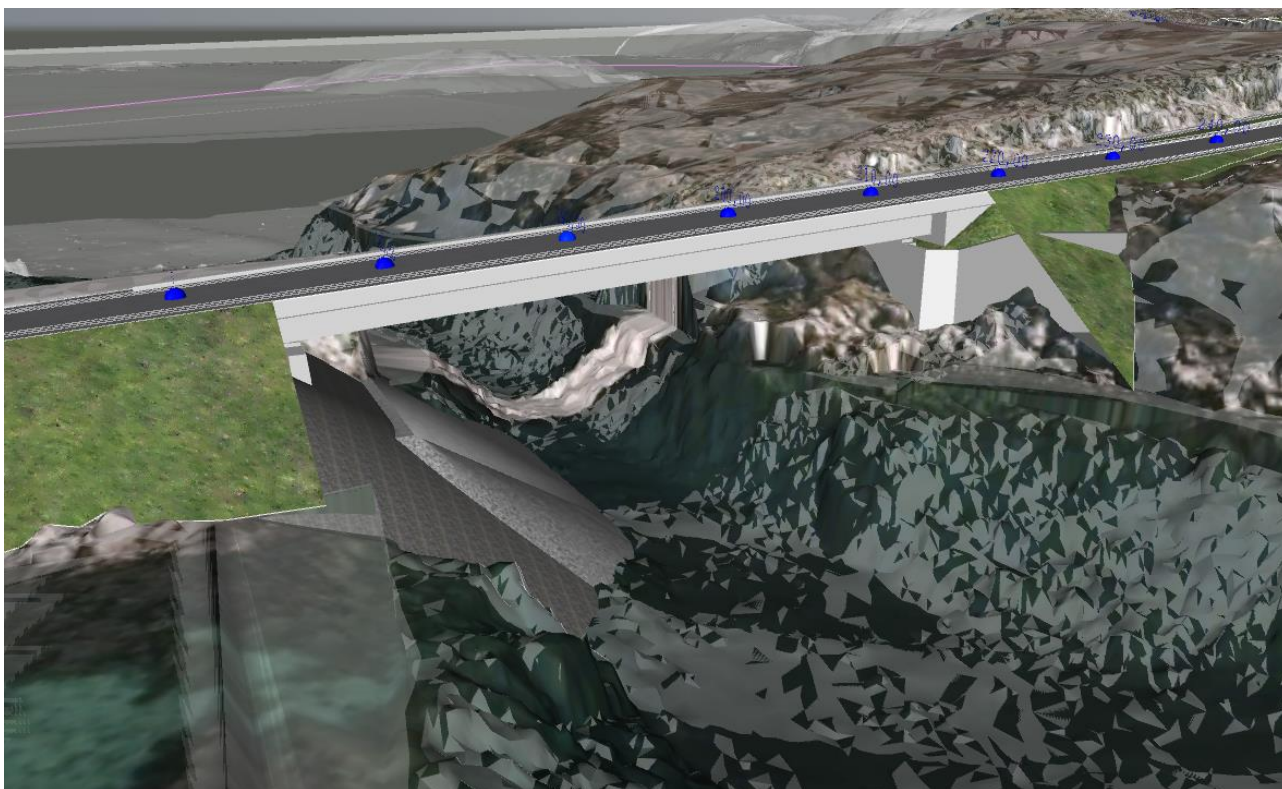


Figur 2.1: Flyfoto fra Kvernøystraumen, år 2020. Hentet fra Norgebilder.no.



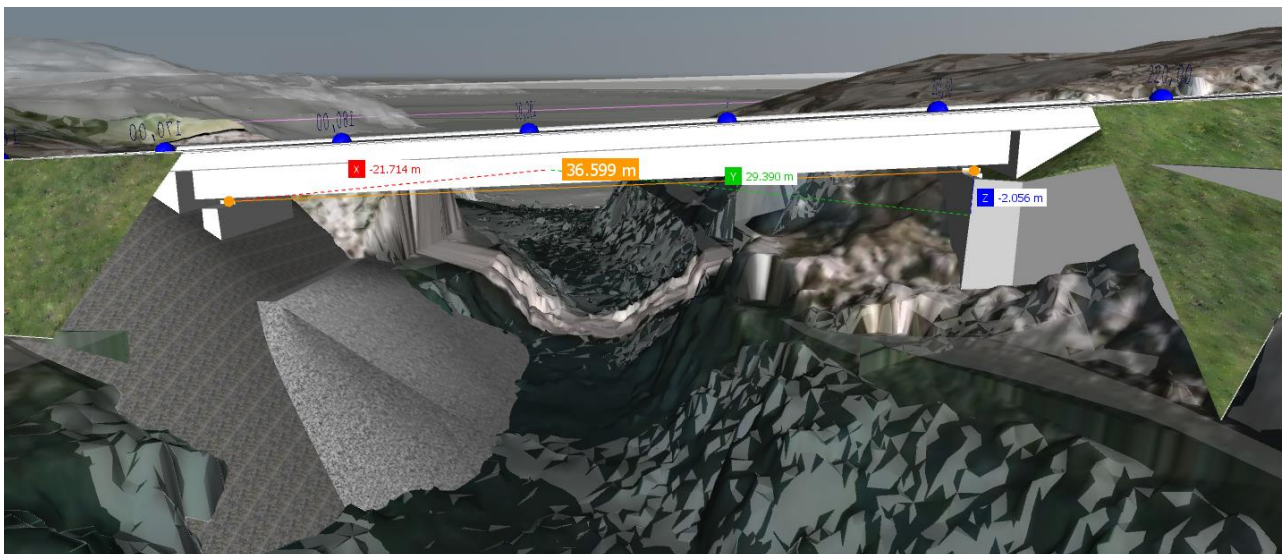


Figur 2.2: Utklipp fra innsynsmodell Kvernøystraumen – bro sett ovenfra fra sør.

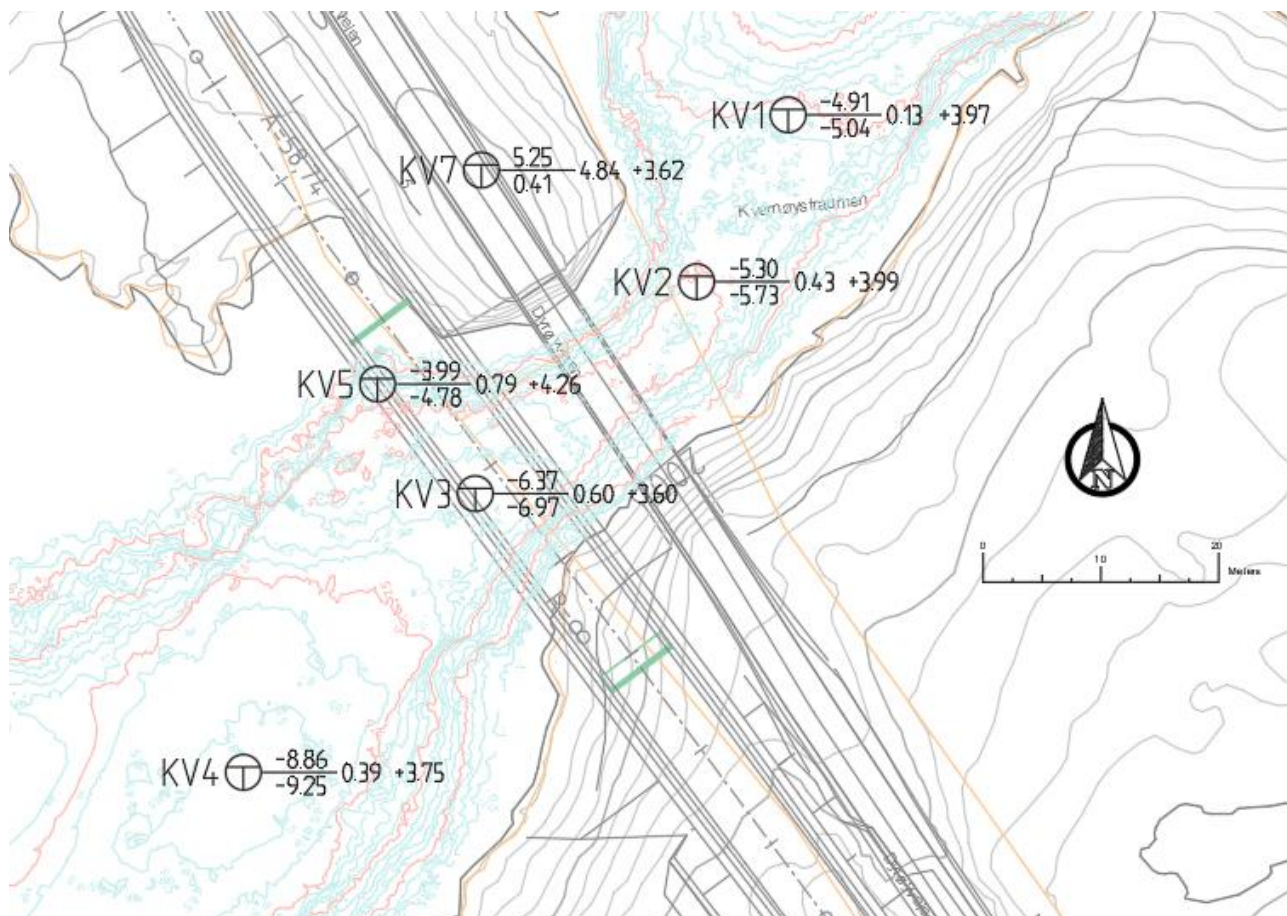


Figur 2.3: Utklipp fra innsynsmodell Kvernøystraumen – bro sett fra vest.





Figur 2.4: Utklipp fra innsynsmodell Kvernøystraumen. Spennet på broen er foreløpig planlagt ca. 36-37 meter. Eksisterende bro har spenn på drøyt ca. XX meter.



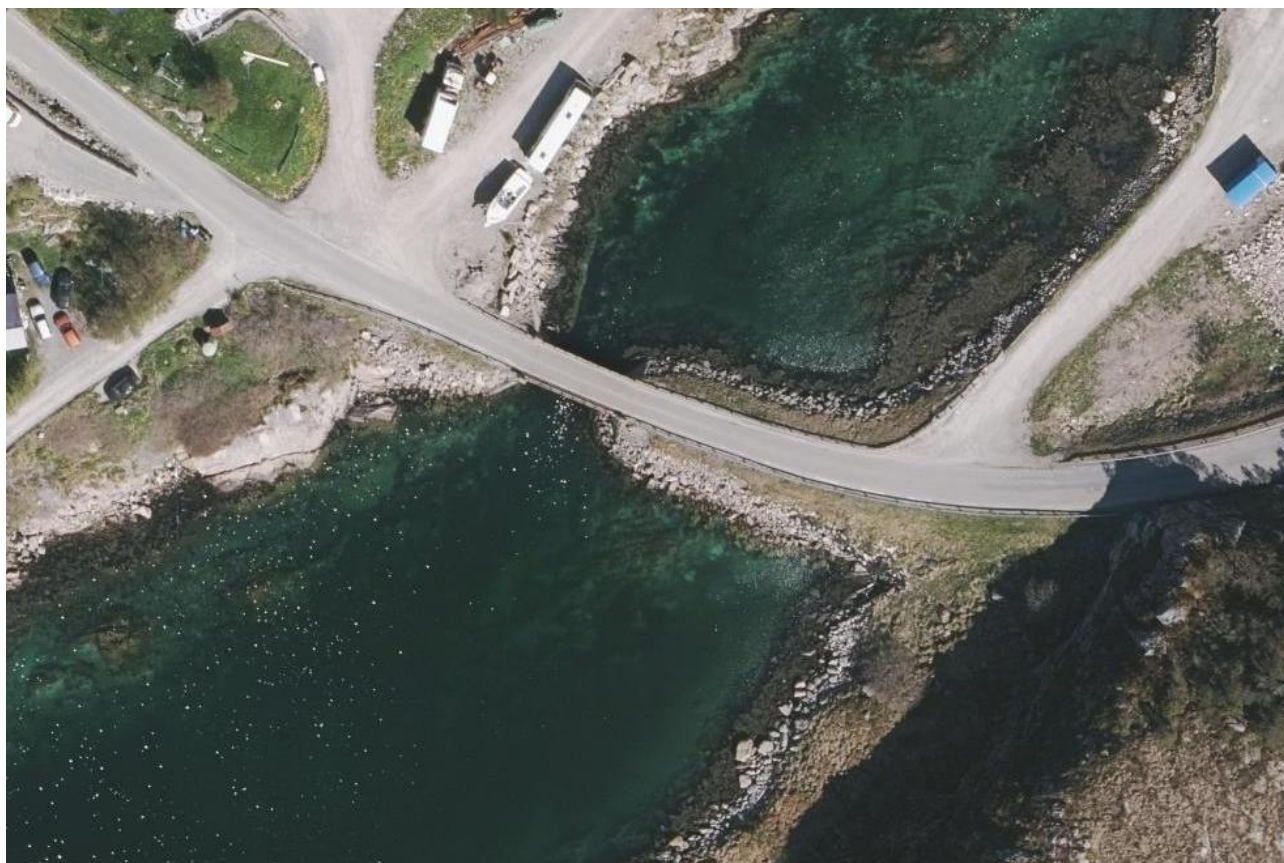
Figur 2.5: Utklipp fra tegning T-RIG-003 fra datarapport 52204920-RIG-01-J02.

