

GEOTEKNISK NOTAT

Oppdragsnavn **Ny ledning Ranheim idrettsplass - Sjøskogbekken**

Prosjekt nr. **1350045688**

Kunde **Trondheim kommune**

Notat nr. **G-not-001_rev01**

Til **Trondheim kommune**

Fra **Rambøll v/ Siri Johanson**

Kopi

Utført av **Siri Johanson**

Kontrollert av **MALTRH**

Godkjent av **Thomas Tangstad**

NY LEDNING RANHEIM IDRETTSPASS – SJØSKOGBEKKEN

Dato 11.02.2022

1 Bakgrunn

Trondheim kommune planlegger nytt VA-anlegg fra Ranheim idrettsplass til Sjøskogbekken. Planlagt trase er vist på vedlegg 1. Fra profil 350 – 510 skal traseen utføres som pilotrørboring. I forbindelse med dette arbeidet er det behov for 3 spuntavstivede utgravninger for press- og mottaksgroper.

Tiltaket ligger ikke i noen registrerte kvikkleiresoner, men det er tidligere gjort funn av kvikk og sensitiv leire i deler av traseen. Tiltaket må derfor vurderes iht. NVEs veileder 1/2019 «Sikkerhet mot kvikkleireskred», ref. /1/.

Foreliggende notat omhandler geoteknisk detaljprosjektering av prosjektet. *Dette er revisjon 01 av notatet. Revisjonen omfatter en endring for 2 av de planlagte spunkassene, da oppdragsgiver ønsker å benytte lineær sikring her i stedet. Det er også utført en ekstra vurdering av utgravning for støttemur langs Ranheimsvegen i området der vegen passerer et Metrobusstopp. All revidert eller tilført tekst er utført i kursiv.*

Rambøll
Kobbegate 2
PB 9420 Torgarden
N-7493 Trondheim

T +47 73 84 10 00
<https://no.ramboll.com>

2 Tidligere utførte grunnundersøkelser og vurderinger

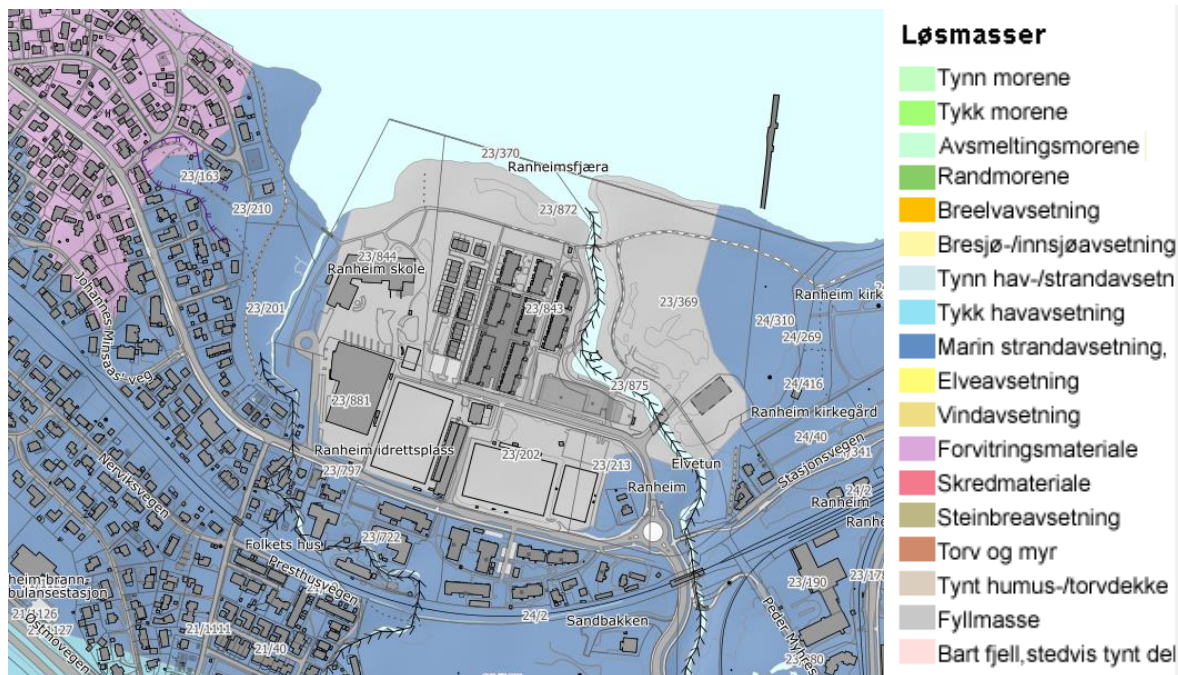
Trondheim kommune, Multiconsult og Rambøll har tidligere utført grunnundersøkelser og geotekniske vurderinger i området, blant annet i forbindelse med utbygging av eksisterende VA-ledninger og Ranheim skole. I forbindelse med det planlagte tiltaket utførte Trondheim kommune supplerende grunnundersøkelser langs traseen mai 2021. Følgende rapporter er lagt til grunn for våre vurderinger (ref. /2 – 8/):

Rapport nr.	Utført av	Rapportnavn	Dato
R.1812	Trondheim kommune	Ranheim idrettsplass – Sjøskogbekken VA	09.08.2021
1350003682 G-not-001	Rambøll Norge AS	Ranheimsvegen 154, geoteknisk vurdering	20.06.2014
1350003682 G-rap-001	Rambøll Norge AS	Ranheimsvegen 154, datarapport	15.06.2014
415476 RIG-RAP-001 rev. 01	Multiconsult AS	Område B2 Ranheim Vestre – Geofaglige vurderinger for reguleringsplan	24.09.2012
412975-4 rev A	Multiconsult AS	Ranheim skole, Vurdering av rasfare	30.10.2008
412975-3	Multiconsult AS	Ranheim skole – Vurdering av rasfare, datarapport	21.08.2008
12272.01	SCC	Sannan sykehjem	13.08.1998
R.0498	Trondheim kommune	Avløpsanlegg Sjøskogbekken	11.12.1978

Plassering av aktuelle borpunkter er vist på situasjonsplan, tegning 1001.

