

Oppdragsnr.	Oppdragsnavn:	
13598	Leirbruvegen 2, Trondheim	
Notat nr.:	Notatdato:	Utarbeidet av:
Notat nr. 001	21.11.2023	Per Arne Wangen
Dokument nr.	Revisjon:	Kontrollert av:
13598-OO-RIG-N-001	00	Lars Ottar Jorde

Sak:

LEIRBRUVEGEN 2, TRONDHEIM – GEOTEKNISK VURDERING

Distribueres til:

Firma	Navn (e-postadresse)	Til	Kopi
Marka Eiendom AS	Thomas Risberg Schulze (trs@varmbo.no)	X	
Bergersen Arkitekter AS	Thov Øye Sanden (thov@bergersenarkitekter.no)		X

SAMMENDRAG


Marka Eiendom AS utarbeider en detaljreguleringsplan for eiendommen Leirbruvegen 2, gnr./bnr. 105/100 og 105/124 i Trondheim kommune. Det er i dag en nedlagt bensinstasjon på eiendommen som skal rives, og det foreslås oppført fem nye boligbygg i inntil fire etasjer over en kjeller under terrengnivå. Mot Byåsveien skal det anlegges en ca. 3,5 meter høy støyvoll.

Dr.techn. Olav Olsen AS (OO) er engasjert for å utføre en vurdering av geotekniske forhold i tilknytning til planarbeidet og som grunnlag for et forprosjekt. Den geotekniske vurderingen tar utgangspunkt i foreliggende informasjon om grunnforhold, herunder tidligere grunnundersøkelser utført omkring planområdet. I tillegg er det lagt vekt på erfaring fra tilsvarende utbygginger som er utført i nærområdet.

Ok. laveste gulv i kjeller er i tegningsgrunnlaget vist på ca. kt. 168. Det er registrert løsmasser av begrenset mektighet over berg i flere av undersøkelsespunktene. Løsmassene består lokalt av ulike typer oppfylte masser. Med én kjelleretasje under dagens terrengnivå må en påregne ei byggegrop med skjæringshøyde på ca. 4 – 5 meter ut mot tilstøtende terreng. Der en har stigende terreng, hovedsakelig i vest, vil skjæringshøyden bli noe høyere.

Det er generelt berg av dårlig kvalitet i området, og berget er i stor grad gravbart. Det vurderes derfor at en graveskråing med helning 1:1 vil gi et representativt utslag mot omgivelsen for en sikker løsning som omfatter både berg og overliggende løsmasser.

Fundamentene ventes for det meste av fotavtrykket til kjelleren å komme ned på berg eller faste masser over berg. Byggene kan direktefundamenteres på avrettet berg, ev. dels på avrettet berg og kvalitetsfylling over berg. Dersom fundamentene ligger delvis over berg og løsmasser skal berget løsgjøres ved undersprengning minst en meter under fundamentnivå og det etableres ei komprimert pute av kvalitetsmasser mellom bergoverflaten og uk. fundament. Der en har løsmasser skal den øvre meteren av løsmassene masseutskiftes med tilsvarende



kvalitetsfylling. En må være forberedt på å tilpasse løsningen til forholdene på stedet og beskaffenheten til løsmassene. Geotekniker må involveres og skal befare byggegrøpa.

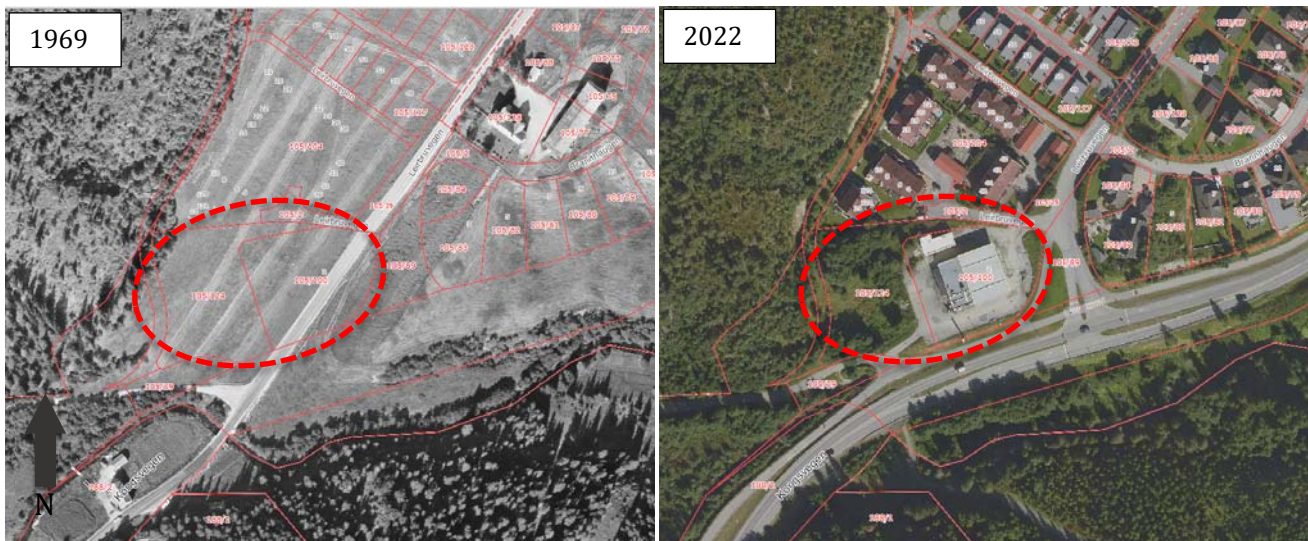
Forutsatt at tiltaket gjennomføres iht. de retningslinjer som er gitt i dette notatet kan tiltaket utføres som planlagt.

