

Forsvarsbygg

► Akkasæter skytefelt

Geoteknisk prosjekteringsrapport

Oppdragsnr.: 52203461 Dokumentnr.: 52203461-RIG01 Versjon: J01 Dato: 2022-08-24



Oppdragsgiver: Forsvarsbygg
Oppdragsgivers kontaktperson: Jørn Paal Mylund
Rådgiver: Norconsult AS, Konrad Klausens vei 8, NO-8003 Bodø
Oppdragsleder: Goren Johnstad
Fagansvarlig: Keren Schwartz
Andre nøkkelpersoner: Elias Waage Helstad, Bjørn Dahler, Henrikke Børsum

Tegninger

Innhold	Tegning nr.	Målestokk
Borplan	001	1:2000

Vedlegg

Innhold	Vedlegg nr.
Resultat prøvegraving	1
Resultat laboratorieundersøkelser	2

J01	2022-08-24	For bruk	EliHel	KerSch	GoJoh
A01	2022-08-19	For intern kontroll	EliHel		
Versjon	Dato	Beskrivelse	Utarbeidet	Fagkontrollert	Godkjent

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

► Sammen drag

Forsvarsbygg AS planlegger å etablere ny camp ved Akkasæter skytefelt i Målselv kommune. I forbindelse med ny camp planlegges det bygging av lette konstruksjoner og infiltrasjonsanlegg.

Norconsult AS er av Forsvarsbygg engasjert som flerfaglig rådgiver, blant annet i geoteknikk (RIG). Denne rapporten gir geotekniske prosjekteringsforutsetninger for tiltaket.

Grunnforholdene består primært av stedlige sandige og siltige masser, med stedvis lokal variasjon med innhold av organisk materiale og stedvis grunt berg. Grunnforholdene beskrevet i denne rapporten er kartlagt ved geoteknisk prøvegraving og laboratorieanalyser.

Byggene vurderes å kunne fundamenteres direkte i de stedlige masser. Lokal variasjon og arealer med siltige masser samt hensyn til setninger utgjør at dimensjonerende grunntrykk settes forholdvis lavt. Det må i tillegg også regnes med lokal undersprengning av berg og utlegging av fyllmasser, evt. utgravde masser.

► Innhold

1	Bakgrunn	5
1.1	Dagens tomt	6
1.2	Planlagt utbygging	7
2	Utførte grunnundersøkelser	9
3	Terreng – og grunnforhold	10
3.1	Topografi	10
3.2	Berg	10
3.3	Løsmasser	10
3.3.1	Kartgrunnlag	10
3.3.2	Lagdeling	11
3.3.3	Materialegenskaper og -parametere	12
3.3.4	Permeabilitet – hydraulisk ledningsevne	12
3.4	Grunnvann	14
4	Prosjekteringsforutsetninger	15
4.1	Grunnlag	15
4.2	Styrende dokumenter	15
4.3	Klassifisering iht. regelverk	16
4.4	Materialfaktorer	17
4.5	Laster	18
4.6	Jordskjelv	18
4.7	Sikkerhet mot naturpåkjenninger	21
5	Fundamentering	22
5.1	Bæreevne	22
5.2	Setninger	22
5.3	Frostsikring	23
6	Grunnarbeider	25
6.1	Graving	25
6.2	Fyllinger	25
6.3	Gjenbruk av masser	25
7	SHA/HMS ved anleggsarbeider	26
8	Plan for kontroll og oppfølging	27
9	Risikovurdering/restrisiko	28
10	Referanser	29

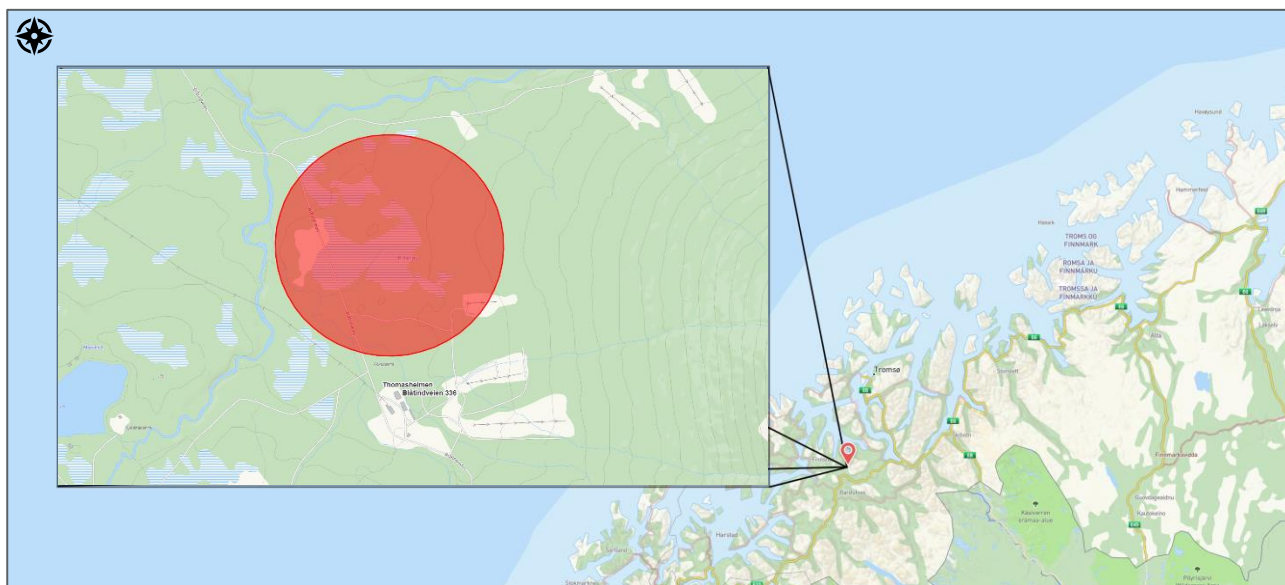
1 Bakgrunn

Forsvarsbygg planlegger etablering av nytt leiranlegg ved Akkasæter skytefelt i Målselv kommune. Områdets plassering vises i Figur 1. I forbindelse med etablering av ny leir planlegges nye, lette konstruksjoner og infiltrasjonsanlegg. Det aktuelle planområdet strekker seg omtrent 500 meter nordover fra bebyggelse «Thomasheimen», se Figur 1.

Norconsult AS er av Forsvarsbygg engasjert som flerfaglig rådgiver, blant annet i geoteknikk (RIG). Denne rapporten gir geotekniske prosjekteringsforutsetninger for tiltaket.

Tiltaket omfatter etablering av nytt infiltrasjonsanlegg, camp med direktefundamenterte forlegnings-, kontor- og teknikkbygg samt adkomstveier. Denne rapporten og dens resultater baserer seg på gjennomført geoteknisk prøvegraving, samt laboratorieanalyser av stedlige masser utført ved Norconsults geotekniske laboratorium i Molde. Vedlegg A og Vedlegg B viser henholdsvis resultater fra prøvegravingen og geotekniske laboratorieanalyser.

Alle høydekoter refererer til høydesystem NN2000 som i Målselv ligger 1,57 m over laveste astronomiske lavvann (sjøkartnull).



Figur 1: Utsnitt fra Kommune kart. Rød sirkel markerer tiltenkt område for "Camp Akkasæter" [1].

1.1 Dagens tomt

Historiske flybilder er vist i Figur 3 og 3. Disse viser aktivitet fra 2004 til 2016. Innen 2016 vises fyllingsaktivitet flere områder på tomten.



