

Notat 01

Bygger'n butikklokale; Ødegårdsvegen 130, Stranda – Stranda kommune PRO Geoteknikk – beskrivelse av grunnforhold, fundamentering og stabilitet

Til: Geir Sjøli, EA Smith AS
Fra: Stein H. Stokkebø, Stokkebø Competanse AS
Kopi: Joar Sneen, EA Smith AS
Dato: 10-02-2022
Rev.:

Stokkebø Competanse AS – Tennisveien 23d, 0777 Oslo – Mobil: 90184211 – Epost: post@stokkebo-competanse.no

1. Innledning og grunnlag

Joar Sneen i EA Smith AS har kontaktet oss i forbindelse med planer om å bygge en ny Bygger'n butikk i Ødegårdsvegen 130 på Strand i Stranda kommune. Tiltaket utføres på eiendommene med G.nr. / B.nr. – 50 / 1+36+23 i Stranda kommune. Butikklokalet blir bygget på en eiendom som har vært bebyggt med større bygninger og med opparbeidete kjørearealer, og eiendommen er tilnærmet helt flat. Terrenget stiger i flere retninger omkring, og et stykke mot nordøst faller terrenget kraftig ned mot sjøen. Det skal bygges et nytt butikk- og lagerlokale på eiendommen. Eksisterende bygning skal rives. Eiendommene omkring er bebygde med tilsvarende store bygninger. Området ligger inne i en mindre dal i terrenget.

Stokkebø Competanse AS har fått i oppdrag å være PRO geoteknikk ansvarlig på prosjektet. Oppdraget utføres og reguleres i henhold til NS8402 – rådgivning etter medgått tid. Dette innebærer en geoteknisk vurdering av grunnforholdene på eiendommene, og prosjektering og beskrivelse av fundamenteringen av tiltaket, opparbeidelse av kjørearealer, og vurdering av drenering og stabilitet. Vi vil i tillegg senere foreta kontroller av grunnforholdene i forbindelse med utgravingen av byggegropen. Vi vurderer derfor å ha god og tilfredsstillende oversikt og kunnskap om grunnforholdene på eiendommene spesielt og i området generelt.

Stokkebø Competanse AS har laget dette Notat 01 med utgangspunkt i innhentet informasjon på NGU og NVE sine nettsider, samt tidligere grunnundersøkelser i området. Dette Notat 01 er videre utarbeidet på bakgrunn av den erfaring vi besitter og de retningslinjer som foreligger for prosjektering av geotekniske konstruksjoner.

A. Dokumenter

Vi har mottatt følgende dokumenter fra vår oppdragsgiver, som et grunnlag for våre vurderinger og anbefalinger for fundamenteringen av nybygget.

- Situasjonsskart og Plankart over tiltaket.
- Perspektivtegninger av prosjektet.
- Sluttrapport for sanering av forurensset grunn.

B. Kontroller

Kontroll av grunnforholdene og forutsetninger for vår prosjektering av fundamenteringen av bygningen og stabilitet til tiltaket, samt vurdering av fløm- og erosjonsfaren, skal foretas som befaringer på stedet ved utgraving av byggegrop og kjøreareal. Senere i byggeprosessen skal UTF ansvarlig oversende bilder til Stokkebø Competanse AS som viser utførelsen av de ulike prosessene i de ulike løsningene, evt. at vi foretar nye kontroller på stedet. Stokkebø Competanse AS skal motta og godkjenne en endelig last- og fundamentplan før oppstart av byggearbeidene.

2. Grunnforhold

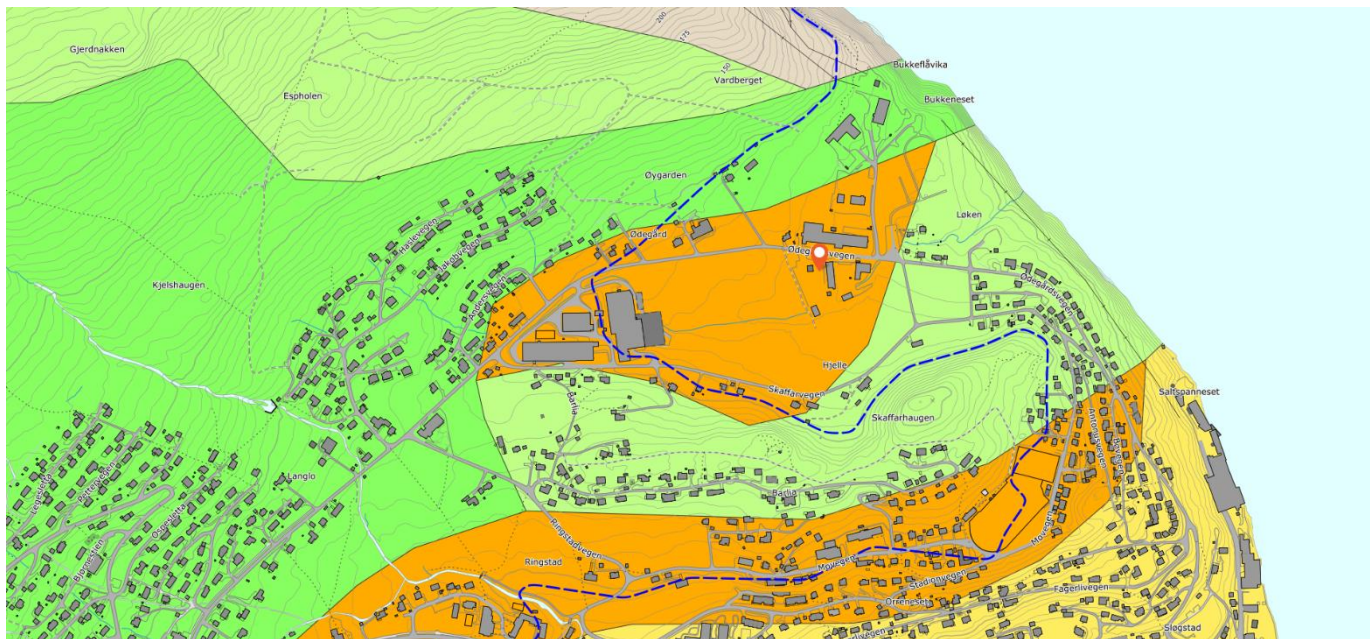
Det planlagte tiltaket skal bygges på en eiendom som i dag kun er bebygd med en mindre bygning, men der tidligere bygninger har brent ned. Ny bygning bygges tilnærmet der tidligere bygg har stått, ut fra tegning i rapport fra Emblem Consult AS. Terrenget på eiendommen og et område omkring er tilnærmet flatt med små høydeforskjeller på eiendommene. Ifølge bilder og beskrivelse i rapport fra Emblem Consult AS er det tilkjørte stein- og asfalmasser over sandig steinig siltig morene på eiendommen, sannsynlig middels stor dybde til fjell, altså meget gode grunnforhold. Bygningen som butikk- og lagerbygg er planlagt bygget med 1 etasje uten kjeller, og etableres med stripefundamenter og gulv på grunn på meget fast lagret sandig grusig siltig morene.

A. NGU kartblader

Vi har i forbindelse med utarbeidelsen av dette Notat 01 kontrollert grunnforholdene i området ut fra NGU sitt løsmassekart og berggrunnskart, samt NVE sitt kvikkleirekart. Se Bilde 1 nedenfor som et utsnitt av NGU sitt løsmassekart, der marin grense er definert med blå linje.

NGU sitt berggrunnskart viser ikke dekning i området. Men ut fra erfaring vil vi anta at det er en type gneis i området. Dette er faste og stabile bergarter. Vi anser imidlertid at tiltaket ikke kommer i kontakt med fjellet.

Ifølge NGU sitt løsmassekart er det breelvavsetning på eiendommen og et område omkring. I tillegg er det tynn og tykk morene og elveavsetninger i området. Morene består normalt av en godt gradert masse av alt fra større stein til finere partikler, mens elveavsetning og breelvavsetning normalt består av sand og grus. Vi anser derfor at grunnforholdene på eiendommen består av et tynt lag med opparbeidet areal 0,5 – 1,0 m over meget fast lagret sandig grusig steinig morene > 5,0 m på fjell. Se Bilde 1 for et utsnitt av NGU sitt løsmassekart.



Bilde 1. Utsnitt av NGU løsmassekart, eiendommen vist med rød markør. Blå stiple er marin grense.

Kart fra www.nve.no, se Bilde 1 over, viser at eiendommen ligger like under marin grense. På NVE kvikkleirekart er det ikke markert kvikkleireområde på eller omkring eiendommen og på denne siden av fjorden. Eiendommen ligger innenfor Aktsomhetsområde marin leire. Vi anser ut fra registreringer på kartblader, og resultater fra grunnundersøkelser i området, at det ikke er forekomster av kvikkleire eller sprøbruddmateriale på eiendommen. