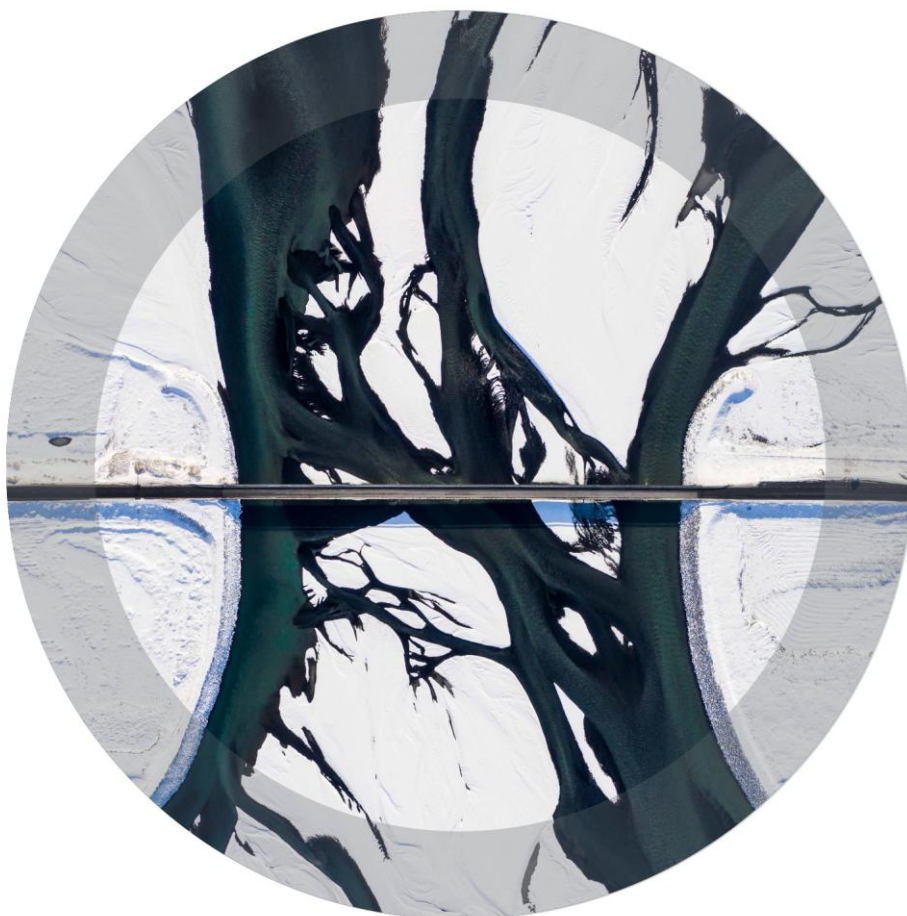




NYE SUNNDAL HELSETUN
SUNNDAL KOMMUNE
Byggteknisk vurdering

August 2025

25248

No. utg.	Dato	Utført	Kontrollert	Godkjent
2	17.08.2025	NAD	GÖB	GÖB
1	06.08.2025	NAD	GÖB	GÖB

Utført av:

VSO Consulting
Furusethgata 5, 2050 Jessheim

www.vso.no

Utført for:



Sunndal kommune

Innholdsfortegnelse

1	Innledning	3
1.1	Generelt	3
1.2	Aktuelt område	3
1.3	Planlagt tiltak	4
2	Krav til sikkerhet	5
2.1	Generelt	5
2.2	Konsekvensklasse/pålitelighetsklasse (CC/RC)	5
2.3	Geoteknisk kategori	6
2.4	Tiltaksklasse	6
2.5	Prosjekterings- og utførelseskontroll	6
2.6	Partialfaktorer	7
3	Grunnforhold	7
3.1	Referanse 1: Nye Sunndal Helsetun. Geoteknisk undersøkelsesrapport	7
3.2	Referanse 2 Barnehage sentrum Sunndalsøra. Geoteknisk prosjektering	9
4	Stabilitet	10
4.1	Områdestabilitet	10
4.2	Lokalstabilitet	12
4.2.1	<i>Traubunn for bygget</i>	12
4.2.2	<i>Grøfter for VA- og ledningstrasé</i>	12
5	Spuntkonstruksjon	14
6	Fundamentering	15
6.1	Frostfri dybde	15
6.2	Grunne fundamenter	15
6.2.1	<i>Bæreevne</i>	16
6.2.2	<i>Oppbygging av fundamenter</i>	17
6.3	Pelefundamentering	18
6.4	Horisontal jordtrykk fra tilbakefylte masser	18
6.5	Opptak av horisontale laster	19
6.6	Oppbygging av parkeringsplasser/asfalterte områder	19
7	Grunntype (jordskjelv) og seismisk dimensjonering	21
8	Sammendrag – Konklusjon	24

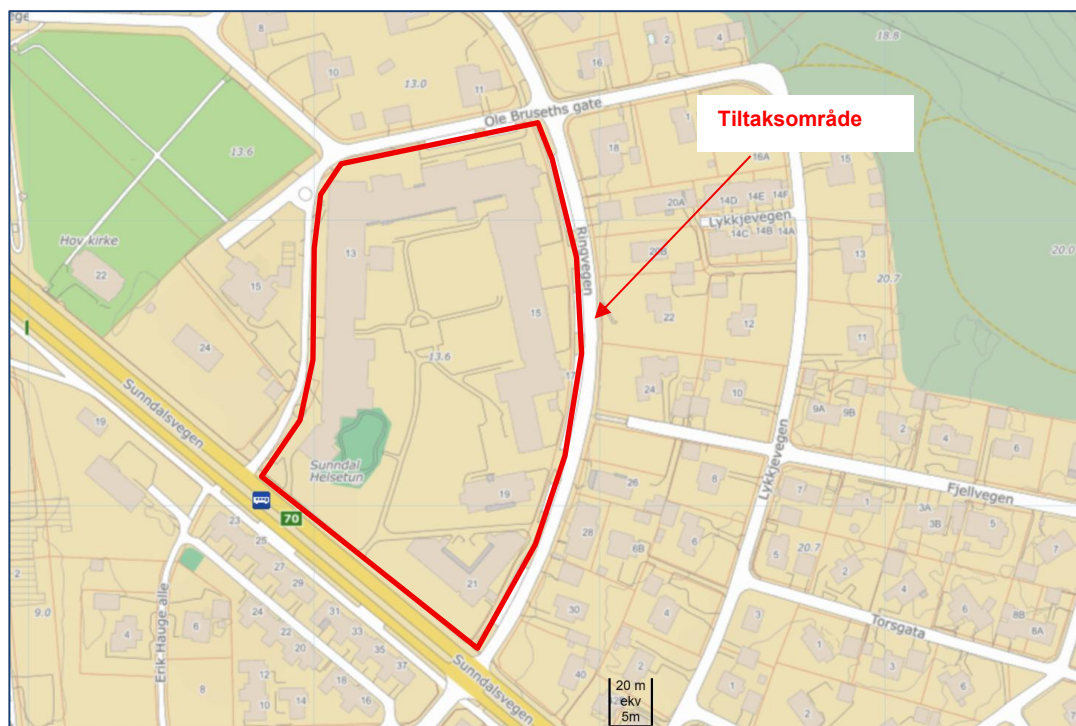
1 Innledning

1.1 Generelt

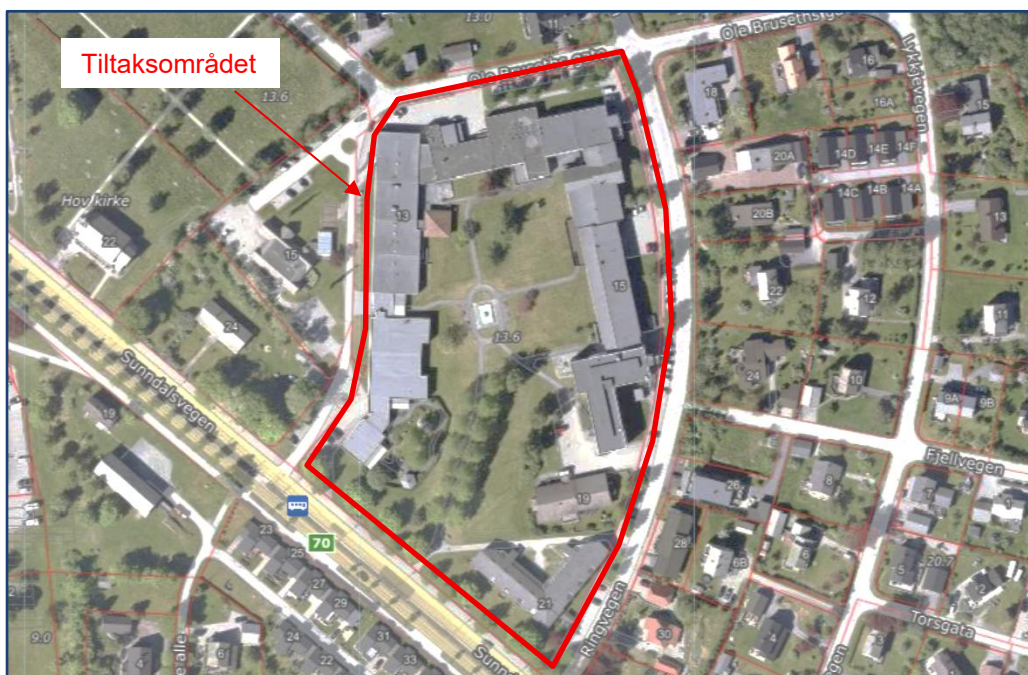
Sunndal kommune skal bygge et nytt helsetun på tomt (gnr./bnr. 50/233) på Sunndalsøra. VSO Consulting har på oppdrag for Sunndal kommune gjennomført en geoteknisk vurdering av grunnarbeid i forbindelse med reguleringsprosess.

1.2 Aktuelt område

Sunndalsøra ligger i en dal ved munningen av Driva-elven i Sunndalsfjorden, omgitt av bratte fjellsider mot nord og sør. Området generelt har store høydeforskjeller med skogkledte, jorddekkede raviner og grunnlendte, eksponerte fjellvegger. Terrenghelninger i tiltaksområdet er på ca. 0 – 3° med terrengkoter på mellom ca. +13 og +15 moh. Bilder 1.1 og 1.2 viser kart og flyfoto av området.



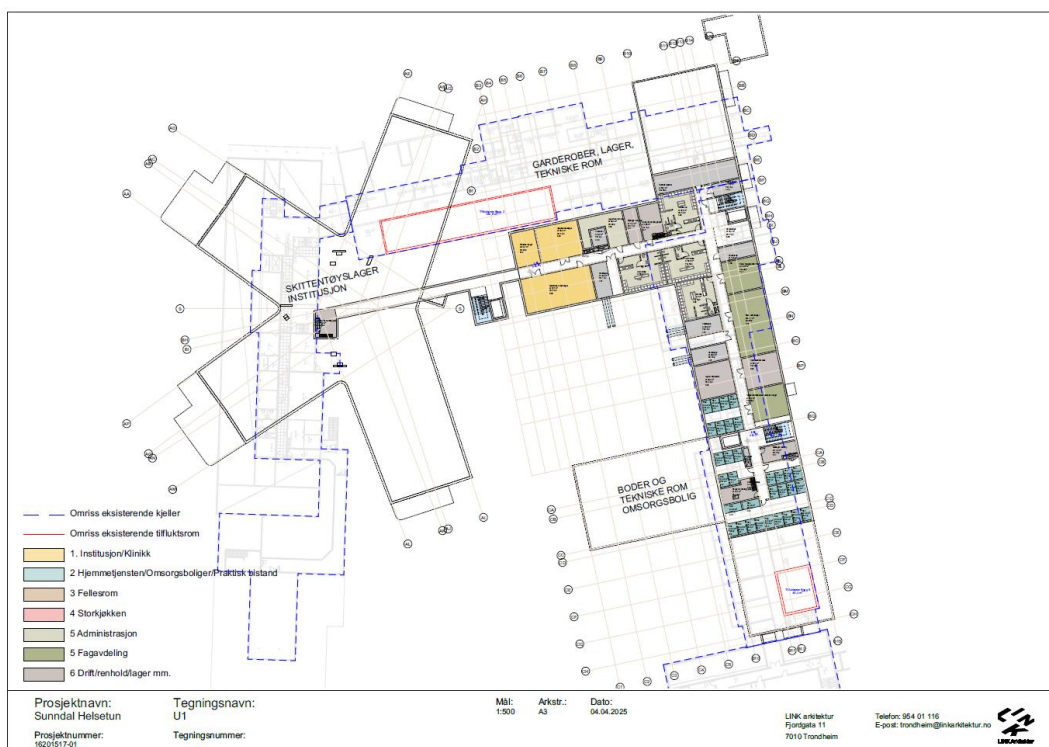
Bilde 1.1 Kart av planområdet. Kilde: www.kart.finn.no



Bilde 1.2 Flybilde fra området. Kilde: www.norgeskart.no

1.3 Planlagt tiltak

Sunndal kommune skal bygge et nytt helsetun på eksisterende tomt på Sunndalsøra. Det nye helsetunet skal dimensjoneres ut ifra 76 institusjonsplasser og 44 omsorgsboliger i bofellesskap. Deler av den eksisterende bygningsmassen på tomten skal rives. Den nye bygg skal være på 3 etasjer med kjeller under deler av bygget. Deler av eksisterende kjeller skal muligens beholdes. Bilder 1.3 – 1.5 viser illustrasjoner av planlagt bebyggelse.



Bilde 1.3 Illustrasjon av plassering nytt bygg over eksisterende bygg. Stiplet blå linje viser eksisterende bygg. Kilde: Sunndal kommune.



Bilde 1.4

Illustrasjon hentet fra konkurransegrunnlaget. Kilde: Sunndal kommune

2 Krav til sikkerhet

2.1 Generelt

Gjeldende regelverk og standarder som legges til grunn for er oppsummert nedenfor:

- NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 (Eurokode 0)
- NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2020 (Eurokode 7 - del 1)
- NS-EN 1997-2:2007+NA:2008 (Eurokode 7 - del 2)
- NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2021 (Eurokode 8 - del 1)
- Byggeteknisk forskrift: TEK 17
- Byggesaksforskriften: SAK 10
- N200 Vegbygging. SVV, 2024
- N-V220 Geoteknikk i vegbygging. SVV, 2025
- N-V221 Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger. SVV, 2025
- NVEs veileder 1/2019 – Sikkerhet mot kvikkleireskred, desember 2020
- Norsk geoteknisk forening, Peleveiledningen, 2019
- Arbeidstilsynet, Forskrift om graving og avstiving av grøfter, des 2021

2.2 Konsekvensklasse/pålitelighetsklasse (CC/RC)

Byggeteknisk forskrift: deler inn i følgende konsekvensklasser for geoteknisk prosjektering:

I henhold til TEK 17, NS-EN 1990 og NS-EN 1997-1 skal konsekvensklasse/pålitelighetsklasse bestemmes.

Tiltaket tilknyttet oppdraget plasseres i:

- Konsekvens-/pålitelighetsklasse: 2

Tiltaket vurderes å ligge i kategorien «Boliger og kontorbygg, offentlige bygninger der konsekvensene av brudd er betydelige.», som normalt settes i CC/RC 2 ut ifra Eurokode 0 Tabell NA.A1 (901).

2.3 Geoteknisk kategori

Når det gjelder krav til prosjektering av geotekniske prosjekter angir NS-EN 1997 tre ulike kategorier. Dette prosjektet er i geoteknisk kategori 2 som er beskrevet her nedenfor:

Geoteknisk kategori 2: bør omfatte konvensjonelle typer konstruksjoner og fundamenter uten unormale risikoer eller vanskelige grunn- og belastningsforhold og hvor prosjekteringen baseres på kvantitative geotekniske data og analyser og rutinemessige prosedyrer som sikrer at grunnleggende krav blir oppfylt.