## 2.2 Trøstraumen

Det planlegges ny landkarfundamentert bro på vestsiden av eksisterende bro, se Figur 2.6 og Figur 2.7. Brolandkarene tenkes fundamentert på steinfylling delvis i sjø, med UK fundamenteringsnivå foreløpig på kote +0,5.

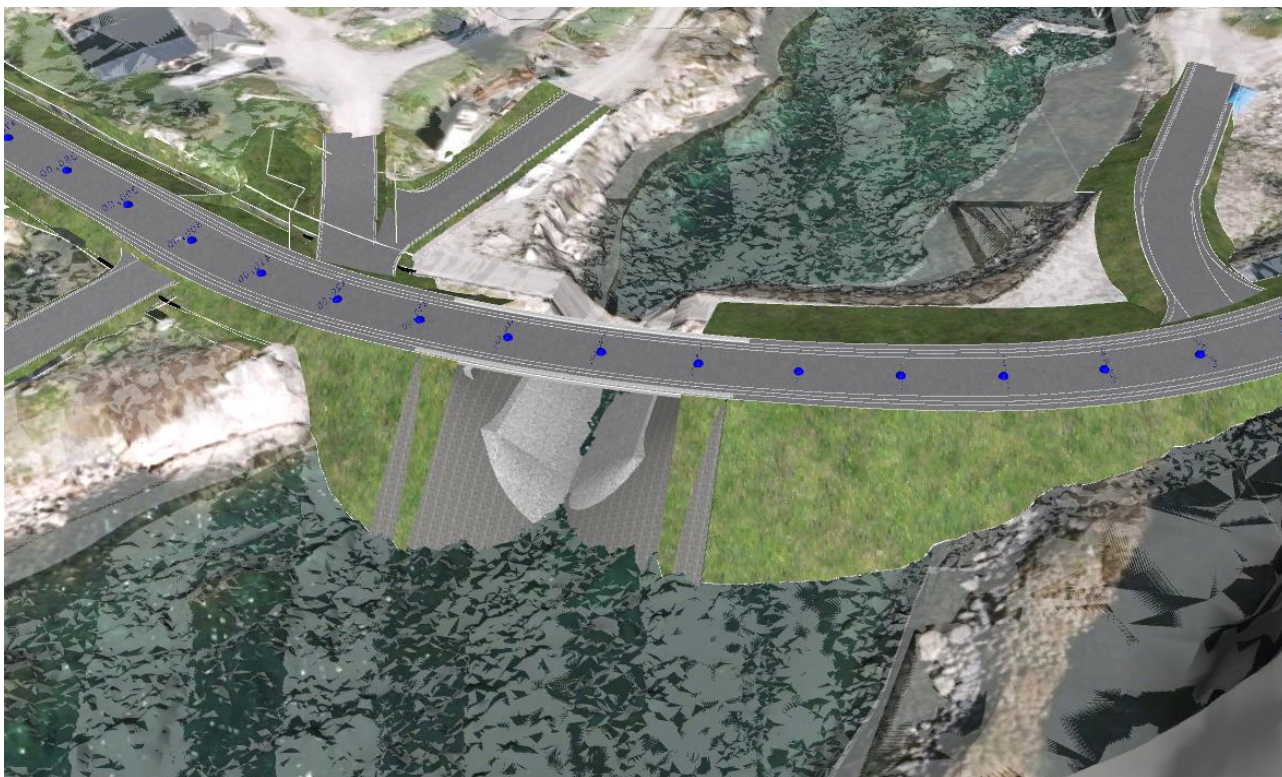
Eksisterende bro har spenn som er ca. 12 m langt, og er plassert der hvor sundet er på sitt smaleste. Eksisterende vegfylling på østsiden av sundet er også godt tilpasset til bergformasjoner på berggrunnen, og der vanddybden er spesielt liten. Ny bro vil ha spennlengde ca. 23 meter, se Figur 2.8. Det er bergblotninger på alle sider av broa – området er forblåst, og det er lite vegetasjon. Bergoverflaten er usammenhengende tildekket av tynne lagt organisk jord. Grunnundersøkelsene viser at det er lite løsmasse også i sjø. Løsmasse på sjøbunn er effektivspenningsmateriale (sand, grus og stein). Grunnundersøkelsene har påvist en løsmassetykkelse opp mot 1,5 meter i området rundt broen, men som oftest er løsmassetykkelsen mindre enn 1,0 meter [1]. Største vanddybde i veglinjen er ca. 5 meter. Utklipp fra utført borplan er vist i Figur 2.9.

Det antas at all «løsmasse» som er brukt i vegfyllinger i området er samfengt stein.

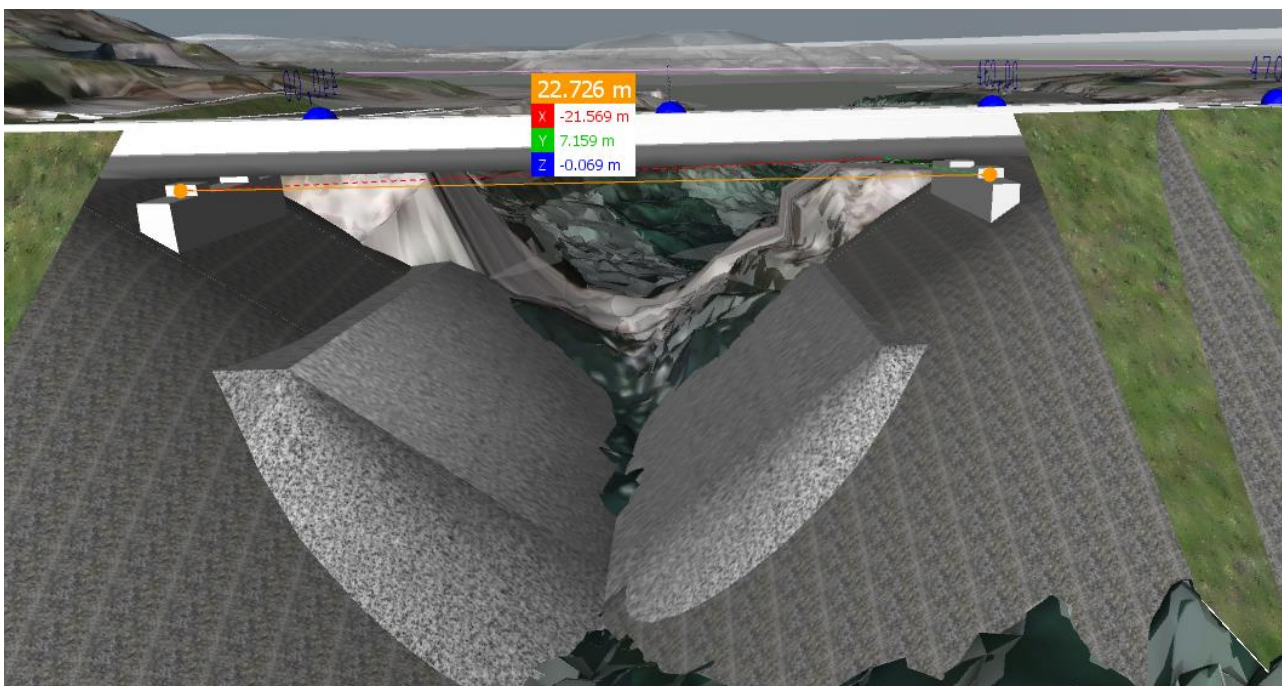


Figur 2.6 Flyfoto fra Trøstraumen, år 2020. Hentet fra Norgebilder.no.



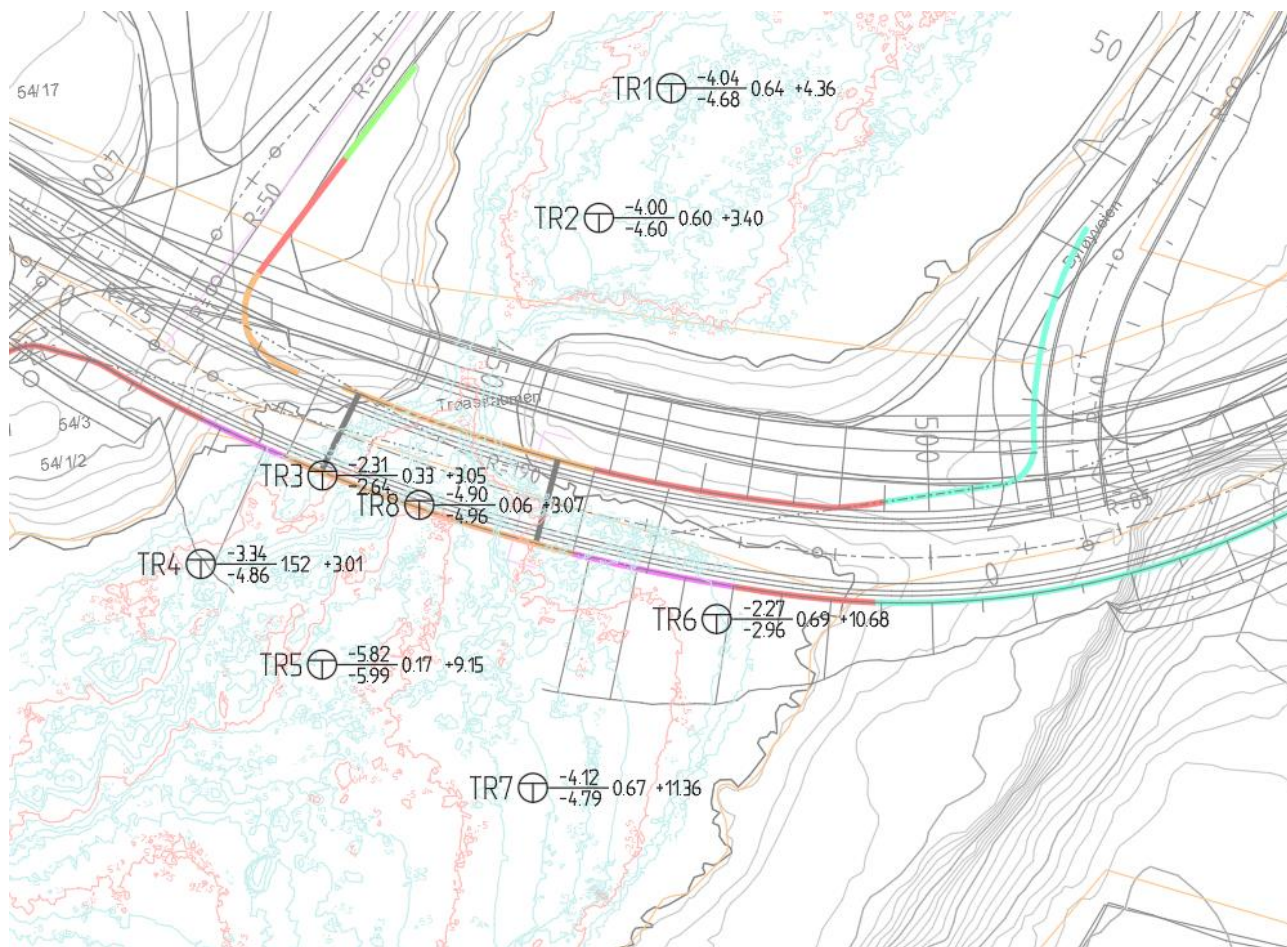


Figur 2.7: Utklipp fra innsynsmodell Trøstraumen – bro sett ovenfra fra sør.



Figur 2.8: Utklipp fra innsynsmodell Trøstraumen – bro sett fra sørvest. Nytt planlagt spenn ca. 23 m.





Figur 2.9: Utklipp fra tegning T-RIG-002 fra datarapport 52204920-RIG-01-J02.



## 3 Prosjekteringsforutsetninger

### 3.1 Økonomiske premisser for prosjekteringen

Et ønske om å minimere brokonstruksjonens lengde har vært førende for prosjekteringen, spesielt på Kvernøystraumen. Det er brukt som forutsetning at meterprisen på bro overgår kostnader til eventuelle behov for oppstøttingstiltak i anleggsfasen osv. som kommer av at bro lengden minimeres.

Slik vi ser det er «alle» problemstillinger mtp. stabilitet i dette prosjektet enkelt løsbare med boret rørvegg. Det er selvfølgelig ønskelig å minimere mengden slike avanserte oppstøttingstiltak i byggefasen for å begrense kostnader. Kost/nytte og behov for dette må vurderes videre i detaljprosjektet.

### 3.2 Kravdokumenter til geoteknisk prosjektering

De mest sentrale tekstene for geoteknisk prosjektering er følgende:

- Statens vegvesens håndbok N200 (Vegbygging) [2] og N400 (Bruprosjektering) [3].
- Norsk-Europeisk standard NS-EN 1990 [4], NS-EN 1997-1 [5] og NS-EN 1997-2 [6], NS-EN 1998-1 [7] og NS-EN 1998-5 [8].

### 3.3 Aktuelle veiledningstekster til geoteknisk prosjektering

Statens vegvesens håndbok V220 (Geoteknikk i vegbygging) [9] og V221 (Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger) [10].

