

E6 Ranheim – Værnes

Geoteknisk vurderingsrapport for reguleringsplan – Delstrekning Helltunnelen – Hellstranda

E6RV-MUL-GT-RPT-CA#00-0005



Revision record			
Revision	Status	Date	Reason for Issue
01	IFR	21.06.2019	Issued for Review

Multiconsult				acciona Construcción	
	Produced by:	Checked by:	Approved by:	Reviewed by:	Reviewed by:
Name:	Stian Baardsgaard Hanssen / Ann Kristin Selmer	Arne Vik / Roar Skulbørstad	Vegar Alterås		
Position:	Geotechnical advisor	Senior geotechnical advisor / Discipline Leader Geotechnics	Design Coordinator MC		
Signature:	SBH / ANKS	ARV / ROS	VeA		

SAMMENDRAG

Nye Veier planlegger utbygging av E6 mellom Ranheim og Værnes. Utbyggingen består i å etablere en firefelts veg mellom Ranheim og Værnes samt arbeid med omlegging av lokalveger på strekningen. Multiconsult Norge AS er engasjert av Acciona Construction SA NUF til å utføre grunnundersøkelser og geotekniske vurderinger i forbindelse med utarbeidelse av ny reguleringsplan for E6 (110 km/t-veglinje).

Foreliggende rapport presenterer grunnlag for geotekniske beregninger og vurderinger for reguleringsplan for delstrekningen mellom Helltunnelen og Hellstranda i Stjørdal kommune (DS5). Planlagt ny E6 følger trasé for eksisterende E6, og nye vestgående kjørefelt legges på nordsiden av eksisterende E6 på delstrekningen. Videre er det planlagt riggområde i strandkanten som etter anleggsfasen skal benyttes som friområde og gang- og sykkelveg. Friområdet og nye kjørefelt for E6 medfører fylling i Stjørdalsfjorden.

I det aktuelle området er terrenget dominert av en flat elveslette ved utløpet av Stjørdalselva. Terrenget på elvesletten ligger mellom kote +3 og +6. Sør for planområdet stiger terrenget opp mot Gjevingåsen med terrenghelning mellom 1:1,5 og 1:4. Terrenghelningen er stedvis brattere enn 1:1,5. I foten av Gjevingåsen er det berg i dagen. Nordlandsbanen og Muruvikbanen går langs foten av Gjevingåsen.

Det er langgrunt utenfor Hellstranda og marbakken ligger ca. 650 m ut fra eksisterende strandlinje.

Løsmassene består i hovedsak av et topplag av sand og grus over mektige elveavsetninger av lagdelt sand og silt som får et økende leirinnhold med dybden. Det er påvist kvikkleire og «kvikk» silt (sprøbruddmateriale) fra 7 m under terreng og dypere langs Nordlandsbanen. Sonderingene indikerer at det sensitive laget følger bergoverflaten og ligger fra ca. 15-25 m under terreng og dypere ved eksisterende E6. Laget har en antatt mektighet på opptil ca. 16 m.

Det er utført fjellkontrollboringer ved tunnelpåhugget for Helltunnelen. Boringene indikerer at bergoverflaten faller brått ned på utsiden av Muruvikbanen. På elvesletten er det utført sonderinger som viser løsmassemekthet på over 40 m uten at berg er påvist.

Stabilitetsberegningene viser at veglinjen og riggområdet/friområdet, inkludert midlertidig mellomlagring av masser, kan etableres som planlagt. Løsmassene i anleggsområdet består av løst lagret sand og silt og det må påregnes anleggstekniske utfordringer. Av hensyn til stabilitet i anleggsfasen bør utfylling utføres trinnvis og med poretrykkskontroll. Kontroll i anleggsfasen bør bestå av flere poretrykksmålere med fjernavlesning.

Stabilitetsberegningene viser at stabiliteten for jernbanelinjene er tilfredsstillende uten videre tiltak.

INNHALDSFORTEGNELSE

1	INNLEDNING	6
2	GRUNNLAG	7
3	TOPOGRAFI OG GRUNNFORHOLD	8
3.1	GENERELT	8
3.2	TOPOGRAFI OG LØSMASSER	8
3.3	GRUNNVANN	10
4	KVIKKLEIRE/SPRØBRUDDMATERIALE	12
4.1	GENERELT	12
5	SIKKERHETSPRINSIPPER	14
5.1	GEOTEKNISKE PROBLEMSTILLINGER	14
5.2	GEOTEKNISK PROSJEKTERING. KATEGORI, GRENSETILSTANDER	14
6	MATERIALPARAMETERE	15
7	STABILITETSBEREGNINGER FOR AVKLARING AV RISIKO FOR SKRED	16
7.1	GENERELT	16
7.2	STABILITETSBEREGNINGER	16
8	GEOTEKNISK VURDERING	17
8.1	GENERELT	17
8.1.1	JERNBANELINJENE	17
8.1.2	ANLEGGSTEKNISKE UTFORDRINGER	18
8.1.3	GENERELLE RETNINGSLINJER FOR FYLLING OG GRAVING	18
8.2	KONSTRUKSJONER	18
8.2.1	PORTALER HELLTUNNELEN	18
8.3	RIGG- OG DEPONIOMRÅDER	19
8.4	REKKEFØLGE PÅ TERRENGARBEIDER	19
8.5	FYLLING OG GRAVING	19
9	KRITISKE MOMENTER	20
10	VIDERE ARBEIDER	21
11	REFERANSER	22

TEGNINGER

10207634-RIG-TEG-	5-000	Oversiktskart
	5-001.1	Borplan, Del 1
	5-001.2	Borplan, Del 2
	5-002.1	Borplan med antatt utbredelse av kvikkleire/sprøbruddmateriale, Del 1
	5-002.2	Borplan med antatt utbredelse av kvikkleire/sprøbruddmateriale, Del 2
	5-002.3	Oversiktskart med kvikkleiresoner
	5-003	Borplan med skissert geotekniske terrengtiltak
	5-800.1	Beregningsprofil 5A-5A, Stabilitetsberegning, med ny E6, ADP-analyse
	5-800.2	Beregningsprofil 5A-5A, Stabilitetsberegning, med ny E6, $\alpha\phi$ -analyse

VEDLEGG

- A. Grunnlagsdokumenter
- B. Sikkerhetsprinsipper
- C. Materialparametere
- D. Stabilitetsberegninger
- E. Sammenstilling treksialforsøk
- F. Sammenstilling ødometerforsøk

1 INNLEDNING

Nye Veier planlegger utbygging av E6 mellom Ranheim og Værnes. Utbyggingen består i å etablere en firefelts veg mellom Ranheim og Værnes. Strekingen mellom Ranheim og Værnes er på ca. 23 km. Videre omfatter prosjektet også arbeid med omlegging av lokalveger på strekingen. Multiconsult Norge AS er engasjert av Acciona Construction SA NUF til å utføre grunnundersøkelser og geotekniske vurderinger i forbindelse med utarbeidelse av reguleringsplan for ny E6 (110 km/t-veglinje).

For reguleringsplan er strekingen mellom Ranheim og Værnes delt opp i fem delstrekinger (DS) vist i Tabell 1:

Tabell 1 Oversikt over delstrekinger mellom Ranheim og Helltunnelen

DS	Streking	Kommune	Rapport nr.
1	Ranheim - Væretunnelen	Trondheim	E6RV-MUL-GT-RPT-TBAXX-0001
2	Væretunnelen - Reitankrysset	Malvik	E6RV-MUL-GT-RPT-CA#00-0002
3	Vulutrøa - Stavsjøfjelltunnelen	Malvik	E6RV-MUL-GT-RPT-CA#00-0003
4	Stavsjøfjelltunnelen - Helltunnelen	Malvik	E6RV-MUL-GT-RPT-CA#00-0004
5	Helltunnelen - Hellstranda	Stjørdal	E6RV-MUL-GT-RPT-CA#00-0005

Foreliggende rapport presenterer grunnlag for geotekniske beregninger og vurderinger for reguleringsplan for delstreking 5 (DS5) Helltunnelen - Hellstranda i Stjørdal kommune. I rapporten presenteres resultater fra stabilitetsberegninger, vurderinger av områdestabilitet samt orienterende vurdering av fundamentering av konstruksjoner og riggområder.

2 GRUNNLAG

Som grunnlag for jordartsegenskaper er det benyttet eksisterende grunnundersøkelser fra reguleringsplan for 90-linja. Dekning av eksisterende grunnundersøkelser er vurdert å være tilstrekkelig for reguleringsplanformål og det er ikke utført nye grunnundersøkelser for reguleringsplanfasen. En oversikt over boringer i området er vist på borplaner, tegninger nr. 10207634-RIG-TEG-5-001.1 og -5-001.2. En oversikt over relevante grunnundersøkelsesrapporter er vist i tabell A-1 i vedlegg A. Deler av grunnundersøkelsene er innarbeidet i foreliggende rapport. Det vises til opprinnelige rapporter for dokumentasjon av gamle grunnundersøkelser.

En fullstendig oversikt over grunnlagsdokumentasjon benyttet er vist i vedlegg A.

Plantegning samt lengde- og tverrsnitt for planlagte veglinjer er mottatt fra RIVeg og er også benyttet som grunnlag.

Som høydereferanse i beregninger og tegninger benyttes NN2000. Der grunnlagsdokumenter har en annen høydereferanse enn dette er høyder omregnet til NN2000 for bruk i våre tegninger og beregninger.

3 TOPOGRAFI OG GRUNNFORHOLD

3.1 Generelt

Delstrekningen går fra Helltunnelen til Hellstranda i Stjørdal Kommune. Delstrekningen som skal reguleres ender rett før Øyen turundergang og har en lengde på ca. 0,8 km. Planlagt ny E6 følger i hovedsak trasé for eksisterende E6.

Vegutbyggingen på delstrekningen består av tilsammen 2 veglinjer. En oversikt over veglinjene er vist i Tabell 2.

Tabell 2 Oversikt over veglinjer på strekningen

Veglinje nr.	Beskrivelse
116100	Ny firefelts veg for E6, Østgående kjørefelt
116200	Ny firefelts veg for E6, Vestgående kjørefelt

I Figur 1 er det et flyfoto over den aktuelle delstrekningen med ny veglinje inntegnet. I de videre kapitlene er topografi og grunnforhold for vegstrekningen kort oppsummert. For nærmere beskrivelse av grunnforhold vises det til datarapporter listet opp i tabell A-1 i Vedlegg A.



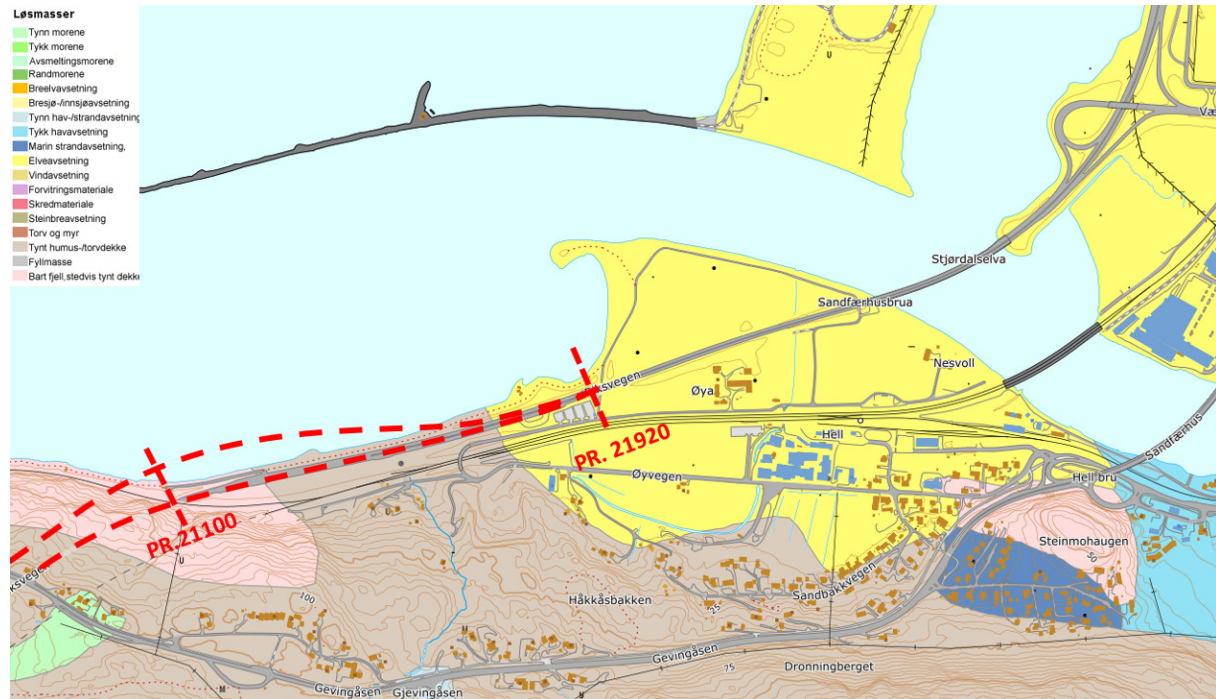
Figur 1 Ortofoto med delstrekning Helltunnelen - Hellstranda inntegnet

3.2 Topografi og løsmasser

Marin grense ved utløpet av Stjørdalselva ligger på ca. kote +180.

Kvartærgeologisk kart angir at øvre løsmasselag i planområdet hovedsakelig består av bart berg, tynt dekke ved tunnelpåhugg og videre mot Hell og Værnes tynt

humus-/torvdekke og elveavsetning, se utsnitt av kvartærgeologisk kart på Figur 2. Kvartærgeologisk kart er misvisende for store deler av Hellstranda hvor det på elvesletta er påvist stor mektighet av sand og siltmasser der kvartærgeologisk kart angir tynt løsmassedekke. Det bemerkes at kvartærgeologisk kart er basert på grunne prøver av løsmassene og tas med kun som orienterende informasjon for kvartærgeologien i området.



Figur 2 Kvartærgeologisk kart med omtrentlig plassering av veglinje skissert. /22/.

En kort orientering om topografi og grunnforhold er gitt i det etterfølgende. Et utdrag av relevante grunnundersøkelser er vist på tegning nr. 10207634-RIG-TEG-5-001.1 og -5-001.2

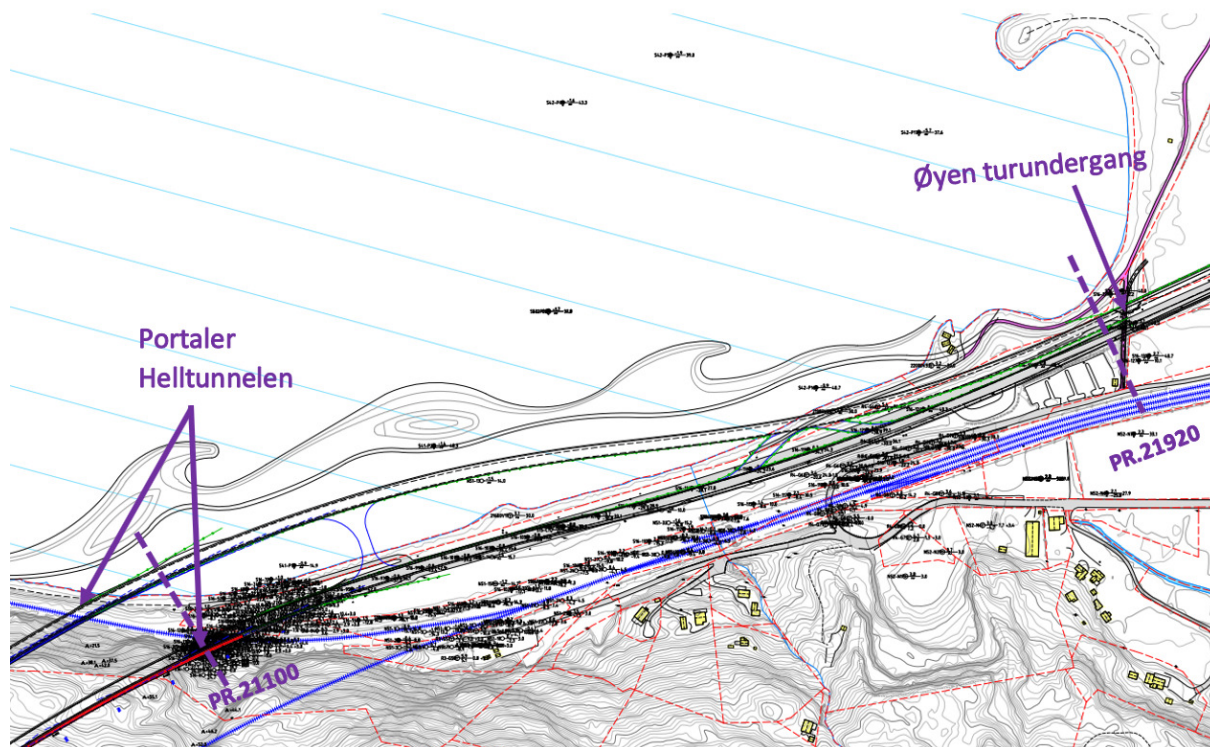
Delstrekningen går fra Helltunnelens østre portaler fram til Øyen turundergang. Vegen er planlagt på ca. kote +3. Vestgående kjørefelt kommer på fylling i sjø. Østgående kjørefelt følger dagens trasé og ligger på tidligere utfylt sjøbunn. Eksisterende fylling ble lagt ut ved bygging av eksisterende veg. Sør for vegen stiger terrenget bratt opp til ca. kote +100. Skråningen er vegetert med stedvis synlig berg i dagen. Nord for vegen ligger Trondheimsfjorden. I strandsonen ved Hellstranda er det landgrunt. Sjøkart antyder en dybde på 0,5 m (i henhold til sjøkartnull) ca. 300 m fra land.

