

NOTAT

Oppdrag **1350025799 – Klæbu HVS**
Kunde **Trondheim kommune**
Notat nr. **G-not-001 1350025799**

Til **Anne Grete Valstad, Trondheim kommune**

Fra **Maj Gøril Bæverfjord** **Rambøll Norge AS**
Kopi

INNLEDENDE GEOTEKNISK VURDERING FOR KLÆBU HVS

Dato 2018/07/12

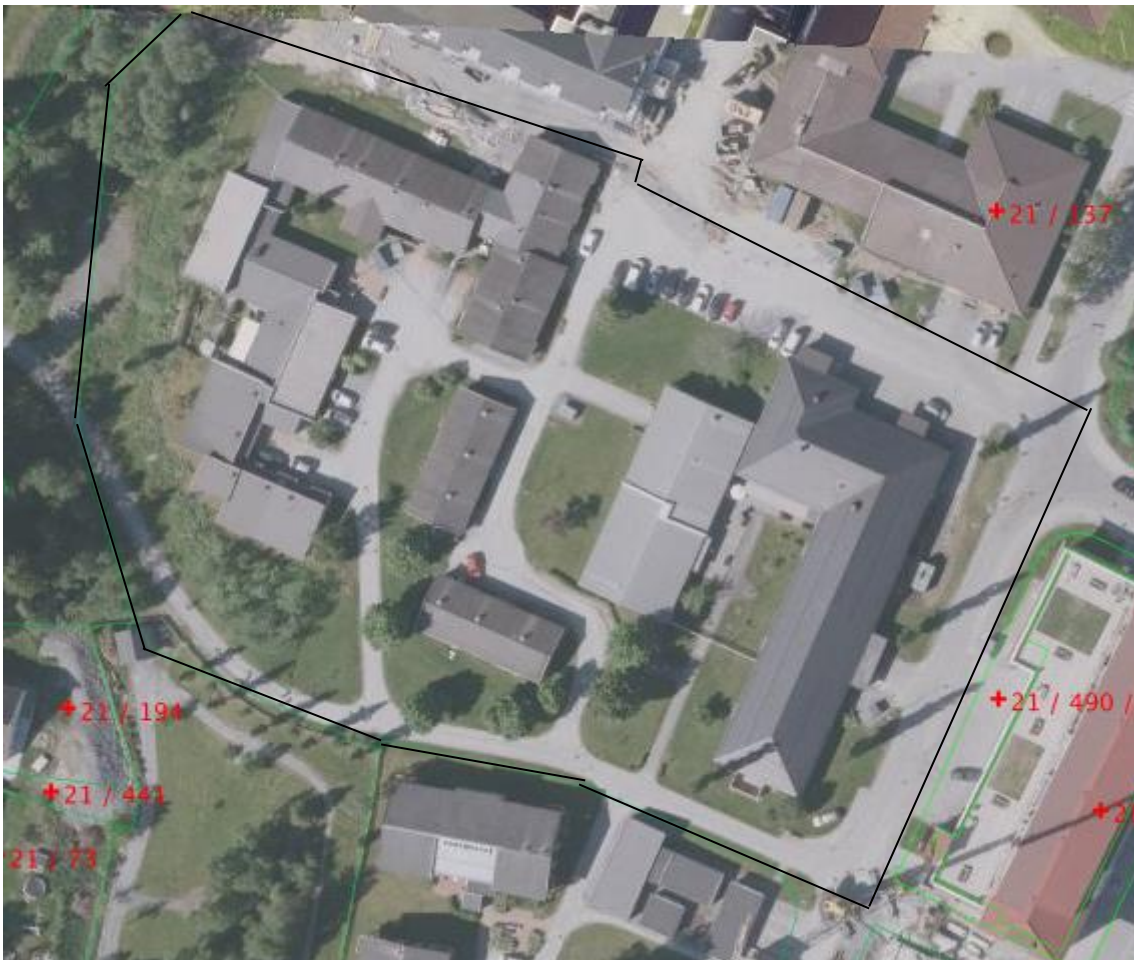
1. Innledning/Bakgrunn

Trondheim kommune planlegger oppføring av nytt Klæbu HVS i Vikingvegen 8, 10, 12, 14, 16, 18 og 20, gnr/bnr 21/137, se Figur 1. Deler av dagens bygningsmasse på området er planlagt sanert og revet.

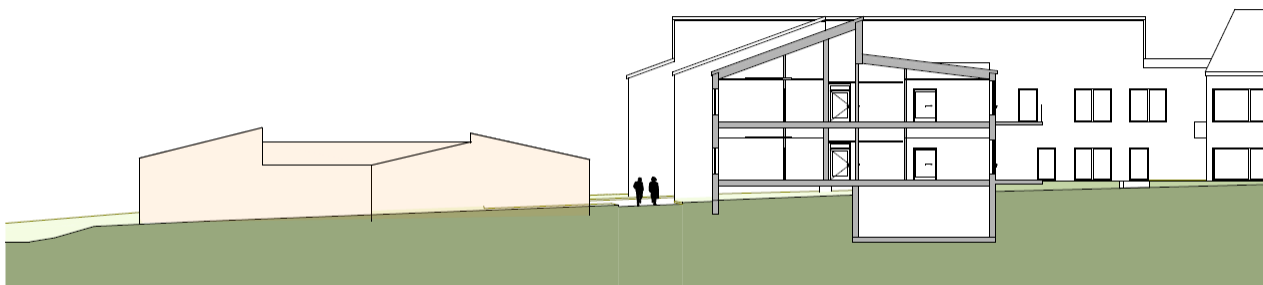
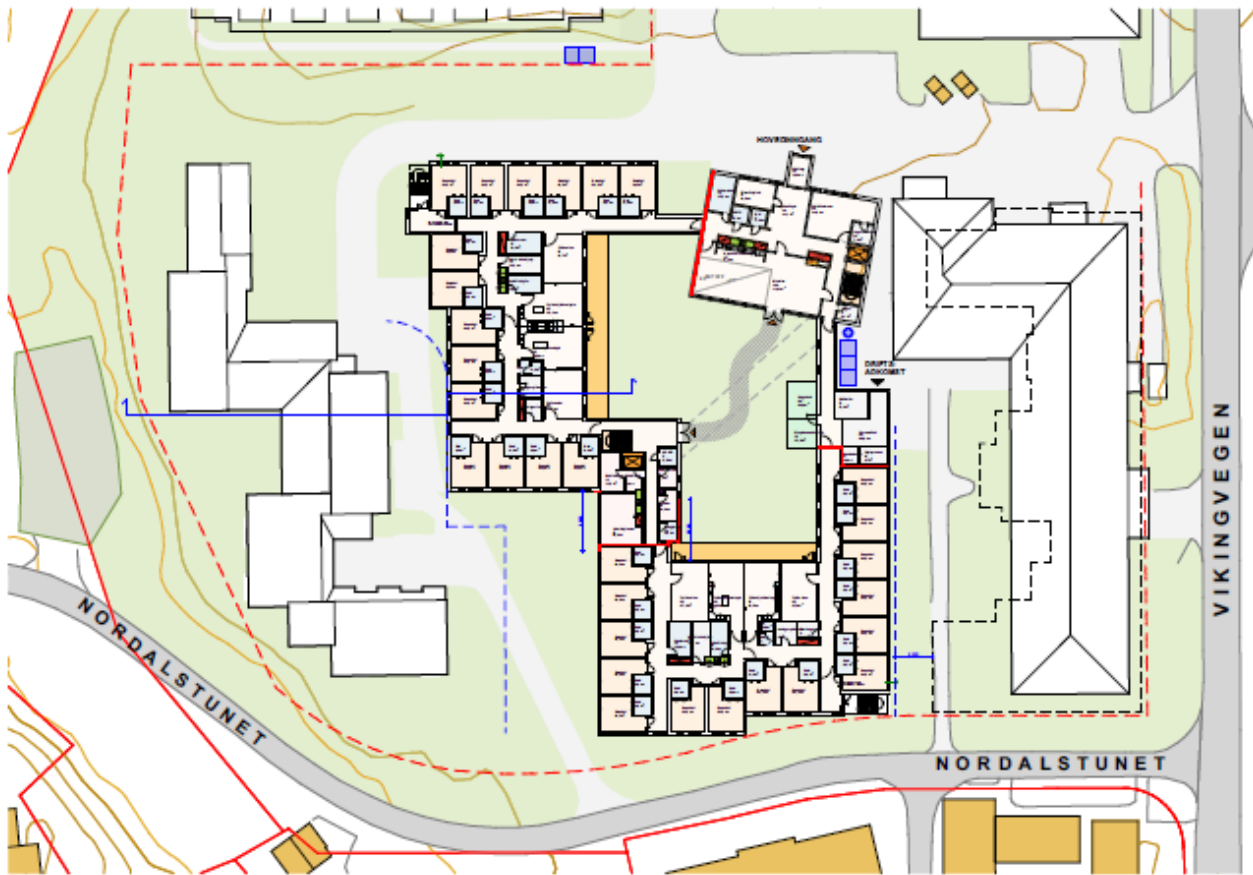
Rambøll
Kobbegate 2
N-7493 Trondheim