### 3.4 Prosjektklassifisering

#### Geoteknisk kategori

Valg av geoteknisk kategori gjøres iht. NS-EN 1997-1 og Håndbok N200 punkt 1.1.1. Med utgangspunkt i NS-EN 1997-1 velges geoteknisk kategori 2 for bro og «brohode» på både Kvernøystraumen og Trøstraumen. Broene vurderes å omfattes av beskrivelsen «[...] konvensjonell type konstruksjon og fundamenter uten unormale risikoer eller vanskelige grunn- eller belastningsforhold.» i NS-EN 1997-1 punkt 2.1 (17). I NS-EN 1997-1 punkt 2.1 (19) er «brupilarer og landkar» eksemplifisert som konstruksjon som normalt samsvarer med geoteknisk kategori 2.

For vegfylling i sjø velges også geoteknisk kategori 2, dette iht. NS-EN 1997-1 punkt 2.1(17) og 2.1(19) på tilsvarende måte som for broene. Til informasjon anviser N200 at geoteknisk kategori 3 som hovedregel skal velges for fyllinger i sjø, se Figur 3.1. Vi mener imidlertid at forholdene på Trøstraumen og Kvernøystraumen med lite eller ingen løsmasse annet enn samfengt stein, forholdsvis liten fyllingshøyde, forholdsvis liten vanddybde, og planlagt fyllingsfot for det meste på tilnærmet flat sjøbunn, medfører at kategori 2 kan benyttes.

**Krav 1.1.1.2—1 SKAL**

Gjeldende fra 01.11.2022

Ved utfylling i sjø med skrånende sjøbunn, stor fyllingshøyde eller utfylling ved massefortrengning skal denne delen av prosjektet plasseres i geoteknisk kategori 3. Prosjektene kan nedklassifiseres til geoteknisk kategori 2 dersom det er spesielt gunstige forhold.

Figur 3.1: Utklipp fra N200 - punkt 1.1.1.2, vedrørende geoteknisk kategori

### Konsekvens- og pålitelighetsklasse veg

Konsekvens- og pålitelighetsklasse velges iht. Statens vegvesens håndbøker N200 [2] og V220 [9]. V220 foreslår som utgangspunkt konsekvensklasse CC1 ved ÅDT < 1500. ÅDT på Dyrøveien er i størrelsesorden 700. Veien er eneste forbindelse ut til nordsiden av Frøya med Ferjeforbindelse til Mausund og Sula. Dermed vurderer vi at konsekvensklassen bør heves til CC2. Dette iht. anvisning i V220 som foreslår heving av konsekvensklasse ved vanskelige omkjøringsmuligheter.

### Konsekvens- og pålitelighetsklasse bro

Konsekvens- og pålitelighetsklasse for brokonstruksjonene er ifølge brokonstruktør (RIB) CC3/RC3.

Grensesnittet bro/veg kan i videre arbeid diskuteres. F.eks. kan det diskuteres hvorvidt kun broens primærfundamentering (landkaret) skal vurderes til CC3, og at vingemurer og omsluttende steinfylling kan vurderes til CC2. Vilkåret for å sette vingemur i CC2 må være at brokonstruksjonen ikke blir påvirket ved eventuelt bortfall av mur.

## 3.5 Belastning på veg, bro og sideterreng

Belastning på veg velges iht. N200 punkt 1.4.5 [2] og separat trafikklastforskrift for bruer m.m. [11]. Lastfaktorer iht. NS-EN 1997-1 [5] og NS-EN 1990 [4]. Viktigste belastningstilfelle på veg er gjennomgående 15 kPa karakteristisk i begge kjørefelt. Det skal benyttes partialfaktor 1,3 på denne lasten [5]. Lasten benyttes i stabilitetsberegninger. Last fra bro på brolandkar er oppgitt fra RIB. I denne fasen er følgende brolastert vurdert:

- Karakteristisk, vertikal egenlast/nyttelast på landkar Kvernøystraumen: 5750 kN / 1600 kN
- Karakteristisk, vertikal egenlast/nyttelast på landkar Trøstraumen: 3250 kN / 1300 kN
- Karakteristisk horisontallast i lengderetning fra glidelagerfriksjon: 6 % av vertikal egenlast
- Karakteristisk horisontallast i lengderetning fra brems/akselerasjon: 450 kN

For enkelthetsskyld har vi foreløpig brukt partialfaktor 1,3 på både egenlast og nyttelast. Dette er konservativt sammenlignet med «korrekt» partialfaktorkombinasjon i NS-EN 1990, tabell NA.A2.4(B) og NA.A2.4(C).

## 3.6 Vannstand i stabilitetsberegninger

Lavt vannivå er ugunstig i stabilitetsberegningene. Vannstand i stabilitetsberegninger er satt til sjøkartnull, kote -1,5 (NN2000).



### 3.7 Krav til beregnet sikkerhet ved stabilitetsberegninger

På Trøstraumen og Kvernøystraumen er det svært lite naturlig avsatt løsmasse, oftest mindre enn 1 meter sand, grus og stein over bergoverflaten. Øvrige løsmasser er samfengt sprengtstein. Vi legger til grunn at dette er jordmaterialer med dilaterende og drenert oppførsel. Dermed velges sikkerhetsfaktor 1,3 for stabilitet av veg og sideterreng, og 1,4 for stabilitet av brolandkar – se utklipp fra N200 i Figur 3.2. Se også kapittel 3.4 om prosjektklassifisering for valg av konsekvensklasse.

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

Figur 3.2: N200 Tabell 1.4.2-1 – Partialfaktorer ved effektivpenningsanalyser

## 4 Geotekniske vurderinger

### 4.1 Lokalgeotekniske vurderinger – stedsuavhengig

#### Steinfraksjon

Det forutsettes brukt sprengt stein fra lokalt berguttak, evt. tilkjørt masse av samme kvalitet. Vanlig samfengt steinfraksjon fra dagbrudd er 0-600 mm eller 0-300 mm. Dette kan sannsynligvis brukes direkte i vegfyllingen. Iht. Statens vegvesens håndbok V221 må finstoffinnholdet være mindre enn 8 % (0,063  $\mu\text{m}$ ). Hvis materialet ikke siktes må det ved visuell kontroll være ikke vannømfintlig, drenerende, og ha et åpent kornskjelett (porene mellom steiner skal ikke være fylt igjen med finstoff slik at større enheter ikke får kontakt).

Ifølge INGCEO kan det bli vanskelig å få ut blokk av størrelse > 300 mm pga. oppsprukket berg. Bergkvalitet skal for øvrig være god.

#### Utlegging og komprimering, forbelastning

Ved fyllingshøyde over 2 meter må fyllingen legges i flere lag, dette iht. N200 Krav 1.12.6.3-1. Hvert lag komprimeres, lagtykkelse tilpasse valgt komprimeringsutstyr. Største steinstørrelse i hvert lag skal være mindre enn 2/3 av lagtykkelsen. Fyllinger i sjø komprimeres fra nivå umiddelbart over vannstand (på så lavt vann som praktisk mulig). I videre prosjektering vurderes behov for forbelastning av fyllingsfronten for å minimere setninger på landkaret, evt. måleprogram for setningsforløp og liggetid før støp.

#### Telefarlighet

Vi vurderer foreløpig grunnen til telefarlighetsklasse T2 (bergtrau av ukjent kvalitet, sprengsteinsfylling med noe finstoffinnhold). Dette iht. N200 Krav. 3.1.3.1-1 [2]. Optimalisering kan evt. gjøres i detaljprosjektet.

#### Bæreevnegruppe

Bergtrau og steinfylling i T2 medfører bæreevnegruppe 3.

#### Opptak av horisontallast i broenes/vegens lengderetning

Horisontallast i vegens lengderetning er forholdsvis små sammenlignet med den vertikale lasten. Horisontallast karakteristisk 450 kN er oppgitt av RIB. Fortrinnsvis skal lasten tas opp som passivt jordtrykk på endeskjørtet til broen. Innledende vurderinger tilsier at dette krever en forholdsvis liten mobilisering av den passive jordtrykkskapasiteten, og at det dermed krever små deformasjoner i jorden for å oppta horisontallasten. Nærmere vurdering av kraftgang og deformasjon må følges opp i detaljprosjektet.



### Detalj på erosjonssikring

Behov for erosjonssikring er vurdert i egen kystteknisk rapport 52204920 HAVN-R01, datert 2023-04-24 [12].

Detalj av erosjonssikring må vurderes nærmere i detaljprosjektet. Innledningsvis ble det forutsatt at erosjonssikringslaget (med blokkstein) ikke skulle føres inn under landkarsålen, dermed at hele tykkelsen på erosjonssikringen måtte ligge foran landkarsålen. Ved forkiling av blokksteinen kan det likevel være mulig å fundamentere over erosjonssikringslaget. Denne detaljen må følges opp i detaljprosjektet.

Foten av erosjonssikringen skal ikke ligge på erosjonsømfintlig materiale (fare for undergraving). Det kan bli aktuelt å mudre langs foten på erosjonssikringen for å påse at denne ligger direkte på bergoverflaten, dette spesielt på Trøstraumen østlig side (noe mer sand). Med forholdsvis grunt vann og lite løsmasse på sjøbunn vurderes dette å være enkelt gjennomførbart.

### Grunntype for seismisk dimensjonering

Grunntype A kan benyttes [7].

### Jordparametere i løsmasse

Erosjonssikring (antatt 120/300 ordnet raus) :  $\varphi = 45$ ,  $a = 10 \text{ kPa}$ ,  $\gamma = 21/19 \text{ kN/m}^3$

Samfengt stein:  $\varphi = 42$ ,  $a = 3 \text{ kPa}$ ,  $\gamma = 21/19 \text{ kN/m}^3$  (beskjeden attraksjon, vurderes foreløpig konservativt)

Sand og grus:  $\varphi = 36$ ,  $a = 0 \text{ kPa}$ ,  $\gamma = 18/18 \text{ kN/m}^3$  (ingen attraksjon, vurderes foreløpig konservativt)

## 4.2 Lokolgeotekniske vurderinger – spesifikt for Kvernøystraumen

### Oversikt over problemstillinger

Følgende problemstillinger har vært diskutert i reguleringsplanarbeidet:

#### P1 Kvernøystraumen nord:

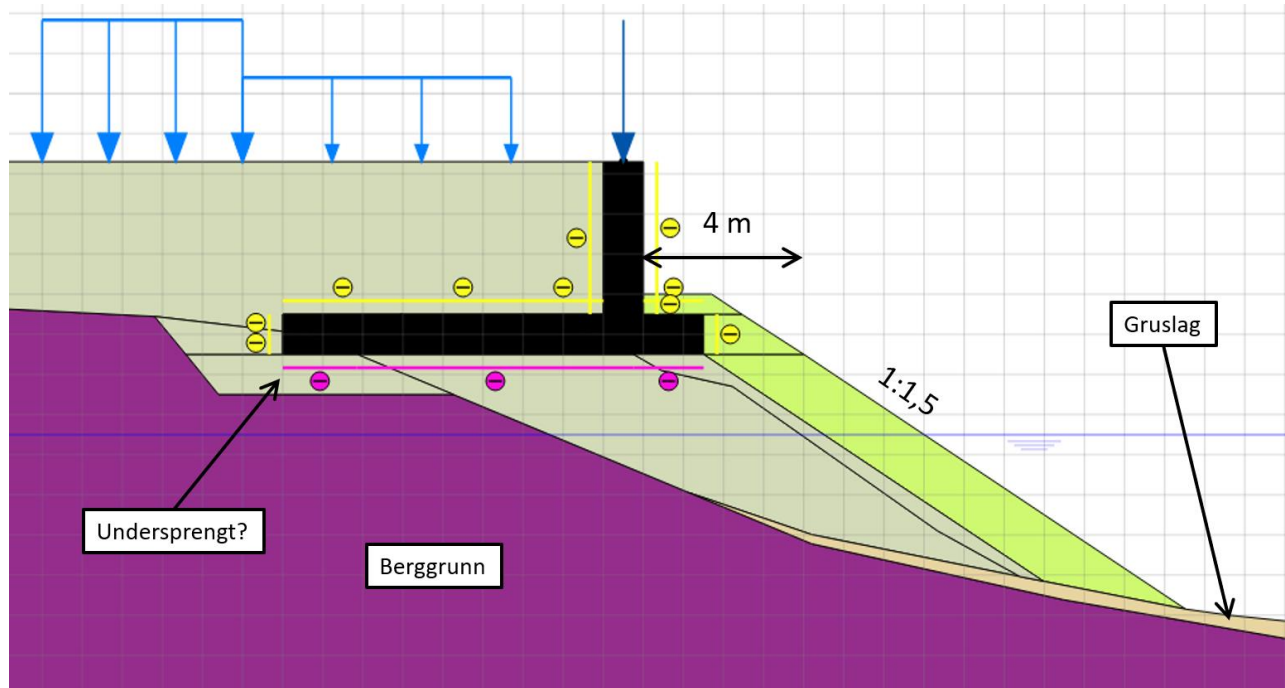
- Avstand fra landkarvegg til fyllingskant
- Skråningsutslag (i sjø) på fylling rundt landkarsålen
- Skråningsutslag på vegfylling
- Stabilitet av eksisterende veg/bro i byggefase
- Behov for undersprengning bak på landkarsålen

#### P2 Kvernøystraumen sør:

- Skråningsutslag på vegfylling
- Stabilitet av eksisterende veg/bro i byggefase
- Støttekonstruksjon (natursteinmur) rundt landkaret