Det er utført fjellkontrollboringer ved eksisterende tunnelpåhugg for Helltunnelen. Boringene indikerer at bergoverflaten faller bratt mot nord fra Nordlandsbanen. På elvesletten er det utført sonderinger som viser løsmassemekthet på mer enn 40 m uten at berg er påvist.

Løsmassene består i hovedsak av et topplag av sand og grus over mektige elveavsetninger av lagdelt sand og silt som får et økende leirinnhold med dybden. Sand- og siltmassene er løst lagret og det er målt vanninnhold på mellom 20 og 30 %. Det er påvist kvikkleire 7 m under terreng ved ca. PR. 21320 (BP. R3-G60) og «kvikk» silt (sprøbruddmateriale iht. NVE veileder nr. 7/2014) 10 m under terreng langs Nordlandsbanen ved ca. PR. 21560 (BP. S16-P113).

Sonderingene indikerer et sensitivt lag fra ca. 7 m under terreng langs Nordlandsbanen og fra ca. 15-25 m under terreng ved eksisterende E6. Det sensitive laget er antatt å

følge bergoverflaten ut mot Stjørdalsfjorden og sonderingene indikerer en mektighet på opptil ca. 16 m. Det er uvisst hvorvidt det er en lomme med sensitivt materiale ved foten av Gjevingåsen eller om det er et lag som strekker seg ut i Stjørdalsfjorden, da det ikke er utført sonderinger utenfor dagens strandlinje.



Figur 3. Oversikt over plassering av borpunkter. For lesbar versjon av borpunktene henvises det til borplan på tegning nr. 10207634-RIG-TEG-5-001.1 og -5-001.2.

3.3 Grunnvann

Det er målt poretrykk og grunnvannsnivå i forbindelse med utbygging av eksisterende E6 og i forbindelse med etablering av en avløpsspumpestasjon sørøst for jernbanebrua (ca. 2 km vest for planområdet). Generelt er grunnvann målt til ca. kote +0,5. En oversikt over poretrykksmålere og målt grunnvannstand er vist i Tabell 3.

Tabell 3 Oversikt over målt poretrykk i området

BP.	Kote terreng	Dybde [m]	Løsmasser ved piezometerspiss	Målt meter vannsøyle [m]	Antatt grunnvannstand*** [kote]
S16-PZ96	-0,5	3,0	Sandig, siltig materiale	4,5*	+1,5*
S16-PZ96	-0,5	12,0	Leirig silt	13,5*	+1,5*
S16-PZ113	-0,5	2,5	Grusig, sandig materiale	3,7	+1,2*
S16-PZ113	-0,5	9,0	Silt	10,2	+1,2*
S16-128	+2,8	-	-	-	+0**

BP.	Kote terreng	Dybde [m]	Løsmasser ved piezometerspiss	Målt meter vannsøyle [m]	Antatt grunnvannstand*** [kote]
S16-131	+2,8	-	-	-	+0**
S16-134	+1,9	-	Grusig sand	-	+0**
M5-PZ2	+3,4	7,0	Sand	4,0	+0,4
M5-PZ3	+2,1	5,0	Antatt silt	3,6	+0,7
M5-PZ4	+2,9	5,0	Antatt silt	2,7	+0,6

* Poretrykksmåler på sjøbunn, poretrykk antatt avhengig av flo og fjære.

** Målemetode ikke angitt i opprinnelig grunnundersøkelsesrapport. Vannstand kan være peilet i borhull.

***Forutsatt hydrostatisk poretrykksfordeling med dybden.

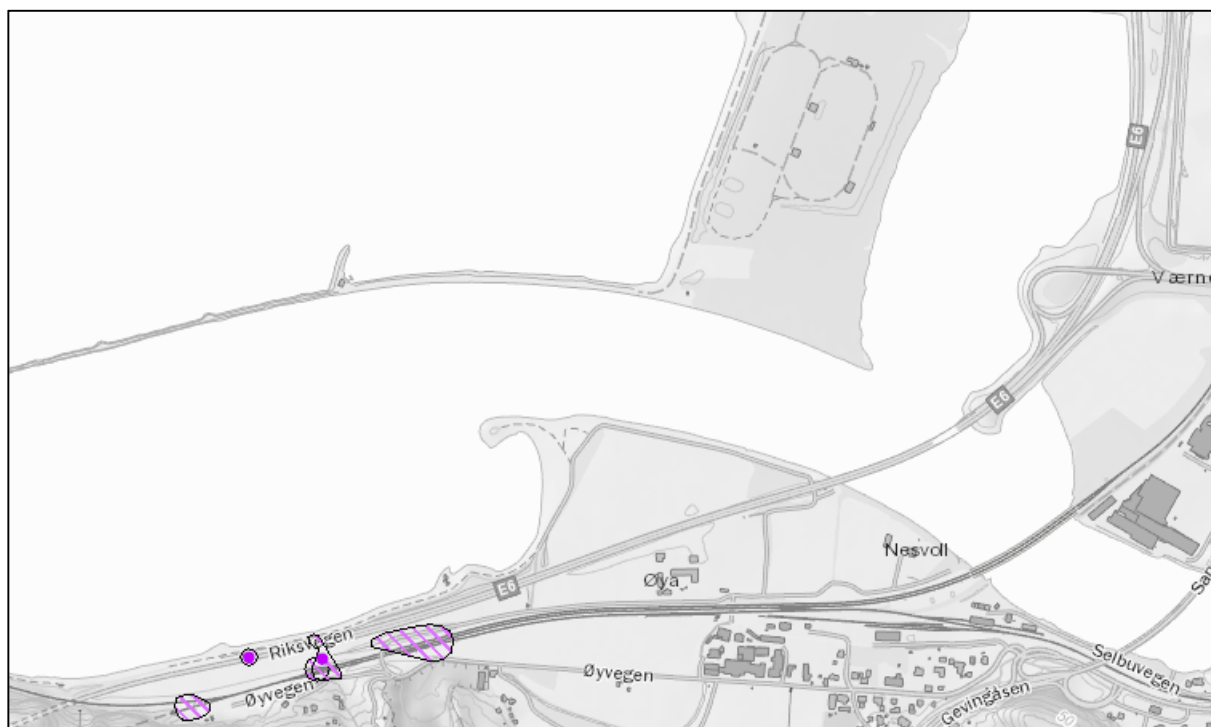
Grunnvannstanden varierer normalt med årstider og nedbør. Erfaringsmessig kan grunnvannsnivået stå vesentlig høyere i perioder med nedbør og/eller snøsmelting. For denne delstrekningen er det nærhet til sjøen og hovedsakelig friksjonsmasser i øvre jordlag. En viss påvirkning fra tidevannet på grunnvannstanden må påregnes.

4 KVIKKLEIRE/SPRØBRUDDMATERIALE

4.1 Generelt

Iht. NVEs karttjeneste Atlas er det ingen registrerte kvikkleiresoner i umiddelbar nærhet til veglinja, se Figur 4. Det er påtruffet kvikkleire/sprøbruddmateriale i dybden på Hellstranda. I Figur 4 er dette vist med lilla skravur som «Kvikkleireområder fra Statens vegvesen». Kvikkleireområder fra SVV angir hvor det er påtruffet kvikkleire og sier noe om utbredelse. De må imidlertid ikke forveksles med NVEs definisjon av kvikkleiresoner som også tar hensyn til reell skredfare /10/.

Iht. NVEs retningslinjer nr. 2/2011 «Flom- og skredfare i arealplaner» /10/ har utredning på reguleringsplannivå som mål å avklare reell kvikkleireskredfare hvor det planlegges utbygging. Ved utredning av reell skredfare skal fareområdene avgrenses, beskrives og vurderes i forhold til gitte sikkerhetskrav avhengig av sonens faregrad og tiltakskategori.



Figur 4 Utsnitt av kvikkleirekart fra <https://atlas.nve.no/>. Lilla skravur referer til «Kvikkleireområder fra Statens vegvesen» /23/

I forbindelse med reguleringsplanen for ny E6 med 90-linje, har Multiconsult tidligere utredet områdestabilitet på Hellstranda i rapport nr. 417895-RIG-RAP-004, rev02 /21/.

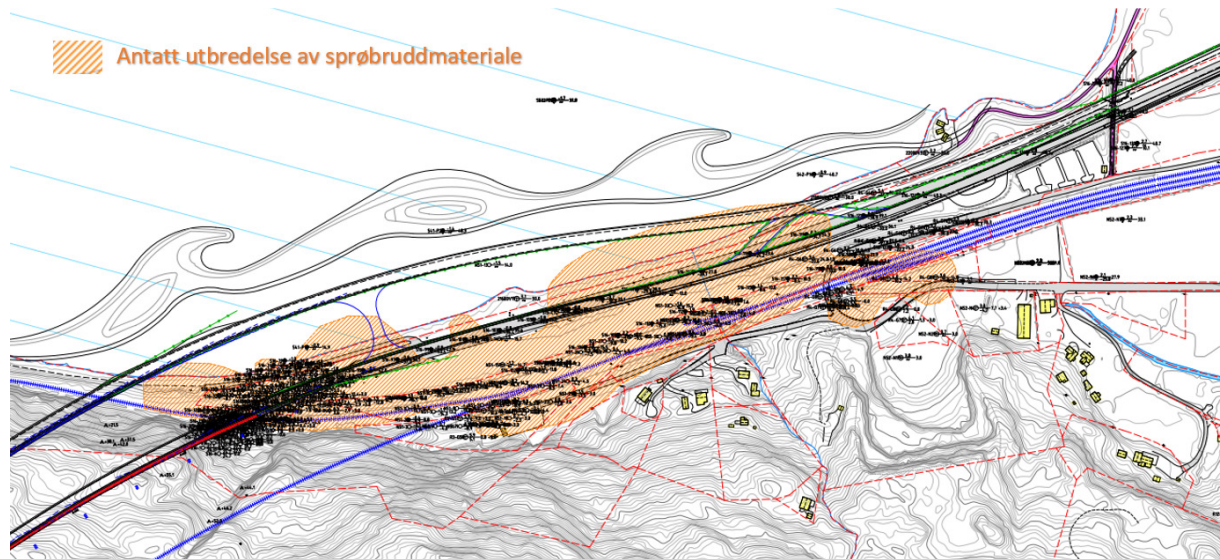
Kvikkleireforekomsten ble da beskrevet som:

Det er påvist kvikkleire og «kvikk» silt (sprøbruddmateriale) fra 7 m under terreng og dypere langs Nordlandsbanen. Laget følger bergoverflaten og ligger fra ca. 15-25 m under terreng og dypere ved eksisterende E6.

Utredningen konkluderte med:

På bakgrunn av topografi og mektighet av overliggende masser i forhold til kvikke masser vurderes det å ikke være fare for områdeskred på Hellstranda. Ut fra foreliggende grunnlag og vurderinger er det således ikke grunnlag for å etablere en faresone i området, og videre utredning og faregradsklassifisering er ikke nødvendig.

En oversikt over antatt utbredelse av kvikkleire i plan er vist i Figur 5.



Figur 5. Ant. utbredelse av sprøbruddmateriale. Se også tegning nr. 10207634-RIG-TEG-5-002.1 tom -5-002.3.

5 SIKKERHETSPRINSIPPER

5.1 Geotekniske problemstillinger

Geotekniske problemstillinger i forbindelse med utbyggingen er hovedsakelig relatert til:

- Skråningsstabilitet og poretrykksoppbygging ved utfylling på Hellstranda
- Fundamentering av konstruksjoner og støttemurer
- Midlertidig oppstøttingsløsning i forbindelse med fundamentering
- Setninger som følge av oppfylling ved Hellstranda
- Gravearbeider i løsmasser av løst lagret sand/silt/leire

5.2 Geoteknisk prosjektering. Kategori, grensetilstander

Krav til partialfaktorer er iht. håndbok V220 /1/ avhengig av grunnforholdene.

I Tabell 4 er valg av geoteknisk kategori, pålitelighets- og konsekvensklasse, krav til partialfaktor osv. oppsummert. Nærmere begrunnelse for valg er gitt i vedlegg D.

Tabell 4 Oppsummering av sikkerhetsprinsipper for delstrekning Hellstranda

Delområde	Hellstranda		
PR. ny E6	21100-21920		
	E6/konstruksjoner	Friområde/Riggområde	
Konsekvens- og pålitelighetsklasse	CC/RC 3	CC/RC 1	
Bruddmekanisme	Sprø	Dilatant	Kontraktant
Sikkerhetsnivå (γ_M)	1,6	1,4*/1,3**	1,4
Geoteknisk kategori	3	2	
Seismisk grunntype	S2	S2	
Kontrollklasse og utførelseskontroll	PKK3/UKK3	PKK2/UKK2	

*Totalspenningsanalyse

**Effektivspenningsanalyse

PKK2/UKK3 og UKK2/UKK3 innebærer at det i tillegg til egenkontroll og intern systematisk kontroll utføres uavhengig kontroll av et uavhengig firma.

6 MATERIALPARAMETERE

Materialparametere benyttet i geotekniske vurderinger og beregninger er basert på tolkning av laboratorieforsøk på opptatte prøver. For jordmaterialer det ikke er tatt prøver av er det benyttet erfaringsverdier iht. håndbok V220 /1/.

Valgte materialparametere er vist i vedlegg C – Materialparametere.

Vurdering av kvalitet på utførte undersøkelser og opptatte prøver er vist i vedlegg F - Sammenstilling av ødometerforsøk og i vedlegg E - Sammenstilling av treaksialforsøk.

7 STABILITETSBEREGNINGER FOR AVKLARING AV RISIKO FOR SKRED

7.1 Generelt

Veg og sideterreng er generelt sett slakt hellende der det er løsmasser. Løsmassene er funnet å bestå hovedsakelig av sand og silt med unntak av registrert kvikkleire i dybden på Hellstranda.

På Hellstranda er det tolket lagdeling for tre profiler som er vurdert å være mest kritisk på bakgrunn av grunnforhold og topografi. Det er utført beregninger for ett av de utvalgte profilene, profil 5A-5A. Profilene er ikke trukket gjennom de høyeste toppene i planlagt friluftsområde, men vurderes som representative for friområde og riggområde:

- 5A-5A – ved ca. PR. 21510

Stabilitetsberegningene er utført med både sirkulære glideflater og sammensatte, plane glideflater.

Det er utført beregninger ved likevektsanalyser på totalspenningsbasis og effektivspenningsbasis. For beregninger på totalspenningsbasis (ADP-analyser) er det benyttet anisotropisk skjærfasthet. Anisotropifaktorer er gitt i Vedlegg B – Materialparametere.

Oppfylling i forbindelse med eksisterende E6 og planlagt utvidelse av dagens E6 fra to til fire felt samt rigg-/friluftsområde er antatt utført/utføres med tunnelstein. Vegoverbygningen er i beregningene forutsatt utlagt med knust fjell.