3 Topografi og grunnforhold

Traseen starter ved eksisterende pumpestasjon ved enden av Vikavegen. Den følger eksisterende trase videre sørover, langs foten av den sørøstvendte skråningen opp mot Ranheimsvegen. Terrenget langs traseen ligger her på ca. kote +3, med en høydeforskjell på ca. 2-4 meter opp til boligfelt på skråningstopp. Avstand fra skråningsfot til trase varierer fra ca. 4 til 14 m. Øst for traseen, i retning Sjøskogbekken, er terrenget tilnærmet flatt. Fra ca. profil 180 bøyer traseen av i sørøstlig retning, og krysser Sjøskogbekken og Ranheimsvegen ved henholdsvis profil 285 og profil 375. Videre østover følger den sørsiden av Ranheimsvegen.



Figur 1: Kvartærgeologisk kart (www.ngu.no)

Kvartærgeologisk kart viser at løsmassene i området er registrert som marin strandavsetning og fyllmasser. Utførte grunnundersøkelser langs traseen viser at grunnen hovedsakelig består av et 0,5 – 1 m mektig topplag av matjord/torv over leire. Leira er bløt til middels fast. De er registrert kvikkleire/sprøbruddmateriale fra ca. 2 m under terreng mellom ca. profil 130 – 220, og sprøbruddmateriale fra ca. 11 meter under terreng i et punkt langs Ranheimsvegen. For nærmere beskrivelse av grunnforhold vises det til datarapporter fra utførte grunnundersøkelser, ref. /3, 6-9/.

Det er installert en poretrykksmåler (borpunkt A3) i Johannes Minsaas veg, ca. 150 meter vest for Sjøskogbekken. Grunnvannstand er her registrert ca. 1,5 m under terreng, på kote +8,8. Målingen indikerer et poreovertrykk ca. 19 kPa over hydrostatisk i 10 m dybde.

Plassering av aktuelle borpunkt er vist på situasjonsplan, tegning 1001.

4 Grunnlag for geoteknisk prosjektering

4.1 Myndighetskrav

For geoteknisk prosjektering gjelder følgende regelverk:

- NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 (Eurokode 0)
- NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2016 (Eurokode 7)
- NS-EN 1998-5:2004+NA:2014 (Eurokode 8)
- Plan og bygningsloven

4.2 Geoteknisk kategori

Eurokode 7 stiller krav til prosjektering ut fra tre geotekniske kategorier. Valg av kategori gjøres ut fra standardens punkt 2.1 "*Krav til prosjektering*". Utgravning for VA-anlegget og de tre spunkassene som skal installeres i forbindelse med pilotrørsboringen plasseres i **geoteknisk kategori 2**, med bakgrunn i «utgravninger» og «vegger og andre støttekonstruksjoner som holder igjen jord eller vann».

4.3 Pålitelighetsklasse (CC/RC)

Eurokode 0 tabell NA.A1(901) gir veiledende eksempler for klassifisering av byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler. Tabellen er delt inn i pålitelighetsklasser (CC/RC) fra 1 til 4. Grunn- og fundamenteringsarbeider for prosjektet vurderes å falle mellom kategoriene «*grunn- og fundamenteringsarbeider ved enkle og oversiktlige grunnforhold/i kompliserte tilfeller*». Prosjektet plasseres derfor i **pålitelighetsklasse 2**.

4.4 Prosjekterings- og utførelseskontroll i henhold til Eurokode

Eurokode 0 stiller krav til graden av prosjekterings- og utførelseskontroll (kontrollklasse) hver for seg, avhengig av pålitelighetsklassen. Iht. tabell NA.A1(902) og NA.A1(903) i Eurokode 0 settes prosjekteringskontroll og utførelseskontroll av geotekniske arbeider til kontrollklasse **PKK2** og **UKK2**.

For prosjekteringskontroll og utførelseskontroll iht. standarden gjelder egenkontroll, intern systematisk kontroll og utvidet kontroll.

4.5 Tiltaksklasse

I henhold til tabell 2 «Kriterier for tiltaksklasseplassering for prosjektering» i «Veiledning om byggesak» (SAK10 § 9-4), vurderes grave- og fundamenteringsarbeidene å kunne plasseres i **tiltaksklasse 2**. Dette med bakgrunn i at prosjektet er plassert i pålitelighetsklasse 2.

4.6 Seismisk dimensjonering

Konstruksjoner klassifiseres i fire seismiske klasser avhengig av konsekvensene av sammenbrudd for menneskeliv, av deres betydning for offentlig sikkerhet og beskyttelse av befolkningen umiddelbart etter jordskjelv, og av de sosiale og økonomiske konsekvensene av sammenbrudd. Basert på

grunnundersøkelser og løsmassemektighet er grunntypen langs traseen vurdert til å variere mellom **grunntype S2 og grunntype E**, iht. Eurokode 8, tabell NA.3.1.

De seismiske klassene bestemmes iht. Eurokode 8, del 1, pkt. 4.2.5 og etter tabell NA.4(902) i Nasjonalt tillegg NA. Tiltakene plasseres i **seismisk klasse I**. I henhold til Eurokode 8 pkt. NA.3.2.1(5)P kreves det normalt ikke påvisning av tilstrekkelig sikkerhet for konstruksjoner i seismisk klasse I. **Dimensjonering for seismiske laster kan derfor utelates.**

4.7 Flom- og skredfare

Plan- og bygningslovens § 4-3 er styrende for kravene til risiko- og sårbarhetsanalyser. TEK17 §7 omfatter krav om sikkerhet mot naturpåkjenninger, herunder sikkerhet mot flom, stormflo og ras. Det skal tas hensyn til kjente farer og risikoforhold.