Rambøll Norge har utført grunnundersøkelser, rapportert i 1350025799 G-rap-001 rev A datert 06.07.2018. Foreliggende notat er en innledende geoteknisk vurdering av tomtas byggbarhet. Notatet beskriver grunnforholdene i området og gir en innledende vurdering av byggegrunn og fundamenteringsløsninger, samt vurdering av gjeldende myndighetskrav. Det er tatt utgangspunkt i to alternativer for nytt Klæbu HVS, se Figur 2 og Figur 3, oversendt av Trondheim kommune.

T +47 73 84 10 00
F +47 73 84 10 60
www.ramboll.no

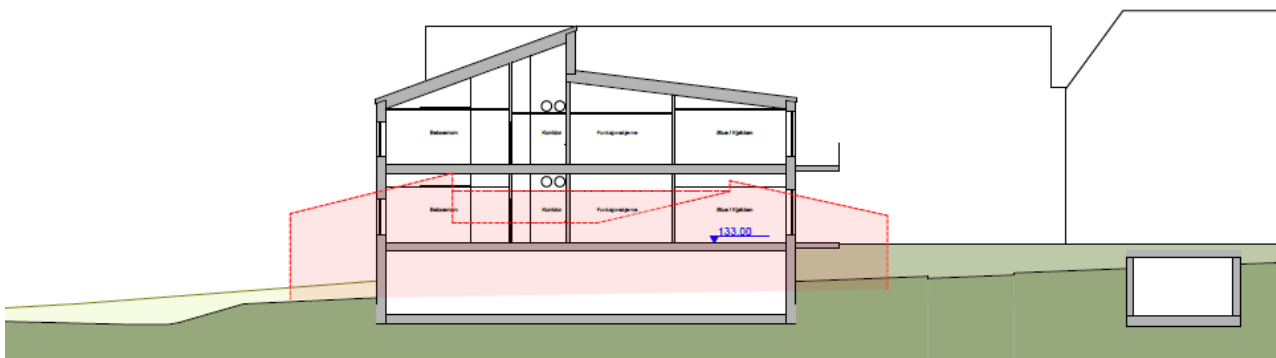


Figur 1: Utbyggingsområdet, grovt skissert i svart boks (norgeskart.no)



 Eksisterende bygning

Figur 2: Alternativ 1 for plassering av bygg (datert 31.05.2018)

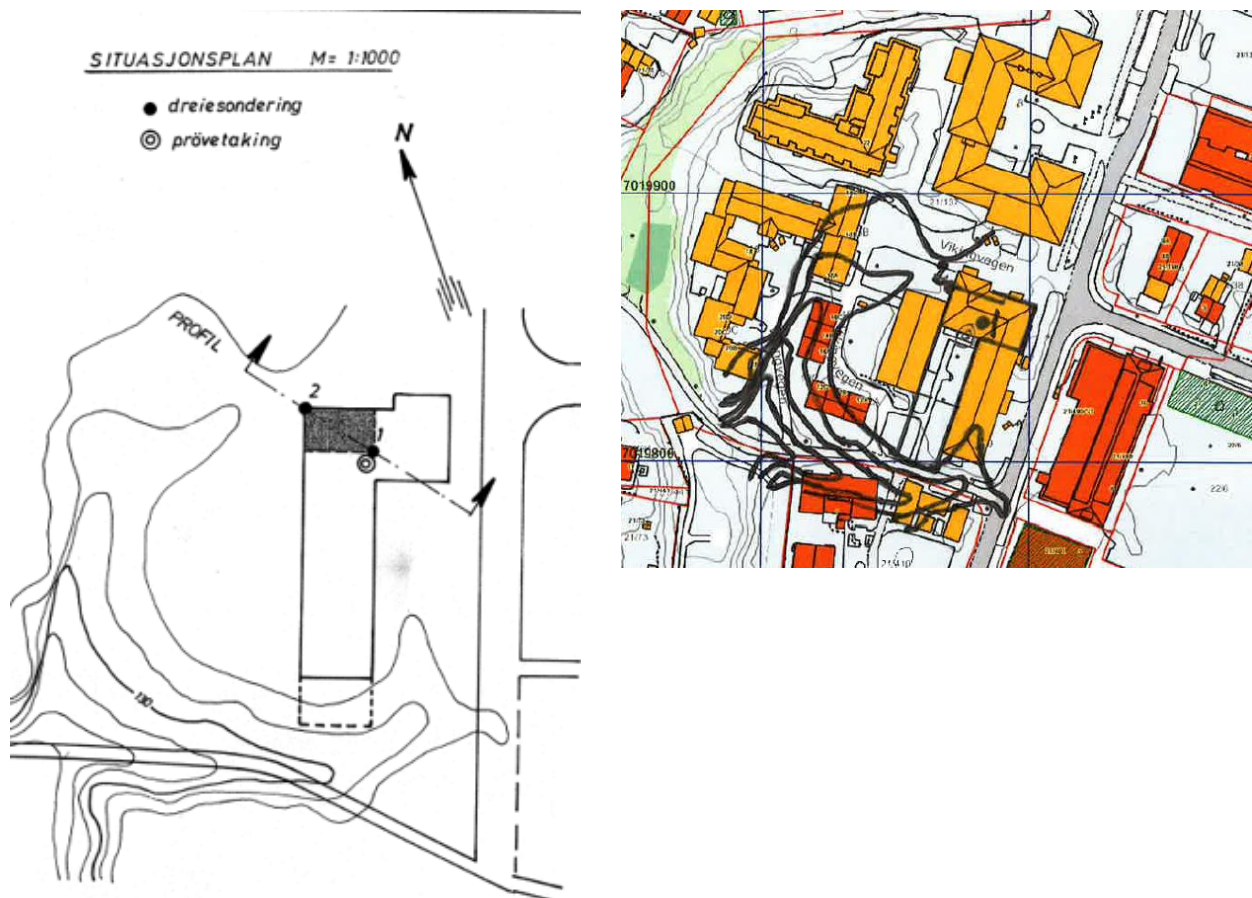


Figur 3: Alternativ 2 for plassering av bygg (datert 28.05.2018)