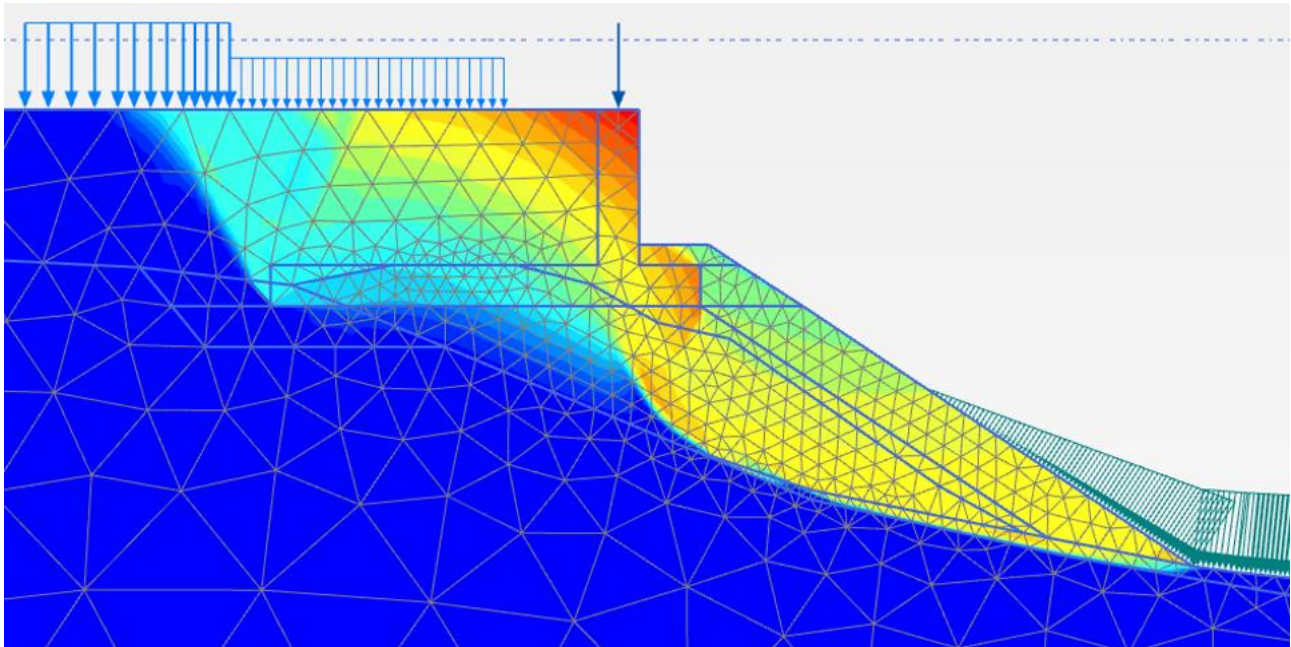
### Problemstilling P1a og P1b: Avstand fra landkar til fyllingskant, skråningsutslag rundt landkarsåle

For å oppnå sikkerhetskrav 1,4 på effektivspenningsbasis vurderer vi foreløpig behov for 1:1,5 skråningshelning i sjø, og 4 m avstand mellom landkarvegg og fyllingsfront.



Figur 4.1: Utklipp fra PLAXIS-modell med lengdesnitt Kvernøystraumen nord.





Figur 4.2: Utklipp fra PLAXIS-modell med lengdesnitt Kvernøystraumen nord – bruddfigur. Beregnet sikkerhet  $F=1,37$ .

#### Problemstilling P1c: Skråningsutslag på vegfylling

Foreløpig er det vurdert at det må benyttes skråningsutslag 1:1,5 på sideterrenget på alle vegfyllinger, se problemstilling P3c fra kapittel 4.3 for beregningsmodell. Det er noe rom for optimalisering i detaljprosjektet, spesielt der fyllingsfoten blir liggende direkte på berg.

#### Problemstilling P1d: Stabilitet av eksisterende veg/bro i byggefase

Etablering planumsflate for støp av landkarsåle medfører (med foreløpig planlagt landkarplassering) et mindre inngrep i eksisterende vegfylling, se Figur 4.3. Terrenginngrepet vil i hovedsak være i «plastringslag» som ligger utenpå det vi kan anta er en vegfyllingskjerne med mindre steinfraksjon, se Figur 4.4. Eksisterende fylling har sidehelninger ca. 1:1,5. Eksisterende fylling kan strammes opp noe i anleggsfasen til helning ca. 1:1,3. Evt. kan det også lages en lav blokkmur 0,5-1,0 meter høy for å ytterligere å stramme opp foten på vegfyllingen i grensesnittet mot ny landkarsåle. Dermed unngår en mest sannsynlig betydelige oppstøttingstiltak i anleggsfasen. Før evt. inngrep bør ny fylling etableres til tilnærmet endelig fundamenteringsnivå kote +0,5.

#### Problemstilling P1e: Behov for undersprengning bak på landkarsålen

Sannsynligvis ligger bergoverflaten over nivået til bakkant UK landkarsåle. Det må i detaljprosjektet vurderes hvorvidt det er behov for noe undersprengning (0,5-1,0 m) under bakkant såle for å utjevne stivhetsforskjell mellom berg og sprengsteinsfylling.

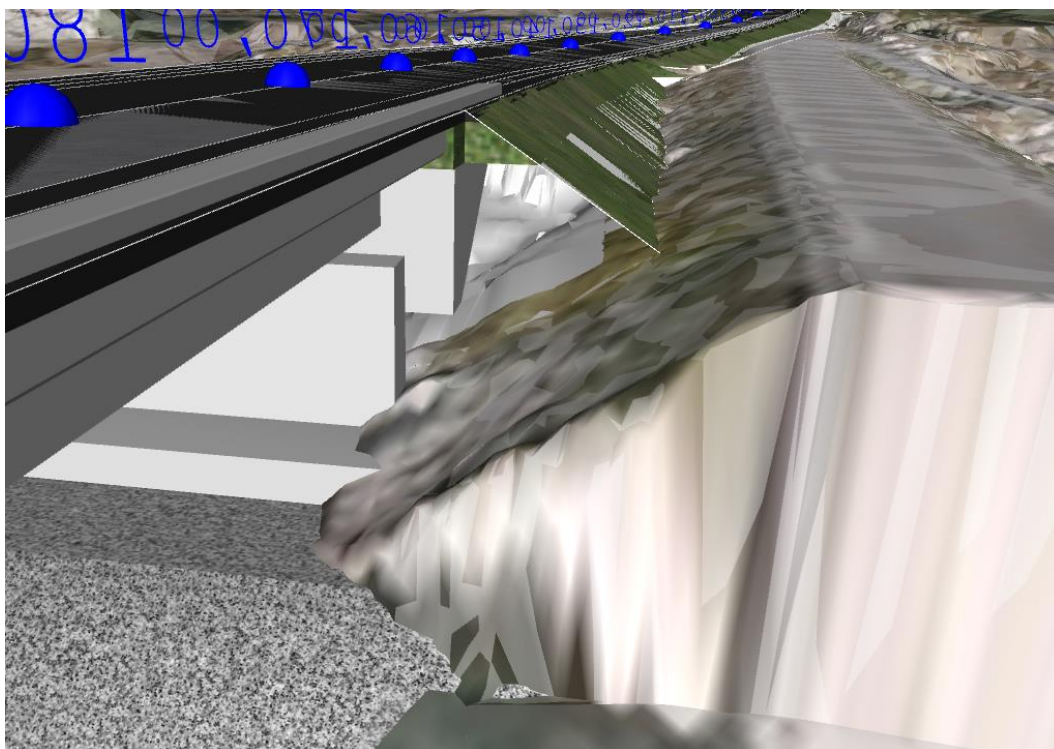
#### Problemstilling P2a: Skråningsutslag på vegfylling

Se P1c, ovenfor.

#### Problemstilling P2b: Stabilitet av eksisterende veg/bro i byggefase

På Kvernøystraumen sør må det etableres en byggegrop i berg. Det planlegges sålefundamentering på bergoverflaten. Foreløpig planlagt kotenivå for UK landkarsåle på sørsiden er +1,5. Også her kommer nytt landkar delvis i konflikt med eksisterende vegfylling, se Figur 4.5-Figur 4.10 nedenfor. Største løsmassetykkelse (antatt samfengt stein) ved siden av broen antas 1,5-2,0 meter, dvs. samme høyde som høyde på vingemuren. Byggegroppen ned til kote +1,5 vil altså bestå av skråningsutslag i sprengstein (vegfylling) over bergskjæring. Det er noe usikkerhet ved eksakt overgang til berg. Eksisterende veg ligger på ca. kote 7-7,5.

Geometri i byggegropen må studeres nærmere i detaljprosjektering, men det vurderes foreløpig at stabiliteten til eksisterende veg/bro i byggefasen kan ivaretas med 1) tilpasning av graveutslag, og/eller 2) midlertidige steinmurer, og/eller 3) midlertidig rørvegg boret i vegskulderlinjen til eksisterende veg. Med sideveis avstand ca. 5,5 m fra vegskulder til nytt brolandkar er det rom for skråningsutslag 1:1,3 i vegfyllingsmassen (2 meters tykkelse), deretter 10:1 helning i bergskjæring ned til bunn av byggegropen. Det er også plass til forskaling, samt at det er noe ekstra margin på dette.

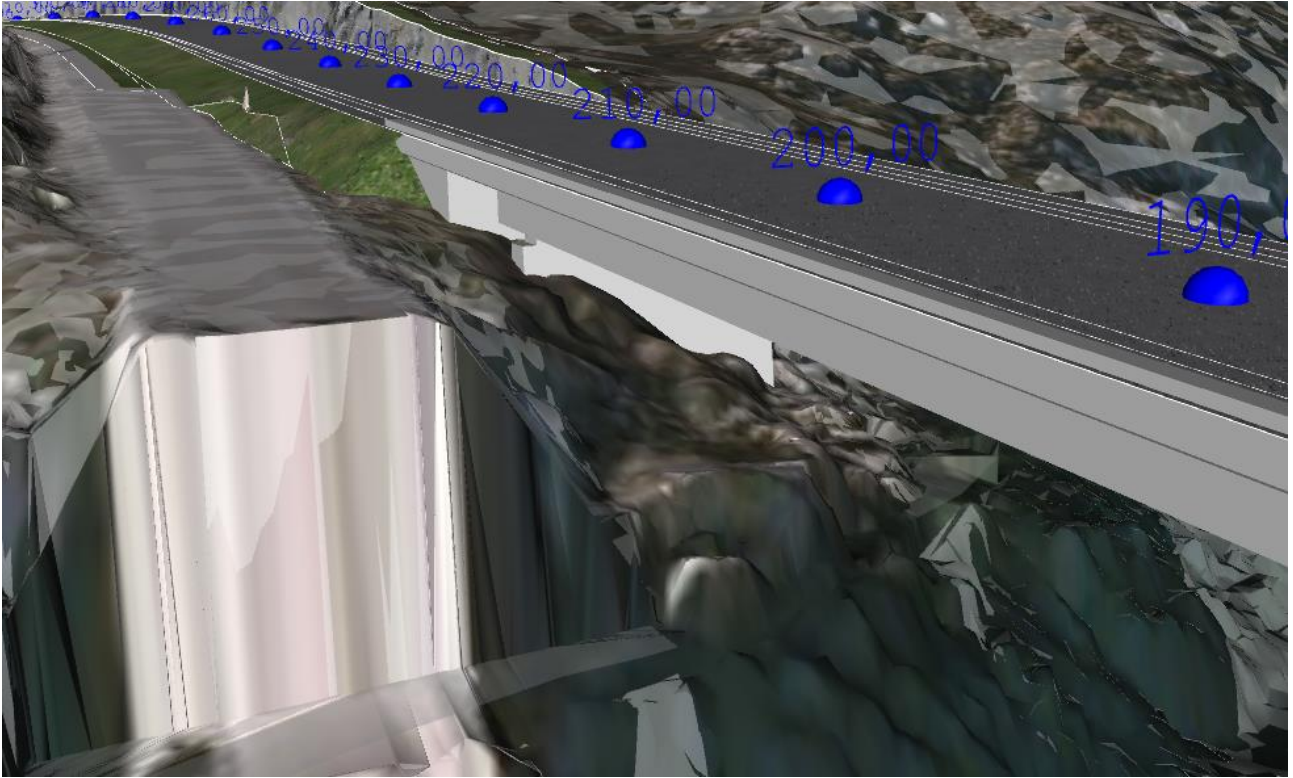


Figur 4.3: Utklipp fra foreløpig innsynsmodell viser plassering av landkar nært foten på eksisterende vegfylling.