I henhold til TEK17 § 7-1 skal byggverk plasseres, prosjekteres og utføres slik at det oppnås tilfredsstillende sikkerhet mot skade eller vesentlig ulempe fra naturpåkjenninger (flom og skred). Ifølge NVEs karttjeneste www.skrednett.no ligger hele traseen innenfor et område som er markert som flomsone og/eller aktsomhetsområde for flom. Dette medfører at planlagte installasjoner må sikres mot oppdrift, og dimensjoneres for vannstand opp til terrengnivå.

4.8 Områdestabilitet iht. NVE 1/2019

Da deler av den planlagte VA-traseen går gjennom et område med registrert kvikkleire må utbyggingen vurderes iht. NVEs veileder 1/2019 «Sikkerhet mot kvikkleireskred». Det er tiltakets påvirkning på områdestabiliteten og/eller tiltakets påvirkning på konsekvensen av eventuelle skredhendelser som er avgjørende for tiltakets klassifisering.

I forbindelse med utbyggingen av Ranheim skole har Multiconsult gjort en kartlegging og utredning av kvikkleiresoner i Ranheims-området, ref. /5/. Utredningen identifiserte flere områder med sammenhengende kvikkleirelag i grunnen, blant annet en sone like sørvest for Ranheim skole, som videre i denne rapporten vil benevnes kvikkleiresone A. Sone A ble klassifisert i lav faregradklasse. VA-traseen går gjennom den aktuelle sonen ca. fra profil 140-220. Plassering av sonen er vist på situasjonsplan, tegning 1001.

Nytt VA-anlegg vurderes å falle inn under kategorien «Lokalt VA-anlegg». Bunn ledningstrase vil hovedsakelig ligge 2,5 – 3 m under dagens terreng i området med registrert kvikkleire. Graving i bunn av en skråning vil ha en negativ innvirkning på skråningens stabilitet. Utgravningen for anlegget kan derfor medføre en forverring av områdestabiliteten i områder der traseen ligger i/nært skråningsfot, hvis en ikke gjennomfører stabiliserende tiltak som veier opp for den negative påvirkningen utgravningen har.

Ut fra overnevnte forutsetninger kommer det planlagte tiltaket inn under tiltakskategori K1 «Tiltak av begrenset størrelse. Lite personopphold. Ingen tilflytting av personer» iht. ref. /1/ tabell 3.2. For tiltak i kategori K1 må en dokumentere følgende:

- a) Stabilitetsanalyse som dokumenterer absolutt sikkerhetsfaktor for områdestabilitet $F_{cu} \geq 1,4 \cdot f_s$ og $F_{cp} \geq 1,25$, hvor f_s er sprøhetsforholdet som korrigerer for sprøbruddeffekt i de udrenerte beregningene, eller
- b) Ikke forverring

Det skal gjøres en vurdering av alle relevante løсне- og utløpsområdet med tanke på skråninger hvor erosjon kan utløse skred. Det er ikke nødvendig med fullstendig utredning av fare-/løснеområder.

Stabilitetsberegninger utført for sonen viser tilstrekkelig stabilitet for dagens situasjon, ref. /5/. Forutsatt at det nye tiltaket ikke påvirker områdestabiliteten er det derfor tilstrekkelig å vurdere lokal stabilitet i forbindelse med det nye prosjektet.

5 Tidligere utførte stabilitetsberegninger

Multiconsult har utredet områdestabiliteten i kvikkleiresone A. Utredningen er utført i henhold til en tidligere versjon av kvikkleireveilederen, og iht. til denne er beregnet sikkerhetsfaktor på lavest akseptable nivå for gjeldende veileder på tidspunktet for utredningen, med en sikkerhetsfaktor $\gamma_m=1,4$. På grunn av liten overdekning over kvikkleira kan selv små terrenginngrep i denne sonen medføre at stabiliteten svekkes til et nivå lavere en akseptabelt. For å ivareta sikkerhet mot kvikkleireras som berører Ranheim skole er det forutsatt at alle framtidige terrenginngrep i kvikkleiresonen vurderes nøye. Streng oppfølging av framtidige bygge- og anleggsarbeider i denne sonen er derfor påpekt som spesielt viktig for skoletomta.

I forbindelse med utbygging i Ranheimsvegen 154 har Rambøll utført grunnundersøkelser og vurdering av lokal stabilitet av skråningen fra Ranheimsvegen 154 ned mot platået der VA-traseen er planlagt. Det er utført stabilitetsberegninger i et profil, som går ca. gjennom profil 190. Beregningene viser tilfredsstillende stabilitet i skråningen for dagens situasjon, med en sikkerhetsfaktor $\gamma_m \geq 1,52$.

6 Grøftegraving

6.1 Generelt

For grøftegraving vurderes normalt at en ved seksjonsvis graving kan oppnå en «nøytral» påvirkning på dagens stabilitetssituasjon, dvs. at en ikke påvirker stabiliteten i nevneverdig grad under graving og på den måten ivaretar kravet iht. NVEs veileder 1/2019 om «ikke forverring». Dette forutsetter imidlertid at seksjonene er tilstrekkelig korte, at gravedybden ikke er for stor og at grøfta ikke ligger åpen unødig lenge. Behov for seksjonsvis graving avhenger av hvordan grøfta er orientert i forhold til omkringliggende terreng, dvs. hvorvidt grøfta ligger parallelt med eller vinkelrett på høydekotene der grøfta skal graves eller i nærliggende skråning hvor grøfta kan tenkes å påvirke stabiliteten. Ved større gravedybder kan det være aktuelt å benytte grøftekasser som presses ned underveis. Utgravning for press- og mottaksgropene skal utføres med spuntkasse, og vil ikke påvirke områdestabiliteten.

6.2 Prosjekterte gravedybder

Den planlagte traseen følger eksisterende trase på vestsiden av Sjøskogbekken fra profil 0 til ca. profil 280. Ved profil 285 krysser traseen bekken, før den går videre sørover og krysser Ranheimsvegen ca. ved profil 370-410. Fra profil 410 og videre østover følger traseen sørsiden av Ranheimsvegen. Fra ca. profil 350 til ca. profil 510 er anlegget planlagt som pilotrørsboring. *Det skal etableres 3 pressgroper, hvor det under utførelsen skal benyttes lineær sikring for to av dem og spunt for en av dem.* Ca. gravedybde langs traseen er oppsummert i tabell 1. Det vises til vedlegg 1 for situasjonsplan og lengdeprofil.

Tabell 1: ca. grøftedybde

Profilert iht. vedlegg 1		
Profil	Ca. gravedybde [m]	Kommentar utførelse
0-70	3-3,5	Graveskråning med helning 1:1. Helning 1:1,5 for gravedybder >3 m.

70-125	3	Seksjonsvis utførelse, maks 10 m lange seksjoner. Topp graveskråning min. 1 m fra skråningsfot.
125-220	2-3	Seksjonsvis utførelse, maks 10 m lange seksjoner. Topp graveskråning min. 4 m fra skråningsfot.
220-295	2-3	Seksjonsvis utførelse, maks 10 m lange seksjoner
295-350	2,5-4	Graveskråning med helning 1:1. Helning 1:1,5 for gravedybder >3 m. Helning 1:2 for gravedybder >3,5 m.
350	3,5	<i>Lineær sikring</i>
415	6	Spungrop
510	6	<i>Lineær sikring</i>

Grøftegravningen kan generelt utføres i henhold til Trondheim kommunes normtegnning for grøftegravning, med enkelte unntak i områder med graving i kvikkleire og nært skråningsfot. Krav til utførelse for de enkelte delstrekninger er gitt i avsnitt 6.3. Gravemasser fra grøftene som skal tilbakefylles må legges minimum 10 meter ut fra grøfta. Mellom profil 130-230 skal det ikke mellomlagres masser uten i samråd med geotekniker. Masser som skal til deponi lastes direkte på bil og fraktes bort. Vi anbefaler her seksjonsvis utførelse.

De lokale stabilitetsforholdene omkring og inn mot grøfta anses å være ivarettatt forutsatt en graveskråning på 1:1 eller slakere for grøftesidene, og at grøfta lukkes tilnærmet umiddelbart etter at rør er lagt. Dvs. at grøfter/lengre seksjoner ikke skal etterlates åpne over natten, helligdager eller helger. Nødvendig sikring i grøfta utføres iht. gjeldende lover og regler for grøftegravning og nødvendig sikringsutstyr forutsettes tilgjengelig og benyttet. Ved bruk av grøftekasse(-r) kan graveskråning trolig utføres brattere slik at behovet for graving kan reduseres noe. Det forutsettes videre at grøfta lukkes opp til nivå for dagens terreng slik at terrenghøyde er lik før og etter anlegget er igangsatt.

6.3 Vurdering av graving

Profil 0-70

Utgravningen er planlagt til ca. 3-3,5 m dybde. Terrenget rundt grøfta er tilnærmet flatt. Sonderinger i området tyder på at grunnforholdene består av et 1-2 m mektig topplag av sand, grus og fyllmasser over siltig leire. Utgravningen til dybder opp til 3 m kan utføres med graveskråning 1:1 eller slakere. For utgravningsdybder over 3 m skal det benyttes helning 1:1,5. Graving i siltig/sandig leire under grunnvannstand kan gi vanskelige graveforhold, og det kan bli behov for slakere graveskråninger evt. bruk av grøftekasser. Dette må vurderes på stedet. Mellom profil 40 og 60 er antatt berg registrert ca. 3-4 m under terreng, på ca. kote +0 til kote +1. Det kan derfor bli behov for noe sprengning her for å komme ned på planlagt nivå for ledningsanlegget.

Profil 70 – 125

Utgravningen er planlagt til ca. 3 m dybde. Traseen følger her bunnen av en 2-3 m høy skråning. Sonderinger i området tyder på at grunnforholdene består av et 1-2 m mektig topplag av sand, grus og fyllmasser over leire. Det er utført stabilitetsberegninger i et snitt, ca. profil 90, der utgravningen kommer nært skråningsfot. Beregningene er presentert på tegning 1003. Forutsatt utgravning med helning 1:1 og maksimalt 10 m lange seksjoner må topp graveskråning legges minimum 1 m ut fra skråningsfot for å oppnå tilstrekkelig stabilitet. Graveskråningene skal ikke gripe inn i skråningen øst for traseen.

Det forutsettes seksjonsvis utførelse i henhold til beskrivelse i avsnitt 6.2.

Profil 125-295

Utgravningen er planlagt til ca. 2-3 m dybde. Traseen følger foten av en ca. 3 m høy skråning. Mellom profil 140-220 er det registrert kvikkleire fra ca. 2 m under terreng. Det er planlagt utgravning til ca. 2-3 m under terreng i dette partiet, og utgravning til prosjekterte dybder kan potensielt medføre graving i kvikkleire. Det er utført stabilitetsberegninger i et snitt for utgravningen nært skråningsfot i område med kvikkleire, profil B. Beregningene er presentert på tegning 1002. Forutsatt utgravning med helning 1:1 og maksimalt 10 m lange seksjoner må topp graveskråning trekkes minimum 4 m ut fra skråningsfot for å oppnå tilstrekkelig stabilitet. Graveskråningene skal ikke gripe inn i skråningen øst for traseen. Der en kommer ned i kvikk/sensitiv leire bør en generelt unngå å forstyrre grøftebunnen. Det må ikke mellomlagres masser uten i samråd med geotekniker.

Fra profil 280 til profil 295 krysser traseen Sjøskogbekken. Utgravningsdybde er her ca. 1 m under terreng.