2. Utførte grunnundersøkelser

Rambøll Norge har på oppdrag fra Trondheim kommune gjennomført grunnundersøkelser. Resultatene er presentert i 1350025799 G-rap-001 rev A datert 06.07.2018 [1]. Borplan for grunnundersøkelsen er vist i tegning 1002.

Rambøll har tidligere utført en grunnundersøkelse på tiltaksområdet, rapportert i Kummeneje-rapport O.2261 Strøket [2]. Plassering av disse boringene er vist i Figur 4.



Figur 4: Plassering av borpunkter fra undersøkelse O.2261 Strøket og plassering av tidligere dalsøkk på tiltaksområdet som nå er gjenfylt

En oversikt over øvrige relevante grunnundersøkelser i området er gitt i Tabell 1.

Tabell 1: Utførte grunnundersøkelser i og ved tiltaksområdet

Rapport	Navn	Utgiver	År	Referanse
O.1111	Grunnundersøkelse. Utvidelse Selli sykehjem.	Kommuneje	1972	[3]
O.2261	Grunnundersøkelse. Sykehjem med tilfluktsrom.	Kommuneje	1976	[2]
O.4035	Grunnundersøkelse. Selle Rekonvalesentheim.	Kommuneje	1983	[4]
O.5534	Grunnundersøkelse. Administrasjonsbygg.	Kommuneje	1986	[5]
O.7175	Geotekniske undersøkelser. Stabilitet. Oppfylling i bekkedal ved Rådhuset.	Kommuneje	1988	[6]
O.7357	Grunnundersøkelser. Klæbu sparebank	Kommuneje	1989	[7]

6120459 G- rap-001	Datarapport fra grunnundersøkelse. Prix Klæbu	Rambøll Norge AS	2012	[8]
1350010948 G-rap-001	Datarapport fra grunnundersøkelse- Vikingtunet, Klæbu	Rambøll Norge AS	2015	[9]

3. Topografi

Tiltaksområdet er relativt flatt, med kotehøyde mellom kote +131 og +133. Sørvest i området ligger en gjenfylt bekkedal med opprinnelig terreng mellom kote +128 - +130. Området består i dag av helsebygg og trafikkert areal.

4. Grunnforhold

Grunnforholdene i området er lagdelte og uryddige. I grove trekk kan vi antyde et lag av sand (2 – 7 meters mektighet) over et lag med silt og leire (2 – 7 meters mektighet) og overgang til et nytt sandlag videre nedover i grunnen. Mektigheten på de ulike lagene varierer fra undersøkelsespunkt til undersøkelsespunkt.

I det følgende oppsummeres resultater fra grunnundersøkelser rapportert i 1350025799 G-rap-001 A: Prøver tatt på større dybder, viser overgang til kvikkleire. I pkt 7 og 9 er det registrert kvikkleire ($s_{uo} < 2$ kPa) fra henholdsvis 18 og 12 meter under terreng. De uryddige og lagdelte grunnforholdene gjør det vanskelig å tolke hvor det med sikkerhet er kvikkleire og hvilken mektighet den har. Sprøbruddmateriale ($s_{uo} < 2$ kPa og $S_t < 15$) er påvist i pkt 4, 7, 8, 9 og 13.

Vanninnholdet ligger rundt 20-30%. Tyngdetettheten varierer fra lag til lag, men ligger i hovedsak rundt 20 kN/m³.

Prøver fra de øvre leirlagene viser udrenert skjærfasthet i størrelsesorden 20 – 60 kPa, mens kvikkleira i dybden har udrenert skjærfasthet 10 – 30 kPa. De laveste skjærfasthetverdiene er av laboranten oppgitt å være forstyrret.

I pkt 1 er det sand til 3-4 meter og sandig, siltig leire til 5-6 meter. Videre er det vist lagdelt sand og leire til 8 meter og sand fra 8-10 meter. Skjærfastheten er målt til mellom 20 og 40 kPa. Det er ikke påvist sprøbruddmateriale i denne prøveserien.

I pkt 4 er det sand til 3-4 meter, lagdelt leire og sand til 10 meter og sand fra 10 meters dybde. Skjærfastheten er målt til 24-30 kPa og massene har lav til middels sensitivitet, det er påvist sprøbruddmateriale på 7 meters dybde.

I pkt 7 er det sand til 3-4 meter, videre sandig og til dels siltig leire til 8 metre og sand til 16 metres dybde. Det er påvist sprøbruddmateriale på 16 meters dybde og kvikkleire på 18 meters dybde. Med dybden veksler det mellom sand og sensitiv leire i til dels korte intervaller.

I pkt 8 er det sand til 4 meter, silt til 5 meter, sand til 7 meter og lagdelt leire, silt og sand til 9 meter. Det er videre sand ned til 10 meter som går over til leire. Det er påvist sprøbruddmateriale på 10 meters dybde.

I pkt 9 indikerer totalsonderingen sand med lag av silt og leire ned til lagdelt leire rundt 12 meters dybde. Det er påvist kvikkleire på 12 meters dybde.

I pkt 10 og 11 indikerer totalsonderingene leire med lag av silt og sand ned til seks meters dybde og lagdelt leire fra 6 meter til 8-11 meters dybde.

I pkt 12 indikerer totalsonderingen leire og silt med sandlag. Med dybden kan det også forekomme sprøbruddmateriale.

I pkt 13 indikerer totalsonderingen leire og silt til 5 meters dybde, videre lagdelt sand med silt og leire over leire med silt og sand. Det er påvist sprøbruddmateriale på 2.5 meters dybde.

I pkt 14 indikeres leire med lag av silt og sand.

I 1988 utførte Rambøll geoteknisk vurdering for igjenfylling av bekkedalen vest og nordvest for tomta [6]. Deler av bekkedalen er oppgitt til å være oppfylt med masser fra byggegropene for Administrasjonsbygget til Klæbu kommune.

4.1 Sprøbruddmateriale

Det er påvist sprøbruddmateriale i 5 av prøveseriene i tiltaksområdet, i to av punktene er det påvist kvikkleire (på kote 117 i pkt 8, og på kote 114 i pkt 7). Det er påvist sprøbruddmateriale i dybden i flere grunnundersøkelser i nærområdet, og det må antas at dette representerer et mer eller mindre sammenhengende kvikkleirelag.