7.2 Stabilitetsberegninger

Beskrivelse av stabilitetsberegningene og tilhørende resultater er vist i *Vedlegg D*. Plott av stabilitetsberegningene er vist på tegning nr. 10207634-RIG-TEG-5-800.1 og -5.800.2.

Det er på bakgrunn av utførte beregninger konkludert med tilstrekkelig sikkerhet. En oppsummering av beregnede sikkerhetsfaktorer er angitt i Tabell 5.

Tabell 5 Sammenstilling av beregningsmessig oppnådd sikkerhet

Profil	Analyse	Krav til sikkerhet ny E6 (lokalstabilitet E6/ lokalstabilitet friområde /områdestabilitet)	Beregnet sikkerhet med ny E6 (lokalstabilitet/ områdestabilitet)
5A-5A	ADP	1,6 / 1,4 / 1,4	IR / 1,52 / 5,02
	aφ	1,6 / 1,4 / 1,4	IR / 1,50/ 4,69

8 GEOTEKNISK VURDERING

8.1 Generelt

Veg og vegens sideterreng består hovedsakelig av slakt hellende terreng. De geotekniske problemstillingene knytter seg følgerig først og fremst til etablering av konstruksjoner og utfyllingen i sjøen ved Hellstranda. Vegkroppen for øvrig vurderes å kunne fundamenteres direkte i stedlige masser etter at topplag med organiske masser/vekstlag er fjernet.

Det er planlagt utvidelse av eksisterende E6. Sørgående kjørefelt er planlagt etablert nord for eksisterende veg og medfører stedvis fylling i Stjørdalsfjorden. I tillegg skal det etableres et riggområde #R30 på sjøsiden av E6 som medfører ytterligere fylling i sjøen. Riggområdet er dels planlagt benyttet til midlertidig mellomagring av masser fra sprengning av nytt tunnelløp gjennom Gjevingåsen og dels planlagt benyttet til anleggs kontor, anleggsutstyr, ol. Når arbeidene med E6 er ferdig skal det i riggområdet etableres gang- og sykkelveg og området skal benyttes som friluftsområde.

Riggområdet og utvidelsen av E6 medfører en oppfylling på ca. 2-4 m over dagens sjøbunn. Friområdet er planlagt erosjonssikret med steinplastring på utsatte steder langs sjøkanten. Det forutsettes utført erosjonssikring med steinplastring også for riggområdet under anleggsfasen.

Løsmassene i området består i hovedsak av et topplag på ca. 5 m av sand og grus over mektige elveavsetninger av sand og silt som går over til siltig leire i dybden. Sand- og siltmassene er løst lagret og har et høyt vanninnhold. Det er påvist kvikkleire og «kvikk» silt (sprøbruddmateriale) fra henholdsvis 7 og 10 m under terreng langs Nordlandsbanen. Sonderingene indikerer et sensitivt lag fra ca. 7 m under terreng ved Nordlandsbanen og fra ca. 15-25 m under terreng ved eksisterende E6. Laget har en mektighet på opptil ca. 16 m.

Basert på stabilitetsberegningene forventes det ikke stabilitetsmessige problemer ved etablering av veglinjen og riggområdet. Oppfylling for eksisterende og i forbindelse med planlagt utvidelse av E6 samt rigg-/ friluftsområde er i beregningene antatt utført med tunnelstein. Vegoverbygningen er i beregningene forutsatt utført med sprengstein.

Det forutsettes kontroll av poretrykkoppbyggingen, og at poretrykkoppbygging som følge av oppfylling for riggområde og E6 får dissipere før midlertidig mellomagring av masser påbegynnes. Arbeidet med oppfyllingene tilrås utført etter retningslinjene beskrevet under kapittel 8.3.

Oppfylling i forbindelse med for rigg-/friluftsområde og utvidelse av E6 samt last som følge av anleggsrigg/-utstyr og mellomagring av masser vil medføre setninger i grunnen, anslått til å være i størrelsesorden 40-50 cm. Det forventes at størstedelen av setningene vil utvikles i løpet av anleggsperioden.

8.1.1 Jernbanelinjene

Nordlandsbanen og Muruvikbanen ligger på elvesletten langs foten av Gjevingåsen ved Hellstranda. Nordlandsbanen går i tunnel gjennom Gjevingåsen til Hommelvika mens Muruvikbanen følger sjøkanten til Muruvika.

Planlagte vegutvidelse og friområde kommer ikke i berøring med Nordlandsbanen.

Muruvikbanen går over tunnelportal for ny tunnel gjennom Gjevingåsen. Det vil bli behov for å heve Muruvikbanen noe for å få plass til nytt tunnelpåhugg under banen.

Stabilitetsberegningene, se vedlagte tegning nr. -10207634-RIG-TEG-5-800.1. og -5-800.2 viser at stabiliteten for begge jernbanelinjene er tilfredsstillende, og at ingen tiltak

er nødvendig. Friområde og ny strandlinje er planlagt sikret mot bølgeerosjon ved steinplastring.

Vi vurderer at planlagt oppfylling i forbindelse utvidelse av E6 ikke vil medføre skadelige setninger på jernbanesporene. Dette vil dokumenteres nøyere i forbindelse med detaljprosjektering. Det vil bli aktuelt å plassere ut setningsbolter på togsporene slik at det kan følges med på evt. setningsutvikling av utvalgte konstruksjoner/spor i anleggsperioden.

8.1.2 Anleggstekniske utfordringer

Ensgraderte sand- og siltmasser under grunnvannsstand kan bli flytende ved omrøring. Videre er materialet sensitivt for økt poretrykk som følge av pålasting. Av hensyn til stabilitet i anleggsfasen bør utfylling utføres trinnvis og med poretrykkskontroll. Kontroll i anleggsfasen bør bestå av flere poretrykksmålere med fjernavlesning (webløsning) og med varslings til både byggeleder og geotekniker dersom grenseverdier overstiges. Siden grunnen består av sand- og siltmasser er det sannsynlig at poreovertrykket generert ved oppfylling vil dissipere relativt raskt.

For komprimeringsarbeider med oppfylte masser vil det være aktuelt med avlesinger av poretrykksmålere for å kontrollere at komprimeringen ikke fører til generering av destabiliserende poreovertrykk i grunnen.

8.1.3 Generelle retningslinjer for fylling og graving

Vegfyllingene under vegkroppen tilrås bygd opp med sprengstein eller sand/grus.

Alle fyllinger over vann må bygges opp lagvis og komprimeres iht. normal komprimering etter prosess 25 i Håndbok R761 /4/.

Torv, myr, matjord og humusholdige masser under vegfyllingen må fjernes. Videre må det legges separasjonsduk mellom naturlig grunn og sprengstein. Vegoverbygningen bør dreneres.

All oppfylling må utføres på telefri grunn, eventuelle telelag må fjernes.

8.2 Konstruksjoner

Det skal bygges nye portaler for Helltunnelen og for vurderinger av konstruksjonene er det brukt grunnlag fra forprosjektet for 90-linja /24/ og kommunikasjon med RIB.

8.2.1 Portaler Helltunnelen

Eksisterende portal – (nordgående løp)

Eksisterende portal er rektangelformet og fungerer også som bru for Muruvikbanen over E6. Eksisterende portal skal forlenges og utvides i bredden pga. krav til sikt, og må følgelig reetableres. Grunnundersøkelser utenfor eksisterende portal viser dybder til berg i størrelsesorden 0-3 m. Portalen antas fundamentert på stripefundamenter på steinfylling til berg. Det vil være mulig med åpen utgraving. Det må stedvis påregnes noe undersprengning for å få tilstrekkelig pute med stein.

I tilknytning til portalen er det en støttemur for jernbanefyllingen. Bak støttemuren er det fra sonderinger indikert at massene består av steinfylling over berg. Reetablering av støttemuren gjøres i samråd med RIB og detaljeres i byggeplan.

Ny portal (sydgående løp)

Ny portal planlegges fundamentert dels på berg og dels på spissbærende peler til berg. Muruvikbanen vil også her passere over tunnelportalen. Ny portal er ikke dekket av eksisterende grunnundersøkelser, men den generelle lagdelingen i området tilsier et topplag av løst lagret finsand/silt med mulighet for bløt siltig leire i dybden. Bergoverflaten ved tunnelpåhugget er steil, og det forventes tilsvarende steilhet på

bergoverflaten under terreng. Dette vil bli kartlagt i forbindelse med detaljprosjektering. Det vil bli aktuelt med støttemurer for å ivareta jernbanefyllingen inn mot tunnelportalen. Dette avgjøres i detaljfase.

8.3 Rigg- og deponiområder

Deponier

Det er ikke planlagt med massedeponier på strekningen.

Riggområder

Det er planlagt ett riggområde på strekningen, #R30. For stabilitet av riggområdet henvises det til kap. 7.

8.4 Rekkefølge på terrengarbeider

Det må utføres tilstrekkelig utfylling på Hellstranda før arbeidene på tunnelportalen for sørgående kjørebane kan etableres.

Det vil bli tilknyttet rekkefølgebestemmelser på fyllingsarbeidene på Hellstranda, med utgangspunkt i å holde kontroll på poretrykket. Poretrykksoppbygging som følge av oppfylling for riggområde og E6 får dissipere før midlertidig mellomagring av masser påbegynnes. Arbeidet med oppfyllingene tilrås utført etter retningslinjene beskrevet under kapittel 8.1.3.

8.5 Fylling og graving

Alle fyllinger må bygges opp lagvis og komprimeres iht. normal komprimering iht. prosess 25 i Håndbok R761 /4/.

9 KRITISKE MOMENTER

Kritiske momenter ved vegbygging på Hellstranda vil være knyttet til fundamentering av konstruksjoner og til oppfylling av Hellstranda.

De største geotekniske risikomomentene knyttet til utførelsen av arbeidene er:

- Stabilitetsforhold i tilknytning til oppfyllingsarbeider
- Midlertidige graveskråninger
- Håndtering av vann i byggegrop med silt/finsand
- Unøyaktige grave- og fyllingsarbeider
- Hengende grunnvannsspeil/punktering av vannførende lag
- Setninger/differansesetninger

10 VIDERE ARBEIDER

Videre arbeider som må ivaretas i byggeplan er:

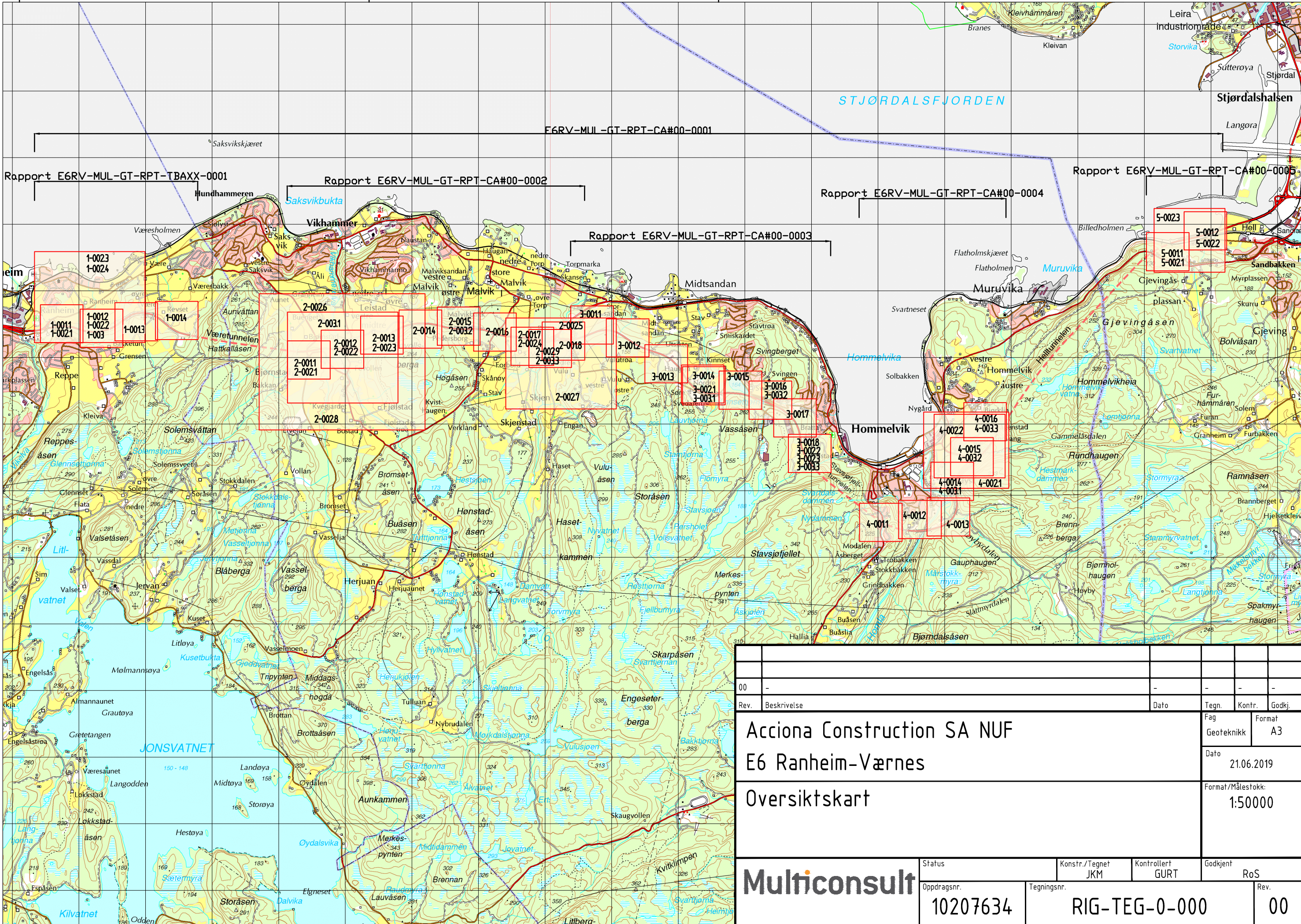
- Supplerende grunnundersøkelser
For videre detaljprosjektering i byggeplanfasen, må det utføres supplerende grunnundersøkelser i deler av planområdet. Dette er spesielt viktig for:
 - detaljprosjektering av konstruksjoner,
 - nærmere kartlegging av bergforløp ved tunnelpåhugg og bergskjæringer.
 - verifikasjon (evt. justering) av antatt stratigrafi, deformasjons- og styrkeegenskaper av området som skal fylles opp.
- Etablering og oppfølging av poretrykksmålinger for å følge opp arbeidene på Hellstranda. Antatt ca. 4 poretrykksmålere nødvendig.
- Detaljprosjektering av støttemurer
Foreslåtte støttemurer må detaljprosjekteres, dimensjoneres og beskrives.
- Detaljprosjektering av peler for brufundamenter
Foreslåtte peler for fundamentering av brufundamenter må detaljprosjekteres, dimensjoneres og beskrives.
- Rekkefølgekrav og geometrisk kontroll
Utarbeide kontrollplan for anleggsarbeidene. Herunder rekkefølgekrav og geometrisk kontroll.

Dersom det i senere planfase gjøres endringer av veggeometri, og dermed endring av vegfyllinger og evt. -skjæringer må dette vurderes av geotekniker.

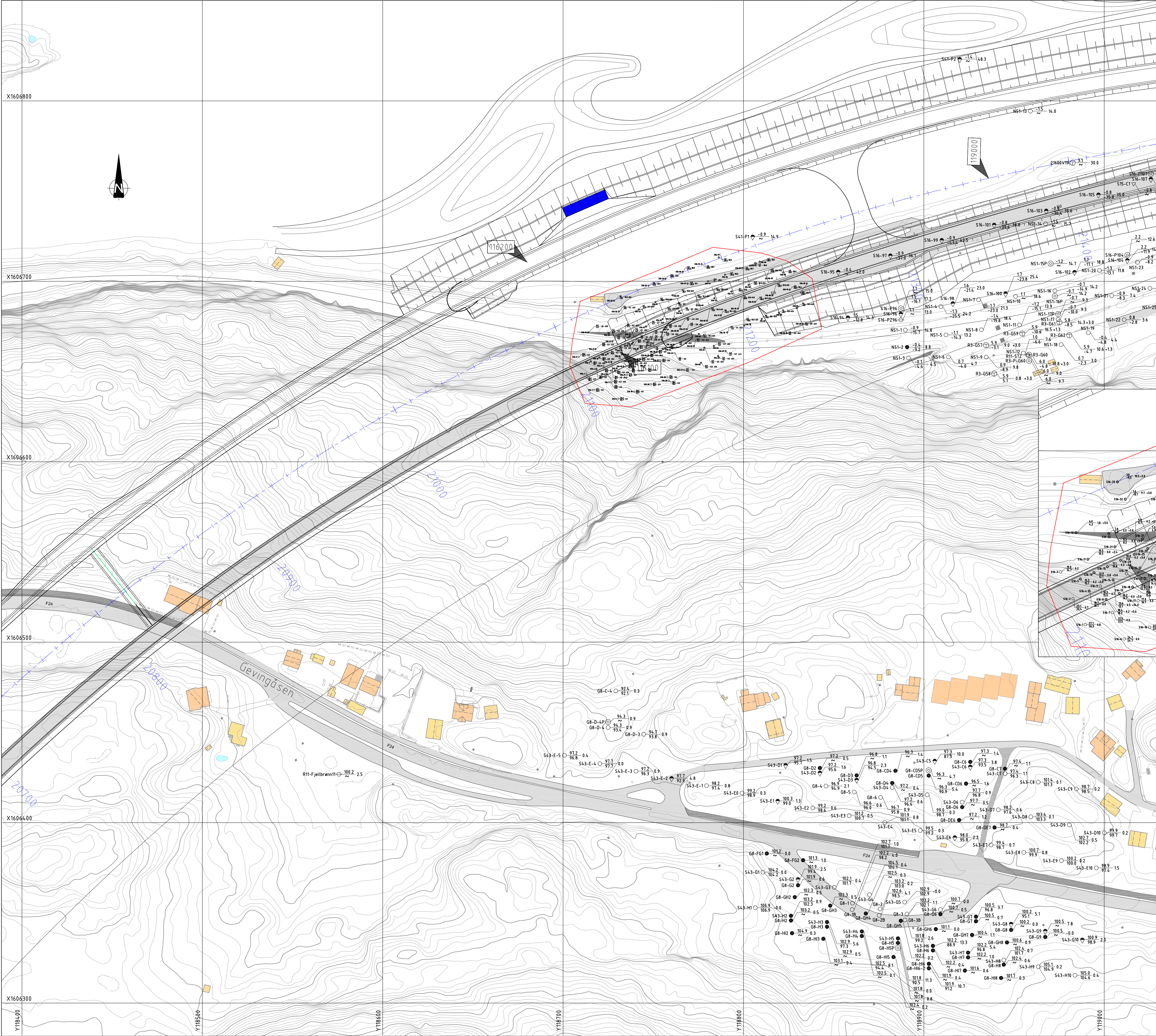
11 REFERANSER

- /1/ SVV (2014) *Geoteknikk i vegbygging*. Håndbok V220. Utgitt 1. juni 2014.
- /2/ SVV (2014) *Vegbygging*. Håndbok N200. Utgitt juni 2014.
- /3/ SVV (2014) *Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger*. Håndbok V221. rev.2 juni 2014.
- /4/ SVV (2015) *Prosesskode 1, Standard beskrivelse for vegkontrakter*, Håndbok R761, utgitt november 2015.
- /5/ SVV (2015) *Prosesskode 2, Standard beskrivelse for bruer og kaier*, Håndbok R762, utgitt november 2015.
- /6/ Norsk Standard NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 (Eurokode 0).
- /7/ Norsk Standard NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2016 (Eurokode 7, del 1).
- /8/ Norsk Standard NS-EN 1997-2:2007+NA:2008 (Eurokode 7, del 2).
- /9/ Norsk Standard NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014 (Eurokode 8).
- /10/ Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE), *NVEs retningslinjer nr. 2/2011, Flaum og skredfare i arealplanar*, revidert 15. april 2011.
- /11/ Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE), *NVEs veileder nr. 7/2014, Sikkerhet mot kvikkleireskred, Vurdering av områdestabilitet ved arealplanlegging og utbygging i områder med kvikkleire og andre jordarter med sprøbruddegenskaper*, utgitt april 2014.
- /12/ Multiconsult Norge AS (2019) Notat nr. 10207634-RIG-NOT-002, rev01 *Prinsipper for avgrensing mellom lokal- og områdestabilitet og utredning av områdestabilitet*, datert 01.03.2019.
- /13/ NGI-rapport nr. 20001008-2 Rev. 3 (2008). *Program for økt sikkerhet mot leirskred. Metode for kartlegging og klassifisering av faresoner, kvikkleire*.
- /14/ Naturfare, infrastruktur, flom og skred, NIFS (2014). *Metode for vurdering av løse- og utløpsområder for områdeskred*. NIFS-rapport nr. 14-2016. Naturfareprosjektet Dp.6 Kvikkleire.
- /15/ J.S. L`Heureux (2012). *A study of the retrogressive behavior and mobility of Norwegian quick clay landslides*, Proceedings of the 11th International & 2nd North American Symposium on Landslides, Banff, Canada, Geological Survey of Norway (NGU), Trondheim, Norway
- /16/ Lunne, T., Berre, T. & Strandvik, S. (1996) *Sample disturbance effects in soft low plastic Norwegian clay*, Canadian Geotechnical Journal Volume 43, page 726–750. Også publisert i NGI publikasjon nr. 204.
- /17/ Karlsrud K. Lunne T. & Brattlien K. (1996) *Improved CPTU correlations based on block samples*.
- /18/ Karlsrud, K. et al. (2005). *CPTU correlations for clays*. Proceedings, ICSMGE, Osaka s 693 -702.
- /19/ Karlsrud, K. (2003). *Tolkning og fastlegging av jordparametere. Karakteristisk jordprofil*. NGF-kurs. Stabilitetsanalyser av skråninger, skjæringer og fyllinger, innlegg 4.1. 20-22 mai 2003, Hell.
- /20/ Naturfare, infrastruktur, flom og skred, NIFS (2014). *En omforent anbefaling for bruk av anisotropifaktorer i prosjektering i norske leirer*. NIFS-rapport nr.14/2014. Naturfareprosjektet Dp.6 Kvikkleire.
- /21/ Multiconsult Norge AS (2016) Rapport nr. 417895-RIG-RAP-004, rev02, *Geoteknisk vurdering, Hellstranda*, datert 06.12.2016.
- /22/ NGUs løsmassekart: <http://geo.ngu.no/kart/losmasse/>
- /23/ NVEs skredfarekart: <https://atlas.nve.no/>

- /24/ Reinertsen AS (2015), Dok.nr.: 2220088-KON-FOR-02, *Forprosjekt konstruksjoner delstrekning 2 og 3*, datert 04.06.2015
- /25/ Bane NOR (2018) *Teknisk regelverk*. <https://trv.banenor.no>



00	-	-	-	-	-
Rev.	Beskrivelse	Dato	Tegn.	Kontr.	Godkj.
Acciona Construction SA NUF E6 Ranheim-Værnes			Fag Geoteknikk	Format A3	
			Dato 21.06.2019		
Oversiktskart			Format/Målestokk: 1:50000		
Multiconsult		Status	Konstr./Tegnet JKM	Kontrollert GURT	Godkjent RoS
		Oppdragsnr. 10207634	Tegningsnr. RIG-TEG-0-000		



TEGNFORKLARING:

- DREIESONDERING
 - ▼ RAMSONDERING
 - ▽ TRYKKSONDERING
 - ⊕ TOTALSONDERING
- ⊙ PRØVESERIE
 - PRØVEGROP
 - ⊕ DREIETRYKKSONDERING
 - ⊕ SKRUPLATEFORSØK
 - ⊕ VINGEBORING
- ⊕ PORETRYKKMÅLING
 - ⊕ KJERNEBORING
 - ⊕ FJELLKONTROLLBORING
 - ⊕ BERG I DAGEN

KARTGRUNNLAG:
KOORDINATSYSTEM:
N 2000
UTGANGSPUNKT FOR NIVELLERING:
BORBOK NR:
LAB.BOK NR:

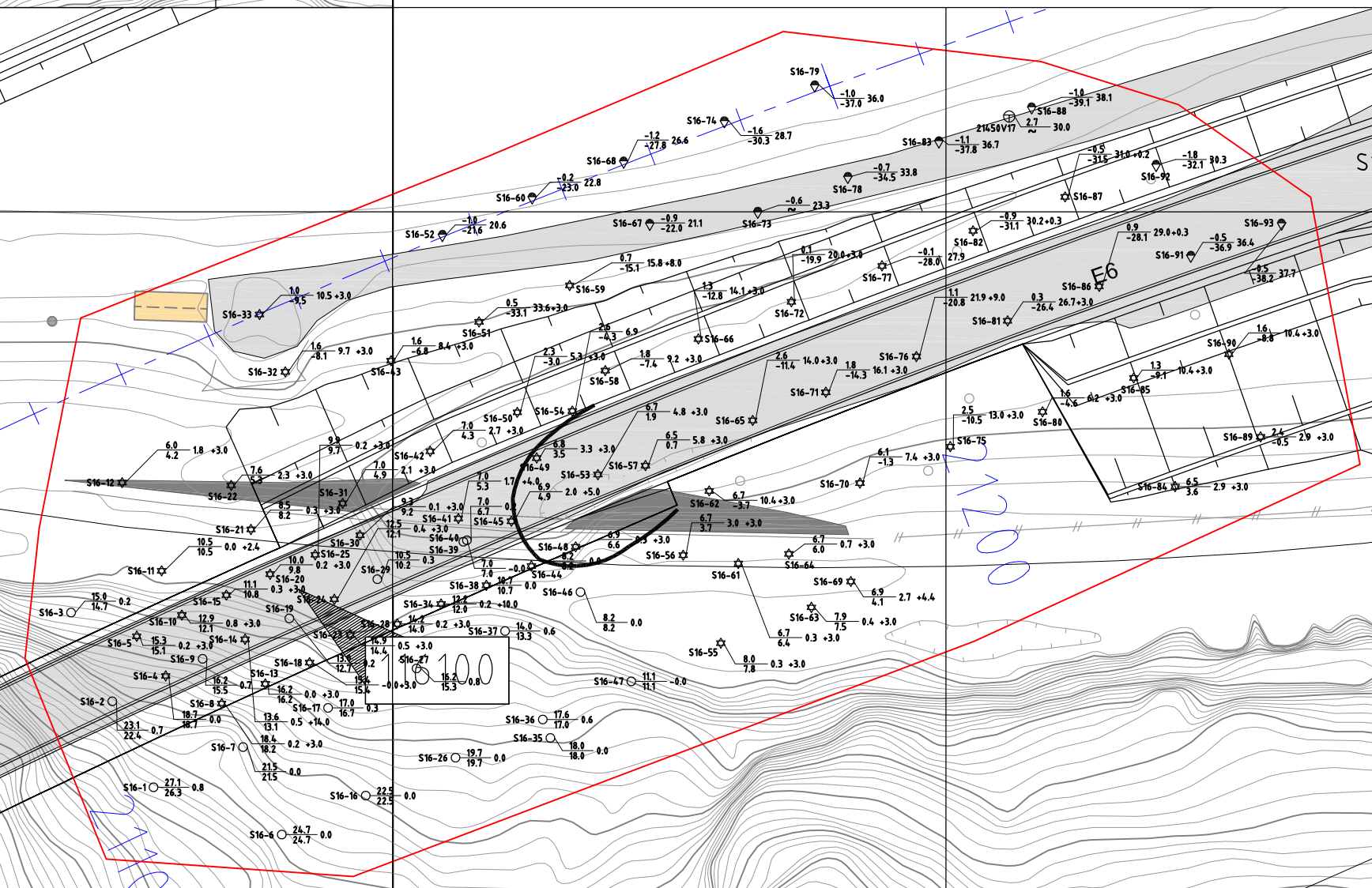
Digitalt kart fra Nye Veier
N 2000
GPS GLONAS CPDS
Digitalt

TERRENGKOTE/SJØBUNNKOTE
BP 1 ⊕ 4.30
14.8 + 2.4 = BORET DYBDE + BORET I BERG
ANTATT BERGKOTE

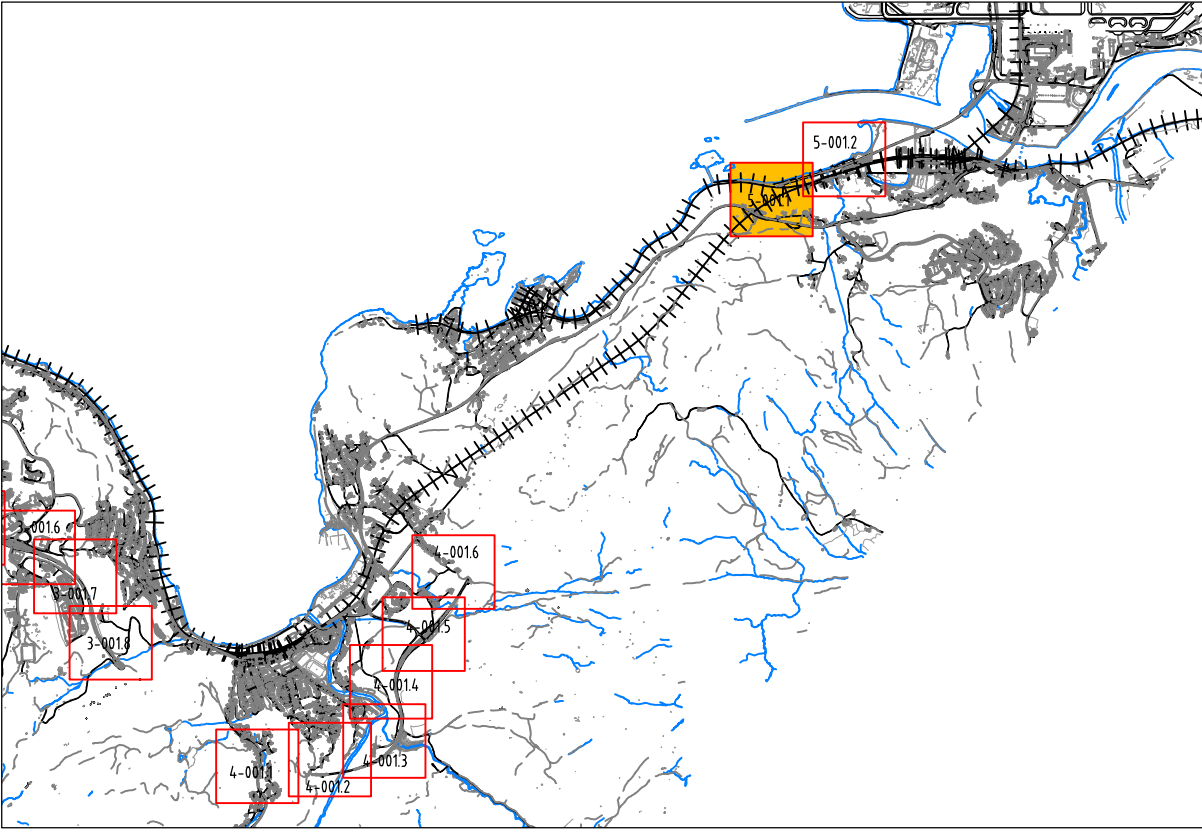
HENVISNING RAPPORTER:

Referanse	Rapport nr.	Utførende	Oppdrag	År
DS-S	30402.01	A/S Geoterm	Hell sagbruk og høvleri A/S	1985
GB-X	7790.01	A/S Geoterm	Bruskontrollstasjon på Gjevingåsen	1989
K12-X	6.162-1 (UB 101702)	Kurmannen	Hovedplan Hommelvik - Hell, tunnelplugg v/Hell	1994
K14-X	6.162-1 (UB 101769)	Kurmannen	Vy Værnes holdeplass	1993
K18-X	6.162-1 (UB 101771)	Kurmannen	Trondheim Lufthavn - Værnes. Terminalutvidelse - Jernbanetunnel	1989
M10-X	418799-00	Multiconsult	Utviklingsplan for Sjøveier	2017
N4-X	6.162-2-1 (UB 100465)	Nd	Grunnundersøkelser ved forlengelse av Værnes flyplass	1957
N13-X	37424-1	Nolaby	Trondheim Lufthavn, Værnes, område syd	1989
N2-X	DK 2257 (UB 100431)	NSB	Umføringsplan, omløpslag v/Hell stasjon	1956
N22-X	DK 4440-1 (UB 101541)	NSB	Merkelberget, Hommelvik - Hell, Gjevingåsen tunnel	1994
N23-X	DK 2444 (UB 100524)	NSB	Overgangsbu for riksveg 50 v/ Sandferhus, Sjøveier	1958
R3-X	6080603-1	Rambøll	Gjevingåsen tunnel	2008
R4-X	6080603-4	Rambøll	Gjevingåsen tunnel	2008
R10-X	6080603-10	Rambøll	Nordlandsbanen, strekningen Hell - Værnes, hastighetsøkning og kapasitet	2012
R11-X	6080603-3	Rambøll	Gjevingåsen tunnel	2009
T1300-22000	2220086-G-004	Reinertsen	E6 Rånheim - Værnes, delstrekning 2 og 3	2015
T1300-22000	2220086-G-004	Reinertsen	Trondheim Lufthavn, Værnes, auver for ny E6 under toksbane vest	1989
S15-X	V 2954-1	Statens vegvesen	E6 Hell - Værnes, delstrekning for traksjonsrør	1991
S16-X	V 2958-1	Statens vegvesen	E6 Hell - Værnes, delstrekning for traksjonsrør	1991
S17-X	V 2958-2	Statens vegvesen	E6 Hell - Værnes, delstrekning for traksjonsrør	1992
S41-X	V 2952-1	Statens vegvesen	Sjøveier, delstrekning for traksjonsrør	1993
S42-X	V 2952-2	Statens vegvesen	Sjøveier, delstrekning for traksjonsrør	1994
S43-X	V 2952-3	Statens vegvesen	Sjøveier, delstrekning for traksjonsrør	1981

MÅLESTOKK 1:600



OVERSIKTSKART BORPLANER:



00	-	-	-	-	-
Rev.	Beskrivelse	Dato	Tegn.	Kontr.	Godkj.
					Form.
					A1
					Dato
					21.06.2019
					Forma
					1:1000
					Rev.
					00

Acciona Construction SA NUF

E6 Ranheim-Værnes

Borplan - Delstrekning 5

Del-1

Status

Oppdragsnr.