INNHALDSFORTEGNELSE

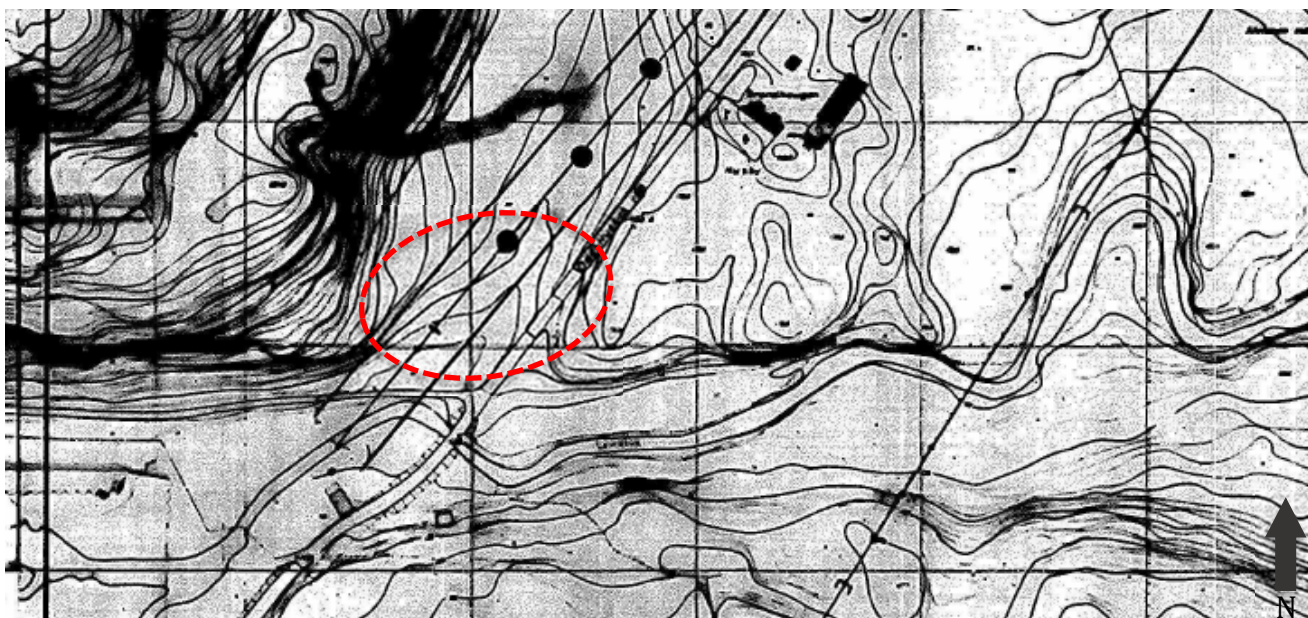
1	Innledning.....	- 4 -
2	Topografi.....	- 4 -
3	Grunnforhold.....	- 6 -
4	Krav til geoteknisk prosjektering.....	- 7 -
5	Geoteknisk vurdering.....	- 9 -
6	Konklusjon.....	- 13 -
7	Vedlegg.....	- 13 -
8	Referanser.....	- 13 -

Det er lokale partier hvor en har oppstikkende bart berg i området, særlig i skråningen opp mot Alfheimskogen i vest og østover langs Byåsveien.

Utvalgte, historiske flyfoto fra området (1969 og 2022) er vist i figur 2. Planområdet var opprinnelig del av landbruksjorda omkring gårdsbruket på Brannhaugen. Odd Husbys veg, som den gang lå helt opp til Granåsen, gikk over østre del av planområdet. Eldre kart, blant annet presentert i Trondheim kommunes geotekniske rapport R.182 (se tabell 1), viser at en opprinnelig hadde ei lita forsenkning i terrenget ute på landbruksarealet som i dag utgjør sentrale og vestre deler av planområdet, se figur 3. Dette indikerer at det med stor sannsynlighet er lagt ut noe fylling på bensinstasjonstomta for å opparbeide en plan tomt.