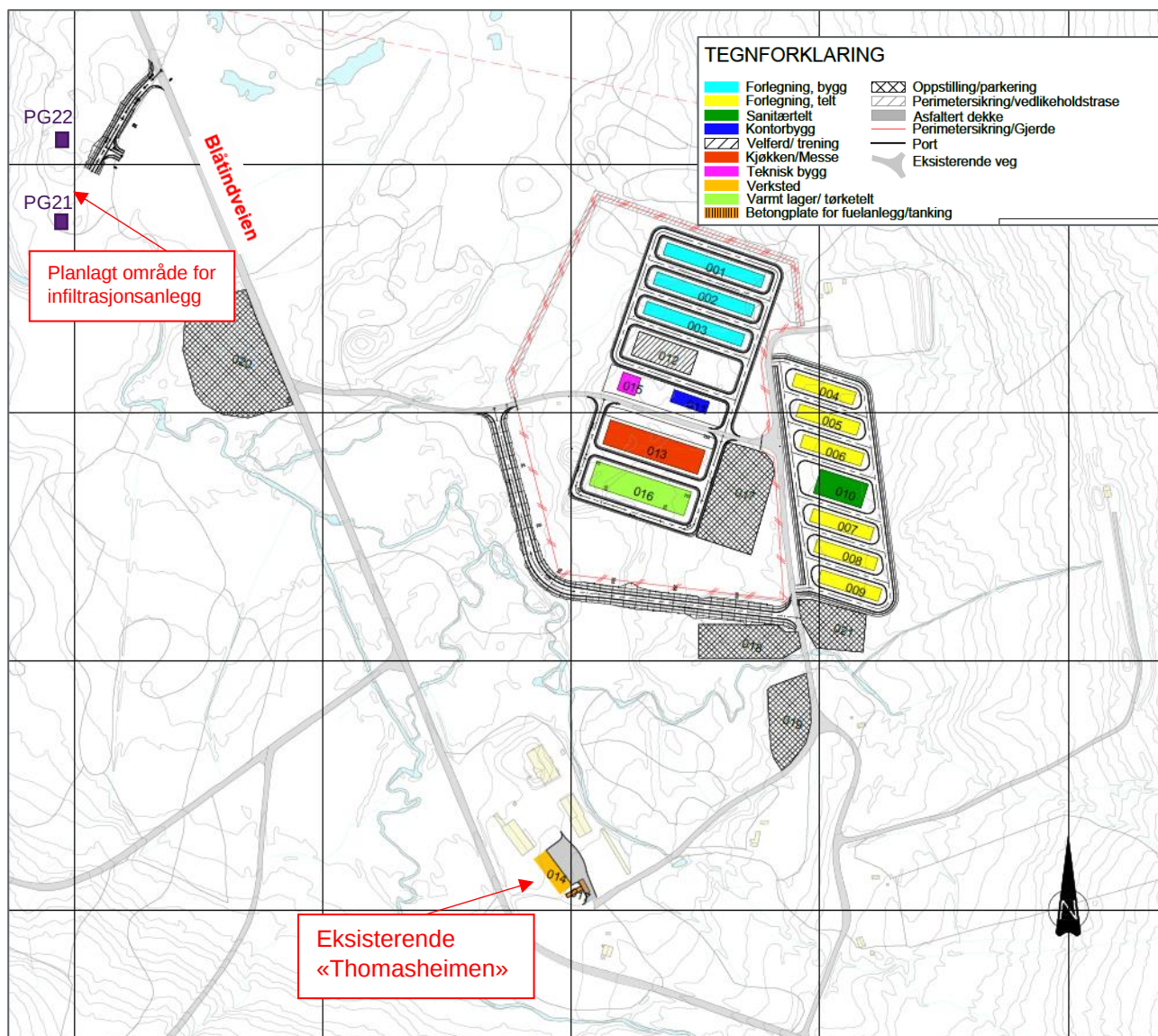
Figur 3: Området anno 2004. Utklipp av flyfoto fra kart.finn.no [15].



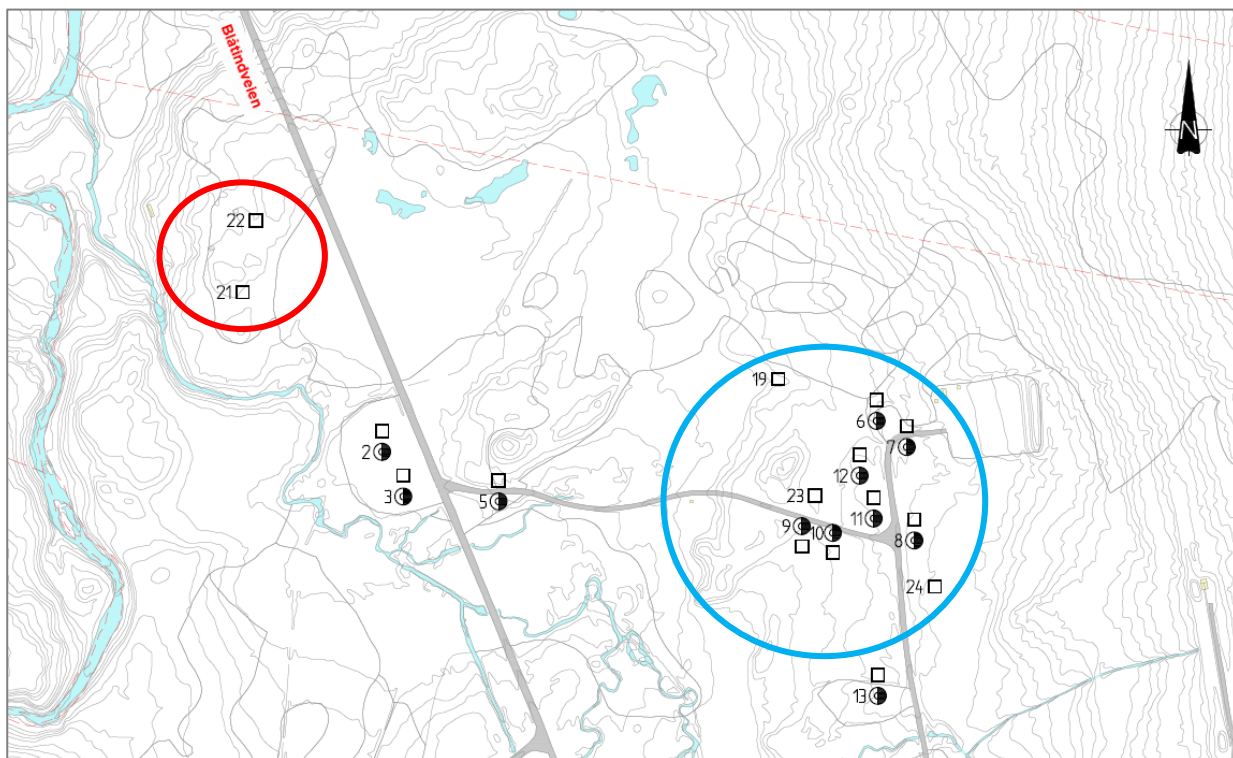
Figur 2: Området anno 2016. Utklipp av flyfoto fra kart.finn.no [15]. Røde sirkler markerer aktivitet som gjelder fyllinger og massedeponier.

1.2 Planlagt utbygging

Figur 4 viser planlagt plassering av ulike tiltak tiltenkt planområdet ved Akkasæter. Det er både ved planlagt plassering for infiltrasjonsanlegg og ny camp gjennomført geoteknisk prøvegraving og laboratorieanalyser av stedlige masser. For plassering av prøvegroppene henvises det til Tegning 001 og Figur 5.



Figur 4: Utklipp av planlagt tiltak. (Norconsult)



Figur 5: Utklipp fra borplan som viser planlagt plassering for infiltrasjonsanlegg (rød markør) og camp (blå markør).

2 Utførte grunnundersøkelser

Resultatet fra utført prøvegraving og laboratorieanalyser av stedlige masser vises i Vedlegg 1 og Vedlegg 2.

Det ble i løpet av uke 23 og 24 i 2022 i samkoordinasjon med miljøprøvetaking (Multiconsult) gjennomført geoteknisk prøvegraving over aktuelt tiltaksområde. Det ble anvendt Hitachi Zodiak 300LC beltegraver, samt mindre minigraver på grunn av fremkomstproblematikk i myrlendt og bløtt terreng. Til stede var representant fra Forsvarsbygg, gravemaskinsjåfør, geotekniker Keren Schwartz, Bjørn Dahler og Elias Waage Helstad (Norconsult), samt ingeniørgeolog Iselin Johnsen (Multiconsult).

Det er i alt gravd 16 prøvegroper for kartlegging av grunnforholdene over området, samt opptak av miljøprøver. Utklipp i Figur 5 viser prøvegropenes lokasjon i henhold til planlagt plassering av tiltak. For detaljert beskrivelse fra -, og oversikt over prøvegroperne henvises det til Vedlegg 1 og Tegning 001.

I forbindelse med prøvegravingen er det hentet opp og analysert 26 stk poseprøver ved Norconsults geotekniske laboratorium i Molde. Resultater fra laboratorieanalyser er gitt i Vedlegg 2.

Basert på resultatene fra prøvegravingen og tilhørende laboratorieanalyser er det videre i denne prosjekteringsrapporten tatt utgangspunkt i generelle og typiske lagdelinger og løsmasser for området.

3 Terreng – og grunnforhold

Følgende kapittel tar for seg vurdering av tilgjengelig og innhentet informasjon om topografi og grunnforhold, inkludert lagdeling, materialparametre, dybder til berg og grunnvannstand.

3.1 Topografi

Terrenget på tiltaksområdet er småkupert og har et generelt fall i vestlig/nordvestlig retning. Terrengnivå ligger omtrent på kote +160 i øst, og heller slakt nordvest til omtrentlig kote +150. På området er det åpne bekkeløp, som renner fra sør/sørøst mot nordvestre hjørne av prosjektområdet. Det er i tillegg bekkeløp langs nordre tomteavgrensning.

Området preges av mark-, myr og skogområder med gjennomgående elver/bekker og opparbeidede grusveier (Blåtindveien m.fl). Enkelte eldre oppfylte områder finnes også langs grusveiene. Det er i tidligere rapport 52103135-F01 [10] regnet med 77 900 m² avskoging og 44 350 m² fjerning av vegetasjonsmasser i områdene hvor det skal etableres nye vegger og bygg.

3.2 Berg

Antatt berg er med varierende dybder påtruffet ved geoteknisk prøvegraving i tre prøvegroper. Ved disse tre prøvegroperne ble antatt berg påtruffet 0,5 – 3,2 meter under terreng. Ved planlagt område for forlegningsbygg og messe er antatt berg påtruffet ved PG10 og PG12, henholdsvis 3,2 meter og 1,6 meter under terreng.

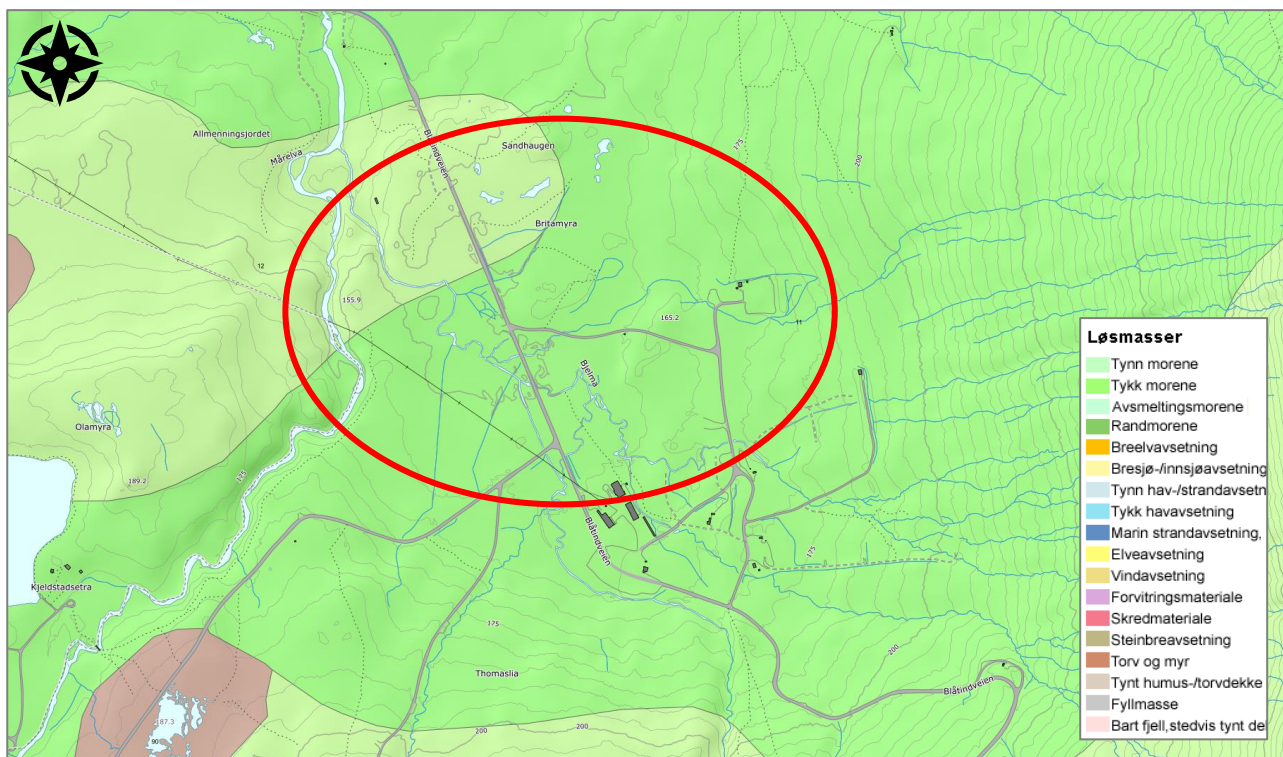
Ved planlagt område for etablering av infiltrasjonsanlegg er berg påtruffet i PG22, 0,5 meter under terreng.

3.3 Løsmasser

Følgende kapittel tar for seg vurdering av lagdeling og materialparametre med bakgrunn fra tilgjengelig kartgrunnlag, geoteknisk prøvegraving og laboratorieanalyser beskrevet i kapittel 2, Vedlegg 1 og Vedlegg 2. Det er i hovedsak påtruffet siltige og sandige stedlige masser ved undersøkte prøvegroper.

3.3.1 Kartgrunnlag

NGUs løsmassekart over tiltaksområdet, vist i Figur 6, presenterer et øvre jordlag bestående av tynn- og tykk morene. Avsetninger i øvre jordlag varierer fra sand/grusig sand til større blokker, men grusig sand er vanligst og ligger generelt som varierende innslag i løsmassene.