4.2 Dybde til berg

Berghorisonen er ikke kjent, men ligger ut fra grunnundersøkelsene dypere enn 30 meter.

4.3 Grunnvannstand

Det er installert to hydrauliske piezometer i pkt 7 på dybder 6 og 12 meter under dagens terreng. Poretrykk er avlest ved nedsetting 20.02.2018 og tre ganger siden dette, med resultat presentert som vannstand under terreng i tabell 2.

Tabell 2: Vannstand, Hw = dybde under terreng

Punkt / filterdybde	Hw (m) 20.02.2018	Hw (m) 02.05.2018	Hw (m) 22.05.2018	Hw (m) 07.06.2018
7/6 m	-	3,28 m	3,29 m	3,55 m
7/12 m	-1,0 m	3,56 m	3,56 m	3,87 m

Piezometerene ga i starten av juni 2018 avlesninger som tilsvarer en grunnvannstand ca 3,5 meter under terreng. Våren 2018 har vært sjelden tørr og nedbørsfattig i Trøndelag, og det kan være at grunnvannstanden er påvirket av dette. Poretrykksmålerne må avleses jevnlig videre. Det anmerkes at grunnvannstanden ble påvist like under terreng i en tidligere grunnundersøkelse, rapportert i [2].

4.4 Oppsummering grunnforhold

Grunnforholdene i området er lagdelte og uryddige. I grove trekk kan vi antyde et lag av sand (2 – 7 meters mektighet) over et lag med silt og leire (2 – 7 meters mektighet) og overgang til et nytt sandlag videre nedover i grunnen. Mektigheten på de ulike lagene varierer fra punkt til punkt.

Prøver tatt på større dybder, viser overgang til kvikkleire. De uryddige og lagdelte grunnforholdene gjør det vanskelig å tolke hvor det med sikkerhet er kvikkleire og hvilken mektighet den har.

For nærmere detaljer rundt grunnforholdene vises det til vår datarapport 1350025799 G-rap-001 datert 06.07.2018 [1].

5. Grunnlag for geoteknisk prosjektering

5.1 Geotekniske problemstillinger

Geotekniske problemstillinger for utbyggingen av Klæbu HVS er relatert til:

- Områdestabilitet
- Stabilitet mot bekken, når denne skal åpnes
- Etablering av byggegrop
 - Hvor det kan graves med åpne graveskråninger
 - Hvor det er behov for midlertidig avstivning
 - Kan uavstivet spunt benyttes?
 - Hvor ligger eksisterende infrastruktur i bakken?
- Fundamentering
 - Avklaring av fundamenteringsløsning, som vil være avhengig av lastbilde, grunnforhold og grunnvannstand.
 - Kartlegging av hvordan eksisterende bygg er fundamentert.
- Setninger
 - Unngå at bygg plasseres delvis på oppfylte masser av dårlig kvalitet og delvis på original grunn, som gir en økt fare for uakseptable skjevsetninger.
 - Ved utforming av bygg med variasjon i etasjehøyde og hvor det er kjeller under deler av bygget vil deler av bygg oppføres med kompensert fundamentering, mens andre deler av bygget ikke er kompensert. Det må etableres løsninger for hvordan skjevsetninger skal tas opp.
 - Tomta er tidligere bebygd, og grunnen kan ha varierende setningspotensiale som følge av dette.

5.2 Myndighetskrav

Geoteknisk prosjektering er underlagt følgende regelverk:

- NS-EN 1990:2002+NA:2016 (Eurokode 0), «Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner» [10]
- NS-EN 1997-1:2004+NA:2016 (Eurokode 7), «Geotekniske prosjektering. Del 1: Allmenne regler» [11]
- NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014 (Eurokode 8), «Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning» [12]
- TEK17, «Forskrift om tekniske krav til byggverk»
- SAK10, «Forskrift om byggesak»

Pålitelighetsklasse (CC/RC)

Eurokode 0 tabell NA.A1(901) [10] 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 nye leilighetsbygg vurderes å falle inn under kategorien

«Kontor- og forretningsbygg, skoler, institusjonsbygg, boligbygg osv.». Prosjektet plasseres derfor i **pålitelighetsklasse 2**.

Prosjekterings- og utførelseskontroll iht. Eurokode

Eurokode 0 [10] stiller krav til graden av prosjekterings- og utførelseskontroll (kontrollklasse) hver for seg, avhengig av pålitelighetsklasse.

Iht. tabell NA.A1 (902) og NA.A1 (903) i Eurokode 0 settes prosjekteringskontroll og utførelseskontroll av geotekniske arbeider til kontrollklasse **PKK2/UKK2**.

For prosjekteringskontroll iht. standarden gjelder utførelse av grunnleggende egenkontroll, intern systematisk kontroll og utvidet kontroll for både prosjektering og utførelse. Utvidet kontroll i PKK2 og UKK2 begrenses til en kontroll av at egen- og sidemannskontroll er utført.

Tiltaksklasse iht. SAK10 og krav om uavhengig kontroll

I henhold til tabell 2 «Kriterier for tiltaksklasseplassering for prosjektering» i «Veiledning om byggesak» (SAK17 § 9-4), vurderes grave- og fundamenteringsarbeidene å kunne plasseres i **tiltaksklasse 2**.

For geoteknikk i tiltaksklasse 2 er det krav om uavhengig kontroll av prosjektering og utførelse, i henhold til SAK17 § 14-2.

Grunntype og seismisk klasse

Bygninger klassifiseres i fire seismiske klasser avhengig av konsekvensene av sammenbrudd for menneskeliv, av deres betydning for offentlig sikkerhet og beskyttelse av befolkningen umiddelbart etter et jordskjelv, og av de sosiale og økonomiske konsekvensene av sammenbrudd. De seismiske klassene bestemmes iht. Eurokode 8, del 1, pkt. 4.2.5 og etter tabell NA.4(902) i Nasjonalt tillegg NA.

De planlagte bygg anbefales plassert i kategorien «Bygninger med en seismisk motstand som er av betydning på grunn av konsekvensene knyttet til sammenbrudd, for eksempel skoler, aulaer, kulturinstitusjoner osv» og settes derfor i **seismisk klasse III**.

I henhold til NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014 (Eurokode 8) tabell NA.3.1 er grunnforholdene vurdert til **grunntype S2** på grunn av forekomst av kvikkleire. Dette er en forhåndsdefinert grunntype definert som «Avleiringer av jord som kan gå over i flytefase (liquefaction), sensitive leirer eller annen grunnprofil som ikke er med i A-E eller S1».