Det forutsettes seksjonsvis utførelse i henhold til beskrivelse i avsnitt 6.2.

Profil 295-350.

Utgravning er planlagt til ca. 2,5-4 m dybde. Terrenget langs traseen er tilnærmet flatt. Sonderinger i området tyder på at grunnforholdene består av et 1-2 m mektig topplag av sand, grus og fyllmasser over siltig leire. Utgravningen til dybder opp til 3 m kan utføres med graveskråning 1:1 eller slakere. For utgravningsdybder over 3 m skal det benyttes helning 1:1,5. For utgravningsdybder over 3,5 m skal det benyttes helning 1:2, eventuelt grøftekasser.

Profil 350-510

Traseen krysser Ranheimsvegen, og følger så sørsiden av denne i østlig retning. Det er her planlagt pilotrørsboring. *Dette innebærer 1 spuntgrop og to utgravninger med lineær sikring.* Detaljprosjektering av spuntgrop er beskrevet i avsnitt 7. *Detaljprosjektering av lineær sikring er beskrevet i avsnitt 8.* Det forutsettes at entreprenør gjør vurderinger knyttet til metode og prosedyrer for pilotrørsboring.

6.4 Krav til utførelse

Gravemasser fra grøftene som skal tilbakefylles må legges minimum 10 meter ut fra grøfta. Masser som skal til deponi lastes direkte på bil og fraktes bort. Mellom profil 130-230 skal det ikke mellomlagres masser uten i samråd med geotekniker.

Mellom profil 125-220 er det registrert kvikk og sensitiv leire fra ca. 2 m under terreng, og utgravning til prosjekterte dybder kan potensielt medføre graving i kvikkleire. Det er registrert en grunnvannstand ca. 1,5 m under terreng, og et poreovertrykk i 10 m dybde i området. Graving i relativt bløt og sensitiv leire under grunnvannstand vil være meget krevende i anleggsfasen, og det må derfor påregnes streng oppfølging av anleggsarbeidene på denne delstrekningen. Geoteknisk fagkyndig må involveres i den videre planleggingen. Der en kommer ned i kvikk/sensitiv leire bør en generelt unngå å forstyrre grøftebunnen, og graving i slike masser bør utføres med flat skuff uten tenner.

En må være forberedt på lokale variasjoner som krever tilpasning til disse.

7 Spunt

I forbindelse med pilotrørsboring under og langs sørsiden av Ranheimsvegen vil det være behov for å etablere 1 pressgrop innenfor spuntavstivet utgravning, ved ca. profil 415. Påfølgende avsnitt omhandler dimensjonering av spunkassen.

Det er utført spuntberegninger i 1 snitt ved hjelp av GeoSuite Excavation versjon 2.0. Terrenget rundt spuntkonstruksjonene er antatt å være tilnærmet flatt slik at det kun er nødvendig med ett beregningsnitt per spunkasse.

7.1 Beregningsgrunnlag

Følgende forutsetninger er lagt til grunn i våre vurderinger:

- Innvendige mål på 9,5x4 m, total utgravningsdybde på 6 m.
- Det er ikke utført poretrykksmålinger i forbindelse med prosjektet, men i poretrykksmålinger utført ca. 150 meter vest for Sjøskogbekken er grunnvannstand registrert ca. 1,5 m under terreng, på kote +8,8. Med bakgrunn i topografi og registrerte grunnforhold, samt nærhet til bekk og Ranheimsfjæra, er det valgt å benytte en vannstand 1,5 m under terreng i beregningene, med et poreovertrykk på 20% over hydrostatisk i dybden.
- På innside av spunkassen er det forutsatt at vannivået senkes til gravenivå ved pumping.
- Last fra anleggsmaskiner bak spunt på 13 kPa, inkludert lastfaktor på 1,3. Spunten er ikke dimensjonert for kranlaster på terreng helt inntil byggegrop. Plassering av kran og lagring av gravemasser nært spunt må derfor vurderes spesielt.
- Alle høyder er oppgitt i NN2000. Terrenget ved planlagte pressgroper er ikke innmålt, og alle kotehøyder er derfor omtrentlige.

Utgravningsdybde og størrelse på spuntgropen tilsier at det vil være behov for innvendig avstivning i 1-2 nivåer. Det kan bli behov for tverravstivere. Krav til arbeidsplass inne i spuntgropa vil avhenge av valgt leverandør, og innvendig avstivning må derfor plasseres i samarbeid med utførende entreprenør når denne er valgt. Valgt nivå for avstivningen vil være avgjørende for kreftene som virker på avstivningen, og dimensjonering av denne kan derfor ikke utføres før entreprenør er kontrahert. Oppgitte stagkrefter er derfor kun veiledende, og må kontrolleres når endelig løsning er klar.

7.2 Profil 415 (AFK2)

Pressgropa er plassert på sørsiden av Ranheimsvegen, rett ovenfor det sørvestre hjørnet til Ranheim idrettsplass. Dagens terreng ligger her på ca. kote +6,5. Terrenget rundt gropa er tilnærmet flatt, med unntak av en ca. 0,5 meter høy voll som starter rett øst for gropa, og ligger parallelt med Ranheimsvegen. Traubunn blir på ca. kote +0,5, som medfører en oppstøttingshøyde på 6 meter.