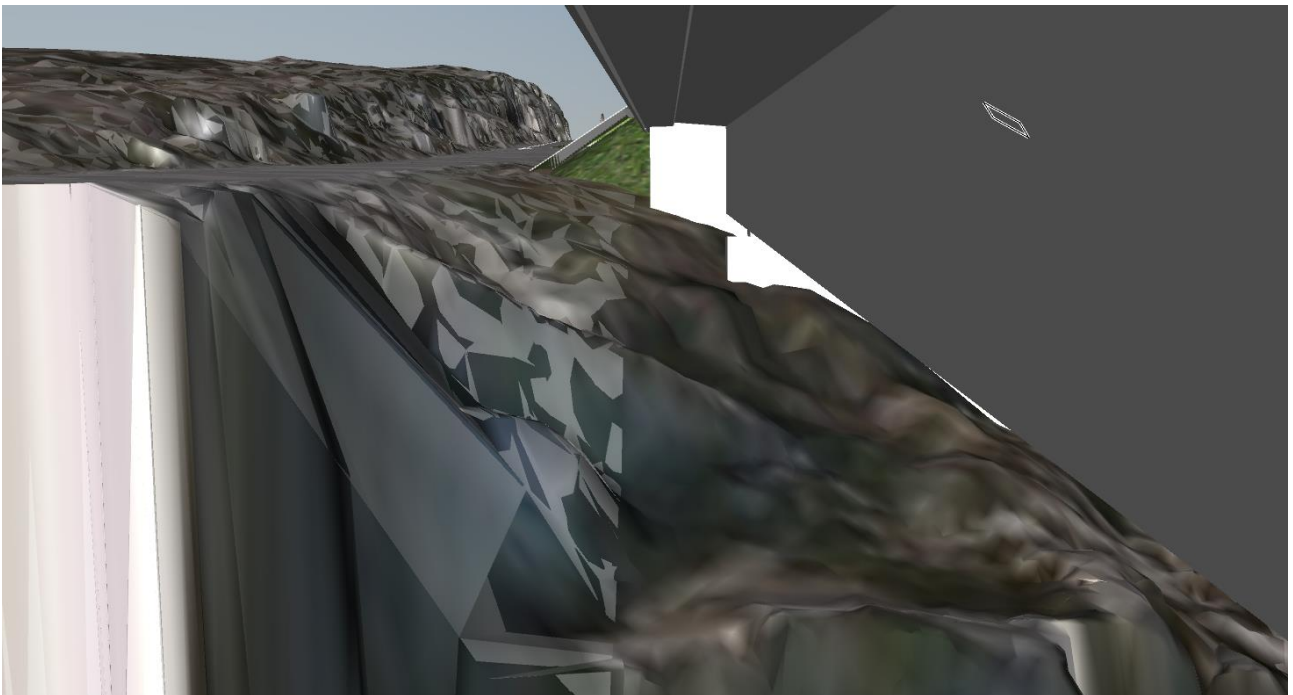


Figur 4.4: Bildet tatt dato 2022-09-13, ca. kl. 1050. Vannstand på bildet er ca. -0,3 m (NN2000). Fundamenteringsnivå brolandkar foreløpig planlagt kote +0,5 m.

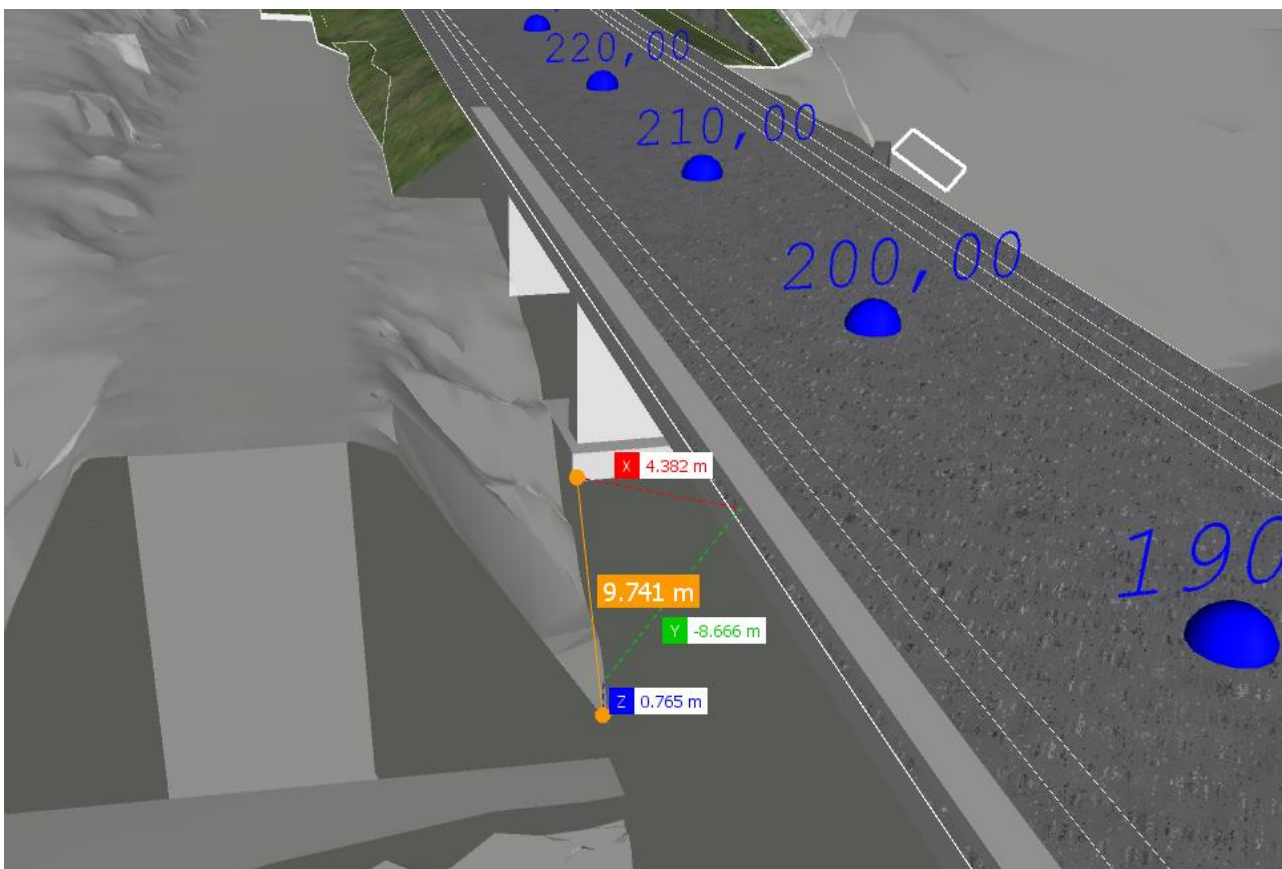




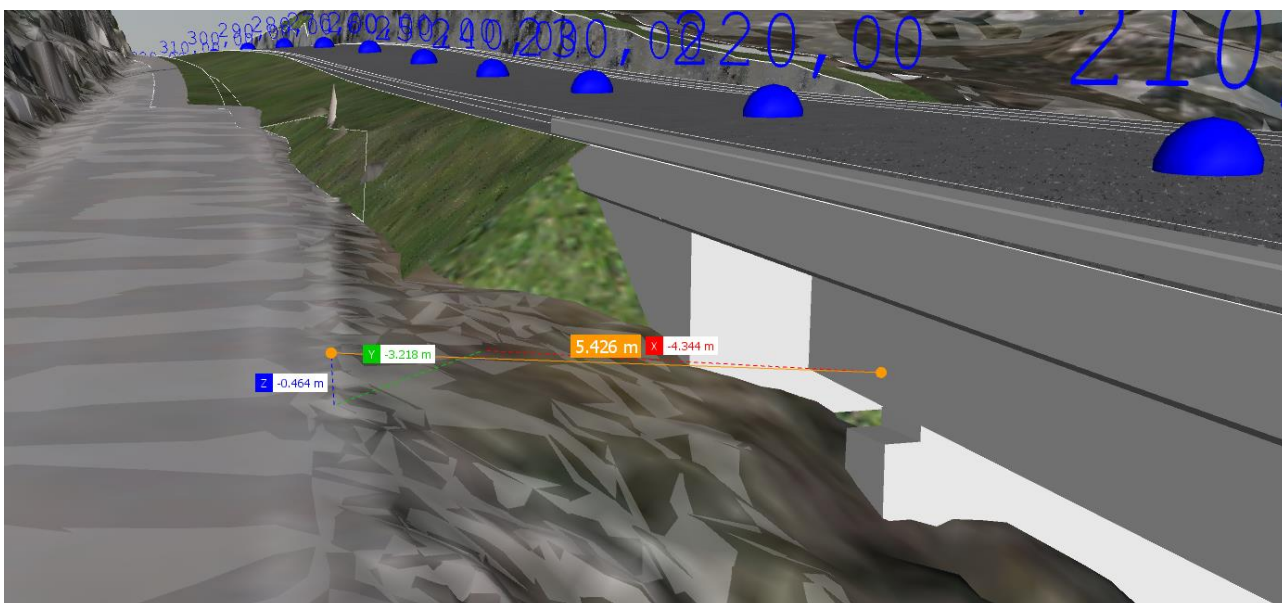
Figur 4.5: Utklipp fra foreløpig innsynsmodell viser plassering av landkar på eksisterende terreng (byggegrop og landkarsåle ikke synlig).



Figur 4.6: Utklipp fra foreløpig innsynsmodell som kompletterer Figur 4.5.

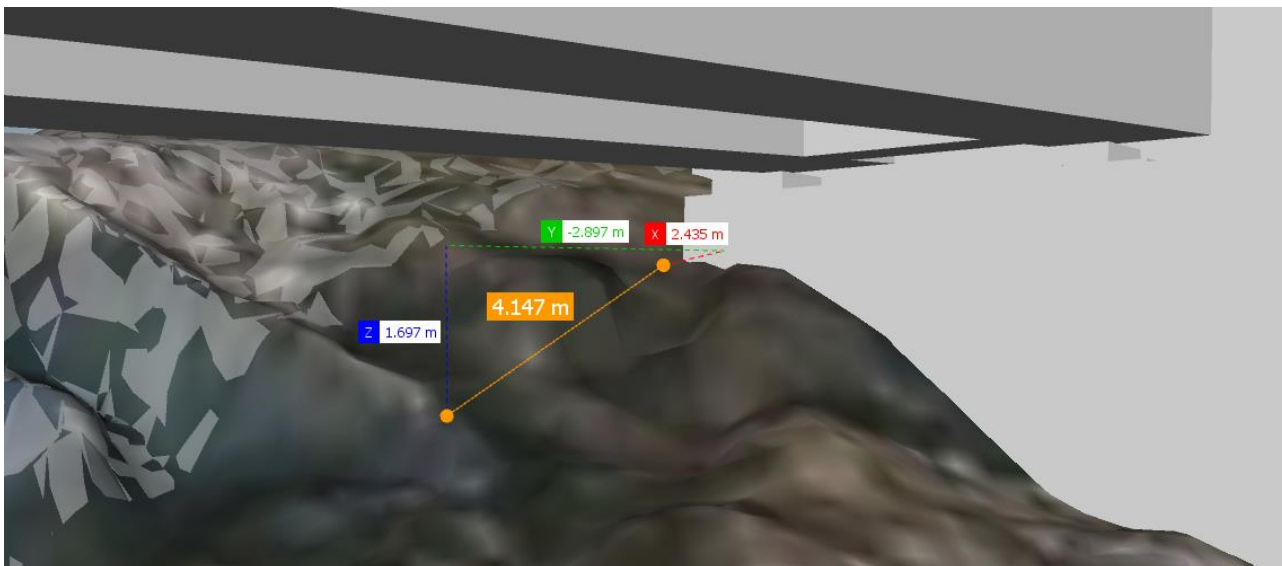


Figur 4.7: Utklipp fra foreløpig innsynsmodell – ny landkarsåle ca. 10 m bak eksisterende landkarvegg (sideterreng ikke synlig).



Figur 4.8: Utklipp fra foreløpig innsynsmodell – ny landkarsåle ca. 5,5 m fra eksisterende veg.





Figur 4.9: Utklipp fra foreløpig innsynsmodell – ny landkarvegg ca. 4 meter bak eksisterende vingemur.



Figur 4.10: Foto fra Kvernøystraumen sør, dato 2023-03-23 kl. 13:22. Vannstand ca. +1,0 m (NN2000). Det er vingemur ved siden av eksisterende landkar med største høyde 1,5-2,0 m. Dvs. at største løsmassetykkelse (løsmasse antas samfengt stein) er tilsvarende 1,5-2,0 m. Bergoverflaten skrår generelt bratt fra strandkant og innover i bildet. Det er synlig berg på alle kanter av broen.



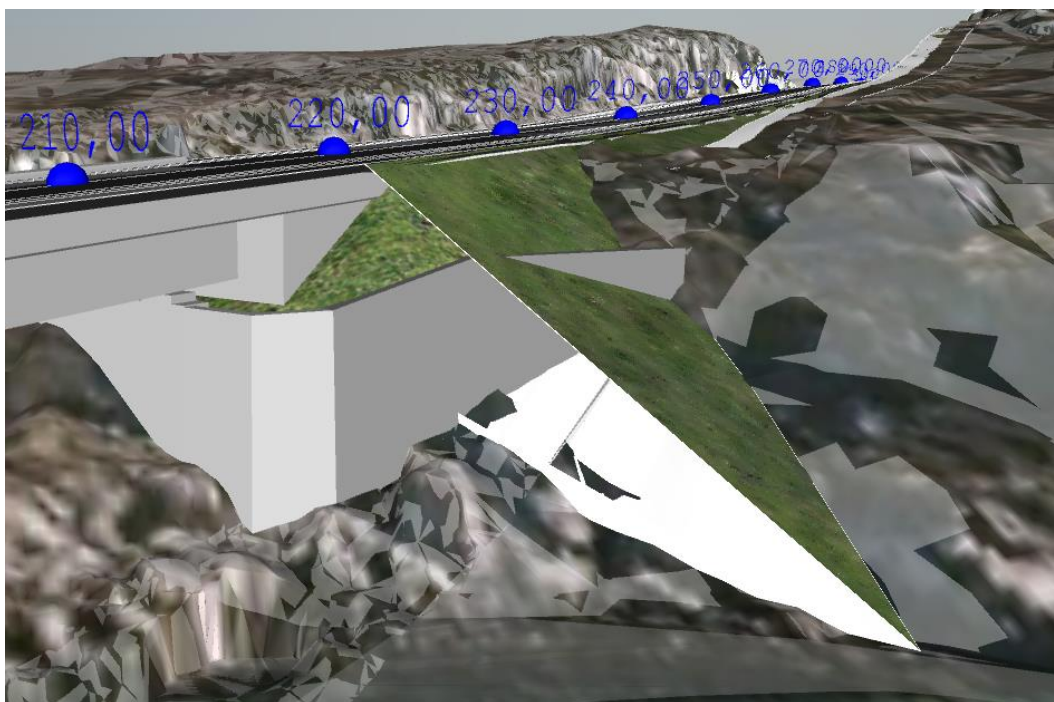
### Problemstilling P2c: Støttekonstruksjon (natursteinmur) rundt landkaret

Det er behov for murkonstruksjon på vestsiden av landkaret til Kvernøystraumen sør. Mtp. estetikk og fleksibilitet i byggefasen er det ønskelig med natursteinmur.