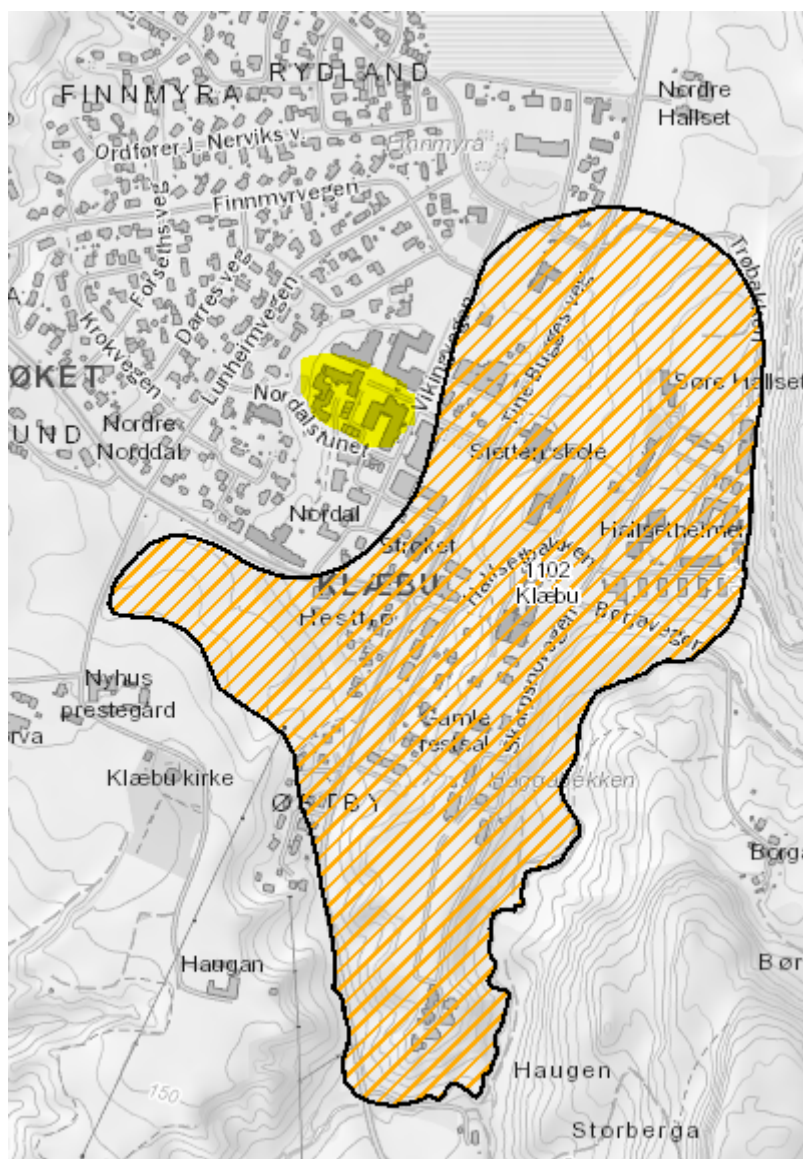
I Klæbu er referansespissverdien for berggrunnens akselerasjon $a_{gR} = 0,8 \cdot a_{g40Hz} = 0,8 \cdot 0,34 = 0,27$. For grunntype S2 er forsterkningsfaktoren $S = 1,8$ (antatt dybde til berg 30-50meter) iht. Eurokode 8, tabell NA3.3. Seismisk faktor settes til $\gamma_1 = 1,4$ for seismisk klasse III iht. Tabell NA.4(901). Grunnens dimensjonerende akselerasjon blir dermed for grunntype D: $a_g \cdot S = \gamma_1 \cdot a_{gR} \cdot S = 1,4 \cdot 0,27 \cdot 1,8 = 0,68$.

Grunnens dimensjonerende akselerasjon $a_g \cdot S$ er høyere enn utelateliskriteriet for lav seismisitet $a_g \cdot S \leq 0,49 \text{ m/s}^2$. **Dimensjonering for jordskjelv kan derfor ikke utelates.**

Flom- og skredfare

I henhold til TEK17 § 7-1(1) [13] skal byggverk plasseres, prosjekteres og utføres slik at det oppnås tilfredsstillende sikkerhet mot skade eller vesentlig ulempe fra naturpåkjenninger (Flom og skred).

Tiltaket som beskrevet er et K4-tiltak i henhold til NVEs kvikkleireveileder [14]. Utbyggingsområdet ligger under marin grense, og like vest for kvikkleiresone 1102 Klæbu, se Figur 5. Denne sonen er registrert med middels faregrad og er utredet, dokumentert i Rambølls rapport 6100477 nr.02 rev 01 (18.10.2012). Det er også påvist sprøbruddmateriale med dybden på tomta. Den nordlige delen av kvikkleiresone 1102 Klæbu er sikret, med hensyn på å oppfylle kravene til K4-tiltak, i form av avlastning av skråningstopp på Trøbakken og motfylling ved fv. 885. Det er dermed ingen fare for at tomta skal bli rammet av utløp fra kvikkleireskred fra vest.



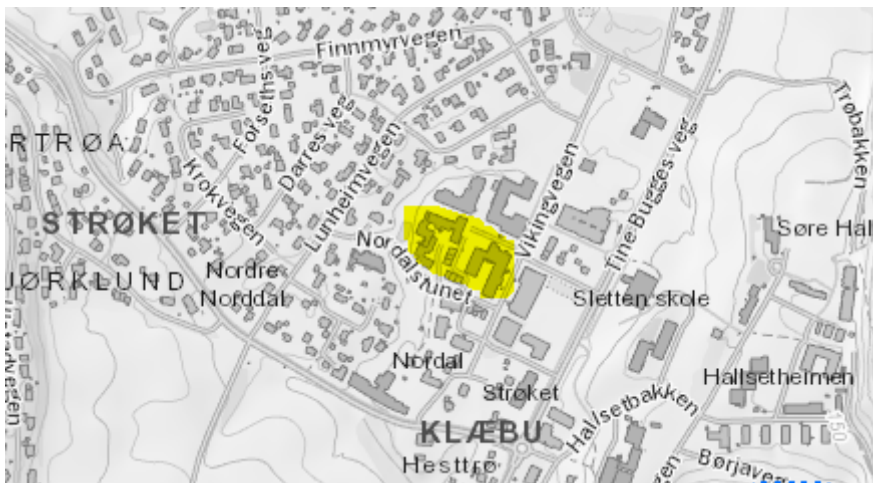
Figur 5: Utsnitt fra skrednett.no, dokumenterte kvikkleireforekomster (tiltaksområdet grovt skravert i gult)

Den sørlige delen av sonen (1102) er delvis sikret og fullføring av sikringsarbeidene pågår nå, og det er da ingen fare for at kvikkleireskred sør for tomta kan ha retrogressiv skredutvikling til tomta, heller ikke

om det dype kvikkleirelaget på tomta kommuniserer med kvikkleirelagene i sør og vest (sonene 1100 Litj-Ugla og 1102 Klæbu er utredet og kvalitetssikret).