10207634

Konstr./Tegnet

JKM

Kontrollert

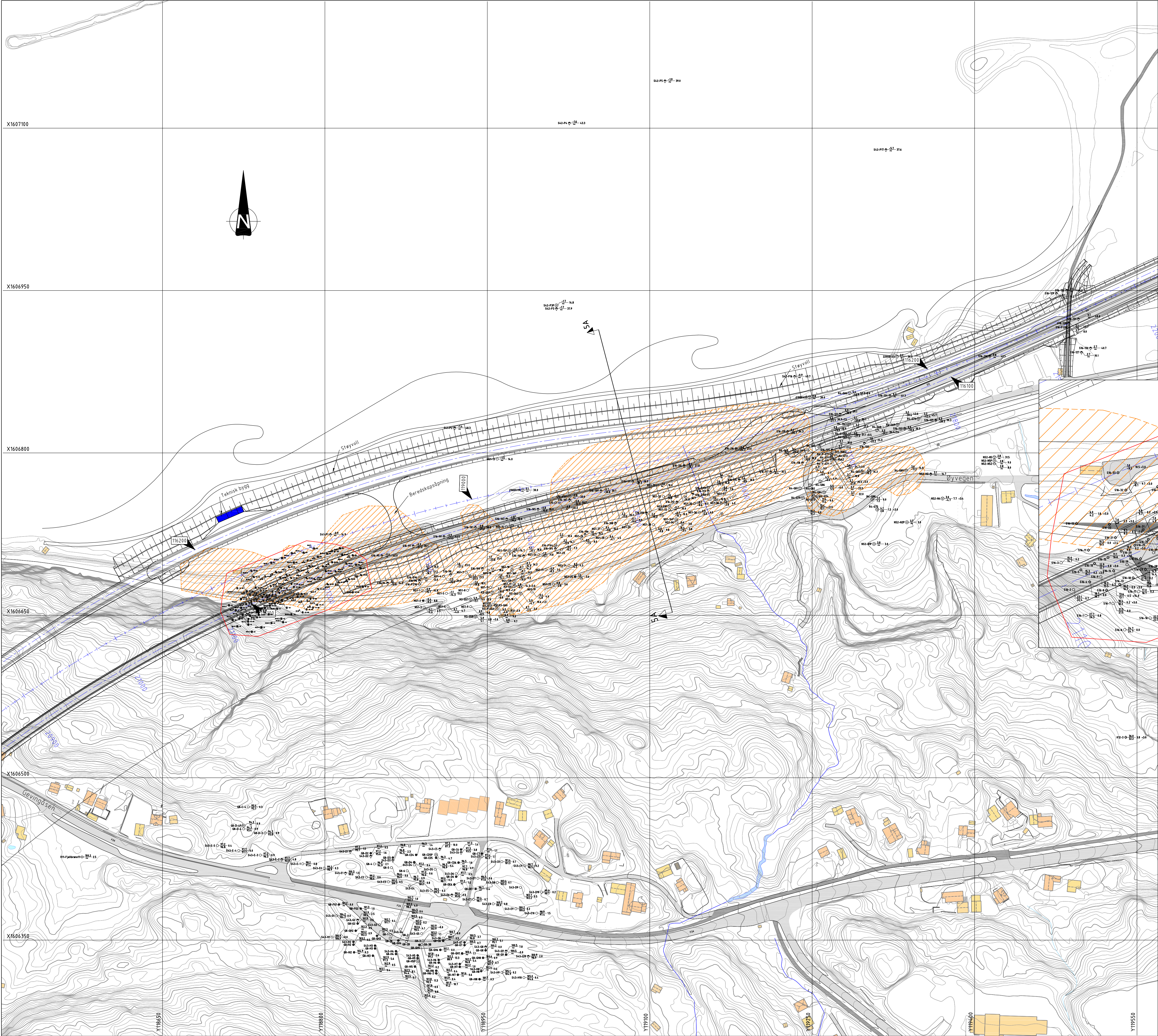
SBH

Godkjent

RoS

Multiconsult

www.multiconsult.no



TEGNFORKLARING:

- DREIESONDERING
 - ENKEL SONDERING
 - ▽ RAMSONDERING
 - ▽ TRYKKSONDERING
 - ⊕ TOTALSONDERING
- ⊙ PRØVESERIE
 - PRØVEGROP
 - ⊕ DREIETRYKKSONDERING
 - ⊕ SKRUPLETFORSØK
 - ⊕ VINGEBORING
- ⊕ PORETRYKKMÅLING
 - ⊕ KJERNEBORING
 - ⊕ FJELLKONTROLLBORING
 - ⊕ BERG I DAGEN

KARTGRUNNLAG:
KORDINATSYSTEM: NTM Sone 10
HØYDEREFERANSE: NN 2000
UTGANGSPUNKT FOR NIVELLERING: GPS GLONAS CPDS
BORER NR: Digital
LAB-BOK NR: Digital

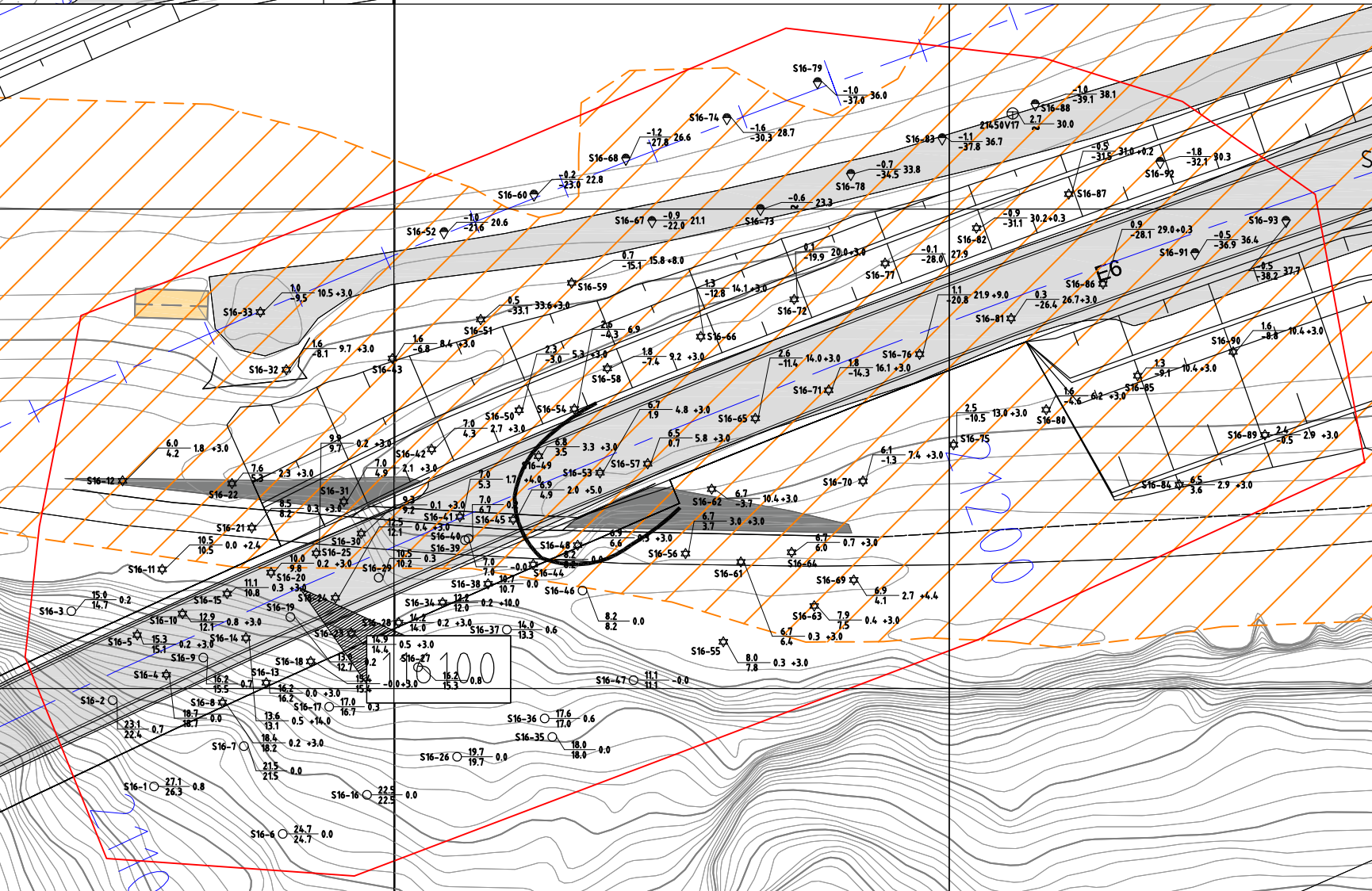
Eksempel: TERRENGKOTE/SJØBUNNKOTE
BP 1 ⊕ 4.30 28.2 14.8 + 2.4 — BØRET DYBDE + BØRET I BERG
ANTATT BERGKOTE

UTBREDELSE AV SANNSYNLIG KVIKKLEIRE/SPRØBRUDDMATERIALE

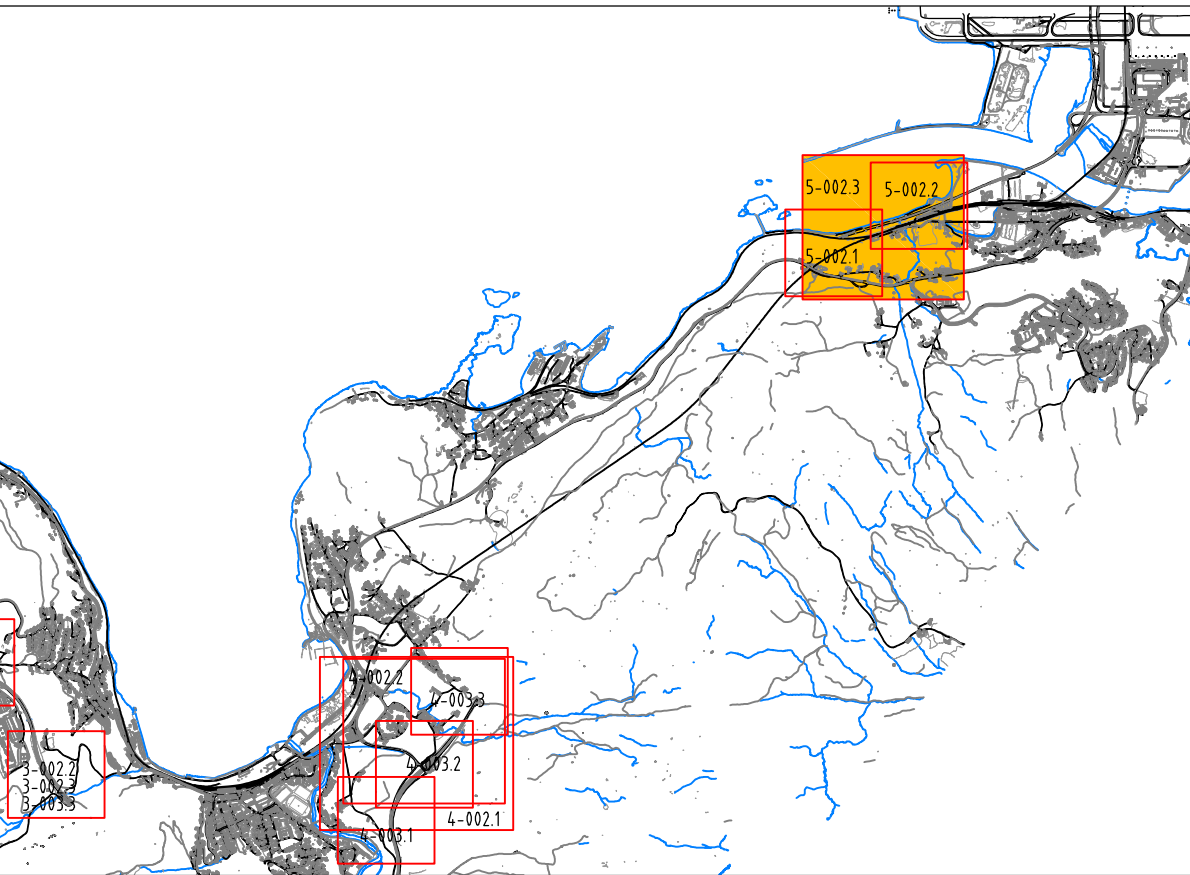
HENVISNING RAPPORTER:

Referanse	Rapport nr.	Uttrekkende	Oppdrag	Jr
GS-5	35402-01	A/S Geoterm	Hell, søstrik og lende A/S	1985
GS-1	3790-01	A/S Geoterm	Bruskontrollstasjon på Gvinngåsen	1989
K12-X	6.10471-1 (UB 101702)	Kunneleie	Hovedplan Hørmelvik - Hell, tunnelbygging v/Hell	1994
K14-X	6.10776-1 (UB 101760)	Kunneleie	Ny Vernes holdeplass	1993
K18-X	6.7667-1 (UB 101771)	Kunneleie	Trondheim Lufthavn - Vernes, Terminalutvidelse - jernbanetunnel	1989
M5-X	416799-001	Multiconsult	Alvågspustasjon Stjørdal	2017
N4-X	6.3622-1 (UB 100465)	N4	Grunnundersøkelser ved foretøse av Vernes flyplass	1987
N013-X	37470-1	Notby	Trondheim Lufthavn, Vernes, område syd	1989
N01-X	OK 2387 (UB 100431)	NSB	Omformet stasjon, skjøttelag v/Hell, stasjon	1986
N02-X	OK 4440-1 (UB 101541)	NSB	Merkerkonen, Hørmelvik - Hell, Gvinngåsen tunnel	1994
N03-X	OK 2444 (UB 100524)	NSB	Overgangsbu for riksveg 50 v/ Størdalstun, Stjørdal	1988
R1-X	658063-1	Rambøll	Gvinngåsen tunnel	2008
R4-X	658063-4	Rambøll	Gvinngåsen tunnel	2008
R10-X	658063-10	Rambøll	Kordlandsbanen, strekningen Hell - Vernes, hastighetsøkning og kapasitet	2007
R11-X	658063-11	Rambøll	Gvinngåsen tunnel	2008
T11300-22000	2220089-G-004	Reinertsen	Trondheim Lufthavn, Vernes, uløst for m. 16.5 meter lokasjons vest	1990
S15-X	V 2554-1	Statens vegvesen	E6 Hell - Vernes, delstrekning 2 og 3	1991
S16-X	V 2558-1	Statens vegvesen	E6 Hell - Vernes, delstrekning 2 og 3	1992
S17-X	V 2558-2	Statens vegvesen	E6 Hell - Vernes, delstrekning 2 og 3	1992
S41-X	V 2555-1	Statens vegvesen	Stjørdalstun, Stjørdal, bru, grunnundersøkelser	1993
S42-X	V 2555-2	Statens vegvesen	Stjørdalstun, Stjørdal, bru, grunnundersøkelser	1994
S43-X	V 2555-3	Statens vegvesen	Stjørdalstun, Stjørdal, bru, grunnundersøkelser	1991

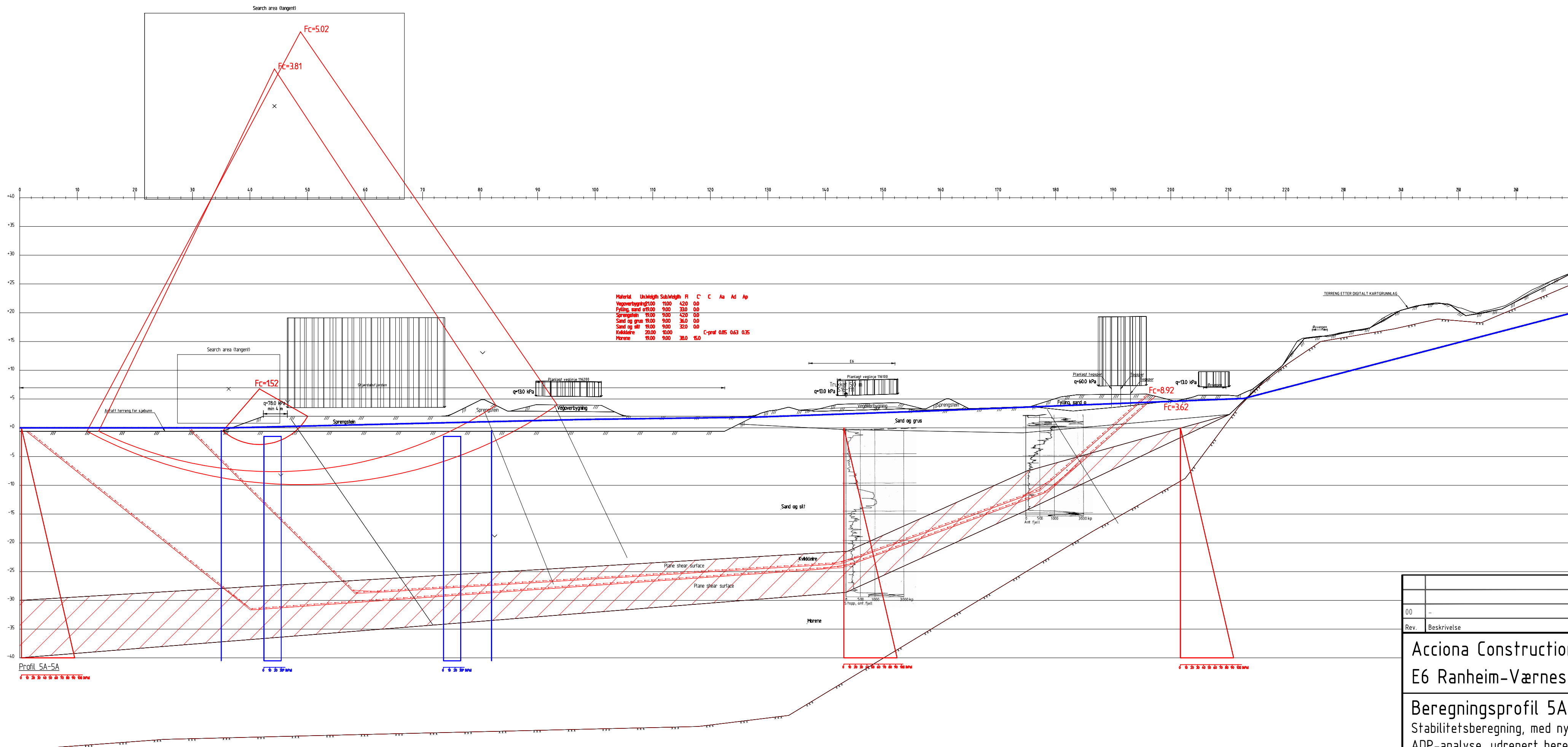
MÅLESTOKK 1:600



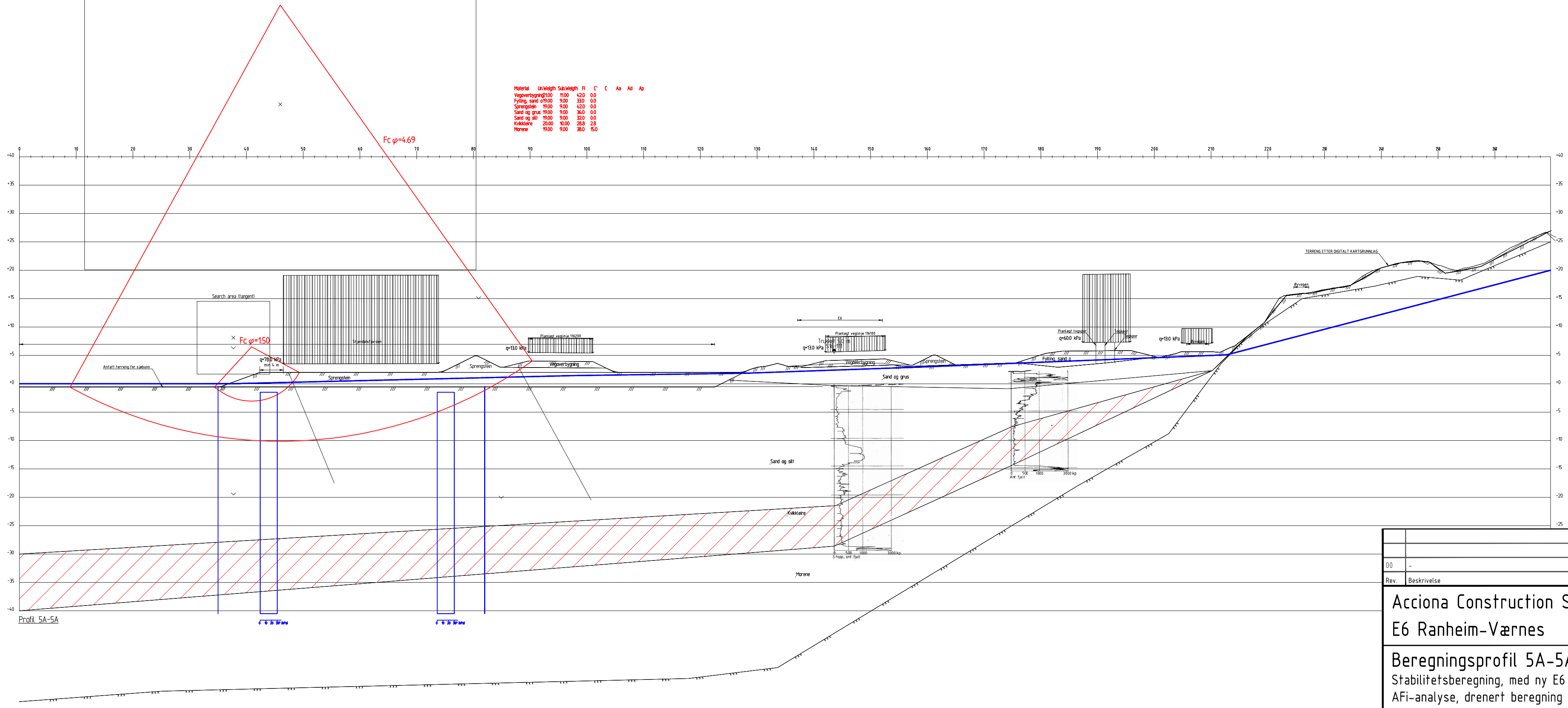
OVERSIKTSKART BORPLANER:



Rev	Beskrivelse	Dato	Tegn.	Kontr.	Godkj.
00					
Acciona Construction SA NUF			Formal		
E6 Ranheim-Vernes			Fag		
Borplan - Delstrekning 5			Dato		
Borplan med utbredelse av kvikkleire/sprøbruddmateriale			21.06.2019		
Oversiktskart			Format/Målestokk:		
			1:1500		
Status		Konstr./Tegnet	Kontrollert	Godkjent	Rev.
Multiconsult		JKM	SBH	RoS	
Oppdragsnr.		10207634	Tegningsnr.	RIG-TEG-5-002.3	00
www.multiconsult.no					



00	-		-	-	-
Rev.	Beskrivelse	Dato	Tegn.	Konfr.	Godkj.
Acciona Construction SA NUF E6 Ranheim-Værnes			Fag Geoteknikk	Format A3L	
			Dato 21.06.2019		
Beregningsprofil 5A-5A Stabilitetsberegning, med ny E6 ADP-analyse, udrenert beregning			Format/Målestokk: 1:500		
Multiconsult www.multiconsult.no		Status	Konstr./Tegnet ANKS	Kontrollert SBH	Godkjent ROS
		Oppdragsnr. 10207634	Tegningsnr. RIG-TEG-5-800.1		



Material	Lin	Wegh	Sub	Wegh	Fi	C	C	Aa	Ad	Ap
Vegoverbygning	100	11.00	420	0.0						
Fylling, sand o'grus	900	330	0.0							
Sprengstein	19.00	9.00	420	0.0						
Sand og grus	19.00	9.00	360	0.0						
Sand og silt	19.00	9.00	320	0.0						
Kvikkleire	20.00	10.00	288	28						
Morene	19.00	9.00	380	15.0						

00	-		-	-	-
Rev.	Beskrivelse	Dato	Tegn.	Kontr.	Godkj.
Acciona Construction SA NUF E6 Ranheim-Værnes			Fag	Format	
			Geoteknikk	A1	
			Dato	21.06.2019	
Beregningsprofil 5A-5A Stabilitetsberegning, med ny E6 AFi-analyse, drenert beregning			Format/Målestokk:		
			1:500		
Status		Konstr./Tegnet ANKS	Kontrollert SBH	Godkjent ROS	
Oppdragsnr.		Tegningsnr.			Rev.
10207634		RIG-TEG-5-800.2			00

VEDLEGG A

GRUNNLAGSDOKUMENTER

INNHOLDSFORTEGNELSE

A.1 GRUNNLAGSDOKUMENTER	A.1
A.1.1 TIDLIGERE UTFØRTE GRUNNUNDERSØKELSER	A.1
A.1.2 ØVRIGE GRUNNLAGSDOKUMENTER	A.2

A.1 GRUNNLAGSDOKUMENTER

A.1.1 Tidligere utførte grunnundersøkelser

Tidligere geotekniske grunnundersøkelser i området mellom Helltunnelen og Hellstranda fremgår i hovedsak av følgende rapporter presentert i Tabell A-1.

Tabell A-1: Oversikt over tidligere grunnundersøkelser på strekningen

Rapport nr.	Utførende	År	Oppdragsgiver	Oppdragsnavn	Borpunkt
V295-B-1	Statens vegvesen	1992	Statens vegvesen	E6- Hell - Værnes Hellstranda pr. 21350-22700	S16-X
V295C-1	Statens vegvesen	1993	Statens vegvesen	Stjørdalselva bru, grunnundersøkelser	S41-x
Vd855A	Statens vegvesen	1984	Statens vegvesen	E6 Gjevingåsen-Stjørdal SR. Grunnundersøkelse for utredning av alternative veglinjer	S42-X
6080603-4	Rambøll	2008	Jernbaneverket	Gjevingåsen tunnel	R4-X
GK.2287	NSB	1956	NSB	Omformerstasjon oljeanlegg v/Hell stasjon Meråkerbanen KM 30,6	NS1-X
Gk4440	NSB	1994	NSB Bane region nord	Meråkerbanen, Hommelvik – Hell Gevingåsen jernbanetunnel Grunnundersøkelser Km. Ca. 23.17 – 31,56	NS2-X
418799-RIG- RAP-001	Multiconsult	2017	Stjørdal kommune	Avløpsspumpestasjon Stjørdal. Datarapport.	M5-x

A.1.2 Øvrige grunnlagsdokumenter

Øvrige dokumenter og tegninger som er benyttet som grunnlag framgår av Tabell A-2.

Tabell A-2: Grunnlagsdokumenter og tegninger

Nr.	Tegning/dokument	Tittel/kommentar	Datert
1	t_geom_18_Hell_alt2.dwg	Plantegning for ny E6 over Hellstranda samt sideterreng	28.05.2019
2	T_map_m1000.dwg	Grunnlagskart over planområdet.	28.05.2019
4	E6RV-MUL-RD-DRC-CA#00-0024 t.o.m. -0025	Plan- og profil primærvæg, profil 20750 - 22000	21.06.2019
5	E6RV-MUL-RD-DRF-CA#00-0005	Normalprofil E6	21.06.2019
6	E6RV-MUL-RD-DRF-CA#00-0006	Normalprofil Helltunnelen og sideveger	21.06.2019
7	E6RV-MUL-LS-DRO-CA#00-0004	Landscape Terrain profile 5	21.06.2019
8	E6RV-MUL-DW-DRG-CA#00-0050 t.o.m. -0051	Plan og profil VA/drenering	21.06.2019
9	E6RV-MUL-DW-DRG-CA#00-0054	Normalsnitt - åpen drenering	21.06.2019
10	E6RV-MUL-DW-DRG-CA#00-0055	Normalsnitt, lukket drenering	21.06.2019
11	2220088-KON-FOR-02	Forprosjekt konstruksjoner delstrekning 2 og 3	04.06.2015
12	417895-RIG-RAP-004, rev02	E6 Helltunnelen-Værneskrysset – Geoteknisk vurdering Hellstranda	06.12.2016
13	V295B-3	Anbudsrapport Fyllinger ved Hellstranda	07.10.1992
14	V295B-4	Revidert anbudsrapport Fyllinger ved Hellstranda	04.01.1993

VEDLEGG B

SIKKERHETSPRINSIPPER

INNHOLDSFORTEGNELSE

B.1 SIKKERHETSPRINSIPPER	B.1
B.1.1 NORMATIVT GRUNNLAG FOR GEOTEKNISK VURDERING.....	B.1
B.1.2 GEOTEKNISKE PROBLEMSTILLINGER.....	B.2
B.1.3 GRENSESTILSTANDER.....	B.2
B.1.4 LASTER OG LASTFAKTORER	B.2
B.1.5 KLASSIFISERING	B.2
B.1.6 OMRÅDESTABILITET	B.4
B.1.7 KVALITETSSYSTEM	B.5
B.1.8 BRUDDGRENSETILSTANDER	B.5
B.1.9 DIMENSJONERINGMETODE	B.5
B.1.10 PARTIALFAKTOR PÅVIRKNINGER/LASTVIRKNINGER (A).....	B.6

B.1 SIKKERHETSPRINSIPPER

B.1.1 Normativt grunnlag for geoteknisk vurdering

Iht. kontraktsbestemmelsene med Nye Veier AS blir det benyttet standarder, håndbøker og retningslinjer gjeldende ved kontraktsinngåelse den 31.05.2018.

Følgende regelverk legges dermed til grunn for prosjekteringen og for geoteknisk prosjektering:

- Statens vegvesen (SVV), Håndbok V220 Geoteknikk i vegbygging, 2014 /1/
- Statens vegvesen (SVV), Håndbok N200 Vegbygging, 2014 /2/
- Statens vegvesen (SVV), Håndbok V221 Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger, rev.2 juni 2014 /3/

I tillegg, og i den grad de er relevante, anbefales følgende standarder og veiledninger benyttet:

- Norsk standard NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 (Eurokode 0) /6/
- Norsk standard NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2016 (Eurokode 7, del 1) /7/
- Norsk standard NS-EN 1997-2:2007+NA:2008 (Eurokode 7, del 2) /8/
- Norsk standard NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014 (Eurokode 8) /9/
- Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE), NVEs retningslinjer nr. 2/2011, Flaum og skredfare i arealplanar, og tilhørende NVEs veileder nr. 7/2014 /11/

Krav til partialfaktorer er i henhold til håndbok V220 /1/ avhengige av grunnforholdene og planlagt tiltak. Grunnforholdene er nærmere beskrevet i denne rapportens kapittel 3. Løsmassenes lagdeling kan overordnet beskrives et topplag av sand og grus over mektige elveavsetninger av lagdelt sand og silt som får et økende leirinnhold med dybden. Sand- og siltmassene er løst lagret og det er målt vanninnhold på mellom 20 og 30 %. Grunnundersøkelsene indikerer et sensitivt lag fra ca. 7 m under terreng langs Nordlandsbanen (ca. PR.2100 tom. ca. PR. 21660) og fra ca. 15-25 m under terreng ved eksisterende E6.

B.1.2 Geotekniske problemstillinger

Geotekniske problemstillinger i forbindelse med utbyggingen er hovedsakelig relatert til:

- Skråningsstabilitet og poretrykksoppbygging ved utfylling på Hellstranda
- Fundamentering av konstruksjoner og støttemurer
- Midlertidig oppstøttingsløsning i forbindelse med fundamentering
- Setninger som følge av oppfylling ved Hellstranda og tilfylling mot kulvert
- Gravearbeider i løsmasser av løst lagret sand og silt samt bløt leire
- Overflateutglidninger ved skjæringer i sandige/siltige masser

B.1.3 Grensestilstander

Eurokode 7-1 /7/ definerer relevante grensetilstander for geoteknisk prosjektering. I detaljprosjektering vil både bruddgrensetilstand og bruksgrensetilstand bli vurdert. For reguleringsplanfasen vil bruddgrensetilstand legges til grunn for avklaring av arealbehov. For bruddgrensetilstand i reguleringsplan legges partialfaktormetoden til grunn, med lastfaktor på relevante laster og materialfaktor på geotekniske styrkeparametere.

For avklaring av arealforhold for reguleringsplan er geotekniske beregninger begrenset til stabilitetsberegninger. Lastfaktorer velges i henhold til V220 (2014 utgave) /1/. Dette er nærmere redegjort for i kapittel B.1.5.

Materialfaktorer velges i henhold til Statens vegvesens V220 (2014 utgave) /1/ og baseres på øvrig klassifisering av problemstillingene. Dette er nærmere redegjort for i kapittel B.1.6 tom. B.1.8.

B.1.4 Laster og lastfaktorer

Trafikklast ved stabilitetsberegninger er basert på Statens vegvesens V220 (2014 utgave) /1/. Det benyttes en jevnt fordelt belastning på $q_k = 10$ kPa over hele vegens planeringsbredde hvor ugunstig.

I henhold til Eurokode 0 /6/ og SVVs HB V220 /1/ benyttes en partialfaktor for trafikklast på $\gamma_Q = 1,3$ ($\gamma_Q = 0$ hvis lasten har gunstig virkning).

B.1.5 Klassifisering

Konsekvens- og pålitelighetsklasse (CC/CR)

Konsekvensklasser er behandlet i tillegg B i Eurokode 0. Tabell NA.A1 (901) i nasjonalt tillegg av Eurokoden gir rettleidende eksempler på plassering av byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler i Pålitelighetsklasser (CC/RC) 1-4 /6/.

Ny E6 og konstruksjoner

Ny E6 og konstruksjoner plasseres i **Konsekvens- og pålitelighetsklasse CC/RC 3**. Det vil si i samme kategori som «Grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg i kompliserte tilfeller», «Dammer» og «Veg- og jernbanebruer» iht. tabell NA.A1 (901). Pålitelighetsklasse CC/RC 3 blir i tabell B1 /8/ beskrevet som «stor konsekvens i form av tap av menneskeliv, eller svært store økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser». Vi anser kvikkleire som kompliserte fundamenteringsforhold og CC/RC 3 er valgt på bakgrunn av at det er kvikkleire i dybden.

Friområde/Riggområde

Friområde/riggområde plasseres i **Konsekvens- og pålitelighetsklasse CC/RC 1**. Det vil si i samme kategori som «Grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg i ved enkle og oversiktlige forhold». Grunnen består her av silt og finsand og planlagt utfylling med sprengt stein vurderes som en standard arbeidsoperasjon.

Geoteknisk kategori

Ny E6 og konstruksjoner

Figur 0.11 i håndbok V220 angir sammenheng mellom pålitelighets-/konsekvensklasse og geoteknisk kategori. Iht. figur 0.11 i håndbok V220 velges krav til prosjektering av Ny E6 og konstruksjoner iht. **Geoteknisk kategori 3**.

Friområde/Riggområde

Som nevnt over angir håndbok V220 angir sammenheng mellom pålitelighets-/konsekvensklasse og geoteknisk kategori. Omfang av oppfyllingen, størrelsen på det tilknyttede hovedprosjektet samt generell aktsomhet ved fylling i strandsonen gjør at vi finner det riktig å fravike veiledningen i V220 og plassere oppfylling for friområde/riggområde i **Geoteknisk kategori 2**.

Kontrollklasse og utførelseskontroll

Ny E6 og konstruksjoner

Eurokode 0 gir videre føringer for krav til omfang av prosjekteringskontroll og utførelseskontroll avhengig av pålitelighetsklasse /6/. I samsvar med tabell NA.A1 (902) og NA.A1 (903) i Eurokode 0 blir prosjekteringskontroll av geoteknisk prosjektering satt til prosjekteringskontrollklasse **PKK3** og utførelseskontroll av geotekniske arbeider satt til utførelseskontrollklasse **UKK3**.

PKK3 og UKK3 innebærer at det i tillegg til egenkontroll utføres uavhengig kontroll av et uavhengig firma som omfatter kontroll av at egenkontroll og intern systematisk kontroll er gjennomført og dokumentert av det prosjekterende foretaket. Utvidet kontroll i PKK3 bør i tillegg omfatte kontroll av de samme punktene som angitt i egenkontrollen i NA.A(903.2) /6/.

Friområde/Riggområde

I henhold til Eurokode 0 /6/ settes krav til prosjekteringskontroll for geoteknisk prosjektering av friområde/riggområde til prosjekteringskontrollklasse **PKK2** og utførelseskontroll av geotekniske arbeider settes til utførelseskontrollklasse **UKK2**.

Geoteknisk tiltakskategori iht. NVE

NVEs veileder nr. 7/2014 /11/ definerer fire tiltakskategorier (K1-K4). Krav til sikkerhetsnivå, vurderinger, beregninger og kontroller avhenger av tiltakskategori og områdets faregradsklasse. Delstrekningen prosjekteres etter krav tilsvarende **tiltakskategori K4** (tiltak som gjelder viktige samfunnsinstitusjoner) men plasseres ikke i noen tiltakskategori som sådan da tidligere kvikkleireutredning ikke ga grunn til å opprette kvikkleiresone.

Brudmekanisme

Det er påtruffet kvikkleire/sprøbruddmateriale i området, og kvikkleire/sprøbruddmateriale har erfaringsmessig sprø/kontraktant bruddutvikling.

Brudmekanismen for strekningen er konservativt vurdert til å være «sprø» da det er registret kvikkleire/sprøbruddmateriale, til tross for at kvikkleira ligger dypt.

For lokalstabilitet av fyllingsfronten vil et eventuelt brudd kun omfatte sand/silt og sprengstein. Brudmekanismen vurderes derfor her å være nøytral.

Sikkerhetsnivå

Ny E6 og konstruksjoner

Med konsekvensklasse «CC3 – meget alvorlig» og brudmekanisme «sprø» krever håndbok V220 en beregningsmessig partialfaktor på $\gamma_M \geq 1,6$ for lokalstabilitet for konstruksjoner eller konstruktive tiltak.

Frimeråde/Riggområde

Med konsekvensklasse «CC1 – mindre alvorlig» og bruddmekanisme «sprø» krever håndbok V220 en beregningsmessig partialfaktor på $\gamma_M \geq 1,3$ for lokalstabilitet ved effektivspenningsanalyser og en beregningsmessig partialfaktor på $\gamma_M \geq 1,4$ for lokalstabilitet ved totalspenningsanalyser.

Seismisk grunntype

Etter NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014 Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning vurderes delområdet å ligge klasse **Grunntype S₂**.

B.1.6 Områdestabilitet

Utredning av områdestabilitet er utført iht. gjeldende retningslinjer gitt i NVEs veileder nr. 7/2014 «Sikkerhet mot kvikkleireskred» /11/. For lokal stabilitet for konkrete utbygginger i kvikkleireområder følger kravene til sikkerhetsnivå i Eurokode/SVV håndbok dersom kravene i Eurokode/SVV håndbok er strengere enn kravene i NVEs retningslinjer.

Generelle prinsipper for avgrensning mellom lokal- og områdestabilitet er beskrevet i notat nr. 10207634-RIG-NOT-002, rev00 «Prinsipper for avgrensning mellom lokal- og områdestabilitet og utredning av områdestabilitet» /12/.

For glideflater som berører vegen:

For glideflater og kvikkleiresoner som berører vegen direkte er det regelverket til SVV som gjelder, og da er kravet til partialfaktor i utgangspunktet $\gamma_M \geq 1,6$ for lokalstabilitet. Håndbok V220 åpner for at kravet til partialfaktor kan reduseres til $\gamma_M > 1,4$ dersom kravet til partialfaktor $\gamma_M \geq 1,6$ ikke kan oppnås. Videre åpnes det for bruk av prosentvis forbedring der det ikke er teknisk mulig å oppnå $\gamma_M \geq 1,6$.

For glideflater som ikke berører vegen eller tilfredsstiller prinsipper i notat /12/:

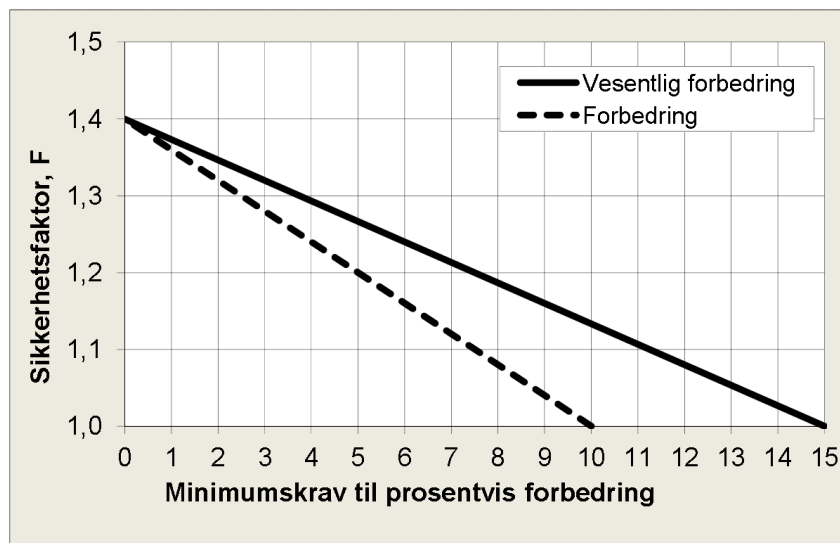
For glideflater og kvikkleiresoner som ikke berører vegen er det NVEs regelverk som gjelder for bestemmelse av krav til beregningsmessig sikkerhet. Risikoen for skred utredes iht. NVEs retningslinjer nr. 2/2011 /10/ og tilhørende veileder nr. 7/2014 /11/.

Tiltaket plasseres i en tiltakskategori, i dette tilfellet velges K4 – «Tiltak som medfører større tilflytting/personopphold enn tiltak i K3 samt tiltak som gjelder viktige samfunnsfunksjoner». Krav til tilfredsstillende sikkerhet bestemmes deretter ut ifra tiltakskategori og faregrad før utbygning.

Stabilitetsanalysene skal kvalitetssikres av et uavhengig foretak.

Dette gir krav til at følgende må oppfylles:

- a) Sikkerhetsfaktor for områdestabilitet $F \geq 1,4$ eller
- b) Forbedring/ vesentlig forbedring hvis $F < 1,4$, se figur B-1.



Figur B-1 Krav til % - vis forbedring av stabilitetsforhold, hentet fra NVEs veileder nr. 7/2014 /11/

B.1.7 Kvalitetssystem

Eurokode 0 krever at det ved prosjektering av konstruksjoner i pålitelighetsklasse 2, 3 og 4 skal være et kvalitetssystem tilgjengelig, og at dette systemet skal tilfredsstille NS-EN ISO 9000-serien for konstruksjoner i pålitelighetsklasse 4. Multiconsults styringssystem tilfredsstiller sistnevnte krav, og kravet er således også ivarettatt for pålitelighetsklasse 3.

B.1.8 Bruddgrensetilstander

Følgende bruddgrensetilstander er aktuelle for geoteknisk prosjektering i prosjektet:

- STR: Intern svikt eller for stor deformasjon i konstruksjon eller bærende deler, medregnet f.eks. fundamenter, peler eller kjellervegger, der konstruksjonsmaterialenes fasthet gir et betydelig bidrag til motstanden.
- GEO: Svikt eller for stor deformasjon i grunnen, der fastheten av jord eller berg gir et betydelig bidrag til motstanden.

$$Ed \leq Rd$$

$$Ed \leq Rd$$

Eurokoden åpner for bruk av både strengere og mildere verdier for partialfaktorer enn de som er anbefalt i tillegg A eller nasjonalt tillegg.

B.1.9 Dimensjoneringsmetode

For pelefundamenterte konstruksjoner benyttes Dimensjoneringsmetode 2 iht. Eurokode 7-1 /7/. For øvrig geoteknisk prosjektering benyttes Dimensjoneringsmetode 3 iht. Eurokode 7-1 /7/. Følgende sett av partialfaktorer blir benyttet for dimensjoneringsmetode 3 (2.4.7.3.4.4, ref. /7/ og NA.A1.3.1(5) (side 7) /6/):

Påvirkninger / lastvirkninger: A1 (konstruksjonslaster) & A2 (geotekniske laster)

Grunnens egenskaper: M2

Motstand: R3

B.1.10 Partialfaktor påvirkninger/lastvirkninger (A)

For geotekniske laster benyttes lastfaktor 1,0 for permanente laster og 1,3 for variable laster (EC0: Tabell NA.A1.2(C), ref. /8/).

For gunstige lastvirkninger, og for beregninger i ulykkesgrensetilstand, regnes det med partialfaktor 1,0 på lasten.

VEDLEGG C MATERIALPARAMETERE

INNHOLDSFORTEGNELSE

C.1 TOLKNING AV BEREGNINGSPARAMETERE	C.1
C.1.1 TYNGDETETHET.....	C.1
C.1.2 GRUNNVANNSNIVÅ OG PORETRYKKSFORDELING MED DYBDEN	C.1
C.1.3 VANNSTAND I STJØRDALSFJORDEN	C.1
C.1.4 TIDLIGERE OVERLAGRING.....	C.3
C.1.5 UDRENERTE STYRKEPARAMETERE	C.3
C.1.6 EFFEKTIVSPENNINGSPARAMETERE	C.4
C.1.7 MATERIALPARAMETERE.....	C.4

C.1 TOLKNING AV BEREGNINGSPARAMETERE

Tolkning av parametre er utført på basis av tidligere utførte total-, dreietrykk- og CPTU-sonderinger og opptatte 54 mm prøveserier. Det er også benyttet erfaringsverdier iht. Statens vegvesen Håndbok V220.

Oppsummering av tolkning av parametre fra treaksial- og ødometerforsøk er vist i Vedlegg E og F.