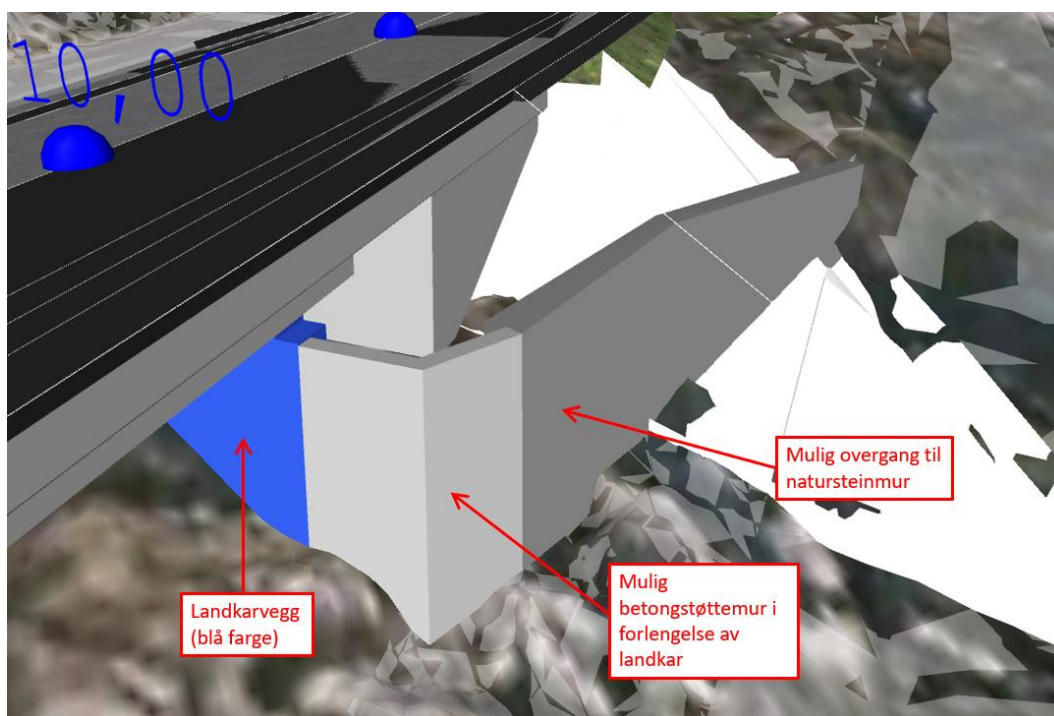
Natursteinmur har normalt fronthelning 3:1-5:1. Brattere kan benyttes, eventuelt i kombinasjon med jordarmering/geotekstil. Normalt medfører brattere fronthelning større stein og murtykkelse. Mtp. estetikk er det ønskelig med en bratt fronthelning, slik at det samsvarer med fronthelningen på landkaret.

Foreløpig er det ikke avklart hvorvidt muren skal dimensjoneres for konsekvensklasse 2 (CC2) og dermed sikkerhetsfaktor 1,3 eller CC3 og dermed sikkerhetsfaktor 1,4. Forskjellen mellom disse har betydelig utslag på nødvendig blokkstørrelse/murtykkelse (ikke-lineært forhold mellom sikkerhetsfaktor og blokkstørrelse).

Natursteinsmuren må fundamenteres på utsprengt bergfylle, sannsynligvis med avrettingsstøp. Detaljer og toleranser mtp. dette må vurderes videre i detaljprosjektet.



Figur 4.11: Utklipp fra foreløpig innsynsmodell – tentativ murmodell rundt landkaret



Figur 4.12: Utklipp fra foreløpig innsynsmodell – tentativ murmodell rundt landkaret

### 4.3 Lokalgeotekniske vurderinger – spesifikt for Trøstraumen

#### Problemstillinger Trøstraumen

Følgende problemstillinger har vært diskutert i reguleringsplanarbeidet:

P3 Trøstraumen øst:

- a. Avstand fra landkarvegg til fyllingskant
- b. Skråningsutslag (i sjø) på fylling rundt landkarsålen
- c. Skråningsutslag på vegfylling
- d. Stabilitet av eksisterende veg/bro i byggefase

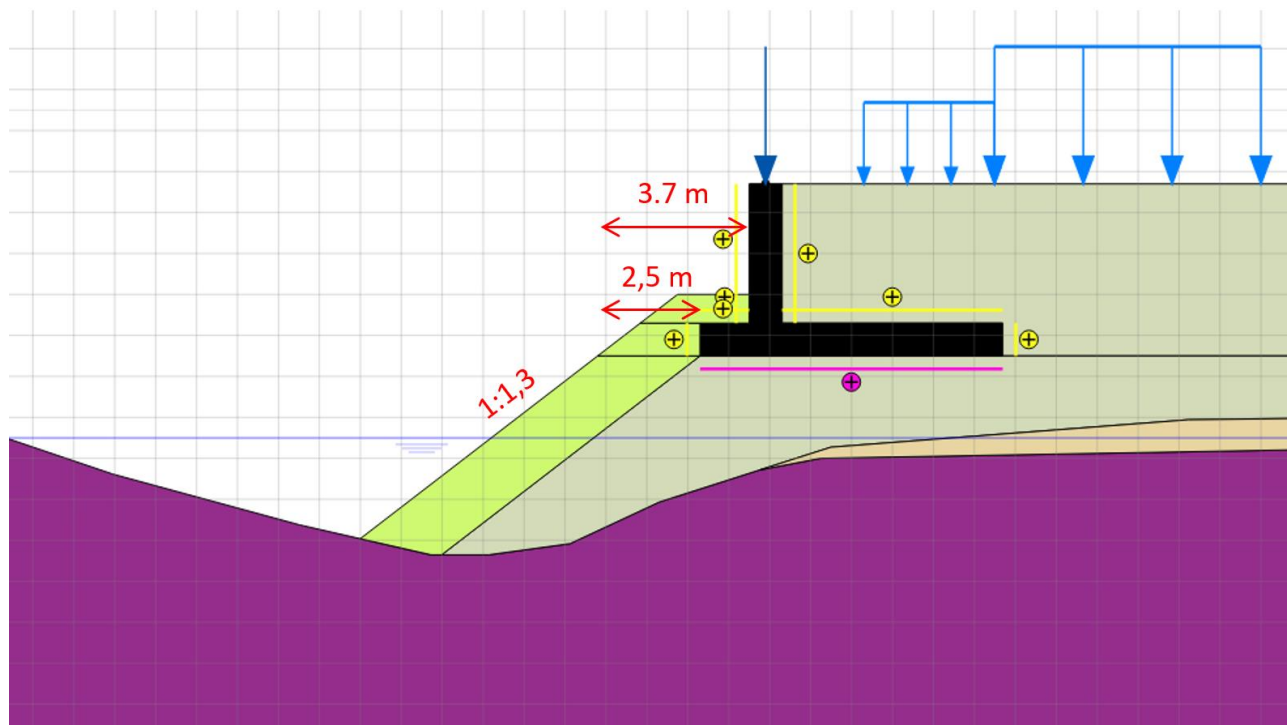
P4 Trøstraumen vest:

- a. Avstand fra landkarvegg til fyllingskant
- b. Skråningsutslag (i sjø) på fylling rundt landkarsålen
- c. Skråningsutslag på vegfylling
- d. Stabilitet av eksisterende veg/bro i byggefase
- e. Behov for undersprengning bak på landkarsålen

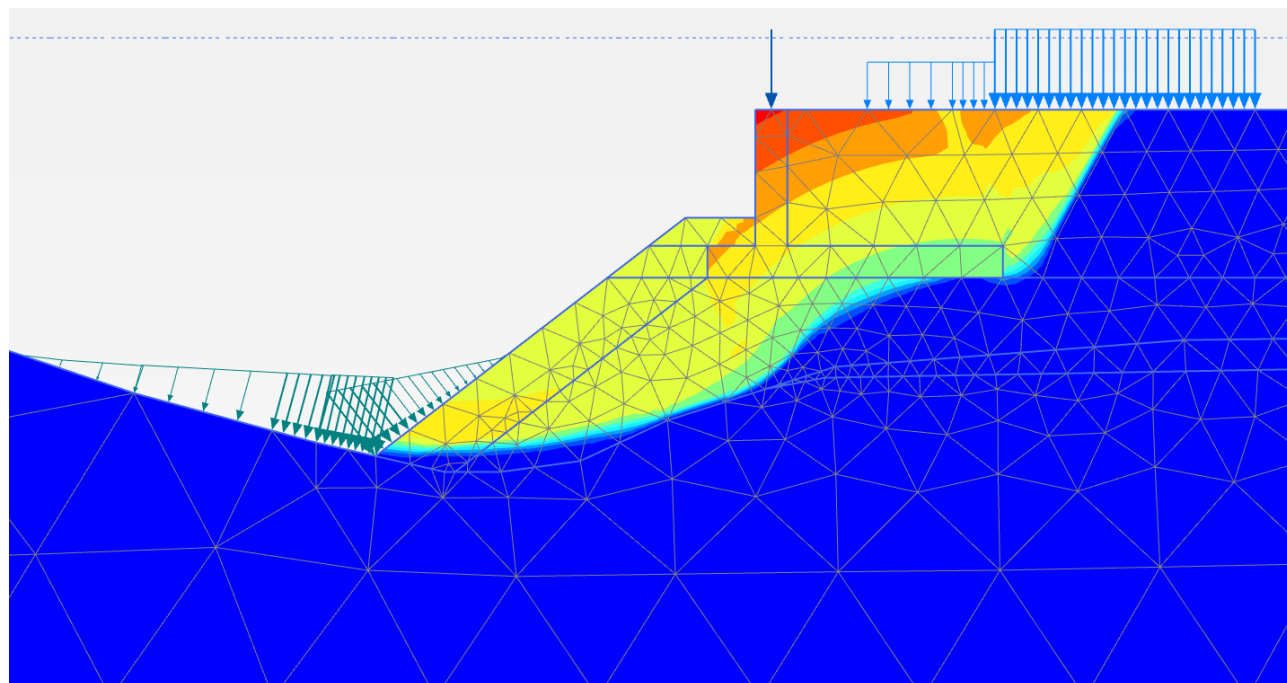
#### Problemstilling P3a og P3b: Avstand fra landkar til fyllingskant, rundt landkarsåle

På Trøstraumen oppnås sikkerhetsfaktor 1,4 på effektivspenningsbasis i stabilitetsberegning i landkarets lengdesnitt med geometri som vist i Figur 1.1. Skråningshelning 1:1,3 forutsetter at fyllingsfoten blir liggende direkte på bergoverflaten. Grunnundersøkelsene antyder at dette blir tilfelle.





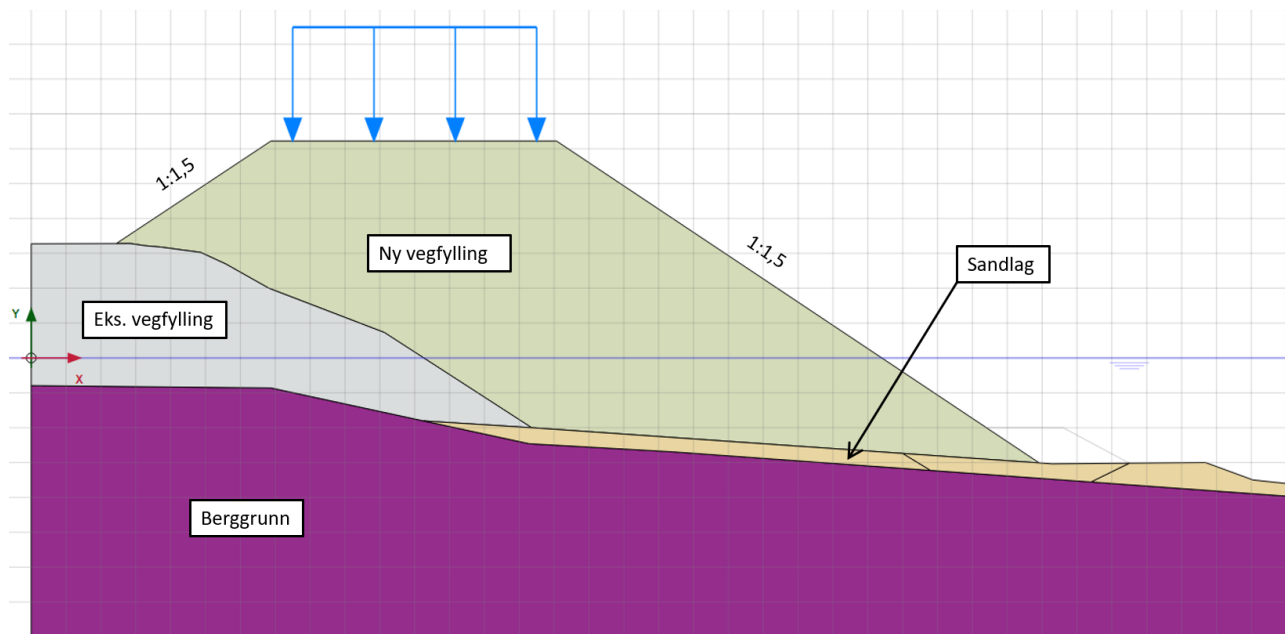
Figur 4.13: Utklipp fra PLAXIS-modell med lengdesnitt Trøstraumen øst.



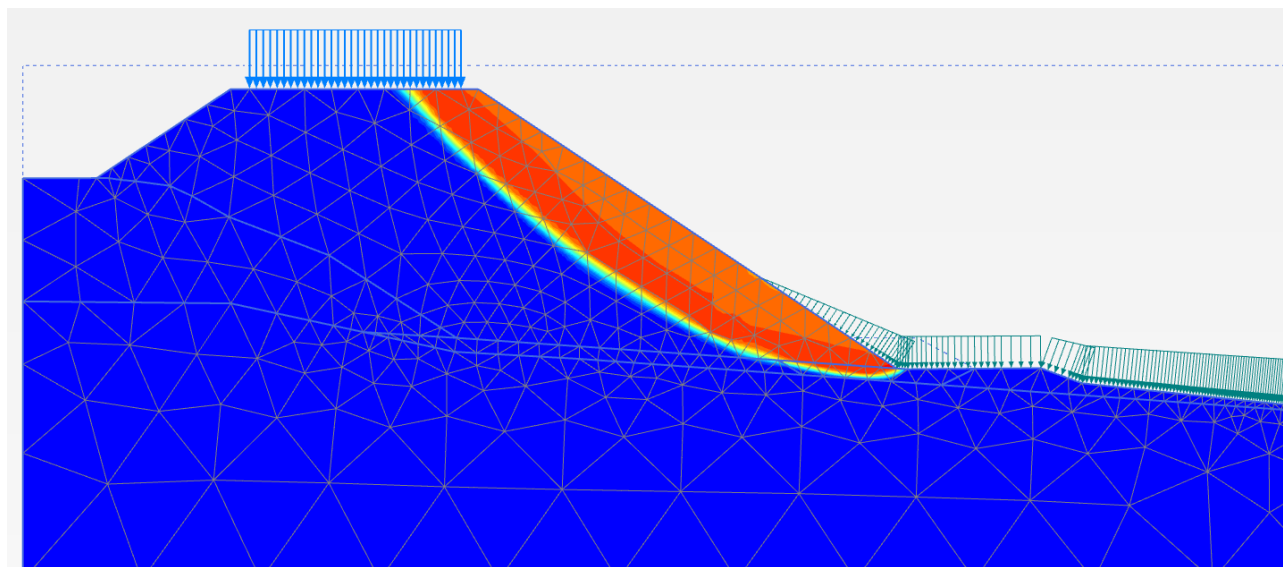
Figur 4.14: Utklipp fra PLAXIS-modell med lengdesnitt Trøstraumen øst – bruddfigur. Beregnet sikkerhet  $F=1,40$ .

### Problemstilling P3c: Skråningsutslag på vegfylling

Foreløpig er det vurdert at det må benyttes skråningsutslag 1:1,5 på sideterrenget på alle vegfyllinger, se Figur 4.15. Mtp. stabilitet er det noe rom for optimalisering i detaljprosjektet hvis fyllingsfoten blir liggende direkte på bergoverflaten. Dette forutsetter stedvis mudring.



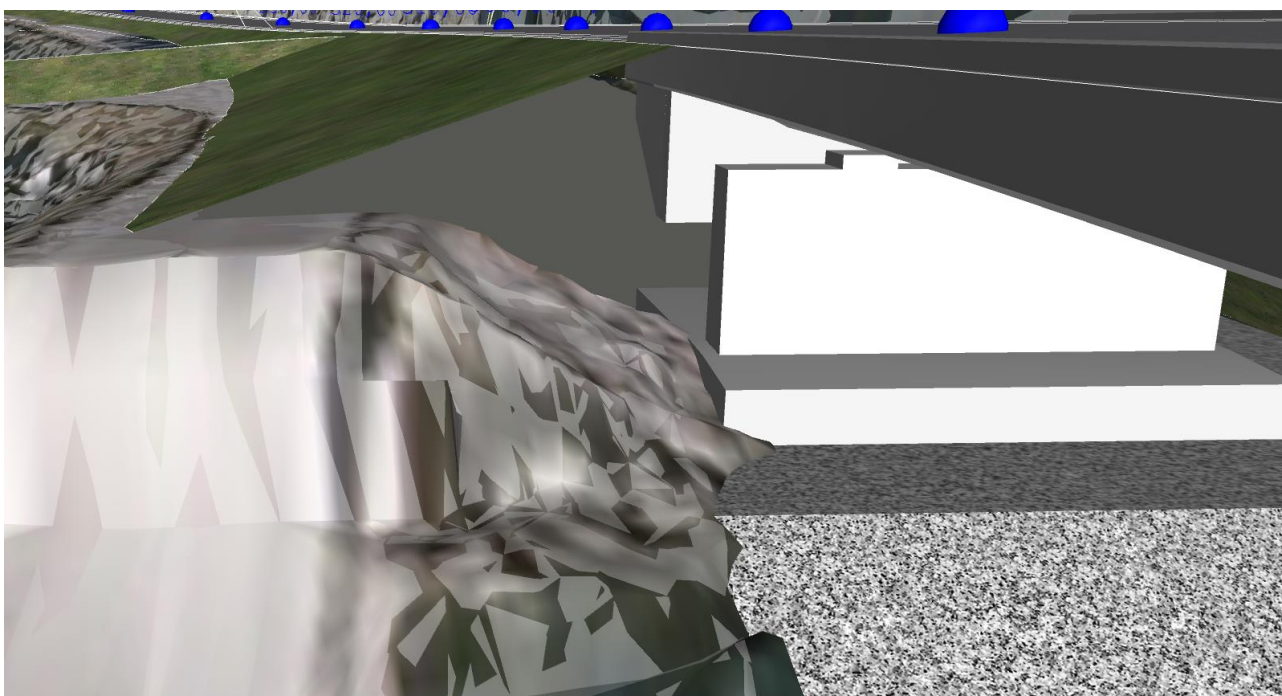
Figur 4.15: Utklipp fra PLAXIS-modell med tverrsnitt Trøstraumen øst.



Figur 4.16: Utklipp fra PLAXIS-modell med tverrsnitt Trøstraumen øst – bruddfigur. Beregnet sikkerhet  $F=1,32$ .

### Problemstilling P3d: Stabilitet av eksisterende veg/bro i byggefasen

Etablering planumsflate for støp av landkarsåle medfører et mindre inngrep i eksisterende vegfylling, se Figur 4.17. Terrenginngrepet vil i hovedsak være i «plastringslag» som ligger utenpå det vi kan anta er en vegfyllingskjerne med mindre steinfraksjon, se Figur 4.18. Foreløpig planlagt kotenivå for UK landkarsåle er +0,5. Eksisterende vegfylling har en sidehelling slakere enn 1:1,5. I anleggsfasen kan plastringslaget sannsynligvis fjernes. Eksisterende fyllingen kan strammes opp i anleggsfasen til helning ca. 1:1,3. Evt. kan det også etableres en lav blokkmur 0,5-1,0 meter høy for å ytterligere å stramme opp foten på vegfyllingen i grensesnittet mot ny landkarsåle. Dermed unngår en mest sannsynlig betydelige oppstøttingstiltak i anleggsfasen.



Figur 4.17: Utklipp fra foreløpig innsynsmodell Trøstraumen øst. Figuren viser at det er delvis konflikt mellom landkarsåle og eksisterende vegfylling.



Figur 4.18: Bilde fra befaring dato 2022-09-13 kl. 10.32. Vannstand ca. -0,5 m (NN2000).



#### Problemstilling P4a og P4b: Avstand fra landkar til fyllingskant, rundt landkarsålen

Se P3a. På Trøstraumen er lengdesnittet over straumen forholdsvis symmetrisk og kun østsiden er modellert/beregnet.

#### Problemstilling P4c: Skråningsutslag på vegfylling

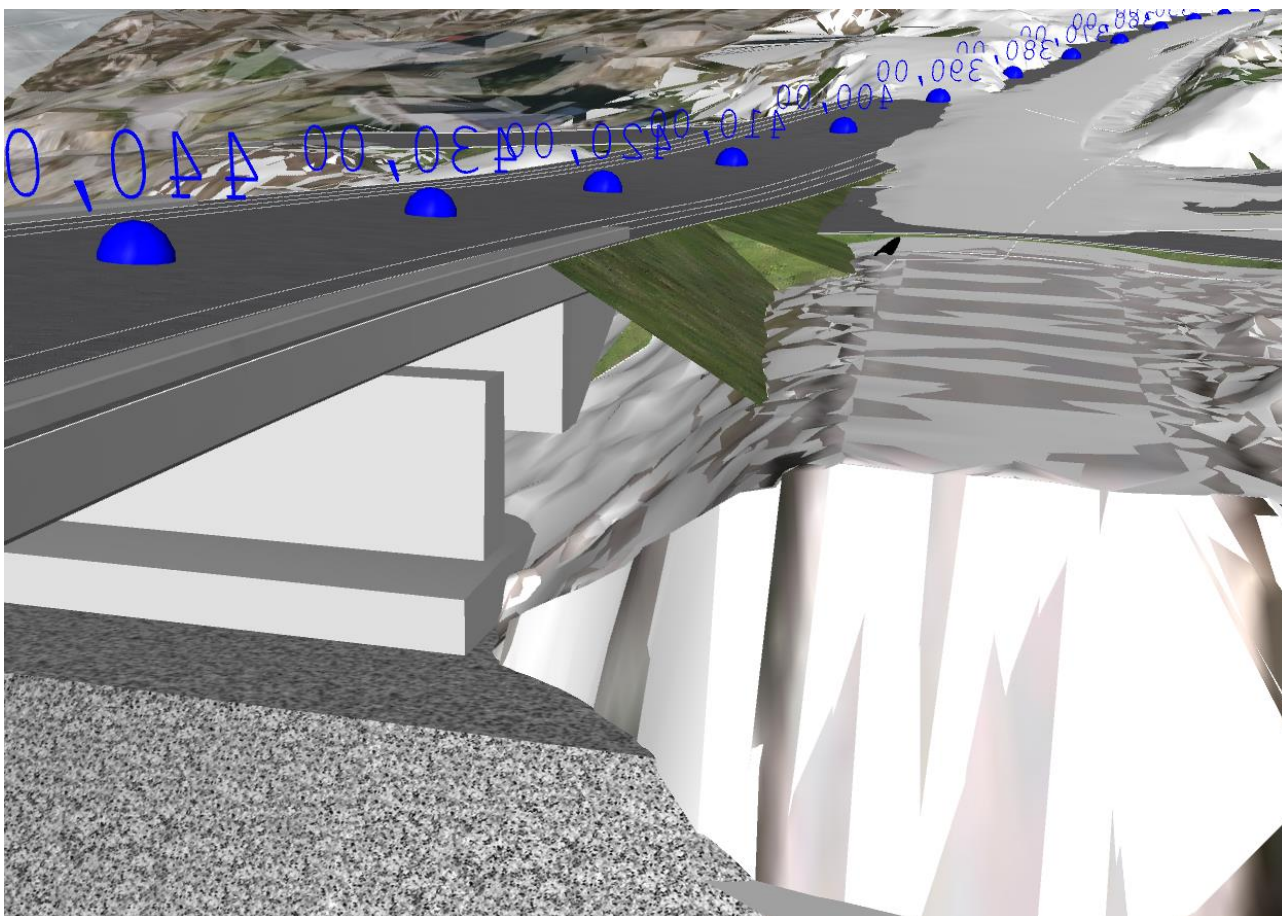
Se P3c.

#### Problemstilling P4d: Stabilitet av eksisterende veg/bro i byggefasen

Etablering planumsflate for støp av landkarsåle medfører et mindre inngrep i eksisterende vegfylling. Eksisterende vegfylling har sidehelning ca. 1:1,3 – brattere enn for Trøstraumen og Kvernøystraumen for øvrig. Foreløpig planlagt kotenivå for UK landkarsåle er +0,5. Ved tå på planlagt landkar blir inngrepet nesten neglisjerbart, se Figur 4.19. Landkaret er plassert slik at det går klar av vingemuren ved eksisterende landkar. Inngrepet kan bli noe mer betydelig i bakkant av planlagt landkarsålen. Her kan det ikke utelukkes at en må slake ut helningen noe opp til eksisterende veg, og dermed spise litt av vegbredden i byggefasen. Avkjørsel på nordsiden av eksisterende veg kan muligens brukes til trafikkavvikling. Evt. kan det etableres en kort rørvegg.