Tabell 1 Definisjon av Geoteknisk Kategori

Pålitelighetsklasse	Vanskelighetsgrad		
	Lav	Middels	Høy
CC/RC 1	1	1	2
CC/RC 2	1	2	2/3
CC/RC 3	2	2/3	3
CC/RC 4*	*	*	*

* Vurderes særskilt

2.4 Tiltaksklasse

Valg av tiltaksklasse følger § 9-4 i «Byggesaksforskriften (SAK 10)» basert på kompleksitet, vanskelighetsgrad og mulige konsekvenser mangler og feil kan få for helse, miljø og sikkerhet.

Iht. SAK10 § 9-4 tabell 1 velges tiltaksklasse ut ifra valgt pålitelighetsklasse iht. NS-EN 1990+NA. Pålitelighetsklasse 2 gir derfor tiltaksklasse 2.

NB. Dette er foreløpig vurdering av tiltaksklasse. Ansvarlig prosjekterende må vurdere, bestemme og bli ansvarlig for valg av prosjekteringsklasser.

2.5 Prosjekterings- og utførelseskontroll

NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 gir videre føringer for krav til prosjekteringskontrollklasse (PKK) avhengig av pålitelighetsklasse. Plan og bygningsloven (PBL) og Byggesaksforskriften (SAK10) krever i tillegg kontroll i henhold til tiltaksklasse.

I henhold til kapittel NA.A1.3.1, tabell NA.A1 (902), tabell NA.A1 (903), PBL, § 24 og SAK 10, § 14, gir dette at det for kontroll av geoteknisk prosjektering kan forutsettes:

- Pålitelighetsklasse, CC/RC 2 → PKK2 / UKK2

Valg av prosjekterings- og utførelseskontrollklasse		Krav til kontrollform		
Pålitelighets- og utførelsesklasse	Minste prosjekteringskontrollklasse	Egenkontroll (DSL 1/IL1)	Intern systematisk kontroll (DSL 2/IL2)	Utvidet kontroll (DSL 3/IL3)
1	PKK 1/UKK1	Kreves	Kreves ikke	Kreves ikke
2	PKK2/UKK2	Kreves	Kreves	Kreves
3	PKK3/UKK3	Kreves	Kreves	Kreves
4	Skal spesifiseres/UKK3, eventuelt med tilleggsbestemmelser	Kreves	Kreves	Kreves

Prosjekteringskontrollklasse 2 krever *egenkontroll* (DSL 1), intern systematisk kontroll (DSL 2) og i tillegg *utvidet kontroll* (DSL 3), dvs. uavhengig kontroll utført av annen organisasjon enn den som har utført prosjekteringen.

Videre krever Tiltaksklasse 2 følgende uavhengige prosjekteringskontroll:

- geoteknisk kategori
- pålitelighetsklasse
- dokumentasjon av kvalitetskontroll

For utførelsen av geoteknisk arbeid skal det utføres egenkontroll (IL 1), intern systematisk kontroll (IL 2) og i tillegg utvidet kontroll (IL 3). I henhold til standarden skal utvidet utførelseskontroll i utførelseskontrollklasse UKK2 bekrefte at egenkontroll og intern systematisk kontroll er gjennomført og dokumentert av det utførende tiltaket.

2.6 Partialfaktorer

Partialfaktorer for jordparameter

I henhold til NS-EN 1997-1 er partialfaktor $\gamma_\phi = 1,25$ for drenert skjærfasthet av jorden og $\gamma_{cu} = 1,4$ for udrenert skjærfasthet av jorden.

Partialfaktor for lastvirkninger

I henhold til NS-EN 1997-1 bestemmes lastvirkninger avhengig av permanent eller variabel last og gunstig eller ugunstig lasttilfelle.

Permanent: Ugunstig $\gamma_g = 1,0$ Gunstig $\gamma_g = 1,0$

Variabel: Ugunstig $\gamma_q = 1,3$ Gunstig $\gamma_q = 0$

3 Grunnforhold

Det er utført grunnundersøkelser på tomten av VSO Consulting i juli 2025. Fullstendig datarapport fra området finnes i følgende dokument:

Ref. 1 *Nye Sunndal Helsetun. Sunndal kommune. Geoteknisk undersøkelsesrapport. VSO Consulting AS, 05.08.2025*

Ref. 2 *Barnehage sentrum Sunndalsøra. Geoteknisk prosjekteringsrapport. 24089-RIG03 | Versjon 1 | 11.10.2024. Utarbeidet av ERAGeo AS*

3.1 Referanse 1: Nye Sunndal Helsetun. Geoteknisk undersøkelsesrapport

Utførte grunnundersøkelsene omfatter 10 stk. totalsonderinger, 3 stk. naverboringer, 3 stk. CPTu sonderinger, opptak av 2 stk. poseprøver, samt installering av piezometer i to borpunkter.



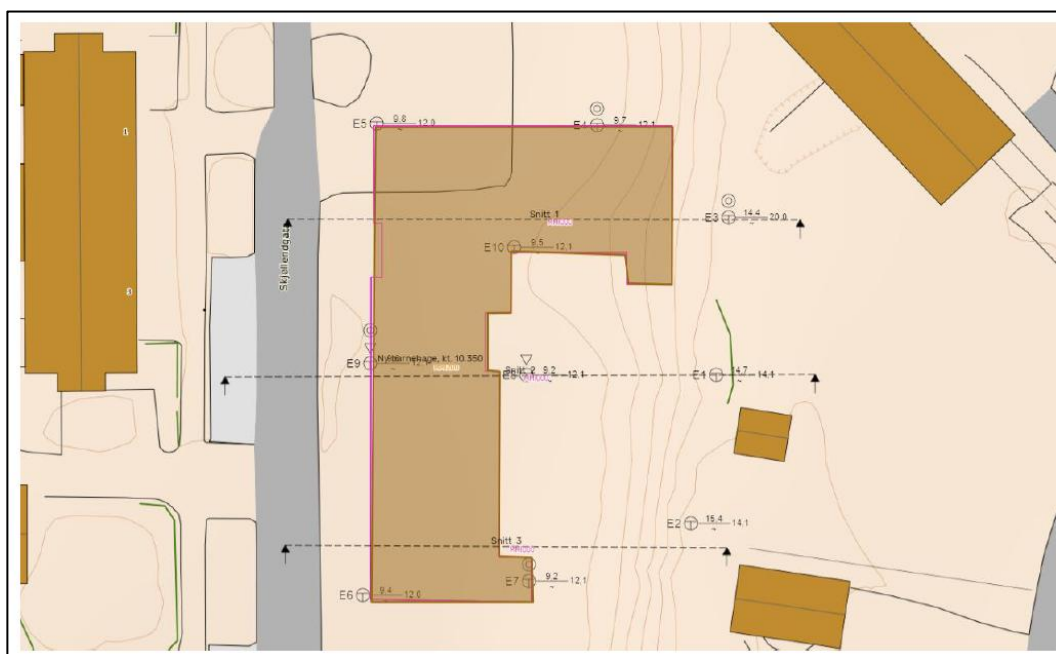
Bilde 3.1 Utførte grunnundersøkelser. Kilde: Ref. 1

Jordprofilen er estimert som følgende:

- 0 til 2 m er fyllmasse og asfalt (i bebygd områder)
 - Fyllmassene består av sand og grus
 - Friksjonsvinkel er estimert 36° ut ifra håndbok V220.
 - Romvekt er estimert 19 kN/m³.
- 2 til 10 m er Sand, grusig, siltig med enkelte steinlag
 - Friksjonsvinkel er estimert 32 – 36° ut ifra håndbok V220 og CPT tolkning.
 - Romvekt er estimert 19 kN/m³.
 - Vanninnhold ble målt på mellom 6,8 og 8,2%.
 - Aktiv udrenert skjærstyrke er ≥ 150 kPa
 - Telefarlighetsklasse er T2, dvs. lite telefarlig.
 - Massene er middels fast – fast
- 10 til > 40 m er Morene
 - Friksjonsvinkel er estimert 36 – 38° ut fra håndbok V220
 - Romvekt er estimert 19 kN/m³.
- Grunnvannstand ligger lavere enn 5 m dypde i tiltaksområdet
- Fjelloverflate ligger dypere enn 40 m dypde

3.2 Referanse 2 Barnehage sentrum Sunndalsøra. Geoteknisk prosjektering

Undersøkt området er ca. 160 m sør-vest for tiltaksområdet og utførte grunnundersøkelsene omfatter 10 stk totalsonderinger, 2 stk. CPTu og 4 stk. naverboringer. Grunnforhold på tomtem er beskrevet som et topplag med matjord og deretter elvegrus mer høyt steininnhold 3 – 4 m dybde. Derunder er det sandig grusig materiale og stedvis sandig siltig materiale ned til ca. 9 – 15 m dybde hvor boringene ble avsluttet uten å treffe fjell. Det ble ikke påvist sensitive leire eller masser med sprøbruddegenskaper ved undersøkelsene.



Bilde 3.2 Utførte undersøkelser ved Barnehage sentrum Sunndalsøra. Kilde: referanse 2.

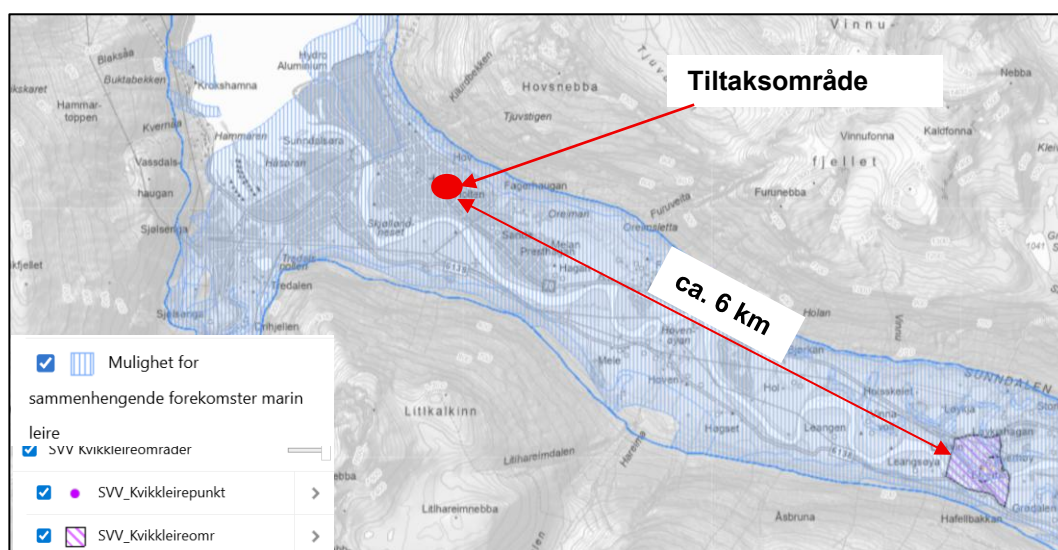
4 Stabilitet

4.1 Områdestabilitet

Tabell 3.1. i kapittel 3.2 i NVEs veileder 1/2019 – Sikkerhet mot kvikkleireskred viser en stegvis prosedyre for utredning av områdeskredfare. Se punkter 1-3 her nedenfor fra tabell 3.1 i veilederen:

1. Undersøk om det finnes registrerte faresoner (kvikkleiresoner) i området.

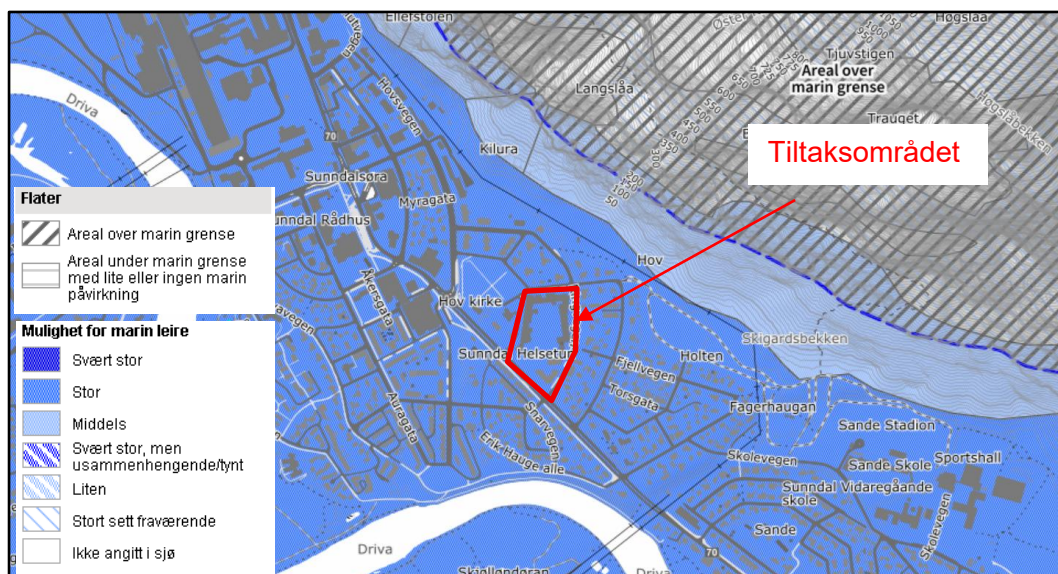
Nei, nærmeste registrerte kvikkleireområde er «Elverhey» definert av SVV som befinner seg ca. 6 km sør-vest for tomten (se bilde 4.1).



Bilde 4.1 Kart som viser at tomten ligger innenfor marin grense, men utenfor for kvikkleire faresoner. Kilde: <https://atlas.nve.no/Html5Viewer/index.html?viewer=nveatlas#>

2. Avgrens områder med mulig marin leire.

Ja, området ligger under marin grense, med stor mulighet for å treffe sammenhengende marine leire, se kapittel 1.2.2 og bilde 1.5.

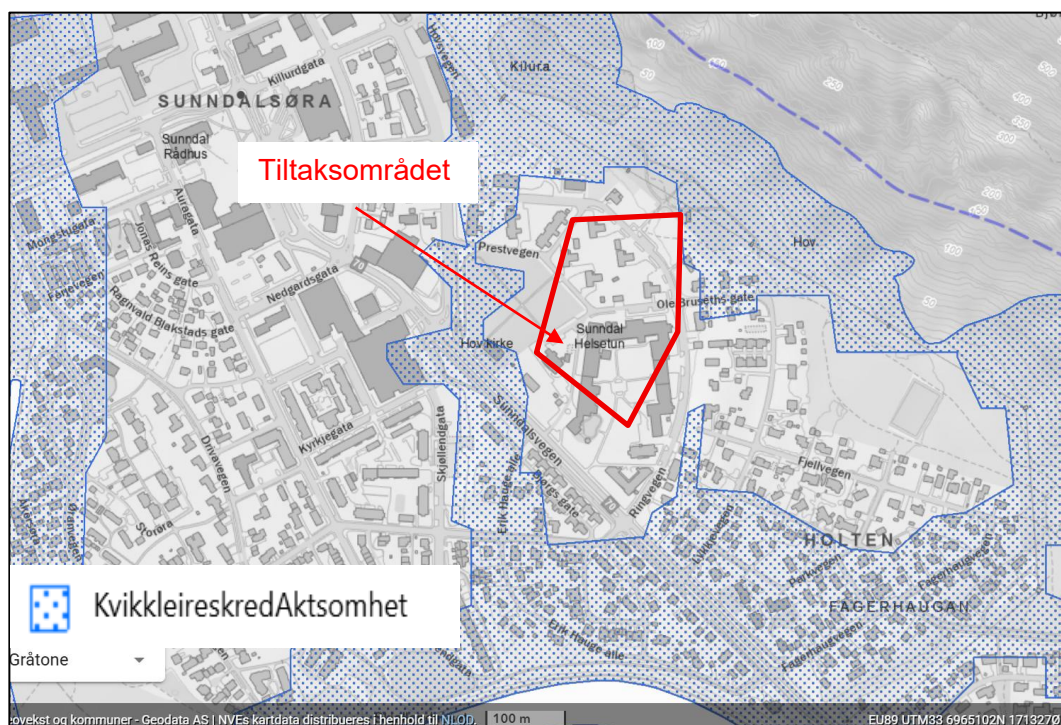


Bilde 4.2 Kart som viser at område ligger under marin grense med stor mulighet for å treffe marin leire. Kilde: www.ngu.no/losmasse

3. Avgrens områder med terreng som kan være utsatt for områdeskred.

Avgrensning av områder med terreng som kan være utsatt for kvikkleireskred er basert på den nye aktsomhetskart for kvikkleireskred publisert av NVE i april 2024. Kartet brukes for steg 2 og 3 i utredning av områdeskredfare. (se: [Aktsomhetskart for kvikkleireskred - NVE](#)).

Kartgrunnlaget viser at tomten ligger utenfor aktsomhetsområde for kvikkleireskred (se bilde 4.3).



Bilde 4.3 Kart fra skrednett.no som viser aktsomhetsområder for kvikkleireskred. Kilde: <https://temakart.nve.no/tema/kvikkleire>

Ettersom planlagt tiltaket ligger utenfor aktsomhetsområde for kvikkleireskred er det ingen fare for områdeskred. NVE veileder er fulgt og sikkerhet mot kvikkleireskred er ivarettatt med hensyn til planlagt tiltak.

4.2 Lokalstabilitet

4.2.1 Traubunn for bygget

Kote på ferdig gulv i planlagt bygg er ikke avklart i mottatt grunnlag. Det forventes ca. maks 3 m utgraving for etablering av kjelleren fra eksisterende terrengoverflate.

Løsmassene består stort sett av middels fast – fast lagrede friksjonsmasser med grunnvannstand antatt å være dypere enn 5 m.

Erfaringsmessig og ut ifra grunnforhold kan midlertidig graveskråninger anlegges på 1:1,5 og permanente graveskråninger på 1:2 eller slakere. Utgravinger må detaljprosjekteres av fagkyndig i senere faser når endelig bunnkote for bygget er avklart.

4.2.2 Grøfter for VA- og ledningstrasé

Utgraving av VA- og ledningsgrøfter kan utføres med uavstivet graveskråninger med helning på 1:1,5 eller slakere inntil 3 m dybder. Dersom utgravningene er dypere enn 3 m skal det gis en forsvarlig helning prosjektert av fagkyndig. Ved plassbehov som gjør åpne graveskråninger upraktisk skal gravegropene avstives ved bruk av grøftekasser for utgraving opptil 3 m.

Ved bruk av grøftekasse er det viktig at å følge følgende punkter:

Utgraving:

- Det skal brukes korte seksjoner; ca. 6m, ved graving med grøftekasser.
- Det skal på alle tidspunkter sikres at det ikke oppstår hulrom mellom grøftekassene og stedlige masser.
- Overvann/nedbør kan pumpes (pumping av grunnvann frarådes, men forventes å ligge dypere enn utgravingsdybde i alle fall).

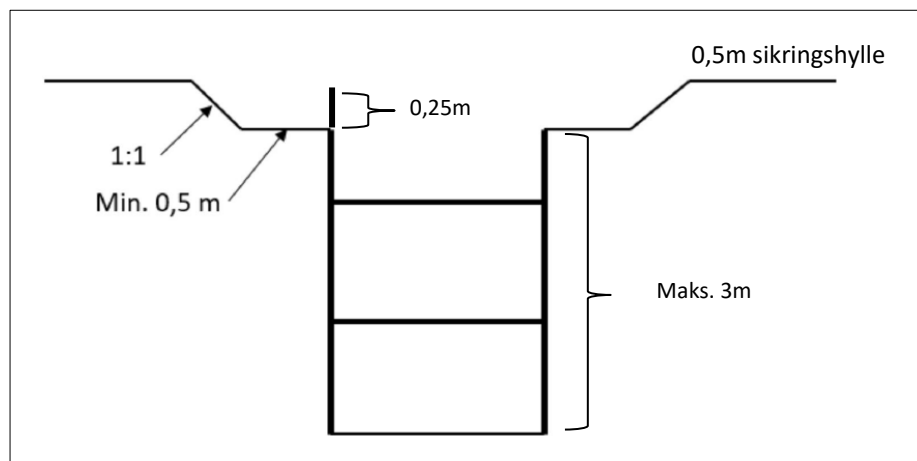
Tilbakefylling:

- Grøftene skal utføres som temporære og ved skånsom utgravning, med snarlig tilbakefylling. Det er ikke anbefalt å la grøften stå åpen over lengre perioder (maks 48 timer). Det er viktig at eksponerte masser beskyttes mot erosjon, for eksempel ved bruk av fiberduk over stedlige masser.
- Etter at ledningsarbeidene er utført må det tilbakefylles.
- Stedlige masser kan brukes i for tilbakefylling.

Stabiliserende tiltak ved bruk av grøftekasse

For installering av grøftekasser graves det åpent ned til 1m i topplaget med maksimal helning på 1:1. Deretter graves det vertikalt og grøftekassene settes ned til bunn av grøften. Det skal etableres en horisontal hylle på minimum 0,5m fra foten av graveskråningen mot topp grøftekasse. Toppen av grøftekassen anbefales minimum 0,25 m over nivået på horisontal hylle for å stoppe eventuelt nedfall. Se illustrasjon i bilde 4.4.

Grøftekassen skal stå helt ned i bunn av grøft. Mot bunnen av grøften kan grøftekassen med fordel skyves ned i massene om dette er mulig. Det må fylles inntil sidene av grøftekassen for kontakt mot vertikal graveskråning langs sidene. Grøftekassen skal tåle minst 3m jordtrykk.



Bilde 4.4 Prinsippskisse for utgraving innenfor grøftekasse med minimumskrav til helning og horisontal hylle.

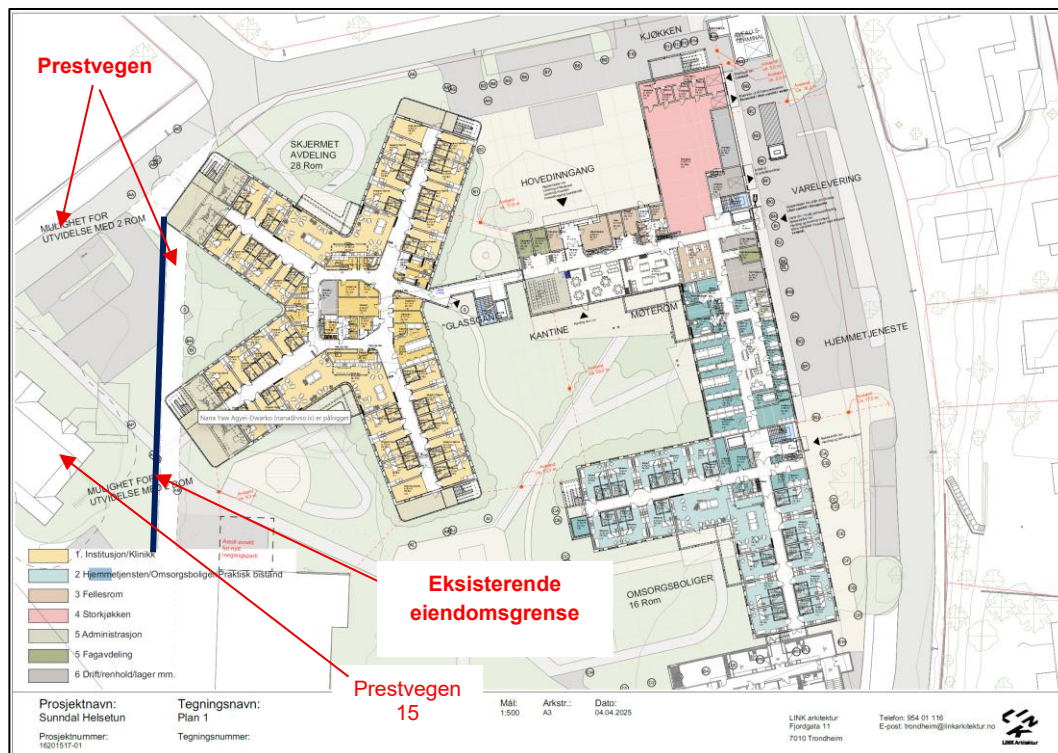
I tverrsnittet til grøften kan skjæringsvinkelen senkes (helning på grøfteskråningen), eller det graves av et parti på toppen slik at høydeforskjellen mellom bunnen av grøften og terrenget blir redusert.

Mellomlagring av gravemasser

Det er ikke tillatt å mellomlagre oppgravde masser i nærheten av åpne grøfter. Skal masser mellomlagres må dette skje innen anvist område. Evt. tillat volum og geometri mellomlagringsdeponi bestemmes av geotekniker i senere faser.

5 Spuntkonstruksjon

Mottatt grunnlag (vedlegg 2.2 fra konkurransegrunnlag; se bilde 5.1) viser at deler av eksisterende bygg skal komme i konflikt med veien vest for tomten (Prestvegen) og skal være ved eiendomsgrensen til Prestvegen 15 (Gnr./Bnr. 50/236). Dersom det skal ikke være mulig å grave innenfor eiendommen Gnr./Bnr. 50/236 skal det være behov for avstivning.



Bilde 5.1 Illustrasjon hentet fra konkurransegrunnlaget. Kilde: Sunndal kommune

Ved behov for avstivning, kan det utføres med bruk for spunt ved utgraving. På grunn av at massene er fastlagret og steinete kan ramming av spuntene blir utfordrende. Borede rørvegg kan være nødvendig dersom der er behov for støttekonstruksjon.

Behov for avstiving av utgravingen i dette området bør avklares i senere faser.

6 Fundamentering

6.1 Frostfri dybde

Ifølge dokument 451.021 fra Byggforskserien «Klimadata for termisk dimensjonering og frostsikring» er frostfri dybde i Sunndal kommune 1,3 m. Fundamenter og ledninger må derfor plasseres på minimum 1,3 m dybde. Alternativt kan de sikres mot frost ved bruk av frostisolasjon, eller ved tilbakefylling med telesikre masser til en minimumsdybde lik frostdybden. Telesikre masser må være i telefarlighetsklasse T1.

6.2 Grunne fundamenter

Utførte grunnundersøkelser viser gunstige grunnforhold i tiltaksområde med fast lagrede friksjonsmasser og grunnvannstand lavere enn 5m dybde. Dette gjør det mulig for direktefundamentering av bygget.

Det gjør oppmerksom at endelig valg av fundamentering må bestemmes når lastene fra bygget foreligger.

Ved direktefundamentering anbefales at det etableres et avretnings- eller bærelag av komprimerte velgraderte kvalitetsfyllingsmasser over stedlige masser for å gi økt bæreevne og tillat grunntrykk.

Ved beregninger av bæreevne kan følgende parametere legges til grunn:

Lag	Friksjonsvinkel (°)	Tyngdetetthet, (kN/m ³)	Attraksjon (kPa)
Sprengsteinfylling	42	19	0 – 10
Stedlige masser (sandig siltig materiale)	32	19	0
Stedlige masser (sandig grusig materiale)	36	19	0

Det bør merkes at bæreevnen reduseres med mindre fundamenteringsdybde, mindre fundamentbredde og større horisontale laster i forhold til vertikale laster.

Fundamentering på friksjonsmasser fører vanligvis til små setninger. Erfaringsvis kan det forventes setninger opp mot 1% av fundamentbredden. Setninger i sand vil komme raskt etter belastning og være mest sannsynlig ferdig i løpet av byggeperioden. For setningsvurderinger er to saker viktige; maksimum setninger og setningsforskjell mellom ulike fundamenter. Dette bør sjekkes i detaljprosjekteringsfase, men forventes ikke å være dimensjonerende for prosjektet.

6.2.1 Bæreevne

Det ble utført bæreevneberegninger for ulike størrelse/bredde av punkt- og stripefundamenter på fundamenteringsdybde 0,35m.

For å beregne bæreevne har tillegg D i Eurokode 7 - del 1 og kapittel 6 i Håndbok V220 fra Statens vegvesen blitt benyttet. Bæreevneberegninger ble utført i egenutviklede Excel-ark. Resultater fra beregningene presentert i denne rapporten ble beregnet ved å bruke verdier i tabell 6.1. Tabeller 6.2 og 6.3 viser jordprofillets bæreevne i bruddgrensetilstand (tillatt grunntrykk) for ulike fundamentbredder for 0,3 m dypt sålefundament og 0.6 m dypt stripefundament. Bæreevnen øker med økt fundamentbredde og økt fundamenteringsdybde og reduseres med økt andel horisontale laster. Det må kontrolleres at fundamentlaster ikke overskrider jordprofillets bæreevne i bruddgrensetilstand.

Tabell 6.1: Verdier brukt ved bæreevneberegninger.

Friksjonsvinkel	φ	32°
Attraksjon	a	0 kPa
Grunnvannstand	gv	5 m dybde
Romvekt	γ_{over}	19 kN/m ³
	γ_{under}	19 kN/m ³
Moment	M	0 kNm

Tabell 6.2: Tillatt grunntrykk i bruddgrensetilstand (bæreevne) for punktfundamenter med horisontal last som er 10% ratio av vertikal last.

Fundamentbredde [mxm]	Fundamentdybde [m]	Tillatt grunntrykk [kPa], og tilsvarende last [kN]	Foreløpig last fra RIB [kN]
0.8 x 0.8	0.35	145 kPa => 90kN	100 kN => Marginalt OK
1.2 x 1.2	0.35	160 kPa => 230kN	540 kN => Not OK
2.0 x 2.0	0.35	255 kPa => 1020kN	1080 kN => Marginalt ok

Tabell 6.3: Tillatt grunntrykk i bruddgrensetilstand (bæreevne) for stripefundamenter på 0,35 m dybde med horisontal last som er 10% ratio av vertikal last.

Fundamenteringsdybde [m]: 0.6		
Fundamenteringsbredde [m]:	Tillatt grunntrykk [kPa], [kN/m]	Last fra RIB
0.6	120 kpa ~75 KN/m	300 KN/m => Not OK

Det noteres at verdiene er ikke formelt prosjektering, beregningene er foreløpig og bør ikke tolkes som formelt/ferdig prosjektering

6.2.2 Oppbygging av fundamenter

Det anbefales graves ut til planlagt fundamenteringsnivå (underkant av betongfundamenter), og minimum 50 cm videre i stedlige masser. Stedlige masser skal komprimeres.

Knust fjell legges på ren traubunn/fiberduk. Det legges minimum 0,5 m av kvalitets fyllmasser på ren traubunn både under fundamenter og golv på grunn. For generelle fyllarbeider anbefales å følge veilederen «Byggforskserien 513.131 – Utlegging og komprimering av sprengsteinsfylling»

Hvis stedlige masser er lokalisert ikke antatt brukbar, f.eks. hvis det finnes noe spor av organiske masser eller leire, da må det graves/masse utskiftes videre. Fyllmasser, f.eks. kult/sprengsteinsfylling (20-120 mm), kan ikke ha større steiner enn maks 2/3 av lagtykkelse.

Fyllmasser i traubunnen komprimeres ifølge tabell 24 i «Byggforskserien 513.131 – Utlegging og komprimering av sprengsteinsfylling», se utklipp av tabellen herunder.

Tabell 24 Normal komprimering etter NS 3420 (95 % Standard Proctor)				
Komprime- ringsutstyr	Masse i kg eller statisk linjelast i kN/m*	Maks. lagtyk- kelse for kompri- mering m	Antall passeringer **	
			Normal kompri- mering	Lett kompri- mering
Vibrerende plate	200 – 500 kg over 500 kg	0,40 0,60	6 6	3 3
Vibrerende valse	30 – 45 kN/m over 45 kN/m	1,00 1,50	6 8	3 4
Statisk valse	minst 45 kN/m	0,40	6	3

* Tallet gjelder den vibrerende enheten.

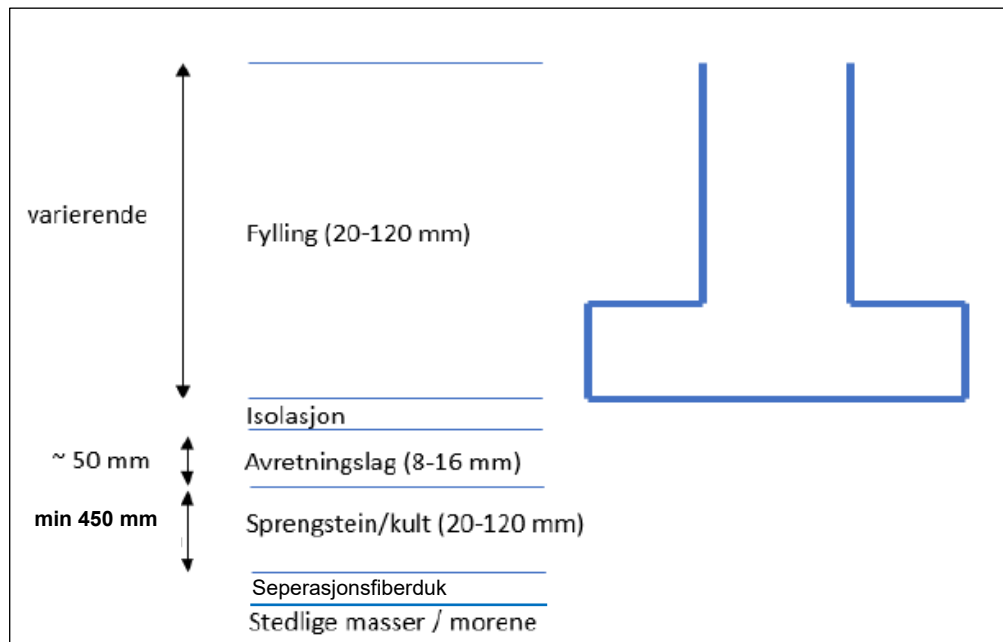
** Tandemvals gir to passeringer pr. overfart.

Tverrsnitt:

- Fiberduk for separasjon mellom stedlige masser, som kan være finkornede (fin sand/silt), og fyllmasser.
- Kult/sprengsteinsfylling (20-120 mm), til fundamenteringsnivå, normal komprimering. Omtrentlig tykkelse ca. 45cm.
- Avretningslag (8-16 mm), 5 cm lagtykkelse, normal komprimering.

- Masser innenfor fundamenter må være vel drenerende, bæredyktig og uten finstoff, evt. sprengsteinsfylling/kult (20-120 mm). Avretningsmasser brukes etter behov mot evt. isolasjon og gulvplate.

Forslag til oppbygging av grunne fundamenter er vist på bilde 4.5.



Bilde 6.1 Forslag til oppbygging av grunne fundamenter

6.3 Pelefundamentering

Dersom lastene fra bygget er store, kan bygget fundamenteres på peler. Rammede friksjonspeler av betong er mye brukt i Norge, men vurderes ikke som praksis da undersøkelsene viser forekomst av grove steinmasser. Aktuell metode for peling dersom nødvendig er rammede stålrørspeler. Stålrørspeler kan benyttes som friksjonsbærende og vanligvis har dimensjonerende kapasitet på over 4000 kN.

6.4 Horisontal jordtrykk fra tilbakefylte masser

Tilbakefylte masser mot vegger må være drenerende og ikke-telefarlige i telefarlighetsklasse T1. Det kan f.eks. brukes kult, pukk eller grus. For beregning av jordtrykk på vegger kan følgende parametre brukes:

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi'_k = 38^\circ$$

$$\varphi'_d = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \varphi'_k}{\gamma_{\varphi'}} \right) = 32^\circ$$

Dimensjonerende hvilejordtrykkskoeffisient i bruddgrensetilstand blir da:

$$K_{od} = 1 - \sin \varphi'_d = 0,47$$

Dimensjonerende hvilejordtrykkskoeffisient i bruksgrensetilstand blir da:

$$K_{ok} = 1 - \sin \varphi'_k = 0,38$$

Jordtrykk på vegger må beregnes med hvilejordtrykkskoeffisient.

6.5 Opptak av horisontale laster

Dersom det er benyttet pelefundamentering skal horisontale laster ikke tas opp av pelene. Horisontale laster skal tas opp av kjellervegger ved hjelp av passivt jordtrykk. Passivt horisontal jordtrykk mot vertikal vegg kan beregnes med følgende formel:

$$\sigma_p = K_p \cdot \gamma \cdot z$$

hvor

$K_p = \frac{1+\sin(\phi'_d)}{1-\sin(\phi'_d)}$ er Rankine passiv jordtrykkskoeffisient, γ er jordens romvekt, z er fundamenteringsdybde og ϕ'_d er dimensjonerende friksjonsvinkel.

Tilsvarende horisontal kreft til passive horisontal jordtrykken er følgende:

$$F_p = \sigma_p \cdot z \cdot \frac{1}{2}$$

6.6 Oppbygging av parkeringsplasser/asfalterte områder

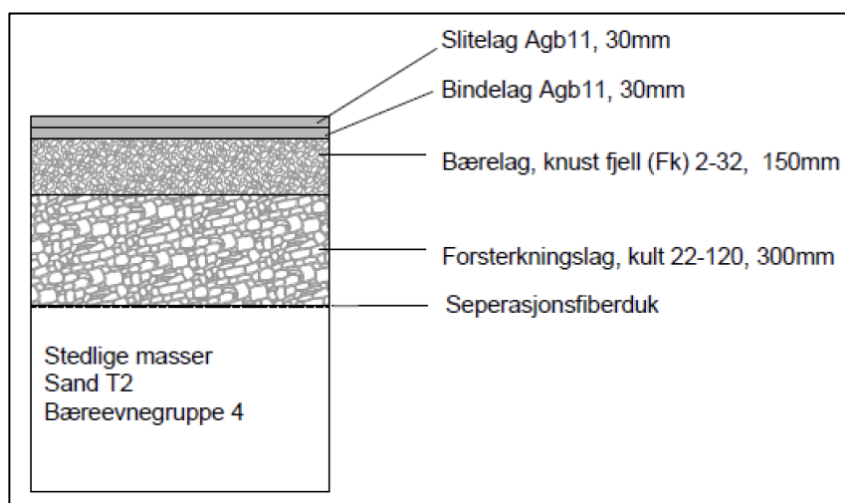
Forslag til oppbygging av asfaltert/kjørbar områder er valgt etter veileder i Statens Vegvesens Håndbok N200, se bilde 6.2. Stedlige masser som består av sand som er estimert å ligge i telefarlighetsklasse T2, litt telefarlige og klassifiseres i bæreevnegruppe 4. Det forutsettes at kjørbare områder skal kun benyttes til lett trafikk.

Tabell 3.5—3 — Tykkelse av forsterkningslag for parkeringsplasser og andre trafikkarer med asfaltdekke (cm). Tykkelsen forutsetter lastfordelingskoeffisient $a = 1,0$.

Materialtype i grunnen	Bæreevnegruppe	Type anlegg		
		Parkeringsplass med lett trafikk	Parkeringsplass med tung trafikk	Andre trafikkarealer med tunge kjøretøy
Bergskjæring, steinfylling, T1	1	30	30	30
Grus $C_U \geq 15$, T1	2	30	30	30
Grus $C_U < 15$, T1	3	30	30	40
Sand $C_U \geq 15$, T1				
Bergskjæring, steinfylling, T2				
Sand $C_U < 15$, T1	4	30	40	60
Grus, sand, morene, T2				
Grus, sand, morene, T3	5	40	60	70
Silt, leire, T4, $c_u \geq 50$ kPa	6	50+10	70	80
Silt, leire, T4, $37,5 \leq c_u < 50$ kPa	6	50+10	70	80
Silt, leire, T4, $25 \leq c_u < 37,5$ kPa	6	50+30	70+10	80
Silt, leire, T4, $c_u < 25$ kPa	6	50+60	70+40	80+30

Bilde 6.2 Tabell 3.5 – 2 fra SVV, N200.

Det anbefales 3+3 cm tykke stive asfaltdekketyper, ovenpå 15 cm lag av knust fjell (Fk) og 30 cm forsterkningslag for kjørbare områder/parkeringsplasser med lett trafikk (se bilde 4.7). Fiberduk for separasjon er anbefalt mellom stedlige masser og forsterkningslaget. Snitt av forslag til oppbyggingen er vist på bilde 6.3.



Bilde 6.3 Prinsippsnitt, forslag til oppbygging av parkeringsplass med lett trafikk.

7 Grunntype (jordskjelv) og seismisk dimensjonering

I seksjon NA.3.1.2 i Eurokode 8 (NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2021) er det veiledninger om identifisering av grunntyper med hensyn til jordskjelv. Ifølge tabell NA.3.1 fra denne koden (bilde 7.1 i denne rapporten) er anbefalt grunntype C. Ansvarlig prosjekterende må bekrefte grunntype i prosjekteringsfasen.

Grunn- type	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.	130 – 180	10 – 15	40 – 70
E	Et 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 (antydnet)	—	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 .			

Bilde 7.1 Tabell NA.3.1 fra Eurokode 8, nasjonalt tillegg.

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: idrettsbygg		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					

Bilde 7.2 Tabell NA.4 (902) fra Eurokode 8, nasjonalt tillegg.

Ifølge tabell NA.4(902) i Eurokode 8 er boligblokker plassert i seismisk klasse II. Ifølge tabell NA.4(901) i Eurokode 8 betyr det at seismisk faktor er $\gamma_1 = 1,0$.

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	-a)
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.	

Bilde 7.3 Tabell NA.4 (901) fra Eurokode 8, nasjonalt tillegg

Grunnens spissverdiakselerasjon ved fjell (a_{gR}) i tiltaksområdet er bestemt fra NA.3.2 (901) i Eurokode 8 å være $0,25 \text{ m/s}^2$.

Tabell NA.3.2 (908) — Spissverdier for berggrunnens akselerasjon a_{gR} (PGA) med en returperiode på 475 år for Møre og Romsdal

Kommune	Nr.	a_{gR} [m/s ²]	Kommune	Nr.	a_{gR} [m/s ²]	Kommune	Nr.	a_{gR} [m/s ²]
Aukra	1547	0,40	Kristiansund	1505	0,25	Sykkylven	1528	0,50
Aure	1576	0,25	Molde	1506	0,40	Tingvoll	1560	0,30
Averøy	1554	0,30	Rauma	1539	0,40	Ulstein	1516	0,55
Fjord	1578	0,45	Sande	1514	0,60	Vanylven	1511	0,60
Giske	1532	0,50	Smøla	1573	0,25	Vestnes	1535	0,45
Gjemnes	1557	0,30	Stranda	1525	0,50	Volda	1577	0,60
Hareid	1517	0,55	Sula	1531	0,55	Ørsta	1520	0,55
Herøy	1515	0,55	Sunndal	1563	0,25	Ålesund	1507	0,45
Hustadvika	1579	0,40	Surnadal	1566	0,25			

Bilde 7.4 Tabell NA.3.2 (901) fra Eurokode 8, nasjonalt tillegg

Knekkpunkter for dimensjonerende responsspekter er gitt i tabell 3.3 i Eurokode 8. For grunntype B er $S = 1,5$

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

Dette tilsier at $a_{gS} = a_{gR} \times \gamma_I \times S = 0,25 \text{ m/s}^2 \times 1,0 \times 1,35 = 0,375 \text{ m/s}^2$

8 Sammendrag – Konklusjon

Sunndal kommune skal bygge et nytt helsetun på eksisterende tomt (gnr./bnr. 50/233) på Sunndalsøra. Deler av den eksisterende bygningsmassen på tomten skal rives. Den nye bygg skal være på 3 etasjer med kjeller under deler av bygget. Deler av eksisterende kjeller skal muligens beholdes.

VSO Consulting har på oppdrag for Sunndal kommune gjennomført en geoteknisk vurdering av grunnarbeid i forbindelse med reguleringsprosess. Forutsetningene er basert på offentlige tilgjengelige informasjon og utførte orienterende grunnundersøkelser i tiltaksområdet.

Prosjektet anses å være i Tiltaksklasse 2, konsekvens-/pålitelighetsklasse CC/RC 2, geoteknisk kategori 2, og prosjekterings- og utførelseskontrollklasse 2

Grunnforholdene på tomten består hovedsakelig av Sandig grusig siltig materiale med enkelte steinlag i øverste 10 m og derunder morene til over 40 m dybde. Fjelloverflate er ikke registrert ved grunnboring inntil 40 m. Grunnvannstand er antatt å ligge lavere enn 5 m dybde i tiltaksområdet.

Tomten ligger utenfor aktsomhetsområde for kvikkleireskred, og sikkerhet mot områdeskredfare er ivarett mht. NVE veileder 1/2019. Det forventes ca. maks 3 m dyp utgraving fra eksisterende terrengoverflate for etablering av kjelleren.

Midlertidig graveskråninger kan anlegges på 1:1,5 og permanente graveskråninger på 1:2 eller slakere. Utgravinger må detaljprosjekteres av fagkyndig i senere faser når endelig bunnkote for bygget er avklart.

For VA- og ledningsgrøfter kan det graves uavstivet med graveskråninger på 1:1,5 helning eller slakere inntil 3 m dybder. Dersom utgravningene er dypere enn 3 m skal det gis en forsvarlig helning prosjektert av fagkyndig. Ved plassbehov som gjør åpne graveskråninger upraktisk skal gravegropene avstives ved bruk av grøftekasser for utgraving opptil 3 m.

Det kan være behov for støttekonstruksjon i vestlige delen av tomten ettersom planlagt bygg er på eiendomsgrensen til Prestvegen 15 (Gnr./Bnr. 50/236). Mulighet for graving utover eksisterende eiendomsgrense (og behov for støttekonstruksjon) bør avklares i senere faser. Dersom det er behov for støttekonstruksjon vurderes borede rørvegg som aktuell metode pga. forekomst av grove steinholdige masser.

Frostfri dybde i Sunndal kommune 1,3 m. Fundamenter og ledninger må derfor plasseres på minimum 1,3 m dybde. Alternativt kan de sikres mot frost ved bruk av frostisolasjon, eller ved tilbakefylling med telesikre masser til en minimumsdybde lik frostdybden. Telesikre masser må være i telefarlighetsklasse T1.

Grunnforholdene er gunstig og muliggjør direktefundamentering av bygget dersom lastene ikke er for stor. Ved direkte fundamentering anbefales utlegging av et avretnings- eller bærelag av komprimerte velgraderte kvalitetsfyllingsmasser over stedlige masser for å gi økt bæreevne og tillat grunntrykk. Ved store laster kan rammede stålrørspeler benyttes.

Grunntype for jordskjelv i tiltaksområdet er vurdert å være C, tiltaket er vurdert å være i seismisk klasse II og grunnens spissverdiakselerasjon ved fjell $a_{gR} = 0,25 \text{ m/s}^2$. a_{gS} er beregnet lik $0,375 \text{ m/s}^2$.