> **Figur 2:** Utvalgte flyfoto, www.trondheim.kommune.no, 1969 og 2022

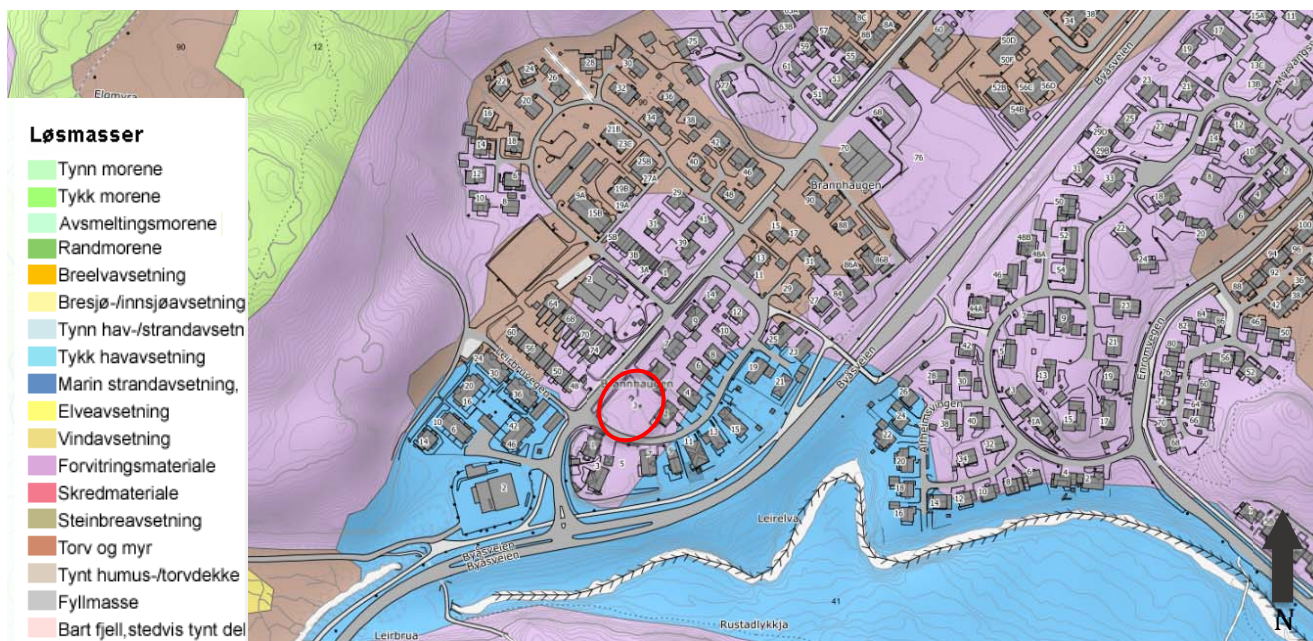


> **Figur 3:** Utsnitt fra situasjonsplan i Trondheim kommunes rapport R.182

3 GRUNNFORHOLD

3.1 Kvartærgeologisk kart

Et utsnitt fra NGUs kvartærgeologiske kart er vist i figur 4. Kartet angir at løsmassene i de øvre løsmassesjikt på planområdet består av havavsetning som fortsetter østover langs Leirelva, og at en har tilstøtende forekomst av forvittringsmateriale, særlig i nord og vest. Mot nord er det angitt enkelte forekomster av torv og myr, men det antas at mye av torva/myra er fjernet i forbindelse med at det er bygget boliger og infrastruktur i området. Planområdet ligger omkring den marine grense, som er registrert på ca. kt. 170 – 180 i Trondheimsområdet.



> **Figur 4:** Utsnitt fra NGUs kvartærgeologiske kart, www.ngu.no. Tiltaksområdet er markert i rødt

3.2 Utførte grunnundersøkelser

Ifølge Trondheim kommunes kartløsning på nett er det tidligere utført enkelte geotekniske grunnundersøkelser på og omkring planområdet. En sammenstilling av relevante undersøkelser er gitt i tabell 1.

> **Tabell 1:** Relevante grunnundersøkelser utført omkring planområdet

Rapport nr.	Tittel	Utført av	Dato
R.182	Odd Husbys veg	Trondheim kommune	21.07.1970
R.882	Brandhaugen m.fl. Torvdybdemålinger	Trondheim kommune	03.09.1992
R.970-2	Nils Uhlin Hansens veg	Trondheim kommune	29.04.1996
416435	Leirbruvegen 2	Multiconsult AS	28.03.2014

De undersøkelser som er utført i området viser generelt at det er/var begrenset torvmektig over løsmasser/berg på området, og at en lokalt omkring planområdet kan ha løsmassemektighet på inntil ca. 3 – 4 meter over berg. Det er ikke angitt hvilke typer løsmasser en har registrert, men ut ifra erfaringer fra området antas at dette kan være fløssberg/forvitret berg eller fast moreneaktig silt og/eller leire.

I Multiconsult AS sin undersøkelse på vestre del av planområdet, som bestod av prøvegraving i seks punkter, viste berg ca. 1,2 – 1,3 meter under terreng i de nordre punktene, og ca. 3 meter med antatt oppfylte masser over faste maser i sør. Prøvepunktene omtrentlige plassering er vist i situasjonsplan på tegning 1001.

Det ble gjennomført en befaring og prøvegraving på planområdet den 20.06.2022. Hensikten med prøvegravingen var å utføre en geoteknisk og miljøgeologisk kartlegging, og det ble åpnet til sammen 10 prøvesjakter (PG 1 – PG 10) fordelt ut over bensinstasjonstomta. Til stede var graver fra Lars Høyem AS og geotekniker Per Arne Wangen og miljøgeolog Hege Mentzoni Grønning fra Dr.techn. Olav Olsen AS.

Prøvepunktene plassering er vist i situasjonsplan på tegning 1001. Registreringer gjort i de ulike prøvegroppene er sammenstilt i tabell 2, foto er vist i vedlegg 2. Innmåling av punkt PG1 – PG10 er utført av Lars Høyem AS. Alle angitte høyder er iht. NN 2000.