#### Problemstilling P4e: Behov for undersprengning bak på landkarsålen

Sannsynligvis ligger bergoverflaten over nivået til bakkant UK landkarsåle. Det må i detaljprosjektet vurderes hvorvidt det er behov for noe undersprengning (0,5-1,0 m) under bakkant såle for å utjevne stivhetsforskjell mellom berg og sprengsteinsfylling.



Figur 4.19: Utklipp fra foreløpig innsynsmodell fra Trøstraumen vest. Figuren viser at det er delvis konflikt mellom landkarsåle og eksisterende vegfylling.



Figur 4.20: Bilde fra befaring dato 2022-09-13 kl. 10.33. Vannstand ca. -0,5 m (NN2000).

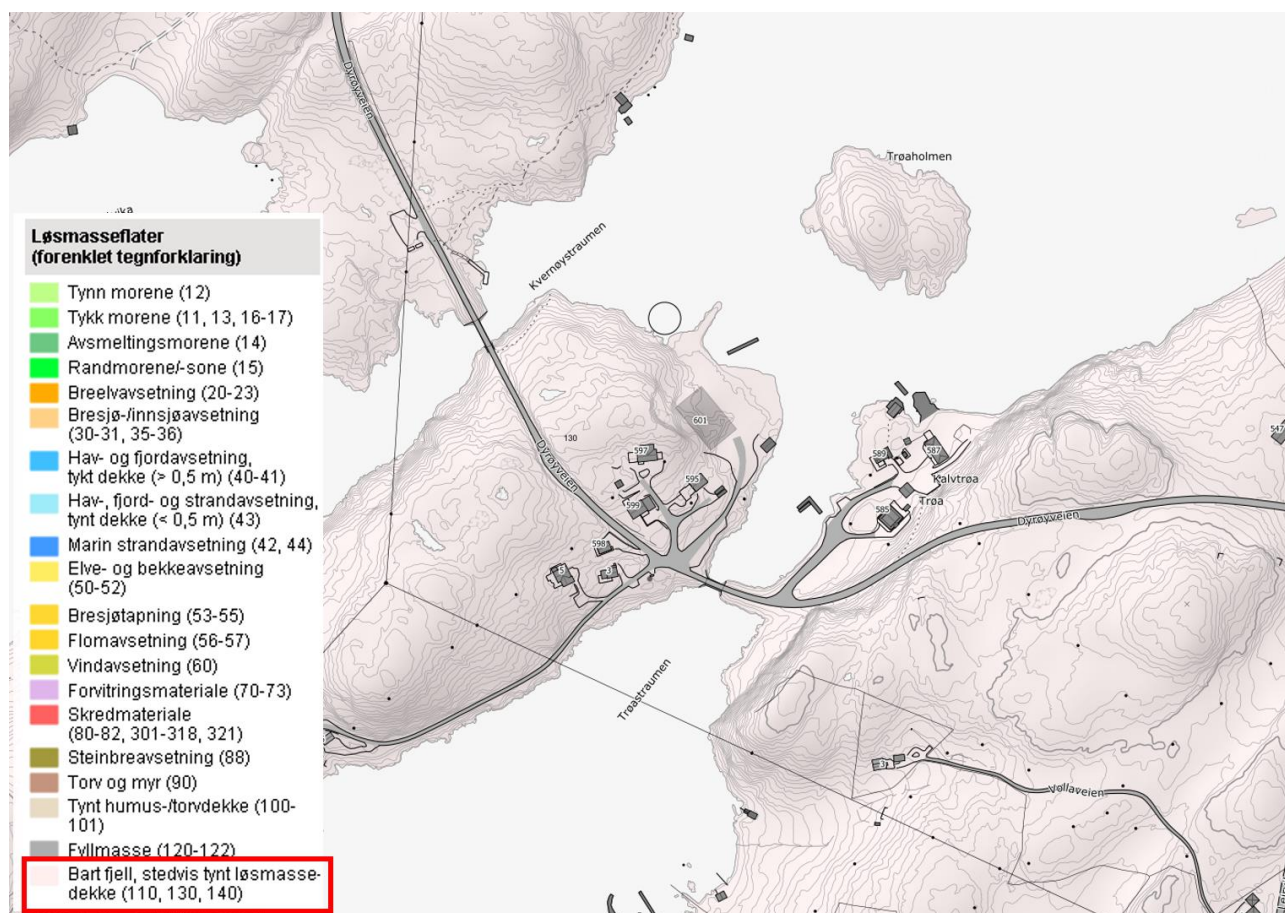


#### 4.4 Områdeskredfare/områdestabilitet

Landområdene på Trøstraumen og Kvernøystraumen består av bergformasjoner uten nevneverdig løsmassedekke. Eventuelle løsmasser på land er tynne lag organisk jord, forvitret berg, eller fyllmasse av sprengt stein. NGUs løsmassekart fra området antyder bart fjell, se Figur 4.21. Se også flyfoto fra områdene i Figur 2.1 og Figur 2.6, ovenfor, samt foto fra områdene i Figur 4.4, Figur 4.10, Figur 4.18, Figur 4.20.

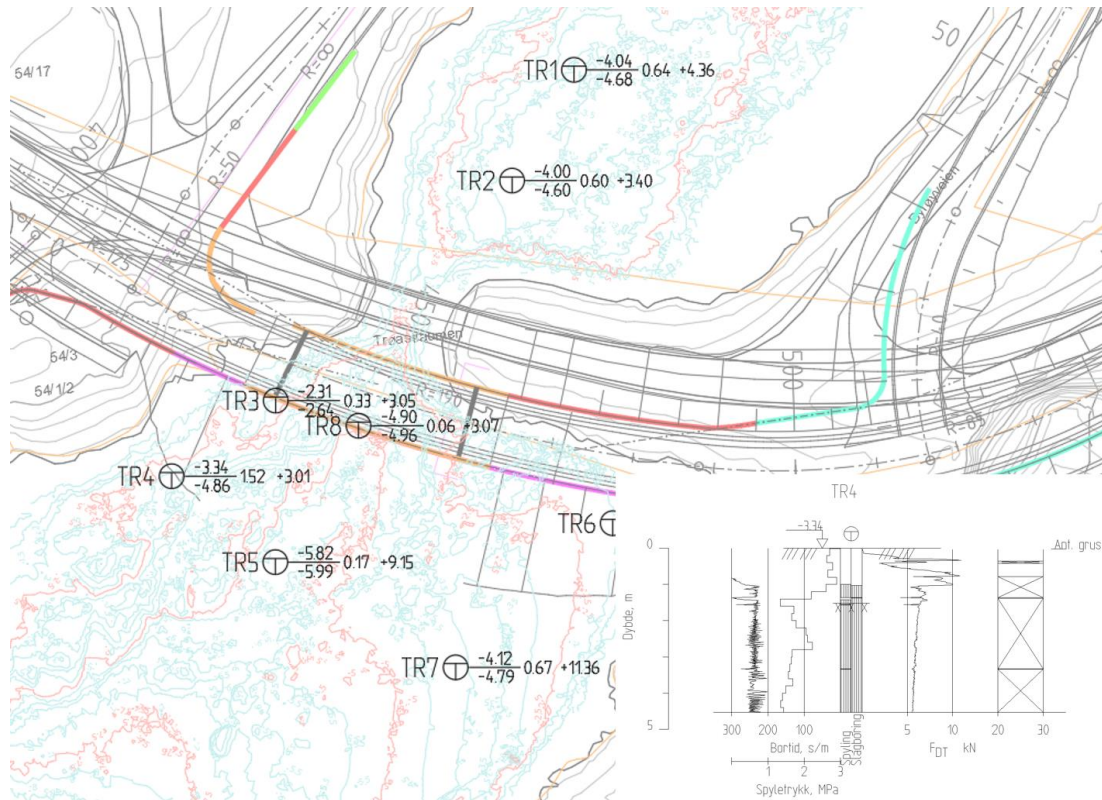
Grunnundersøkelsene i sjø viser lite eller ingen løsmasse i nærområdet til broene – se eksempelboringer i Figur 4.22 og Figur 4.23. Eventuell påtruffet løsmasse er sand og grus. Det er ikke finstoff (leire) verken på Trøstraumen eller Kvernøystraumen [1]. Sjøbunnen under broene er lokalt toppunkt i sjø, dvs. områdene kan ikke rammes fra eventuelt områdeskred fra andre steder på sjøbunnen.

Med dette som grunnlag vurderer vi at tiltaksområdene ikke kan rammes av områdeskred. NVEs veileder nr. 1/2019 kan i det videre tilsesettes som prosjekteringsgrunnlag.

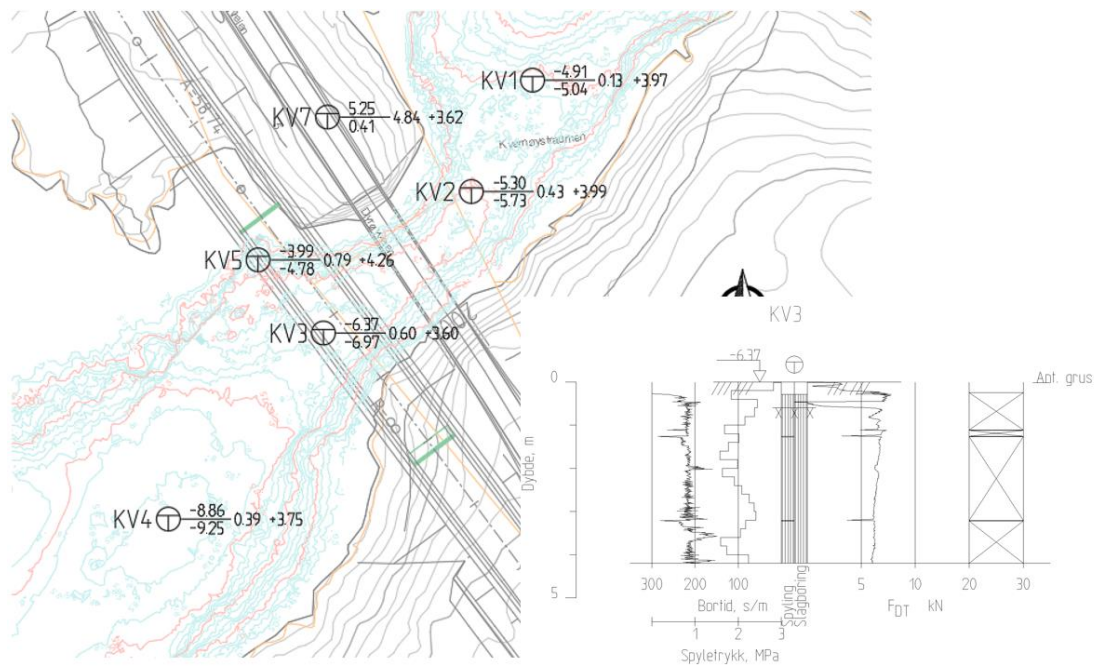


Figur 4.21: Utklipp fra løsmassekart NGU. Løsmassekartet antyder bart fjell over vannflaten.





Figur 4.22: Utklipp fra borplan Trøstraumen og boreresultat i punkt TR4, ref. datarapport 52204920-RIG-02-J02 [1].



Figur 4.23: Utklipp fra borplan Kvernøystraumen og boreresultat i punkt TR4, ref. datarapport 52204920-RIG-02-J02 [1].

## 5 Videre arbeid

### 5.1 Detaljprosjektering

Prosjektet må detaljprosjekteres. Det bør i første omgang fokuseres på å modellere byggegroper/støpeplanum for hvert landkar.

### 5.2 Supplerende GRU

Det må videre vurderes om det er behov for evt. prøvegraving på noen destinasjoner for å undersøke løsmassemekktighet og beskaffenhet i eksisterende vegfyllinger tilstøtende planlagt plassering nye landkar.

## 6 Referanser

- [1] Norconsult AS, 52204920-RIG-01-J02: RPL og byggeplan for fv. 6460 Titran og 6466 Trøstraumen/Kvernøystraumen - Datarapport fra grunnundersøkelser, 2023-04-28.
- [2] Statens vegvesen, Håndbok N200 - Vegbygging, Vegdirektoratet, 2022.
- [3] Statens vegvesen, Håndbok N400 - Bruprosjektering, Vegdirektoratet, 2023.
- [4] Standard Norge, NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 Eurokode 0: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner, 2016.
- [5] Standard Norge, NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2020 Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering - Del 1, 2020.
- [6] Standard Norge, NS-EN 1997-2:2007+NA:2008 Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering - Del 2: Regler basert på grunnundersøkelser og laboratorieprøver, 2008.
- [7] Standard Norge, NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2021 Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 1, 2021-06-30.
- [8] Standard Norge, NS-EN 1998-5:2004+NA:2014 Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning Del 5: Fundamenter, støttekonstruksjoner og geotekniske forhold, 2014.
- [9] Statens vegvesen, Håndbok V220 - Geoteknikk i vegbygging, Vegdirektoratet, 2022.
- [10] Statens vegvesen, Håndbok V221 - Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger, Vegdirektoratet, 2014.
- [11] Samferdselsdepartementet, FOR-2017-11-17-1900 Forskrift for trafikklast på bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner i det offentlige vegnettet, 2017.
- [12] Norconsult AS, 52204920 HAVN-R01-J01 Rv. 6466 Kvernøystraumen og Trøstraumen - Kystteknisk rapport, 2024.