Følgende lagdeling og materialparametere er benyttet i beregningene:

Tabell 2: Lagdeling og materialparametere Ranheimsvegen profil 415

Dybde [m under terreng]	Material	γ [kN/m ³]	Φ [°]	a' [kPa]	m_0 [-]	n [-]
0-2,5	Tørrskorpeleire	20,0	30	1	250	1
2,5-7	Leire, siltig	20,0	26,5	5	30	0
7-16	Leire, sprøbruddmateriale	20,0	26,5	5	21-40	0

Spunkassen er rektangulær med innvendige mål 9,5 x 4,0 m. Med utgravning til ca. 6 meter under terreng vil det være behov for innvendig avstivning. Forutsatt avstivning i 2 nivå er følgende spuntdimensjoner beregnet:

Tabell 3: Dimensjoner spunkasse AFK2

Spuntprofil	Min. motstandsmoment	Spuntlengde	Stivernivå	Last stiver
AZ17-700	1700 cm ³ /m	14 m	1,5 m under terreng 4 m under terreng	255 kN/m 328 kN/m

Denne spunttypen eller tilsvarende spunttype med motstandsmoment $W_x \geq 1700 \text{ cm}^3/\text{m}$ vil ha tilstrekkelig momentkapasitet. Det er forutsatt brukt Z-spunt. Ved bruk av U-spunt, må 20% høyere motstandsmoment benyttes.

Det må påregnes meget oppbløtte masser i bunnen av gropa, og det kan bli behov for pumping av vann.

Oppgitte stagkrefter forutsetter 2 avstivningsnivå 1,5 m og 4 m under terreng. Disse må kontrolleres når endelig løsning er klar. Putene forutsettes å ha god kontakt mot alle spuntrygger. Størrelsen på spuntgropa tilsier at det kan bli behov for tverravstivere. Dersom denne kommer i veien for entreprenørens krav til arbeidsplass kan det være et alternativ å støpe en bunnplate som vil fungere som et 3. avstivningsnivå, for så å fjerne det andre avstivningsnivået. Bunnplata vil også fungere som arbeidsplattform under pressing av rør. Bunnplata må være drenert for å hindre oppløft.

7.3 Arbeidsgang

I beregningene er det forutsatt følgende rekkefølge på arbeidene:

1. Terrengt inntil spuntgropa skal ligge på forutsatt nivå eller lavere i minimum 5 meter ut fra spuntlinjen.
2. Ramming av spunt til prosjektert dybde. Spunt rammes i lås, også i hjørner.
3. Uavstivet utgravning til 1,8 m under terreng. Vannstanden i spunkassen senkes og holdes i nivå med utgravingsnivå.
4. Avstivning etableres 1,5 m under terreng. Dersom ramma lages på forhånd må den legges inn i spunkassen mens man graver ned til stivernivået, da spuntten under utgraving vil bøyes litt innover.
5. Utgravning til 3,5 m under terreng. Vannstanden senkes og holdes i nivå med utgravingsnivå.
6. Utgravning til 4,3 m under terreng. Vannstanden senkes og holdes i nivå med utgravingsnivå.
7. Avstivning etableres 4 m under terreng.
8. Utgravning til 6 m under terreng. Vannstanden senkes og holdes i nivå med utgravingsnivå.

Pga. grunnforhold med sensitiv leire skal spunt ikke trekkes.

Det skal ikke graves ut dypere enn 0,3 m under avstivningsnivå før avstivningssystemet er installert. Sikkerhet mot hydraulisk grunnbrudd er kontrollert.

Graving i relativt bløt og sensitiv leire under grunnvannstand vil være meget krevende i anleggsfasen. For å unngå å forstyrre/røre om leirmassene i traubunn, skal den dypeste gravingen utføres med flat skuff uten tenner.

8 Lineær sikring

8.1 Dimensjonerende jordtrykk

Dimensjonering av lineær sikring er utført ved manuell kontroll av bunnoppressing iht. Håndbok V220 samt kontroll av jordtrykk mot kassene.

Det er inkludert en trafikklast på 20kPa bak utgravningen.

Utgravning profil 350 (AFK3)

Mottaksgropa er plassert nordøst for krysset mellom Ranheimsvegen og Ernst Larsens veg. Dagens terreng ligger her på ca. kote +4. Terrenget rett sør og vest for gropa stiger opp til kote +6, med helning på ca. 1:2. Traubunn blir på ca. kote +0,5, som medfører en oppstøttingshøyde på 3,5 meter. Det forutsettes at utgravningen plasseres minimum 5 meter fra skråningen opp mot Ranheimsvegen, for å unngå ensidig jordtrykk på oppstøttingen.

Følgende lagdeling og materialparametere er benyttet i beregningene:

Tabell 4: Lagdeling og materialparametere Ranheimsvegen profil 350

Dybde [m under terreng]	Material	γ [kN/m ³]	Φ [°]	a' [kPa]	c_u [kPa]	m_0 [-]	n [-]
0-2,5	Tørrskorpeleire	20,0	30	1	-	250	1
2,5-7	Leire, siltig	20,5	26,5	2,5	30	30	1
7-16	Leire	20,5	26,5	2,5	30	21-40	0

Det er behov for en utgravning på minimum 3,0 x 3,0 m. Med utgravning til ca. 3,5 meter under terreng vil dimensjonerende jordtrykk være 52 kPa.

Utgravning profil 510 (AFK1)

Utgravningen er plassert på sørsiden av Ranheimsvegen, ca. 95 m øst for spuntgrop AFK2. Dagens terreng ligger her på ca. kote +7. Terrenget rundt gropa er tilnærmet flatt. Traubunn blir på ca. kote +1, som medfører en oppstøttingshøyde på 6 meter.

Følgende lagdeling og materialparametere er benyttet i beregningene:

Tabell 5: Lagdeling og materialparametere Ranheimsvegen profil 415

Dybde [m under terreng]	Material	γ [kN/m ³]	Φ [°]	a' [kPa]	c_u [kPa]	m_0 [-]	n [-]
0-2,5	Tørrskorpeleire	20,0	30	1	-	250	1
2,5-7	Leire, siltig	20,5	26,5	5	30	30	0
7-16	Leire, sprøbruddmateriale	20,5	26,5	5	30	21-40	0

Det er behov for en utgravning på minimum 9,0 x 4,0 m. Med utgravning til ca. 6 meter under terreng vil dimensjonerende jordtrykk være 90 kPa.

8.2 Krav til utførelse

Lastbegrensninger

For å redusere belastningen på grøftekasser og sikre tilstrekkelig stabilitet mot grøfta, tillates ikke laster mellom bebyggelse og grøftekasser så lenge grøfta er åpen dypere enn 2 m under terreng. Dette gjelder alle typer laster. Områdene langs grøftekassene kan derfor ikke trafikkteres eller benyttes for mellomagring av gravemasser eller lagring av andre typer materiell og utstyr. Dette gjelder med unntak av siden mot Ranheimsvegen, hvor trafikklast tillates 3 m eller mer fra grøftekassene.

Graveskråninger inn mot grøftekassene

Midlertidige graveskråninger kan etableres med helning 1:2 eller slakere for utgravning ned til 6 m dybde. Det tillates ikke laster nærmere enn 6 m unna topp graveskråning.

Graving innenfor grøftekasser

Grøftkassene skal installeres ved nedpressing av kassene med etterfølgende innvendig graving til uk. kasse. Det skal aldri graves dypere enn uk. kasse. Det tillates forgraving til 1,5 m under opprinnelig terreng før grøftkassene monteres. Før videre graving skal det da fylles tilbake med friksjonsmasser (pukk) mellom graveskråning og grøftkasse på begge sider av kassen for å sikre god kontakt slik at jordtrykket mot kassen kan overføres gjennom kassen (via stiverne i kassen) til motstående side.

Fiberduk og geonett må legges innvendig i kassene slik at disse separerer tilbakefyllingsmassene fra original grunn etter hvert som kassene løftes.

Det må påregnes meget oppbløtte masser i bunnen av gropa, og det kan bli behov for pumping av vann.

Deformasjoner

Det skal måles setninger på omkringliggende bebyggelse mens arbeidet pågår. Dersom det registreres setninger over 10 mm ved utgravingsarbeidene, må byggherre og geotekniker varsles.

9 Fundamentering tribune

Da den planlagte utgravningen for nytt fortau langs Ranheimsvegen vil berøre deler av Ranheim Stadion har Ranheim Idrettslag sett på muligheten for å oppgradere sine tribuner samtidig. Ranheim ønsker å etablere en støpt konstruksjon med mulighet for å etablere tak over tribunen i ettetid. Plassering av støttemuren er vist i vedlegg 1.

Eksisterende tribune skal beholdes, og dette begrenser utgravningsnivået bak denne for deler av muren. Det skal derfor etableres fundamenter i 2 ulike nivå, med underkant fundament på henholdsvis kote + 4.7 (bak eksisterende tribune) og kote +3,1 (resterende del av mur). Murens dimensjoner gitt i tabell 8.

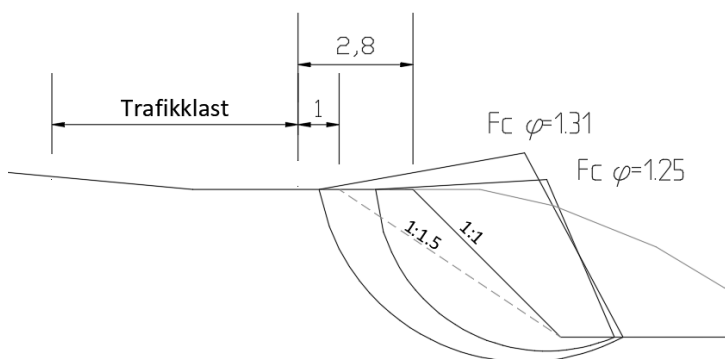
Tabell 6: Dimensjoner støttemur

	Dyp støttemur	Grunn støttemur (ved tribune)
Underkant såle	+3,1	+4,67
Topp mur	+6,8	+6,8
Høyde mur (inkl. såle)	3,7 m	2,13 m
Bredde mur	4,7 m	3,3 m
Bredde tå	3,4 m	0,3 m
Tykkelse såle	0,55 m	0,3 m
Tykkelse vegg	0,3 m	0,3 m

Den planlagte støttemuren er dimensjonert av RIB og kontrollert av RIG. Laster og dimensjoner er presentert i beregningsrapport «B01 Beregninger støttemur», utarbeidet av Rambøll. For den grunne støttemuren bak tribunen skal det etableres søyler som tar opp hoveddelen av vertikalkrefter og moment langs muren. For å oppnå tilstrekkelig bæreevne for støttemuren bak eksisterende tribune må det masseutskiftes med minimum 0,4 m pukk under fundamentet.

Det er en forutsetning at tørrmuren ikke utsettes for vanntrykk og frost. Støttemuren må derfor dreneres og det må tilbakefylles med ikke telefarlige grove masser under og bak tørrmuren. Originale løsmasser kan være telefarlige. Det må derfor isoleres bak- og under tørrmuren der avstand inn til de originale massene er mindre enn 1,8 meter. Mot de originale massene må det legges fiberduk for å hindre utvasking av finstoff og setninger bak muren, og for å opprettholde drensegenskapene i massene og ledningsnett under- og bak muren.

Utgravning for fundament kan utføres med graveskråning med helning 1:1,5, og vil kreve at deler av Ranheimsvegen graves vekk. Stabilitetsberegninger er utført i ett profil, presentert på tegning 1004. For å holde Ranheimsvegen i drift under utgravning for støttemur må all trafikk flyttes til minimum 2 m bak topp graveskråning. Dersom utgravningen utføres seksjonsvis, med maksimalt 5 m lange seksjoner (i bunn) kan utgravningen utføres med helning 1:1 og trafikklast minimum 2,8 m bak topp graveskråning (tilsvarer 1 m bak 1:1,5-linja), som presentert på figur 2. Dette forutsetter at utgravning ikke blir stående åpen unødig lenge, og skal ikke etterlates åpen over helligdager eller helger. Tilbakefylling utføres tilnærmet umiddelbart etter at fundamenter er installert.