Figur 6: Utklipp av NGUs løsmassekart. Tiltaksområdet omtrentlig markert innenfor rød sirkel. (kart.ngu.no)

3.3.2 Lagdeling

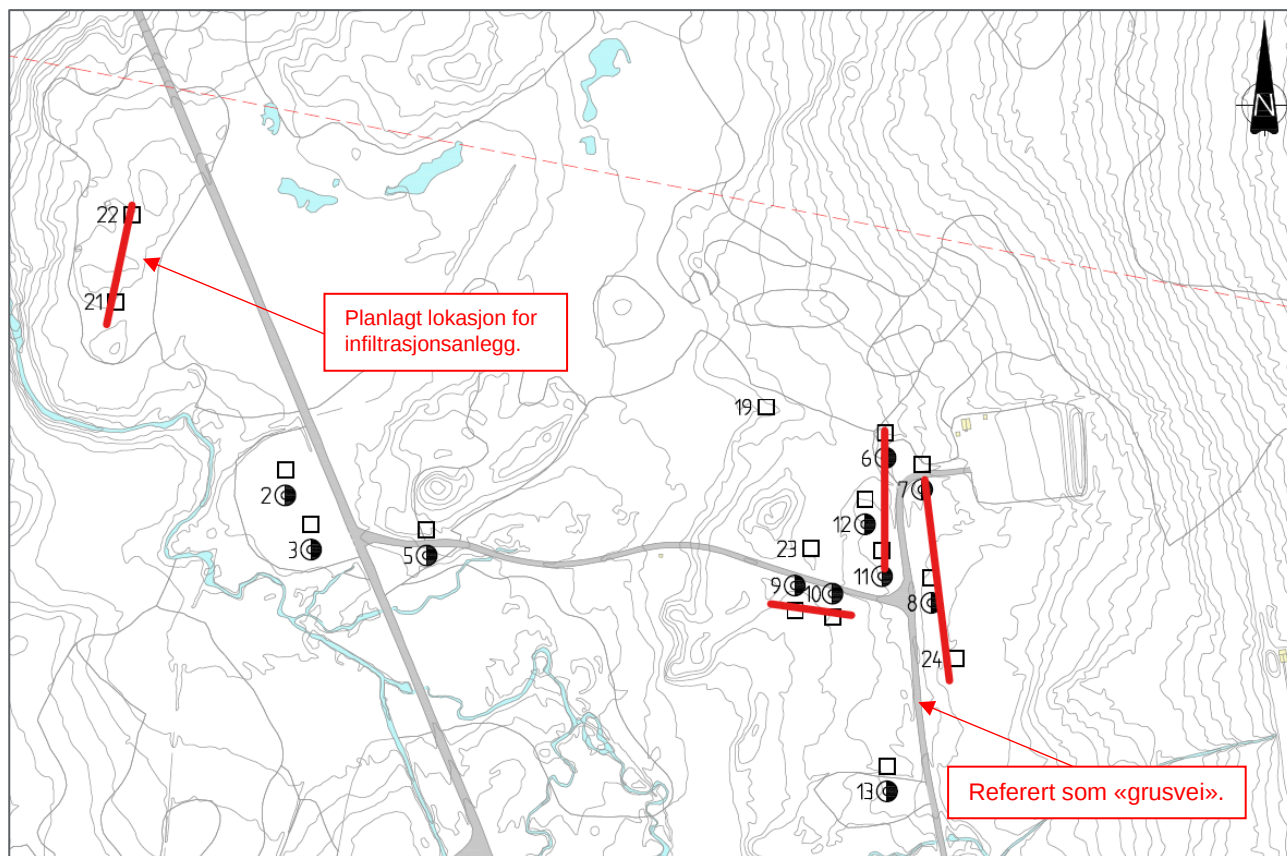
Geoteknisk prøvegraving og laboratorieanalyser viser i hovedsak mindre variasjoner i lagdelingen lokalt. Basert på prøvegroppenes plassering gjengis her generelle lagdelingsprofiler basert på tiltenkt plassering av de ulike tiltakene for ny camp ved Akkasæter.

Figur 7 viser områdeinndelinger tatt i betraktning ved bestemmelse av generelle lagdelinger for området.

Områdets østlige undersøkte område, PG7 – PG8 – PG24, karakteriseres av bløtere masser. Siltige masser er påtruffet fra terreng og til avsluttet prøvegropp.

Like vest for skillende grusvei, se Figur 7, PG6 – PG12 – PG11 – PG9 – PG10, viser utførte undersøkelser sandige masser fra terreng og til avsluttet prøvegropp.

Ved planlagt lokasjon for plassering av infiltrasjonsanlegg nordvest på tomte viser utførte undersøkelser sandige masser øverst i jordprofilen, med påfølgende bløtere siltige masser.



Figur 7: Utklipp fra borplan, Tegning 001. Viser generelle lagdelingsforutsetninger for geoteknisk prosjektering.

3.3.3 Materialelegenskaper og -parametere

Basert på utførte geotekniske undersøkelser i utvalgte punkter ved tiltaksområde er det i Tabell 1 nedenfor gjengitt materialparametere som ligger til grunn for videre geoteknisk prosjektering. Styrkeverdiene følger i hovedsak erfaringsverdier angitt i Statens Vegvesens HB V220, Tabell 2-21 [2]. Deformasjonsmodulene er basert på erfaringsverdier, for eksempel [3].

Tabell 1: Materialparametere

Materiale	Tyngdetetthet/Neddykket tyngdetetthet, γ/γ'	Friksjonsvinkel, ϕ	Attraksjon, a	Deformasjonsmodul, M_{oc}
Fyllmasser, sand/grus	19 kN/m ² / 9 kN/m ²	38°	10 kPa	65 MPa
Stedlig sand/grus	19 kN/m ² / 9 kN/m ²	36°	0 kPa	30 MPa
Stedlig silt/sand	19 kN/m ² / 9 kN/m ²	33°	0 kPa	15 MPa

3.3.4 Permeabilitet – hydraulisk ledningsevne

Jordmassenes hydrauliske kapasitet beskriver evnen massene har til å transportere vann, og uttrykkes gjerne i liter per døgn. For overordnet og innledende vurdering for planlagt infiltrasjonsanlegg gjengir ledningsevnen til de kornfordelte analyserte stedlige jordmassene.

Norsk Vann henviser i rapport 178/2010 [4] til Hazens empiriske formel for beregning av jordmassenes hydrauliske ledningsevne, som baserer seg på kornstørrelse og sortering. Formelen korrigerer ikke for struktur, lagringsfasthet eller kornform, og begrenser derfor anvendelsesområdet. Hazens formel bør derfor kun benyttes derfor hvis sorteringsgrad So , også kalt graderingstall c_u , $c_u = So = \frac{d_{60}}{d_{10}} < 5$ [4]. For dårlige sorterte, og middels til velgraderte materialer ($c_u = So > 5$) kan Gustafsons modifiserte Hazen anvendes for bestemmelse av hydraulisk ledningsevne [5].

For $So = c_u < 5$: $k = 1000 \cdot (d_{10})^2$ (m/døgn)

For $So = c_u > 5$: $k = E(So) \cdot \left(\frac{d_{10}}{1000}\right)^2$ (m/sekund)

Tabell 2: Ledningsevne for sandig/grusige masser.

Prøvegrop ID	Dybde [m]	Jordtype	$So = d_{60}/d_{10}$	k [cm/s]
PG3	2,0	Grusig sandig materiale	104,4	$3,59 \cdot 10^{-8}$
PG5	2,5 – 3,0	Sandig grusig siltig materiale	104,7	$7,25 \cdot 10^{-9}$
PG19	1,3	Sandig grusig materiale	18,3	$1,32 \cdot 10^{-7}$
PG19	2,4	Sandig grus	53,9	$1,08 \cdot 10^{-6}$
PG22	0,6 – 0,8	Humus. sandig grus	21,7	$2,34 \cdot 10^{-6}$
PG23	0,5	Humus. sandig grusig materiale	59,9	$1,71 \cdot 10^{-9}$

Tabell 3: Ledningsevne for sandige masser.

Prøvegrop ID	Dybde [m]	Jordtype	$So = d_{60}/d_{10}$	k [cm/s]
PG2	2,0	Sand	5,7	$1,07 \cdot 10^{-7}$
PG11	2,0	Sand	3,5	$2,58 \cdot 10^{-7}$

Tabell 4: Ledningsevne for siltig sandige masser.

Prøvegrop ID	Dybde [m]	Jordtype	$So = d_{60}/d_{10}$	k [cm/s]
PG5	0,0 – 0,5	Humus. siltig sand	16,1	$2,28 \cdot 10^{-8}$
PG8	0,6	Siltig sand	10	$1,12 \cdot 10^{-8}$
PG8	2,0 – 3,0	Siltig sandig materiale	21,8	$2,10 \cdot 10^{-9}$
PG10	0,0 – 1,0	Humus. siltig sand	11,5	$3,77 \cdot 10^{-8}$
PG21	0,6	Sandig siltig materiale	14,5	$1,91 \cdot 10^{-8}$
PG21	2,4 – 2,8	Siltig sand	7,4	$6,69 \cdot 10^{-8}$
PG23	1,0 – 2,0	Sandig siltig materiale	12,4	$3,13 \cdot 10^{-7}$
PG23	2,3	Siltig sand	30,5	$1,84 \cdot 10^{-8}$
PG24	1,0 – 2,0	Sandig siltig materiale	9	$2,19 \cdot 10^{-8}$
PG24	2,5	Sandig silt	13,3	$2,83 \cdot 10^{-9}$

Erfaringsverdier for ulike jordarters permeabilitet ifølge SVV HBV220 Tabell 2-22 [2] er oppgitt til $1 - 10^{-3}$ cm/s for ensgradert sand, $10^{-3} - 10^{-6}$ cm/s for ensgradert silt og $10^{-4} - 10^{-7}$ cm/s for morenemasser.

Analyserte masser ved Akkasæter gir i hovedsak lav ledningsevne, tilsvarende morene. Videre vurdering av infiltrasjonsevne utføres av hydrogeolog.

3.4 Grunnvann

Ved utførte prøvegravinger i tiltaksområdet ble det i flere av prøvegropene observert grunnvann. Typisk for området var grunnvannstand omtrent 1 – 2 meter under terreng. Som beskrevet nærmere i Vedlegg 1, var det lokale forskjeller på innstrømming av grunnvann i prøvegropene.

Generell trend for prøvegropene ved planlagt plassering av forlegningsbygg og generell camp var observert grunnvann omtrent 1 meter under terreng, sakte til raskt innsig i prøvegrop.

Ved PG21, planlagt plassering av infiltrasjonsanlegg ved tidspunkt for vurderingene, observeres grunnvann omtrent 2 meter under terreng.

4 Prosjekteringsforutsetninger

4.1 Grunnlag

De geotekniske vurderingene er basert på resultater fra utført prøvegraving og laboratorieanalyser.

Vi mener at disse geotekniske undersøkelsene gir et tilstrekkelig bilde av grunnforholdene for prosjektering og utbygging av tiltenkt område.

4.2 Styrende dokumenter

Geoteknisk prosjektering er utført med bakgrunn i gjeldende regelverk, standarder og håndbøker, samt andre relevante publikasjoner. De viktigste for det aktuelle oppdraget er listet her:

- FOR-2017-06-19-840: Byggteknisk forskrift (TEK 17) [6]
- FOR-2020-09-26-488: Byggesaksforskriften (SAK 10) [7]
- NS-EN 1990:2002+NA:2008 + A1:2005 + NA:2016: Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner [8]
- NS-EN 1997-1: 2004+A1:2013 + NA:2016: Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering Del 1: Almenne regler [9]
- NS-EN 1998-1:2004 + A1:2013 + NA:2014: Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger, [10]
- Statens vegvesens håndbok V220 Geoteknikk i vegbygging [2]
- Statens vegvesen håndbok V221 Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger [11]
- Statens vegvesen håndbok N200 Vegbygging [12]

4.3 Klassifisering iht. regelverk

Norconsults forslag til klassifisering av tiltaket ut fra gjeldende regelverk er gitt i Tabell 5: Klassifisering iht. gjeldende regelverk. Prosjekteringen er gjort i henhold til Eurokodene for prosjektering av konstruksjoner.

Tabell 5: Klassifisering iht. gjeldende regelverk

Klassifisering	Begrunnelse
Pålitelighetsklasse iht. Eurokode 0 (NS-EN 1990): CC/RC1	Tabell NA.A1(901) i [8] angir veiledende eksempler på plassering av byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler i pålitelighetsklasser (CC/RC) 1-4. Grunnarbeider innebærer graving/masseutskifting og evt. sprengning. Konstruksjoner vil bli direktefundamentert. Med dette som grunnlag, plasseres arbeidende i pålitelighetsklasse (CC/RC) 1.
Kontrollklasse – prosjektering og utførelse iht. Eurokode 0 (NS-EN 1990): PKK/UKK1	Krav til prosjekteringskontroll og utførelseskontroll fastsettes ut fra hhv. Tabell NA.A1(902) og Tabell NA.A1(903) i [8]. Pålitelighetsklasse CC/RC1 gir kontrollklassene PKK/UKK1. Dette medfører krav om utvidet kontroll etter Eurokode 20 (NS-EN 1990).
Tiltaksklasse for geoteknisk prosjektering iht. plan- og bygningsloven (PBL): 2	Tiltaksklasse fastsettes ut fra Tabell 1 i veiledning til Byggesaksforskriftens § 9-4. Prosjektet har lav kompleksitet (få grensesnitt mellom geoteknikk og andre fag) og er relativt enkelt, geoteknisk sett. Eventuelle feil eller mangler kan få middels konsekvenser for helse, miljø og sikkerhet. Følgelig vurderer vi at utbyggingsprosjektet vil havne i tiltaksklasse 2 for geoteknikk.
Geoteknisk kategori iht. Eurokode 7 (NS-EN 1997-1): 1	Ut fra tiltakets kompleksitet og observerte grunnforhold anses geoteknisk kategori 1 iht. Eurokode 7 (NS-EN 1997) å være aktuell.
Seismisk grunntype iht. Eurokode 8 (NS-EN 1998-1): A og/eller E	Grunntype fastsettes ut fra Tabell NA.3.1 i [10], se Figur 11, basert på lokaliserte stedlige masser, grunnforhold og ventet dybde til antatt fjell.

Tabell 6: Bestemmelse av grunntype iht. NS-EN 1998. [10]

Tabell 3.1 – Grunntyper				
Grunntype	Beskrivelse av stratigrafisk profil	Parametere		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (slag/30cm)	c_u (kPa)
A	Fjell eller fjell-liknende geologisk formasjon, medregnet høyst 5 m svakere materiale på overflaten.	> 800	–	–
B	Avleiringer av svært fast sand eller grus eller svært stiv leire, med en tykkelse på flere titalls meter, kjennetegnet ved en gradvis økning av mekaniske egenskaper med dybden.	360 – 800	> 50	> 250
C	Dype avleiringer av fast eller middels fast sand eller grus eller stiv leire med en tykkelse fra et titalls meter til flere hundre meter.	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Avleiringer av løs til middels fast kohesjonsløs jord (med eller uten enkelte myke kohesjonslag) eller av hovedsakelig myk til fast kohesjonsjord.	< 180	< 15	< 70
E	En grunnprofil som består av et alluviumlag i overflaten med v_s -verdier av type C eller D og en tykkelse som varierer mellom ca. 5 m og 20 m, over et stivere materiale med v_s > 800 m/s.			
S_1	Avleiringer som består av eller inneholder et lag med en tykkelse på minst 10 m av bløt leire/silt med høy plastisitetsindeks ($PI > 40$) og høyt vanninnhold.	< 100 (indikativ)	–	10 - 20
S_2	Avleiringer av jord som kan gå over i flytefase (liquefaction), sensitive leirer eller annen grunnprofil som ikke er med i typene A – E eller S_1 .			