C.1.1 Tyngdetetthet

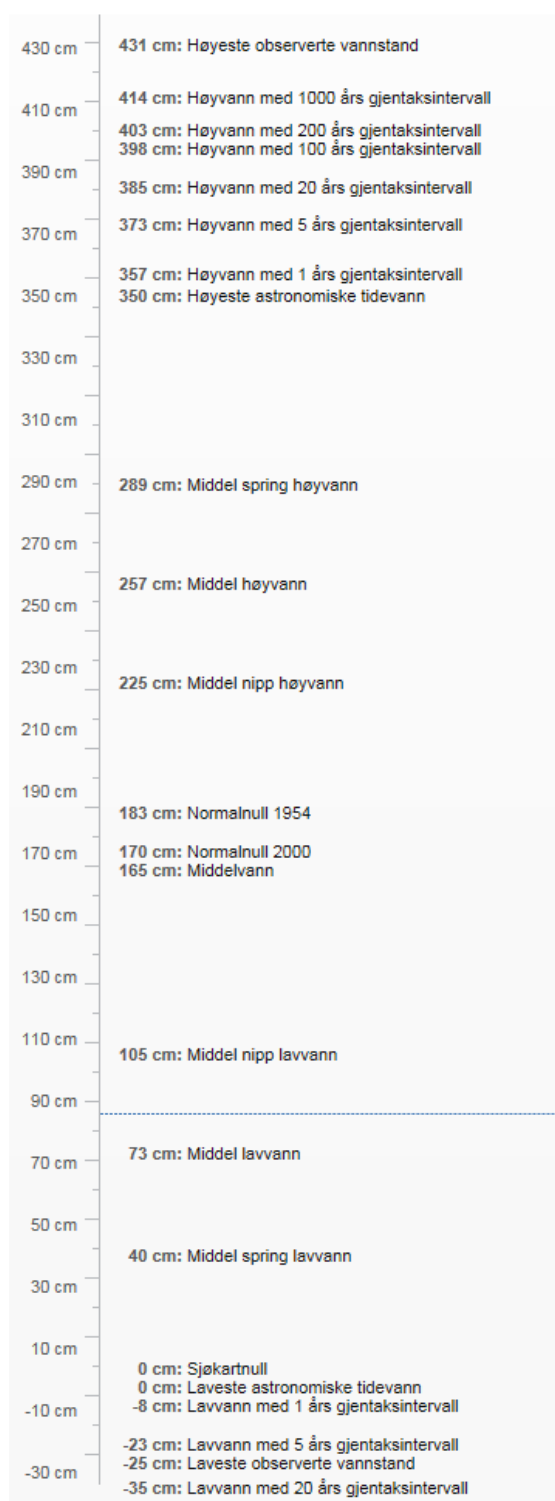
Målt tyngdetetthet på opptatte prøver er benyttet som grunnlag. Ved store variasjoner i målte verdier er gjennomsnittlige verdier benyttet. For materialer som det ikke er målt tyngdetetthet på er det benyttet erfaringsverdier iht. Statens vegvesens Håndbok V220.

C.1.2 Grunnvannsnivå og poretrykksfordeling med dybden

Statens vegvesen har i 1991 satt ned poretrykksmålere i to borpunkter på strekningen ved Hellstranda i forbindelse med etablering av fylling i sjøen for eksisterende E6 (se rapport V295B-1 tegning nr. V295B-25 og -34). Poretrykksmålerne er satt ned ved PR. 21515 (S16-PZ96) og PR. 21795 (S16-PZ113). Poretrykksmåling er utført i august 1991 og januar 1992 før utlegging av fylling for eksisterende E6. Det er registrert grunnvannsstand omtrent i nivå med tidligere terreng. Målingene viser tilnærmet hydrostatisk poretrykksfordeling med dybden.

C.1.3 Vannstand i Stjørdalsfjorden

Vannstanden på Hellstranda i Stjørdalsfjorden påvirkes av flo og fjære. Høyeste og laveste observerte vannstand ved Muruvikbukta er på henholdsvis kote + 2,6 og kote minus 2,0 (NN2000).



Figur C-1: Utsnitt fra kartverket av vannstands nivå ved Muruvikbukta i Stjørdalsfjorden (kilde: www.kartverket.no/sehavniva/).

C.1.4 Tidligere overlagring

Ødometerforsøk

Ødometerforsøk utført på opptatte prøver av Statens vegvesen og Rambøll og viser at grunnen er normalkonsolidert. Oppsummering av tolkning av ødometerforsøkene er vist i Vedlegg F.

C.1.5 Udrenerte styrkeparametere

c_u fra enaks og konus

Verdier for c_u fra rutineundersøkelser på opptatte prøver (enaks og konus) er i våre vurderinger benyttet som verdier for direkte skjærfasthet, c_{uD} .

Styrkeprofil er valgt på bakgrunn av tidligere målte styrker (konus- og enaksforsøk). Direkte skjærfasthet, c_{uD} , er konservativt tolket og tilsvarer ca. $0,16 \cdot p_0'$.

Vedlegg E i rapport nr. 417895-RIG-RAP-004, rev02 viser valgt styrkeprofil i forhold til målte styrker i to profiler, ca. PR. 21660 og 21780 veglinje 10000. Profilene er utdrag fra rapport V295B, tegning nr. 30 og 34.

Anisotropi

For fastsettelse av anisotropiforhold er forholdet mellom aktiv, passiv og direkte udrenert skjærfasthet bestemt iht. NIFS rapport nr. 14/2014 tabell 1, gjengitt i tabell C-1 under /9/.

Tabell C-1: ADP faktorer iht. ref. /9/.

I_p	c_{uD}/c_{uC}	c_{uE}/c_{uC}
$I_p \leq 10 \%$	0,63	0,35
$I_p > 10 \%$	$0,63 + 0,00425 \cdot (I_p - 10)$	$0,35 + 0,00375 \cdot (I_p - 10)$

Vi har valgt å benytte følgende anisotropiforhold:

$$\frac{c_{uD}}{c_{uC}} = 0,63$$
$$\frac{c_{uE}}{c_{uC}} = 0,35$$

I valgte styrkeprofiler er det lagt inn verdi for c_{uC} basert på rutinedata (c_{ufc} og c_{uuc} er multiplisert med anisotropiforholdet). Det er valgt å være konservativ slik at rutinedata (konus og enaks) er multiplisert med anisotropiforholdet $c_{uC} = c_{uD} \cdot 1/0,63$ både for leire og kvikkleire.

I tillegg er aktiv skjærfasthet redusert med 15 % i kvikkleire/sprøbruddmateriale (innarbeidet i ADP-forhold under beregning i GeoSuite) tilsvarende som når tolket skjærfasthet er relatert til blokkprøve. Styrkeprofilen er konservativt tolket på bakgrunn av lite grunnlag for valg av udrenert skjærfasthet.

C.1.6 Effektivspenningsparametere

Effektivspenningsparametre, friksjonsvinkel, ϕ_k

For effektivspenningsparametere på sand og leirig silt er det tatt ut $a\phi$ -parametere fra de udrenerte treaksialforsøkene ved profil 21510, 21670 og 21890. Bruddstyrken er tatt ut ved 1,5-2,5 % tøyning. Tolket styrke fra treaksialforsøkene er vist i vedlegg E. Karakteristisk friksjonsvinkel er vurdert ut ifra treaksialforsøk og erfaringsverdier iht. Statens vegvesen Håndbok V220.

Det er ikke utført treaksialforsøk på leire og kvikkleire. Karakteristisk friksjonsvinkel er vurdert ut ifra erfaringsverdier iht. Statens vegvesen Håndbok V220.

Valgte styrkeparametere benyttet ved beregningene er angitt i tabell B-2 under.

C.1.7 Materialparametere

Ved drenert analyse benyttes følgende styrkeparametere i beregningene.

Tabell C-2: Materialparametere, drenert analyse.

Materiale	Tyngdetetthet, γ [kN/m ³]	Friksjon, $\tan\phi_k$ [-]	Attraksjon, a [kPa]
Fylling, sprengstein	18,0	0,90 ($\phi_k=42,0^\circ$)	0
Fylling, sand og grus	19,0	0,70 ($\phi_k=35,0^\circ$)	0
Sand og grus	19,0	0,65 ($\phi_k=33,0^\circ$)	0
Sand og silt	19,0	0,58 ($\phi_k=30,0^\circ$)	0
Kvikkleire/sprøbruddmateriale	20,0	0,49 ($\phi_k=26,0^\circ$)	5

Ved udrenert analyse benyttes direkte skjærfasthet $c_{uD} = 0,16 \cdot p_0'$ fra kote +0.

VEDLEGG D

STABILITETSBEREGNINGER

INNHOLDSFORTEGNELSE

D.1 STABILITETSBEREGNINGER	D.1
D.1.1 GENERELT	D.1
D.1.2 BEREGNINGSPROFIL 5A-5A	D.2

D.1 STABILITETSBEREGNINGER

D.1.1 Generelt

Topografi og grunnforhold på strekningen er relativt jevne. Kritisk bruddflate vil ikke komme ned i kvikkleiren i noen av profilene. Det er derfor valgt kun ett beregningsprofil, Profil 5A-5A. I valgt beregningsprofil er det stor utfylling i sjøen og er antatt å være mest kritiske på bakgrunn av grunnforhold, topografi og planlagt utbygging.

I denne fasen er det utført beregninger for permanenttilstanden etter etablering av veg. Stabiliteten er beregnet ved udrenert totalspenningsanalyse (ADP-analyse) samt med effektivanalyse (aφ-analyse).

For beregninger på totalspenningsbasis (ADP-analyser) er det benyttet anisotropisk skjærfasthet.

I beregningene er det forutsatt at vegfyllinger er bygd opp med drenerte kvalitetsmasser som sprengstein eller pukk.

Behovet for stabilitetsberegninger for anleggsveger må vurderes nærmere i neste planfase.

Beregningsverktøy

Stabilitetsberegningene er utført med beregningsprogrammet "GeoSuite Stability" versjon 16.1.1.0 med beregningsmetode Beast 2003. Beregningsmetoden er basert på grenselikevektsmetoden, og anvender en versjon av lamellemetoden som tilfredsstiller både kraft- og momentlikevekt. Programmet søker selv etter kritisk sirkulærsylindrisk glideflate for definerte variasjonsområder av sirkelsentrum. Det er også mulig å definere egne glideflater i programmet.

Materialparametere

Materialparametere benyttet i stabilitetsberegningene er vist i vedlegg C.

Laster

I stabilitetsberegningene er det benyttet en jevnt fordelt trafikklast på $F_{rep} = 13$ kPa for hele vegens bredde inkludert skuldre. Dette er inkludert lastfaktor 1,3.

For jernbanen er det i stabilitetsberegningene benyttet en linjelast på 110 kN/m fordelt over 2,4 m med en lastkoeffisient på 1,3 /28/. Dette gir en jevnt fordelt last over en bredde på 2,4 m på 60 kPa. Området nord for vestgående trasé for ny E6 er planlagt som riggområde. Ved stabilitetsberegningene er det benyttet en jevnt fordelt last på

$F_{rep} = 60$ kPa, med lastkoeffisient 1,3. Lasten skal representere anleggsrigg og utstyr samt midlertidig mellomlagring av masser i riggområde i anleggsfasen.

Ved eventuelle andre laster må last og lastfaktor vurderes særskilt.

Grunnvannsnivå og poretrykksoppbygging

I beregningene er det lagt inn grunnvann fra ca. 1 m under planlagt oppfylt terreng og med hydrostatisk poretrykksfordeling med dybden. Det vil si grunnvannstand noe over eksisterende terreng. Dette vurderes som en konservativ antagelse.

Erfaringer tilsier at det kan oppstå poretrykksoppbygging i løsmasser av løst lagret sand og silt under grunnvannstand ved pålastning. I stabilitetsberegningene er det valgt å legge til poretrykksoppbygging i massene av sand, silt og leire som følge av last fra oppfylling.

Ved korttidssituasjon på effektivspenningsbasis er det lagt til poretrykksoppbygging i grunnen tilsvarende halvparten av vekten av det oppfylte laget (anleggsrigg og -utstyr samt midlertidig mellomlagring av masser). Poretrykksoppbyggingen er lagt til fra 5 m under eksisterende terreng da opptatte prøveserier viser at de øverste meterne består av sand og grus. For eksempel, se PR. S16-P107 (tegning nr. V295B-06 i rapport. nr. V295B-1).

I beregningene er poretrykksoppbyggingen modellert ved poretrykksprofiler.

D.1.2 Beregningsprofil 5A-5A

Plassering av beregningsprofilen er vist på tegning nr. -5-002.2 og resultater av stabilitetsberegningene for profilen er vist på tegning nr. -5-800.1 og -5-800.2 og i Tabell D-1.

Eksisterende E6 og Nordlandsbanen ligger på en elveslette. Utvidelse av eksisterende E6 fra to til fire felt og planlagt riggområde/friluftsområde er planlagt på fylling i sjøen med høyde inntil ca. 3 m. I tillegg er det planlagt støyvoll på ca. 2-3 m både nord og sør for E6. Riggområdet er planlagt benyttet for anleggsrigg og -utstyr samt midlertidig mellomlagring av masser fra sprenging av ny tunnel gjennom Gjevingåsen.

Løsmassene består i hovedsak av et topplag av sand og grus over lagdelt sand og silt med økende leirinnhold med dybden. På deler av strekningen er det registrert kvikkleire/sprøbruddmateriale.

Sonderingene indikerer et sensitivt lag fra minimum ca. 7 m under terreng ved Nordlandsbanen og fra ca. 15-25 m under terreng ved eksisterende E6. Det sensitive laget følger bergoverflaten ut mot Stjørdalsfjorden og sonderingene indikerer en mektighet på opptil ca. 16 m. Ved foten av Gjevingåsen ved nordre påhugg for Helltunnelen er det berg i dagen/fjellskjæring og sonderinger viser at berget faller bratt mot Stjørdalsfjorden. I traseen for eksisterende E6 er det utført sonderinger til over 40 m under terreng uten at berg er påvist.

Tabell D-1: Sikkerhetsfaktor for kritisk skjærflate Profil 5A-5A

Tegning nr.	Beregning	Analyse	Sikkerhetsfaktor γ_M for kritisk skjærflate
10207634-RIG-TEG-5-800.1	Profil 5A-5A, med ny E6	ADP-analyse	1,52
10207634-RIG-TEG-5-800.2	Profil 5A-5A, med ny E6	aφ-analyse	1,50

Beregningene viser tilfredsstillende stabilitet både for utvidelsen av E6 fra to til fire felt og for riggområdet inkludert midlertidig mellomagring av masser (60 kPa), både for udrenert analyse ($\gamma_M=1,52$) og for drenert analyse ($\gamma_M=1,50$). I beregningene er det forutsatt at oppbygging av poretrykk fra oppfylling av riggområdet/E6 dissiperer før anleggsrigg ol. anlegges på det oppfylte området samt før masser mellomlagres. Videre er det forutsatt at oppfylling utføres med masser av sprengstein.

De kritiske skjærflatene går kun gjennom løsmasser av grus, sand og silt.

Kravet om absolutt partialfaktor iht. ref. /2/og /11/ er tilfredsstilt og sikkerhetskravet knyttet til lokalstabilitet er dermed også tilfredsstilt.

VEDLEGG E

SAMMENSTILLING TREAKSIALFORSØK

VEDLEGG F

SAMMENSTILLING ØDOMETERFORSØK

														Estimert tidligere terrengnivå	
BP. nr.	Dybde	Terrengkote	Jordart	w _i	w _L	w _p	I _p	ρ	Forsøk	σ _{v0} '	σ _c '	OCR	POP=Δσ _c '	Terrengkote	Valgt POP
[-]	[m]	[moh]	[-]	[%]	[%]	[%]	[%]	[g/cm ³]	[-]	[kPa]	[kPa]	[-]	[kPa]	[moh]	
S16-P113	12.4	-0.3	Leirig silt	30.0				2.00	CRS	118.0		0.0			0
S16-P107	25.6	-1	Leirig silt	24.0				2.04	CRS	236.0		0.0			0
R3-G60	7.6	5.8	Kvikkleire, sand	25.0				2.07	CRS	74.0	(50)	-0.7			0
R3-G60	8.6	5.8	Leire	30.0				1.97	CRS	83.0	(50)	-0.6			0
R3-G60	9.45	5.8	Leire	35.0				1.93	CRS	91.0	160.0	1.8	69	13	70

w _i	Vanninnhold
w _L	Flytegrense
w _p	Utrullingsgrense
I _p	Plastisitetsindeks, I _p =w _L -w _p
ρ	Densistet
ρ _s	Korndensistet
σ _{v0} '	In-situ effektiv vertikalspenning
σ _c '	Prekonsolideringsspenning
OCR	Overkonsolideringsgrad, OCR=σ _c '/σ _{v0} '
POP	Pre Overburden Pressure (Eng.), POP= σ _c '-σ _{v0} '

GV	σ ₀	u ₀	ρ _s	n	S _r	e ₀
[m]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[g/cm ³]		[%]	[-]
1	248.0	114	2.75	44.06	104.8	0.788
1	522.2	246	2.75	40.18	98.3	0.672
1	157.3	66	2.75	39.78	104.1	0.661
1	169.4	76	2.75	44.90	101.3	0.815
1	182.4	84.5	2.75	48.01	104.2	0.924