Figur 2: Stabilitet graveskråning 1:1

Deler av utgravningen går forbi et Metrobusstopp. Pga. plassmangel vil det her ikke være mulig å opprettholde den anbefalte avstanden mellom topp graveskråning og trafikklast under utgravningen. For å sikre tilstrekkelig stabilitet langs denne delstrekningen må vegen stenges for trafikk når det gjenstår 0,5 m av gravedybden. Når det er gravd ned til traubunn og tilbakefylt med tunge masser til nivå med uk. fundament kan vegen åpnes for trafikk.

Terrang foran støttemur må beholdes i nivå med dagens terrang, både foran den dype muren (kote +4) og skråningen ved tribune. Dersom det skal graves noe foran støttemur/på idrettsbanen i forbindelse med etablering av ny tribune må dette utføres før tak over tribune er etablert. Det forutsettes også at gangfelt bak støttemur stenges for trafikk ved graving foran muren. Det kan ikke graves dypere enn nivå for ok. Fundament. All graving ved fot støttemur må vurderes av geoteknisk fagkyndig.

10 Erosjon

Under utredning av områdestabiliteten av kvikkleiresone A ble erosjonsforhold langs Sjøskogbekken vurdert (oktober 2008). Det ble ikke registrert pågående erosjon i dalbunn langs Sjøskogbekken. Bekken er stort sett ikke erosjonssikret, men på grunn av liten vannhastighet vurderes den ikke å være spesielt erosjonsutsatt (ref. 5). I forbindelse med dette VA-prosjektet ble det utført en ny befaring langs bekken i februar 2020. Heller ikke da ble det registrert noe pågående erosjon. Vi anbefaler at det før anleggsstart utføres en ny befaring for å vurdere om erosjonsforholdene har endret seg.

11 Vinterarbeid

Ved vinterarbeid må det sørges for tilstrekkelig frostsikring av grunnen under og bak alle konstruksjoner. Underlaget for alle konstruksjoner må det være snø- og isfritt, og det må benyttes fyllmasser som ikke er frosset eller inneholder snø og is. Ved all tilbakefylling anbefales det å benytte drenerende friksjonsmasser av sprengstein uten finstoff.

12 Kontroll og oppfølging utførelse

Arbeidet kan medføre graving i relativt bløt og sensitiv leire under grunnvannstand, som vil være meget krevende i anleggsfasen. Det stilles derfor en del krav til utførende entreprenør.

- Gjennomføring på stabilitetskritiske partier skal gjennomgås med utførende entreprenør.
- Restriksjoner som ligger til grunn i den geotekniske prosjekteringen skal framgå tydelig på entreprenørens arbeidsunderlag.
- Gravemasser fra grøftene som skal tilbakefylles må legges minimum 10 meter ut fra grøfta. Masser som skal til deponi lastes direkte på bil og fraktes bort. Mellom profil 130-230 skal det ikke mellomlagres masser uten i samråd med geotekniker.
- Der en kommer ned i kvikk/sensitiv leire bør en generelt unngå å forstyrre grøftebunnen, og graving i slike masser bør utføres med flat skuff uten tenner.
- En må være forberedt på lokale variasjoner som krever tilpasning til disse.

Geoteknisk fagkyndig må involveres i den videre planleggingen. Dersom de faktiske grunnforholdene på stedet avviker nevneverdig fra grunnforholdene oppgitt i dette notatet eller det oppstår uforutsette situasjoner mtp. graving skal dette tas opp med geotekniker før arbeid/graving fortsettes.

12.1 Plan for kontroll og oppfølging

Under er det listet opp en del mulige punkter for kontroll utførelse:

- Kontroll av løsmasser under utgravning.
- Kontroll av helning graveskråninger
- Kontroll av seksjonslengder
- Kontroll av rammeutstyr og justering ved behov
- Kontroll av deformasjoner av spunt under ramming og utgravning
- Kontroll av gravenivåer og stabilitet i spuntgrop under utgravning.
- Plassering av gravemasser iht. geoteknisk notat.

Prosjekterende skal motta protokoll fra spunt- og stagarbeider samt innmåling av topp spunt og opptegning av UK spunt for å kontrollere at spuntdybder stemmer med forutsetninger. Ved store avvik i spuntlengder skal det vurderes om spuntten skal omprosjekteres. Det bør utføres tilstandsregistrering av nærliggende bygg, og installeres rystelsesmålere før spunting i gangsettes.

13 Tegninger

1001	Situasjonsplan	1:2000 (A3)
1002	Stabilitetsberegning profil B	1:400 (A3)
1003	Stabilitetsberegning profil C	1:400 (A3)
1004	Stabilitetsberegning profil E	1:400 (A3)

14 Vedlegg

- 1 Plan og lengdeprofil VA. Normalprofil linje 70 000.

15 Referanser

1. NVEs veileder 1/2019 «Sikkerhet mot kvikkleireskred»
2. 1350003682 G-not-001 Ranheimsvegen 154, geoteknisk vurdering, Rambøll, datert 20.06.2014

3. 1350003682 G-rap-001 Ranheimsvegen 154, datarapport, Rambøll, datert 15.06.2014
4. 415476 RIG-RAP-001 rev. 01 Område B2 Ranheim Vestre – Geofaglige vurderinger for reguleringsplan, Multiconsult, datert 24.09.2012
5. 412975-4 rev A Ranheim skole, Vurdering av rasfare, Multiconsult, datert 30.10.2008
6. 412975-3 Ranheim skole – Vurdering av rasfare, datarapport, Multiconsult, datert 21.08.2008
7. R.0498 Avløpsanlegg Sjøskogbekken, Trondheim kommune, datert 11.12.1978
8. R.1812 Ranheim idrettsplass – Sjøskogbekken VA, Trondheim kommune, datert 09.08.2021
9. 12272.01 Sannan sykehjem, Grunnundersøkelser, Geoteknisk vurdering, Scandiaconsult, datert 13.08.1998