Selve tiltaksområdet er flatt, og sprøbruddmaterialet ligger dypt, slik at det ikke er noen reell fare for at et kvikkleireskred skal kunne utløses på selve tomta. Oversikt over påvist sprøbruddmateriale er vist i tegning 1010, og profiler ut mot den gamle bekken er vist i tegning 1011-1013. Det kan ikke sees bort fra at det foreligger et sammenhengende kvikkleirelag fra kote 115 og dypere, men dette vil ikke ha betydning for stabiliteten av området. De øvrige påvisningene av sprøbruddmateriale er lokale forekomster og det kan ikke sees ut fra profilene at det skal kunne være verken lommer av stor mektighet eller sammenhengende lag som kan ha betydning for stabiliteten. Det er ikke lag med sprøbruddmateriale i skråningen mot bekkedalen, og helningen på området er mellom 1-2%. Det er derfor ikke påkrevd med videre utredning av områdestabiliteten og kvalitetssikring av denne i henhold til kvikkleireveilederen [14].

Utbyggingsområdet ligger ikke innenfor en aktsomhetszone for flom, se Figur 6. Med bakgrunn i utbyggingsområdets beliggenhet anser Rambøll at det ikke medfører noen fare for at noen elver eller bekker kan forårsake vedvarende flom på tomta. I følge NVE Atlas er tiltaksområdet heller ikke utsatt for steinsprang, snøras eller annen skredfare.



Figur 6: Utsnitt fra NVE Atlas, aktsomhetskart for flom (tiltaksområdet grovt skissert i gult)

Miljøaspekter

Rambøll Norge AS er ISO-sertifisert iht. NS-EN ISO 9001:2008 og NS-EN ISO 14001:2004 og søker i sine oppdrag å identifisere og imøtekomme lovpålagte miljøkrav samt øvrige miljøaspekter som er relevante for de ulike oppdrag. I tillegg er den enkelte oppdragsleder gjennom Rambølls interne kvalitetssystem pålagt å kartlegge kundens egne miljøambisjoner og utføre oppdraget iht. disse. Rambøll tilstreber både å gjennomføre oppdraget og prosjektere/optimalisere de tekniske løsninger på en sånn måte at miljøpåvirkningen reduseres. Aktuelle miljøaspekter mht. den geotekniske prosjekteringen vil være materialforbruk, naboforhold (støv, støy, rystelser), utslipp/lekkasje, kulturminner, naturverdier, forurenset grunn, etc.

I dette oppdraget er følgende miljøaspekter vurdert i forbindelse med de geotekniske/geologiske prosjekteringsarbeider:

- Støy
Det er relativt tett bebyggelse rundt eiendommen. Tiltak for å redusere støy for naboer bør vurderes i forbindelse med utbyggingsfasen.
- Rystelser
Ved eventuell spunting der hvor avstander til infrastruktur, konstruksjoner og eiendomsgrenser ikke tillater frie graveskråninger, må det vurderes behov for installering av rystelsesmålere på nabobebyggelse.
- Forurenset grunn

Det er et gjenfylt dalsøkk på tiltaksområdet som kan inneholde forurensete masser. Kapittel 2 i forurensningsforskriften sier at dersom det er grunn til å tro at det er forurenset grunn i området der et terrenginngrep er planlagt gjennomført, skal tiltakshaver sørge for at det blir utført nødvendige undersøkelser for å få kartlagt omfanget og betydningen av eventuell forurensning i grunnen.

- Kulturminner/reservater
Forekomster av registrerte kulturminner/reservater er sjekket i forbindelse med oppstart av grunnundersøkelsene. Det er ikke kjente kulturminner/reservater på eller ved eiendommen.

6. Vurdering

6.1 Etablering av byggegrop

Graveskråninger i original grunn over grunnvannstand kan tillates etablert med helning 1:1,5 for etablering av byggegrop, så lenge utgravningen ikke kommer i konflikt med nærliggende konstruksjoner og installasjoner i grunnen. Ved graving under grunnvannstand må graveskråning legges betydelige slakere (1:2 eller slakere).

Det er på dette plannivået ikke identifisert områder hvor det kan oppstå konflikter mellom graveskråninger og omkringliggende infrastruktur, da byggene enda ikke er endelig plassert. Det anmerkes at det er omfattende mengder kabler og rør i bakken, som må påregnes flyttes om.

Det er siltlag i massene og også lokale lommer med sensitiv leire. Slike masser vil være krevende anleggsmessig, med tanke på stabilitet av graveskråninger og redusert bæreevne i byggegropen. Dersom slike materialer påtreffes i traubunn byggegrop må disse masseutskiftes.

Spesielt dersom grunnvannstanden viser seg ligge høyere enn det som er målt per i dag bør tiltak vurderes for etablering av byggegrop. Det kan vurderes å grave ut gropa trinnvis, dvs. at en i første omgang graver ned til et nivå ca. 1 meter over ferdig gravenivå, og deretter graver ut til endelig gravenivå i seksjoner som en ferdigstiller og etterlater gropa uten videre behov for maskintrafikk. I tillegg kan det vurderes etablert drengrofter fylt med puk i byggegropa med bunn ca. 0,5 - 1 meter under ferdig gravenivå som forbindes i et system og har drenering mot en eller flere pumpekummer. Som alternativ kan en undergrave og erstatte det øvre sjiktet i byggegropa med ca. 30 cm puk, evt. benytte magerbetong. Dette vil stabilisere overflaten i gropa og forbedre bæreevnen før fundamenter og dekke støpes. Dersom en allikevel skal ned i gropa med maskiner etter at graving er ferdig, må en

etablere en anleggsveg på kvalitetsfylling av sprengt stein. Det må i alle tilfeller benyttes fiberduk mot original grunn.

6.2 Fundamentering

Fundamenteringsforholdene på tiltaksområdet er egnet for at de planlagte byggene kan direktefundamenteres i originale masser, enten på hel bunnplate eller enkeltfundamenter. Fyllmasser, humusholdige masser og andre bløte masser må masseutskiftes. Det gjenfylte dalsøkket må hensyntas, fortrinnsvis ved plassering av bygg og infrastruktur på tiltaksområdet. Dersom bygg plasseres over det gjenfylte dalsøkket, må fyllmassene erstattes med mineralske masser med god kvalitet for å unngå uheldige skjevsetninger. Rambøll er kjent med at det har oppstått setningsskader på eksisterende bygg som er bygd over det gjenfylte dalsøkket.

Fundamentene i gropa vil være helt eller noe kompensert avhengig av hvilken fundamenteringsløsning en velger. Grunnen er i området er overkonsolidert, dvs. at grunnen tidligere er utsatt for større overlaging enn det dagens terrengsituasjon på eiendommen tilsier. OCR er fra utførte ødometerforsøk tolket å ligge i området 1,5 - 2.

Horisontale jordtrykk mot kjellerveggene må tas opp i etasjeskiller over kjeller og dekke i kjeller. Vi anbefaler at en enten støper helstøpt bunnplate, evt. enkeltfundamenter og støpt gulv på grunn med tilstrekkelig dimensjon til å ta opp de opptredende jordtrykk. (Dersom en ønsker asfalt i kjelleren krever grunnforholdene at en bygger med full vegoverbygning, men slikt dekke vil ikke gi kapasitet mot jordtrykk. Kjellerveggen må i så fall bygges som en støttemur.) Sistnevnte krever betydelig større utgravning på utsiden av kjellerveggen. Permanent drenering må legges ned til uk. fundament og kan utføres som normal drenering.

Det er utført en vurdering av bæreevne for enkeltfundamenter. Beregningen gjelder for maksimalt tillatt grunntrykk i bruddgrensetilstand for rent vertikalt påkjente fundamenter, dvs. det forutsettes at horisontallaster fra bla. jordtrykk tas opp av etasjeskiller over kjeller og støpt betongplate i kjelleren. Det er utført en beregning for både total- og effektivspenningsanalyse. Det er forutsatt at grunnvannet ligger i uk. fundament (drenering ligger ned til uk. fundament), og styrkeparametere som er anvendt er udrenert skjærfasthet på $s_{uD} = 20$ kPa i fundamentnivå, og $\tan \phi = 0,45$ (noe lavere enn tolket fra treaksialforsøkekeene på tomta) og attraksjon, $a = 5$ kPa. Det er også forutsatt at en har minimum 0,7 meter overdekning over uk. fundament med «tunge masser», dvs. med fratrekk for evt. isolasjon under gulv på grunn etc.

Totalspenninganalysen gir følgende bæreevne:

$$s_{uD} = 20 \text{ kPa}, p_v = 0,7\text{m} \times 20 \text{ kN/m}^2 = 14 \text{ kPa}$$

For kvadratiske fundamenter, $N_C = 6,2$

$$\sigma_{vn}' = N_C * s_{uD}/\gamma_{cu} + p_v = 6,2 * 20/1,4 + 14 = \underline{100 \text{ kPa}}$$

For banketter, $N_C = 5,2$

$$\sigma_{vn}' = N_C * s_{uD}/\gamma_{cu} + p_v = 5,2 * 20/1,4 + 14 = \underline{88 \text{ kPa}}$$

Effektivspenningsanalysen gir følgende bæreevne for de oppgitte fundamentbredder, se tabell 3:

Tabell 3: Bæreevne på effektivspenningsbasis som funksjon av fundamentbredde

Bredde	Bæreevne
[m]	[kPa]
1	120
2	150
3	170

Totalspenninganalysen gir laveste, og dermed dimensjonerende bæreevne for prosjektet, med 100 kPa for kvadratiske fundamenter og 88 kPa for banketter i bruddgrense.

Detaljert fundamentplan og setningsvurderinger må oversendes må vurderes mer detaljert når grunnlag for dette foreligger.

Ok dekke kjeller er antatt å ligge på kote +130 og fundamentnivå antas ca. 0,5 m under dette.

Målt grunnvannstand per i dag ligger under antatt uk fundament. Våren og sommeren har vært usedvanlig tørr i Trøndelag, og det må tas høyde for sesongmessig variasjon i grunnvannstand som ikke er fanget opp av målingene så langt. Det er registrert høyere grunnvannstand i flere grunnundersøkelser i nærheten, og Rambøll er kjent med at høy grunnvannstand har vært et tema for etablering av byggegrop i flere prosjekter i området. Det må gjennomføres videre avlesninger av grunnvannstand utover høsten, og avhengig av disse resultatene må byggene dimensjoneres for høyere grunnvannstand. Det kan være at kjellerareal vil bli liggende under grunnvannstand, og disse må i så fall støpes vanntett.

Original grunn er telefarlig, og fundamenter og øvrige installasjoner må derfor gis tilstrekkelig frostsikring. Fundamenter må etableres på underlag som er snø- og isfritt, og fyllmasser som benyttes må ikke være frosset eller inneholde snø og is. Ved vinterarbeid må det også sørges for tilstrekkelig sikring mot frost under anleggsarbeidet. Ved vinterarbeid benyttes kun fyllmasser av kult, pukk eller sprengstein uten finstoff.

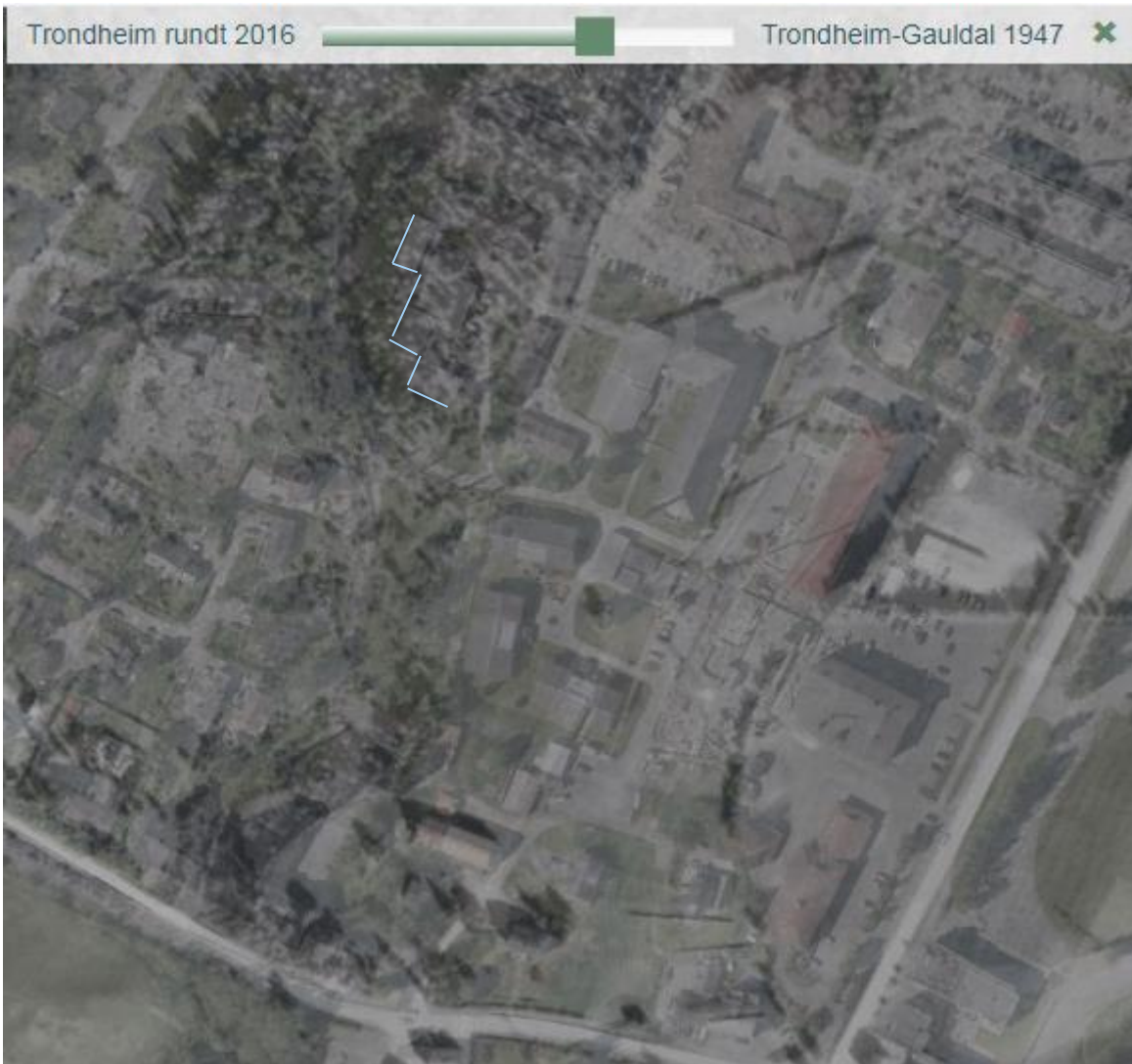
Det er utført overslagsberegninger¹ for setninger for presenterte snitt. For situasjonen vist i Figur 3 vil skjevsetningene kunne ligge i størrelsesorden 2-3 cm. For situasjonen vist i Figur 2 vil skjevsetningene kunne ligge i størrelsesorden 6-8 cm. Et bygg på 2-3 etasjer på grunn og dels 2 etasjer over kjeller vil gi store skjevsetninger uten at det gjøres tiltak, f.eks ved utstrakt bruk av lette fyllmasser under gulv på grunn. Vi vil generelt anbefale at bygget etableres med hel kjeller, og i størst mulig grad fullt kompensert. At bygget etableres med hel kjeller vil også være gunstig med hensyn på jordskjelvdimensjonering. Om fløyer av bygget etableres med kjeller og andre fløyer etableres uten, vil det setningsmessig være mer gunstig enn hvordan det er tegnet i dag, siden skjevsetninger da i større grad kan tas opp i fugeløsninger i konstruksjonen.

6.3 Plassering av bygg, valg av alternativ

Det gikk tidligere en åpen bekk vest for tiltaksområdet, se figur 7 og figur 8, som nå er lagt i rør. Rambøll er ikke kjent med detaljene for rørleggingen av bekken.

Det er et tidligere dalsøkk som nå er gjenfylt gjennom tiltaksområdet, se Figur 4 og Figur 8.

¹ Overslagene er utført med et modultall på $m = 20$, som er lavere enn tolket fra ødometerforsøkene.



Figur 7: Utsnitt fra tiltaksområdet fra norgebilder.no, situasjon fra 2016 lagt over situasjon fra 1947.



Figur 8: Tiltaksområdet i 1947. Bekkedalen i vest er godt synlig, og man kan også se dalsøkket gjennom tiltaksområdet (norgebilder.no)



Figur 9: Fotavtrykk av (vestlig del av) eksisterende bygg tegnet inn på plantegning for nybygg alternativ 2.

Det er i oversendt tegning for alternativ 2 at ok gulv 1. etasje og terreng skal ligge på kote +133, se Figur 3, noe som innebærer en betydelig oppfylling av masser i et område hvor opprinnelig terreng

ligger på fra kote +129 til +131. En oppfylling på 2-4 meter vil gi store deformasjoner i de originale mineralske massene, og en slik oppfylling frarådes. Nybygget planlegges med 2-3 etasjer over kjeller. Ok gulv kjeller antas å ville måtte ligge på rundt kote +130 dersom ok gulv 1. etasje er planlagt på kote +133. Dette vil si at man får svært begrenset (til dels ingen) effekt av kjelleren i form av kompensert fundamentering.

Det anmerkes også at det manglende samsvar mellom plassering av nybygg i oversendt snitt- og plantegning for alternativ 2, se Figur 3 og Figur 9. I sistnevnte figur har vi tegnet inn fotavtrykket av (vestlig del) av eksisterende bygg, og det framkommer at nybygget (i presentert snitt) kommer nærmere bekkedalen enn eksisterende bygg, selv om det i oversendt tegning (Figur 3) vises at nybygget er trukket lengre fra bekkedalen enn dagens bygg.

Med bakgrunn i ovenforstående har vi ikke regnet detaljer på stabiliteten mot bekkedalen gitt at bekkedalen åpnes. Vi har utført innledende beregninger av stabilitet som indikerer at stabiliteten mot bekkedalen ivaretas med bunn bekk på kote +126 ved også gjennomføring av alternativ 2.

Ut fra tegningene som er framlagt ser det ut som at alternativ 2 har større del av fotavtrykket på gjenfylt dalsøkk.

Ut fra foreliggende grunnlag er begge alternativene gjennomførbare. Vi anbefaler at rådene som er gitt angående kjellerløsninger tas til følge.

Dokument utarbeidet av:

Dokument kontrollert av:



Maj Gøril Bæverfjord

Sivilingeniør, phd geoteknikk

Inger-Johanne Søreide

Sivilingeniør geoteknikk

M 915 94 332

maj.baverfjord@ramboll.no

7. Referanser

- [1] Rambøll Norge AS, "1350025799 G-rap-001 revA Datarapport fra Grunnundersøkelse. Klæbu HVS.," 06.07.2018.
- [2] Kummeneje AS, "O.2261 Grunnundersøkelse, Vurdering av utgraving og fundamentering. Omregulering av Strøket, Klæbu.," 1976.
- [3] Kummeneje AS, "O.1111. Grunnundersøkelse. Utvidelse Selli sykehjem.," 12.01.1972.
- [4] Kummeneje AS, "O.4035 Grunnundersøkelse. Selli Rekonvalesentheim.," 07.06.1983.
- [5] Kummeneje AS, "O.5534 Grunnundersøkelse. Administrasjonsbygg, Klæbu kommune.," 03.02.1986.
- [6] Kummeneje AS, "O.7175 Geotekniske undersøkelser. Oppfylling i bekkedal ved Rådhuset.," 19.09.1988.
- [7] Kummeneje AS, "O.7357 Grunnundersøkelse. Klæbu sparebank, utvidelse.," 13.03.1989.
- [8] Rambøll Norge AS, "6120459 Datarapport fra grunnundersøkelse. Prix Klæbu.," 25.09.2012.
- [9] Rambøll Norge AS, "1350010948 G-rap-001 Datarapport fra grunnundersøkelse.," 13.10.2015.
- [10] NS-EN 1990-1:2002 + NA:2008 (Eurocode 0).
- [11] NS-EN 1997-1:2004 + NA:2008 (Eurokode 7).
- [12] NS-EN 1998-1:2004 + NA:2014 (Eurokode 8).
- [13] "TEK 17 §7 Sikkerhet mot naturpåkjenninger".
- [14] NVE, Sikkerhet om kvikkleireskred. Vurdering av områdestabilitet ved arealplanlegging og utbygging i områder med kvikkleire og andre jordarter med sprøbruddsegenskaper 7/2014, 2014.

Tegning nr	Rev. nr	Tittel	Format	Målestokk
1001	00	Oversiktskart	A4	1:50 000
1002	00	Borplan	A3	1:1000
1003	00	Ødometerforsøk, pkt 4, lab 9	A4	
1004	00	Ødometerforsøk, pkt 4, lab 10	A4	
1005	00	Ødometerforsøk, pkt 9, lab 25	A4	
1006	00	Ødometerforsøk, pkt 13, lab 32	A4	
1007	00	Treaksialforsøk, pkt 4, lab 9	A4	
1008	00	Treaksialforsøk, pkt 9, lab 25	A4	
1009	00	Treaksialforsøk, pkt 13, lab 32	A4	
1010	00	Borplan med påvist sprøbruddmatr.	A3	1:1000
1011	00	Profil D-D	A3	1:500
1012	00	Profil E-E	A3	1:500
1013	00	Profil F-F	A3	1:500