4.4 Materialfaktorer

Eurokode 7 [9] stiller generelt krav til materialfaktor (partiell sikkerhetsfaktor for løsmassene) større enn eller lik 1,4 i udrenert analyse (kortidssituasjon leire/silt) og 1,25 i drenert analyse (langtidssituasjon).

Ingen statlige eller fylkeskommunale veier vil bli geoteknisk påvirket av utbyggingen, og følgelig er det ikke nødvendig å tilfredsstille krav til materialfaktorer gitt i Statens vegvesens håndbøker (som til dels er strengere enn EC7).

4.5 Laster

På vurderingstidspunkt er det ikke mottatt laster fra RIB. Geoteknisk prosjektering presentert i denne rapporten følger erfaringsverdier for lastgrunnlag. Det bes om en oppdatering fra RIB når laster foreligger, slik at RIG kontrollerer utførte beregninger.

Trafikklaster på adkomstveier settes til 15 kPa; karakteristisk verdi iht. SVV HB-N200 [12]. For ugunstig virkning anvendes partialfaktor $\gamma_Q = 1,30 \rightarrow$ dimensjonerende verdi 19,5 kPa.

4.6 Jordskjelv

Kart over seismisk grunnakselerasjon, gitt i NS-EN 1998-1, nasjonalt tillegg, viser at grunnakselerasjon med 475 års returperiode ved Akkasæter, Målselv kommune, er lik $a_{gR} = 0,2 \text{ m/s}^2$.

Konstruksjonene som planlegges ved området vurderes samlet å være i seismisk klasse II, jfr. Tabell NA.4 (902), Figur 10 [10]. Dette gir seismisk faktor $\gamma_1 = 1,00$. Massene i området faller inn under grunntype A og/eller E, og dermed blir seismisk forsterkningsfaktor $S = 1,00$ og/eller $S = 1,6$.

Ifølge NA.3.2.1(5) kan påvisning av motstand mot seismisk påvirkning utelates for konstruksjoner i seismisk klasse I-IIIa dersom satte kriterier oppfylles. Konstruksjoner med grunntype A-E og beliggenhet der grunnakselerasjon inklusiv grunnforsterkning tilfredsstiller $a_g \cdot S \leq 0,50 \text{ m/s}^2$ er et slikt kriterium.

Vi har dermed at

$$\text{For } S = 1,00: \quad a_g \cdot S = \gamma_1 \cdot a_{gR} \cdot S = 1,00 \cdot 0,20 \cdot 1,00 = 0,20 \leq 0,50 \text{ m/s}^2$$

$$\text{For } S = 1,60: \quad a_g \cdot S = \gamma_1 \cdot a_{gR} \cdot S = 1,00 \cdot 0,20 \cdot 1,60 = 0,32 \leq 0,50 \text{ m/s}^2$$

Utelatelseskriteriet er tilfredsstilt, og det må dermed ikke tas hensyn til jordskjelvlaster i prosjektering.

Tabell 3.3 – Verdier for parametre som beskriver de anbefalte elastiske responsspektrene av type 2

Grunntype	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,05	0,25	1,2
B	1,35	0,05	0,25	1,2
C	1,5	0,10	0,25	1,2
D	1,8	0,10	0,30	1,2
E	1,6	0,05	0,25	1,2

Figur 8: Tabell 3.3 NS-EN 1998-1 [10].

Tabell NA.3.2 (911) — Spissverdier for berggrunnens akselerasjon a_{gR} (PGA) med en returperiode på 475 år for Troms og Finnmark (Romsa ja Finnmárku)

Kommune	Nr.	a_{gR} [m/s ²]	Kommune	Nr.	a_{gR} [m/s ²]	Kommune	Nr.	a_{gR} [m/s ²]
Alta	5403	0,20	Karlsøy	5423	0,20	Nordreisa (Ráisa)	5428	0,20
Balsfjord	5422	0,20	Kautokeino (Guovdageaidnu)	5430	0,20	Porsanger (Porsáŋgu)	5436	0,20
Bardu	5416	0,20	Kvæfjord	5411	0,40	Salangen	5417	0,35
Berlevåg	5440	0,20	Kvænangen	5429	0,20	Senja	5421	0,35
Båtsfjord	5443	0,20	Kåfjord (Gáivuotna)	5426	0,20	Skjervøy	5427	0,20
Dyrøy	5420	0,35	Lavangen	5415	0,35	Storfjord (Omasvuotna)	5425	0,20
Gamvik	5439	0,20	Lebesby	5438	0,20	Sørreisa	5419	0,35
Gratangen	5414	0,35	Loppa	5432	0,20	Sør-Varanger	5444	0,20
Hammerfest (Hámmerfeasta)	5406	0,20	Lyngen	5424	0,20	Tana (Deatnu)	5441	0,20
Harstad (Hárstták)	5402	0,40	Målselv	5418	0,20	Tjeldsund (Dielddanuorri)	5412	0,40
Hasvik	5433	0,20	Måsøy	5434	0,20	Tromsø	5401	0,25
Ibestad	5413	0,40	Nesseby (Unjárga)	5442	0,20	Vadsø	5405	0,20
Karasjok (Karášjohka)	5437	0,20	Nordkapp	5435	0,20	Vardø	5404	0,20

Figur 9: Tabell NA.3.2 (911) [10].

Tabell NA.4 (902) — Veiledende valg av seismisk klasse

Byggverk	I	II	IIIa	IIIb	IV
Byggverk der konsekvensene av sammenbrudd er særlig store					x
Viktig infrastruktur: sykehus, brannstasjoner, redningssentraler, kraftforsyning og lignende			(x)	x	
Industrianlegg ^{a)}		x	x		
Tårn, skorsteiner, siloer	(x)	x			
Kaier og havneanlegg ^{b)}	x	(x)			
Støttemurer, nedgravde konstruksjoner, geotekniske konstruksjoner ^{c)}	x	(x)			
Byggverk med store, og vedvarende, ansamlinger av mennesker og som ofte er i bruk: kjøpesentre, konferanselokaler, kinosaler, kulturelle institusjoner			x		
Byggverk med store, men sjeldne, ansamlinger av mennesker: tribuner, sportshaller		x			
Byggverk med små, men vedvarende, ansamlinger av mennesker og som ofte er i bruk: idrettsbøgg		x			
Skoler og institusjonsbygg		(x)	x		
Kontorer, forretningsbygg, hotell og boligbygg		x			
Småhus, rekkehus, mindre lagerhus	x				
Landbruksbygg ^{d)}	x				
Kaier og fortøyningsanlegg for sport og fritid	x				
MERKNAD Kryss uten parentes angir normalt valg av seismisk klasse. a Der det er fare for stor skade på miljø og/eller biomangfold bør klasse IIIa velges. b Der havneanlegg er en del av industrianlegg må disse vurderes også som industrianlegg c Der bortfall av konstruksjoner påvirker stabiliteten til en konstruksjon med høyere konsekvensklasse må tilsvarende høyere konsekvensklasse vurderes. Konstruksjoner som bidrar til stabilitet langs vei og spor bør vurderes tilsvarende som bruer, se NS-EN 1998-2/NA. d Landbruksbygg med fare for stor skade på miljø bør vurderes som industribygg					

Figur 10: Tabell NA.4 (902) [10].