> **Tabell 2: Registreringer gjort i de ulike prøvesjakter**

Punkt	Terrengnivå [kt.]	Gravedybde [m]	Bergnivå [kt.]	Foto	Kommentar
PG1	171,3	2	-	1	Ca. 2 meter innfylte masser av stein, grus og pukkk
PG2	171,5	2	169,5	2	Ca. 2 meter sand grus og pukkk over mulig fløssberg
PG3	171,5	2	-	3	Ca. 2 meter sand, grus og pukkk, mye lettlinker
PG4	171,5	3	-	4	Ca. 3 meter sand, grus og pukkk, mye lettlinker som siger inn i prøvegroppa
PG5	171,6	1,9	-	5	Ca. 1,9 meter pukkk sand og grus
PG6	171,8	1,2	170,6	6	Ca. 1, 2 meter sand grus og pukkk over fløssberg
PG7	172,0	2	170,0	7	Ca. 2 meter sand, grus og pukkk over fløssberg
PG8	171,6	2,8	170,6	8	Ved drivstofftank. Fyllmasser av sand og pukkk. Signe raser lett inn i gropa
PG9	171,8	1,3	170,5	9	Ca. 1,3 meter sand og fløssberg over fastere berg
PG10	171,3	2,5	168,8	10	Sand, grus og pukkk noe tegl. Fløssberg i bunn

Løsmassene på området er i det vesentligste innfylte masser over stedlige faste masser og berg. Det ble ikke registrert noe vesentlig inntrenging av grunnvann i noen av prøvesjaktene. Det er for øvrig ikke utført poretrykkmålinger i området som kan utgjøre grunnlag for å tolke og anta en grunnvannstand.

Berget i området kan i all hovedsak beskrives som dårlig og karakteriseres som forvitret fløssberg. Men det kan forekomme fastere berg i dybden. I skråningsfoten og skråningen opp imot Alfheimskogen i vest er det registrert berg, men bergkvaliteten er også her generelt dårlig. Enkelte innslag av fastere berg kan imidlertid ikke utelukkes.

De ti prøvesjaktene, sammen med de tidligere prøvesjakter åpnet av Multiconsult AS på vestre del av planområdet, anses representative for i fotavtrykket til den nye bebyggelsen.

4 KRAV TIL GEOTEKNISK PROSJEKTERING

4.1 Regelverk

Den utbyggingen som det er utarbeidet planer for er underlagt følgende regelverk:

- > Plan- og bygningsloven (PBL) med teknisk forskrift (TEK17) og byggesaksforskriften (SAK10)
- > Arbeidsmiljøloven (AML) med byggherreforskriften

Byggesaksforskriftens veiledning angir at forskriftens minstekrav til personlig og materiell sikkerhet vil være oppfylt for konstruksjoner dersom det benyttes metoder og utførelse etter Norsk Standard/Eurokoder. Følgelig vil geoteknisk prosjektering basere seg på Eurokodesystemet (NS-EN) for å tilfredsstillere de lovpålagte kravene til konstruksjonssikkerhet.

Følgende prosjekteringsstandarder vurderes som relevante for geoteknisk prosjektering av tiltak på planområdet:

- > NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 (Eurokode 0), «Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner» [1]
- > NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2020 (Eurokode 7), «Geoteknisk prosjektering. Del 1: Allmenne regler» [2]
- > NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2021 (Eurokode 8), «Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning» [3]
- > NVEs veileider 1/2019 «Sikkerhet mot kvikkleireskred» [4]

Behov for å benytte ytterligere prosjekteringsstandarder og/eller bransjeveiledninger fra Norsk Geoteknisk Forening vil vurderes fortløpende.

4.2 Klassifisering

4.2.1 Geoteknisk kategori

Eurokode 7 stiller krav til prosjektering ut fra tre geotekniske kategorier. Valg av kategori gjøres ut fra standardens punkt 2.1 «Krav til prosjektering». Tiltaket plasseres i **geoteknisk kategori 2**, med bakgrunn i «konvensjonelle typer konstruksjoner og fundamenter uten unormale risikoen eller vanskelige grunn- eller belastningsforhold».

4.2.2 Pålitelighetsklasse (CC/RC)

Eurokode 0 tabell NA.A1(901) gir veiledende eksempler for klassifisering av byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler. Tabellen er delt inn i pålitelighetsklasser (CC/RC) fra 1 til 4. Grunn- og fundamenteringsarbeider for tiltaket vurderes å falle inn under kategorien «Kontor, forretningsbygg, skoler, institusjonsbygg osv.». Tiltaket plasseres derfor i **pålitelighetsklasse 2**.

4.2.3 Prosjekterings- og utførelseskontroll iht. Eurokode

Eurokode 0 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 kontrollklasse for prosjekteringen til **PKK2** og kontrollklasse for utførelsen til **UKK2**, hvor det for begge kreves egen-, intern systematisk og utvidet kontroll.

Utvidet kontroll i prosjekteringskontrollklasse PKK2 kan, ifølge NA.A1 (903.4), begrenses til en kontroll av at egenkontroll og intern systematisk kontroll er gjennomført og dokumentert av det prosjekterende foretaket.

Utvidet kontroll i utførelseskontrollklasse UKK2 skal, ifølge NA.A1 (904.4), bekrefte at egenkontroll og intern systematisk kontroll er gjennomført og dokumentert av det utførende foretaket.

4.2.4 Tiltaksklasse iht. SAK10 og krav om uavhengig kontroll

Grave- og fundamenteringsarbeidene vurderes å kunne plasseres i **tiltaksklasse 2**. Regler om uavhengig kontroll er også gitt i plan- og bygningsloven (pbl.) kap. 24 og byggesaksforskriften (SAK 10) kap. 14. For geoteknikk i tiltaksklasse 2 og 3 skal det utføres uavhengig kontroll både av prosjektering og utførelse.

For geoteknikk i tiltaksklasse 2 er det krav om uavhengig kontroll av prosjektering og utførelse, i henhold til SAK10 § 14-2 punkt c.

4.2.5 Grunntype og seismisk klasse

Byggverk 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.

Den planlagte utbyggingen anbefales plassert i kategorien «Kontorer, forretningsbygg og boligbygg» og settes derfor i seismisk klasse 2 med seismisk faktor $\gamma_1 = 1,0$. Med bakgrunn i de utførte grunnundersøkelsene som er utført omkring planområdet, klassifiseres grunnforholdene til grunntype A, iht. ref. [3] tabell NA.3.1. Dette er en forhåndsdefinert grunntype definert som «Fjell eller fjell-liknende geologisk formasjon, medregnet høyst 5 m svakere materiale på overflaten» For grunntype A settes forsterkningsfaktor $S = 1,0$ iht. Eurokode 8, tabell NA.3.3.

Spissverdien for berggrunnens akselerasjon for Trondheim er $a_{gR} = 0,25 \text{ m/s}^2$. Grunnens dimensjonerende akselerasjon blir da $a_{gR} \cdot S = \gamma_1 \cdot a_{gR} \cdot S = 1,0 \cdot 0,25 \text{ m/s}^2 \cdot 1,0 = 0,25 \text{ m/s}^2$. I henhold til EC 8 NA.3.2.1(5) kan påvisning av motstand mot seismisk påvirkning etter NS-EN 1998 utelates dersom $a_{gS} \leq 0,5 \text{ m/s}^2$. **Følgelig kan dimensjonering for seismisk belastning utelates.**

4.3 Krav til sikkerhet

4.3.1 Områdestabilitet

Det er ikke relevant å utføre noen nærmere utredning av områdestabilitetsmessige forhold iht. NVEs veileder 1/2019 «Sikkerhet mot kvikkleireskred», ref. [4], da det ikke er registrert kvikkleire eller sprøbruddmateriale på eller i nærheten av planområdet.

4.3.2 Lokalstabilitet

Krav til tilstrekkelig lokal stabilitet for tiltaket skal også være oppfylt. Følgende krav til sikkerhet gjelder for stabilitet iht. Eurokode 7 (NS-EN 1997-1:2004+NA2020, «Geoteknisk prosjektering. Del 1: Allmenne regler») [2]:

$$\begin{aligned} F_{cu} &\geq 1,4 \text{ i en totalspenningsanalyse, og} \\ F_{c\phi} &\geq 1,25 \text{ i en effektivspenningsanalyse} \end{aligned}$$

5 GEOTEKNISK VURDERING

Den skisserte utbyggingen på planområdet består av fem boligbygg over en felles og sammenhengende kjellerkonstruksjon. Ok. laveste gulv i kjeller er i tegningsgrunnlaget vist på ca. kt. 168. Det er registrert løsmasser av begrenset mektighet over berg i flere av undersøkelsespunktene. Løsmassene består lokalt av ulike typer oppfylte masser.

Følgende geotekniske problemstillinger er relevante i forbindelse med utbyggingen på planområdet:

- > Etablering av byggegrop
- > Fundamentering av nye bygg
- > Byggekran
- > Anleggstekniske forhold

5.1 Etablering av byggegrop

Nødvendige tiltak for å etablere byggegrop på planområdet avhenger av flere forhold:

- > Grunnforhold (løsmasser, berg og grunnvann)
- > Antall etasjer for kjeller under dagens terrengnivå
- > Avstand fra bygningskroppen ut til konstruksjoner og infrastruktur over og under bakken

Det er registrert ca. 2 – 3 meter med oppfylte masser ved prøvegravinger på planområdet, og berg ligger stedvis så grunt som 1,2 – 1,3 meter under terrengnivå. Med én kjelleretasje under dagens terrengnivå på ca. kt. 171 – 172 og ok. gulv på ca. kt. 168 må en påregne ei byggegrop med skjæringshøyde på ca. 4 – 5 meter ut mot tilstøtende terreng. Der en har stigende terreng, hovedsakelig i vest, vil skjæringshøyden bli noe høyere.

Det er utarbeidet en modell for byggegropa hvor det er lagt til grunn at det generelle gravenivået ligger 0,8 meter under ok. gulv i kjeller for å etablere fundamenter og oppbygning under gulv mot grunnen. Foten for graveskråningen er lagt 1 meter ut ifra ytterveggen for å gi plass for utstikk på fundament/bankett, drenering og for å gi arbeidsareal for forskaling etc. omkring kjellerkonstruksjonen. Med utgangspunkt i de registreringer som er gjort i grunnundersøkelsen, dvs. en kombinasjon av løsmasser av begrenset mektighet over berg, er det i denne omgang valgt å modellere byggegropa med skråningshelning 1:1. Det er generelt berg av dårlig kvalitet i området, og berget er i stor grad gravbart. Det vurderes derfor at slik graveskråning vil gi et representativt utslag mot omgivelsen for en sikker løsning som omfatter både berg og overliggende løsmasser. Såpass bratt skråningshelning krever imidlertid at særskilte retningslinjer må følges. Dvs. hyppig oppfølging og kontroll av evt. dannelse av sprekker og utfall fra skråningene som kan utgjøre risiko for personer som oppholder seg i byggegropa.

Der utgravingen kommer nært inn mot andre konstruksjoner og/eller infrastruktur må andre mer konstruktive avstivninger vurderes dersom forholdet til omgivelsene tilsier dette. Et utsnitt fra byggegropsmodellen med skråningshelning 1:1 er presentert i 3D-perspektiv i figur 5 – 7.



> **Figur 5:** Utsnitt fra byggegropsmodell, graveskråning 1:1



> **Figur 6:** Utsnitt fra byggegruppsmodell, graveskråning 1:1



> **Figur 7:** Utsnitt fra byggegruppsmodell, graveskråning 1:1

En må være forberedt på variasjoner i grunnforholdene og gjøre de nødvendige tilpasninger til disse. En må se an løsmassenes oppførsel mhp. påkjenninger fra vann, vannførende lag osv. som kan gi erosjon i graveskråningene. Ved fare for erosjon og/eller vannførende lag i skråningene må det etableres plastring/drensgrøfter av sprengt stein.

Under arbeid med forskaling for kjellervegg mot graveskråning og etter at veggen er støpt, vil grøfta mellom vegg og skråning være smal. Behov for å etablere rømningsveger (stige/trapp) ut av gropa med jevne og hensiktsmessige mellomrom langsetter skråningen må vurderes i forbindelse med SJA for disse arbeidene, jfr. krav i Forskrift om utførelse av arbeid, §21.

Ved uttak av berg må en gjøre en vurdering av rystelser og utføre nødvendig tilstandsvurdering på nabobygg.

Basert på registreringer gjort under befaring på området synes det rimelig å anta at nabobebyggelsen er oppført på ringmur over fundamenter på faste løsmasser og/eller berg. Det ventes derfor ikke at en drenert kjelleretasje på nybygget vil påvirke fundamenteringen av disse byggene.

5.2 Jordtrykk

Med en kjelleretasje under dagens terrengnivå vil en ha jordtrykk mot kjellerveggen. Dette må tas opp av bygget, og fortrinnsvis utlignes mot tilsvarende jordtrykk mot motstående kjellervegg via dekker og skiver i konstruksjonen. Jordtrykkets størrelse vil også påvirkes av hvordan arealet utenfor bygget benyttes (trafikk osv.).

5.3 Supplerende grunnundersøkelser

Pr. i dag, og med utgangspunkt i den skisserte bebyggelsen, anses det ikke å være behov for supplerende geotekniske grunnundersøkelser til en detaljprosjektering, men det kan være behov for å gjøre noen nærmere undersøkelser av fyllmassemektighet og -lokasjon etter at dagens bebyggelse på planområdet er revet. Videre kan det være fornuftig at en utfører noen supplerende prøvegravinger i skråningen opp imot Alfheimskogen i vest for å kartlegge bergforholdene.

5.4 Fundamentering

Med de registrerte bergnivåer, mektigheten av oppfylte masser og estimert gravenivå, ventes fundamentene for det meste av fotavtrykket til kjelleren å komme ned på berg eller faste masser over berg. Byggene kan direktefundamenteres på avrettet berg, ev. dels på avrettet berg og kvalitetsfylling over berg. Dersom fundamentene ligger delvis over berg og løsmasser skal berget løsgjøres ved undersprengning minst en meter under fundamentnivå og det etableres ei komprimert pute av kvalitetsmasser mellom bergoverflaten og uk. fundament. Der en har løsmasser skal den øvre meteren av løsmassene masseutskiftes med tilsvarende kvalitetsfylling. En må være forberedt på å tilpasse løsningen til forholdene på stedet og beskaffenheten til løsmassene. Geotekniker må involveres og skal befare byggegropa.

Forutsatt fundamentering på avrettet berg og eller kvalitetsfylling over berg er bæreevnen for denne typen bygg meget god. En kan benytte en bæreevne på 250 kPa for fundamenter med bredde 0,6 – 1,0 meter, og 300 kPa for fundamenter med bredde 1 meter og større.

Drenering er forutsatt anlagt ned til minimum uk. fundament, og det er forutsatt en overdekning på minst 0,5 meter med mineralske, «*tunge*» masser over uk. fundament. Dvs. med fratrekk for evt. isolasjon under gulv på grunn. Materialfaktor er $\gamma_m = 1,25$ iht. ref. [2], og det er tatt høyde for ca. 10 % horisontallast i fundamentenes tverretning i beregningen (ugunstigste retning).

Ferdig utarbeidet fundamentplan med tilhørende lastoppgaver i brudd- og bruksgrense må oversendes geotekniker for kontroll av bæreevne og setninger når dette foreligger.

En må underveis i uttaket av masser for opparbeidelse av fundamenter og gulvplate verifisere at de stedlige massene/berget er som forutsatt, og at en ikke har fyllmasser av uegnet beskaffenhet og kvalitet under fundament- og gulvnivå.

Alle fyllinger og/eller masseutskiftning må utføres ved bruk av kvalitetsmasser av sprengt stein utlagt lagvis og komprimert iht. NS 3458.

5.5 Byggekran

Fundamentering av kran på området må vurderes spesielt. Stasjonær kran skal fortrinnsvis fundamenteres på pukkpote utlagt under omkringliggende terrengnivå. Kran skal plasseres i tilstrekkelig god avstand til graveskrånninger/bergskjæringer, og fortrinnsvis nede i gropa, i nivå med graveplanum.

Mobil kran må ha oppstilling som gir tilfredsstillende fundamentering og stabilitet. En må se spesielt på områder hvor en har mobil kranoppstilling i byggefasen.

En mer detaljert vurdering av kranfundament kan utføres når både kranstype og dimensjonerende kranlaster kan framlegges for geotekniker.

5.6 Anleggsteknisk forhold

En må generelt påregne at det kan forekomme lokale variasjoner i grunnforholdene og at en må utføre de nødvendige tilpasninger til disse.

Dersom en påtreffer andre grunnforhold enn de som er beskrevet her må geotekniker kontaktes for å beslutte korrigerende tiltak.

Ved eventuelt vinterarbeid må det sørges for tilstrekkelig frostsikring av grunnen under og bak alle konstruksjoner. Underlaget for alle fundamenter og eventuelle andre konstruksjoner må være snø- og isfritt, og det må benyttes fyllmasser som ikke er frosset eller inneholder snø eller is.

En må ved utførelse av masseuttak ved sprengning og/eller pigging utføre nødvendige tilstandsregistreringer på nabobygg og utføre rystelsesmålinger underveis i arbeidet.

Geotekniker skal varsles i god tid før oppstart slik at en kan kontrollere at forutsetningene lagt til grunn her er riktige.

6 KONKLUSJON

Forutsatt at tiltaket gjennomføres iht. de retningslinjer som er gitt i dette notatet kan tiltaket utføres som planlagt.

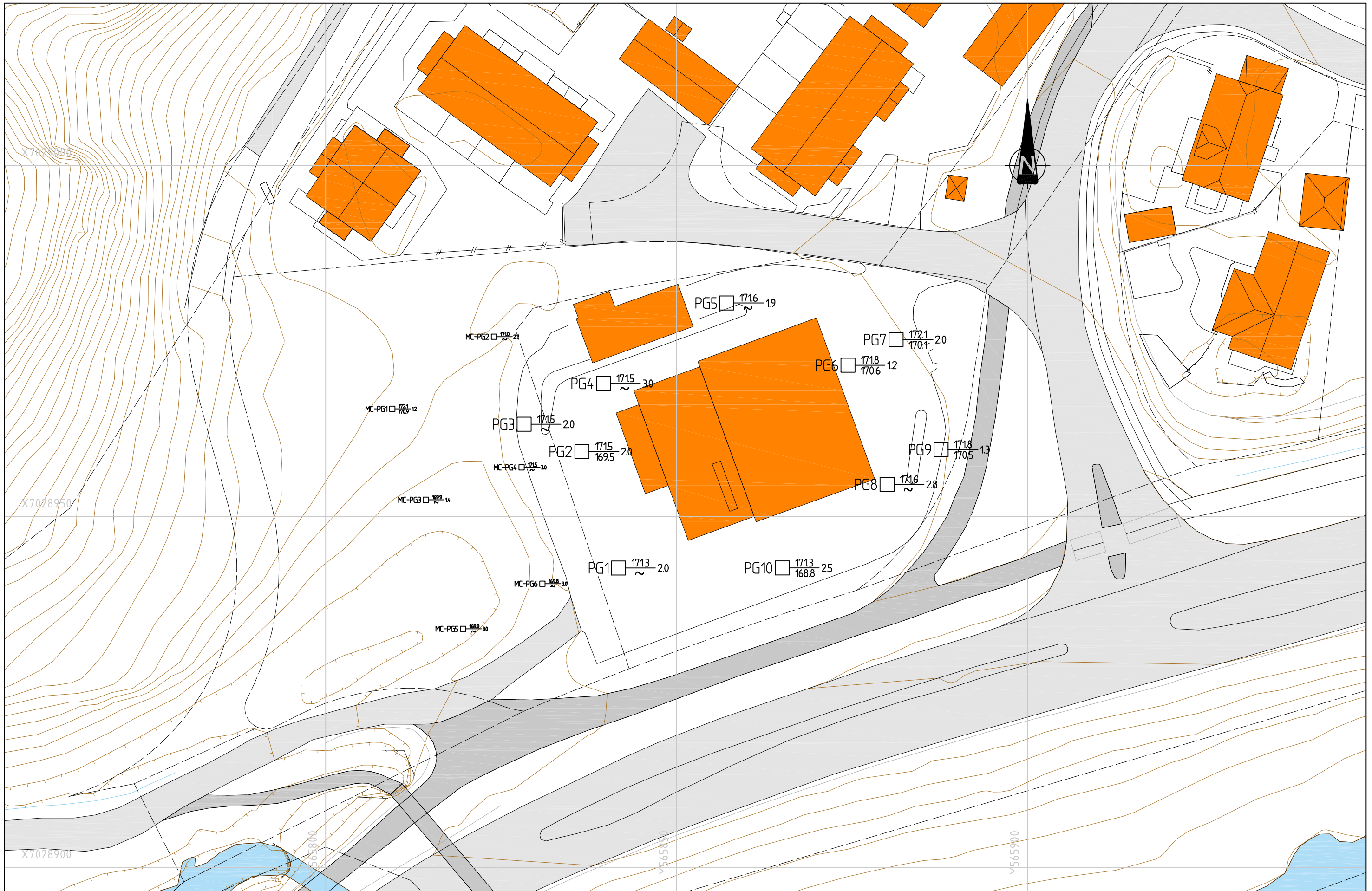
7 VEDLEGG

- 1 Tegningsgrunnlag
- 2 Foto fra prøvegraving

8 REFERANSER

- [1] NS-EN 1990-1:2002 A1:2005 NA:2016 (Eurokode 0)
- [2] NS-EN 1997-1:2004 A1:2013 NA:2020 (Eurokode 7)
- [3] NS-EN 1998-1:2004 A1:2013 NA:2021 (Eurokode 8)

[4] NVE veileder 1/2019 «Sikkerhet mot kvikkleireskred»



0	08.11.2023		PAW	LOJ	PAW
REV.	DATO	ENDRING	TEGN	KONTR	GODKJ
TEGNINGSSTATUS					

INNHOOLD
SITUASJONSPLAN
 Prøvegraving
 Euref 89 UTM 10, NN2000

OPPDRAG
Leirbruvegen 2
 OPPDRAGSGIVER
Marka Eiendom AS

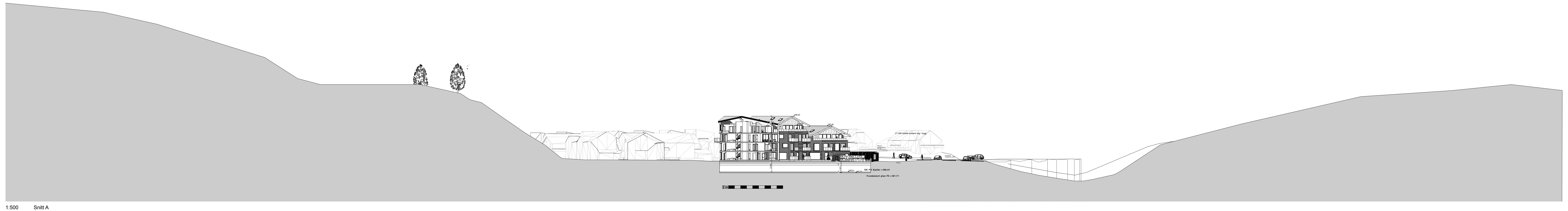
DR TECHN
OLAV OLSEN
 ARTELIA GROUP
 Pirsenteret
 7010 Trondheim
 TLF: 67 82 80 00
 www.olavolsen.no

OPPDRAG NR. 13598	MÅLESTOKK 1:500	BLAD NR. 01	AV 01
TEGNING NR. 1001		REV. 0	

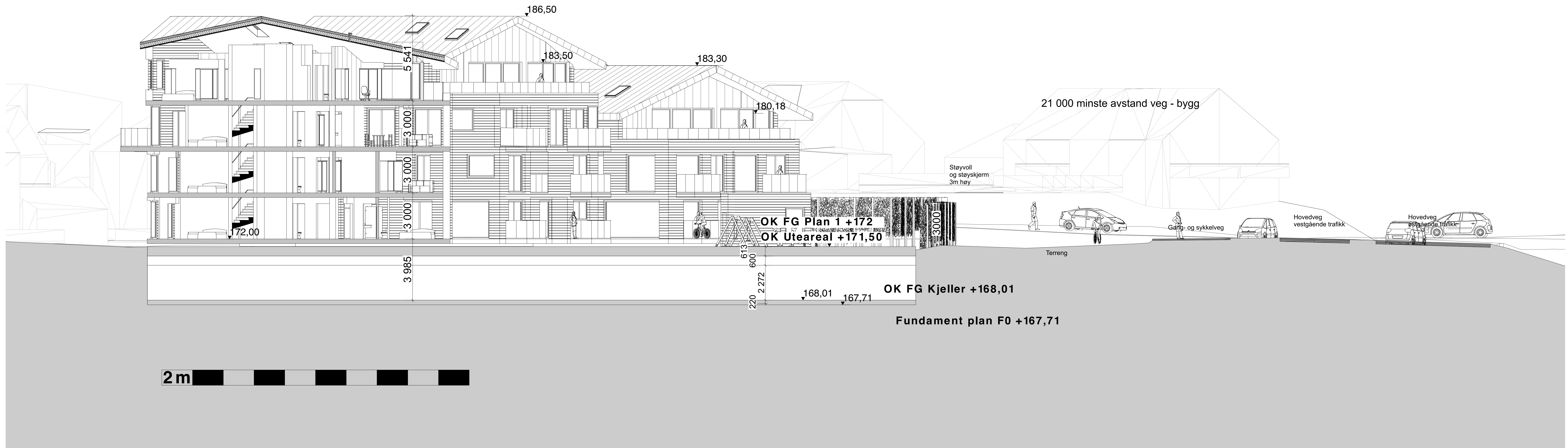


VEDLEGG 1

Leirbruvegen 2 - Regulering
Snitt A



1:500 Snitt A



1:100 Snitt A

<p>Arkitekt</p> <p>● Ark - Bergersen Arkitekter</p> <p>prosjekt@bergersenarkitekter.no</p>	
<p>Prosjekt</p> <p>Leirbruvegen 2</p> <p>7026 Trondheim</p>	
<p>Utarbeidet av</p> <p>Varmbo</p>	<p>Godkjent av</p> <p>Kommuneplan</p> <p>Sign. Karmel</p>
<p>Dato</p> <p>06.11.2023</p>	<p>Skala</p> <p>1:100, 1:500</p>
<p>Prosjekt nr.</p> <p>1202B</p>	<p>Prosjekt nr.</p> <p>A30-1</p>
<p>Snitt A</p>	<p>Prosjekt nr.</p> <p>1202B</p>

VEDLEGG 2

FOTO FRA PRØVEGRAVING



> **Foto 1:** *Prøvegrop 1*



> **Foto 2:** *Prøvegrop 2*



> **Foto 3:** *Prøvegrop 3*



> **Foto 4:** *Prøvegrop 4*



> **Foto 5:** *Prøvegrop 5*



> **Foto 6:** *Prøvegrop 6*



> **Foto 7:** *Prøvegrop 7*



> **Foto 8:** Prøvegrop 8



> **Foto 9:** Prøvegrop 9



> **Foto 10:** *Prøvegrop 10*