Tabell NA.4 (901) — Verdier for seismisk faktor γ_1	
Seismisk klasse	γ_1
I	0,70
II	1,00
IIIa	1,25
IIIb	1,70
IV	<u>a)</u>
a For byggverk der konsekvensene av sammenbrudd er særlig store, for eksempel ved atomreaktorer og lagringsanlegg for radioaktivt avfall, store dammer, skal seismisk faktor vurderes særskilt enten på grunnlag en egen risikoanalyse eller en definert pålitelighet etter bestemmelsene for den aktuelle konstruksjonstypen.	

Figur 11: Tabell NA.4 (901) [10].

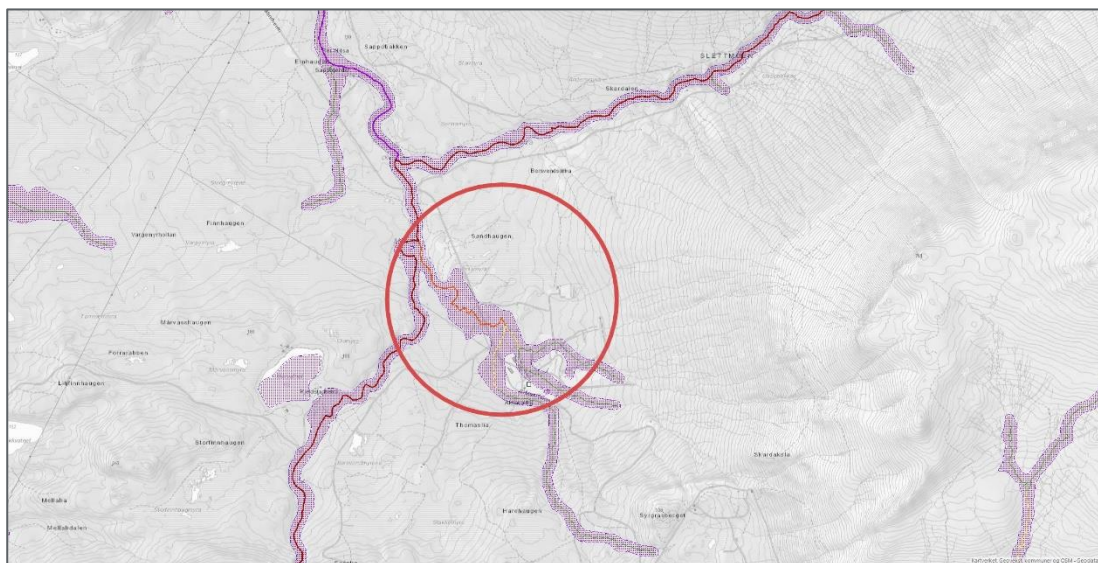
4.7 Sikkerhet mot naturpåkjenninger

I henhold til TEK 17 [6] § 7-1 Sikkerhet mot naturpåkjenninger, skal byggverk plasseres, prosjekteres og utføres slik at det oppnås tilfredsstillende sikkerhet mot skade eller vesentlig ulempe fra naturpåkjenninger som flom og ras.

Tiltaksområdet ligger ikke i definerte fareområder (jordskred – og flomskred, snøskred og steinsprang) iht. NVEs skredatlas (/ 3). Marin grense i område ligger under kote +100, området synes derfor ikke å ligge i et løsne- eller utløpsområde for kvikkleireskred.

Sikkerhet mot skred vurderes til å være tilfredsstillt i henhold til krav i gjeldende regelverk.

Store deler av tiltaksområdet ligger i et aktsomhetsområde for flom. Se utklipp fra NVE Atlas, Figur 12. Dette må ivaretas ved videre prosjektering av fagkyndig (typisk RIVA/LARK).



Figur 12: Utklipp aktsomhetskart, hentet fra NVE [13].

Setninger er beregnet ved hjelp av et grundig dokumentert egenutviklet regneark i Norconsult. I beregninger er det antatt materialparametere angitt i Tabell 1 og setningsgivende laster lik 70% av bruddlast. Videre er det antatt grunnvannstand ved fundaments underkant.

Resultater gir setninger på mindre enn 2 cm, og synes i hovedsak å være akseptable. Det understrekkes at det er forutsatt at instruks i kap. «Grunnarbeider» følges opp.

Tabell 8: Innledende vurderinger av setninger for setningsgivende last på 70% av dimensjonerende bruddlast

Fundamentstørrelse Materiale	0,6 m x 0,6 m	1,2 m x 1,2 m
Fyllmasser, sand/grus*	175 kPa → 2 mm	210 kPa → 4 mm
Stedlig sand/grus	140 kPa → 4 mm	175 kPa → 11 mm
Stedlig silt/sand	105 kPa → 6 mm	140 kPa → 18 mm

* Beregnet for fyllingstykkelse under fundament 1,3 m ved 0,6 m x 0,6 m og 2,6 m ved 1,2 m x 1,2 m

5.3 Frostsikring

Resultater fra laboratorieanalyser, Vedlegg 2, viser at stedlige løsmasser klassifiseres som lite- til meget telefarlig, T2 – T4. Det er i flere prøvegrupper påvist meget telefarlige løsmasser, T4, ned mot omtrent 2 meter under terreng.

All fundamentering og tilbakefylling inntil fundamenter eller andre konstruksjonselementer anbefales utført frostsikkert. I praksis gjøres dette ved at det skiftes ut med ikke-telefarlige masser til frostfri dybde eller ved at det benyttes frostisolasjon. Iht. N400 [11] skal det dimensjoneres for en frostmengde minst tilsvarende 100-års returperiode.

Frosten går dypere i grove, tørre masser enn i fine eller våte masser. Leire holder vanligvis på mer vann enn sand, og vannet gir fra seg mye varme under frysing. Steinfylling og ur kan med sine åpne poremasser trenge gjennom kaldluft som fører til pipevirkning eller konveksjon, ifølge SVV [11]. Frostfri dybde på snøfri mark kan iht. Statens vegvesen anslås ut fra formel;

$$z_F = K_F \cdot \sqrt{F}$$

der:

z_F = frostfritt dyp i cm

K_F = frostdybdefaktor avhengig av jordart

F = frostmengden i h°C (timegrader)

Iht. SV HB N200 er $F_{100} = 55000$ for Målselv kommune. Frostfritt dyp ved 100-års tilbakevendende frostmengde blir dermed,

$$z_F = 1,00 \cdot \sqrt{55000} = 235 \text{ cm}$$

Materialbetegnelse	Frostdybdefaktor - K_F
Stein (pukk, steinfylling, steinig grus)	1,4
Sand og grus. (sandig grus, steinig morene)	1,0
Silt (siltig morene, sandig silt)	0,85
Leire og blandingsjord (leirholdige morenearter)	0,7
Torv	0,3

Figur 14: Frostdybdefaktor hentet fra Statens Vegvesen HB V220.

6 Grunnarbeider

6.1 Graving

Planering og fundamentering av bygg ventes å innebære 1 – 2 meter med graving/fylling, avhengig av valgt metode for frostsikring. Utlekking og utskifting av vann- og avløpsledninger ventes normalt å innebære 2- 3 meter med graving.

I sandmassene kan det i åpen graving i hovedsak benyttes skråningshelninger ikke brattere enn 1:1,5. Graveskråninger under vannstand kan utføres med skråningshelning ikke brattere enn 1:2 samt kontinuerlig pumping. Det foreligger ingen grunnlag for vurdering av antatte mengder vann. Dersom det ikke er plass for åpen graving må det prosjekteres tiltak for støtte av grøft/grop.

6.2 Fyllinger

Fyllmasser skal være velgraderte telefrie friksjonsmasser. Disse komprimeres lagvis i henhold til NS 3458 Normal komprimering. Nærmest bygg brukes det lett komprimering. Største steindiameter bør ikke overstige 300 mm, heller ikke 2/3 av lagtykkelsen.

Under fundament og gulv etableres det et min. 20 cm tykt lag med åpne masser/pukk, for eksempel 8/32 eller 16/32. Utlekking av fiberduk trengs i hovedsak å legges ved siltige masser. Kontakt RIG for snarlig vurdering av utplassering av fiberduk.

Frosne jordmasser skal ikke legges i fyllinger under gulv eller asfalterte parkeringsarealer. Fyllingsarbeid kan utføres om vinteren så lenge lufttemperaturen ikke er lavere enn ca. -5° C og det ikke er nedbør. Masser som har frosset ved opphold/avbrudd i utleggingen må fjernes. Det er nødvendig med god driftsplanlegging og kontinuitet i fremdriften, god oppfølging og dokumentasjon av kontrollarbeidet.

6.3 Gjenbruk av masser

Utgravde sandige masser synes i hovedsak å være egnede fyllmasser og kan generelt gjenbrukes. Det forutsettes imidlertid at evt. store blokker, betongrester og annet avfall fjernes. Topplag og masser med innhold av organisk materiale gjenbrukes ikke som fyllmasser, men kan brukes som topplag.

Alle utgravde masser bør lastes ut før de eventuelt legges tilbake og komprimeres lagvis.

7 SHA/HMS ved anleggsarbeider

Bygge- og anleggsarbeidene må planlegges og utføres på en slik måte at det ikke oppstår skader på personer, utstyr og anlegg. Entreprenøren må utarbeide en sikker-jobb-analyse (SJA) med påvisning av potensielle farer og valg av avbøtende tiltak før arbeidene settes i gang. På nåværende tidspunkt vurderes det ingen spesielle sikkerhetsutfordringer knyttet til geotekniske arbeider.

8 Plan for kontroll og oppfølging

Tabell 9: Plan for kontroll og oppfølging.

Kontrollpunkt	Beskrivelse	Ansvarlig
Grunnforhold	Det kontrolleres at de opptredende grunnforholdene er som forventet iht. beskrivelsen i geoteknisk rapport under gravearbeidet. Hvis det påtreffes forhold som ikke er beskrevet/påtruffet i grunnundersøkelsene, skal geotekniker kontaktes umiddelbart.	Entreprenør / byggeleder
Underlag/graveplan	Organisk materiale, evt. avfall og stein med diameter > 300 mm utskiftes med kvalitetsmasser. Underlaget komprimeres iht. NS3458, normal komprimering. Det legges fiberduk klasse 3 mellom stedlige og åpne tilbrakte masser.	Entreprenør / byggeleder
Masser under fundament	Tilførte masser må være telesikre og frostfrie. Største steindiameter bør ikke overstige 2/3 av lagtykkelsen og være ≤ 300 mm.	Entreprenør / byggeleder
Komprimering	Tilførte masser legges lagvis og komprimeres iht. NS3458, normal komprimering.	Entreprenør / byggeleder

9 Risikovurdering/restrisiko

Forskrift om sikkerhet, helse og arbeidsmiljø på bygge- eller anleggsplasser (Byggherreforskriften) omfatter krav til prosjekterende om, innenfor rammene av sitt oppdrag, å risikovurdere egne løsninger. I henhold til forskrift § 17 skal de prosjekterende under utførelsen av sine oppdrag risikovurdere forhold knyttet til sikkerhet, helse og arbeidsmiljø (SHA) på bygge- eller anleggsplassen.

Hensynet til SHA skal ivaretas gjennom valg av arkitektoniske og/eller tekniske løsninger. De forhold som kan ha betydning for fremtidige arbeider skal dokumenteres, jfr. § 12. Dersom det kan oppstå risikoforhold som krever spesifikke tiltak, skal dette beskrives og meddeles byggherren.

Det er gjennomført en fareidentifikasjon av arkitektoniske og tekniske løsninger i Norconsults oppdrag. Risiko er søkt redusert så langt som mulig gjennom tekniske valg i oppdraget.

Denne rapporten oppsummerer spesiell restrisiko forbundet med Norconsults løsninger i oppdraget, og er ment å ivareta kravet til dokumentasjon av risiko knyttet til spesielle risikoforhold som er identifisert, men ikke lar seg eliminere eller redusere ytterligere gjennom de løsninger Norconsult har ansvaret for i oppdraget.

Vurderingen er overordnet og kvalitativ og omfatter spesielle risikoforhold forbundet med:

- Bygging (bygging/anlegg/installasjon/montasje)
- Drift og vedlikehold
- Ombygging og/eller riving

Vurderingene er basert på foreliggende løsninger presentert i denne rapporten og omfatter geotekniske arbeider, med hovedvekt på utgraving av tomt og masseutskifting.

Vurderingene omfatter ikke risikoforhold som entreprenøren er pålagt å ivareta i sitt styringssystem i henhold til HMS-lovgivningen.

Tabell 10 angir beskrivelse av eventuell spesiell restrisiko og forslag til tiltak. I dette prosjektet omfatter de geotekniske arbeidene i hovedsak masseutskifting og fundamentering.

Tabell 10: Restrisiko

Spesiell restrisiko	Forslag til tiltak
Risiko forbundet med bygging	For geoteknikk er det ikke avdekket noen restrisiko forbundet med bygging av tiltaket.
Risiko forbundet med drift og vedlikehold	For geoteknikk er det ikke forbundet noen spesiell restrisiko i drifts- og vedlikeholdsfasen.
Risiko forbundet med ombygging og/eller riving	Det er ikke avdekket noen restrisiko for geoteknikk i rivingsfasen.

10 Referanser

- [1] «Kommunekart,» NORKART, 2022. [Internett]. Available: <http://www.kommunekart.com>.
- [2] Statens vegvesen, «Håndbok V220 Geoteknikk i vegbygging,» Statens vegvesen, 2018.
- [3] L. P. a. M. Karková, «Evaluation an Indicative Modulus of Deformation for Fine-grained, Sandy and Gravelly Soils,» i *IOP Conference Series Earth and Environmental Science* , 2016.
- [4] NIBIO, «Rapport 178/2010 - Grunnundersøkelser for infiltrasjon,» Norsk Vann, 2010.
- [5] A. Svensson, «Estimation of hydraulic conductivity from grain size analyses,» Chalmers University, 2014.
- [6] «FOR-2017-06-19-840: Byggteknisk forskrift (TEK 17)».
- [7] «FOR-2010-03-26-488: Byggesaksforskriften (SAK 10)».
- [8] Standard Norge, «NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner,» 2002.
- [9] Standard Norge, «NS-EN 1997-1:2004+A1+NA Geoteknisk prosjektering Del 1: Almenne regler,» Standard Norge, 2020.
- [10] Standard Norge, «NS-EN 1998-1:2004+A1+NA Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning,» Standard Norge, 2021.
- [11] Statens vegvesen, «Håndbok V221 Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger,» Statens vegvesen, 2014.
- [12] Statens vegvesen, «Håndbok N200 Vegbygging,» Statens vegvesen, 2018.
- [13] NVE, «NVE Atlas,» 2022. [Internett]. Available: <http://www.atlas.nve.no>. [Funnet 2022].
- [14] Norconsult, «52203461-RIG01 "Geoteknisk datarapport, Akkasæter skytefelt",» 2022.
- [15] Norconsult, «52103135-Skisseprosjekt-F01 Akkasæter skytefelt,» 2021.
- [16] FINN, «Finn Kart,» 2022. [Internett]. Available: <https://www.kart.finn.no>.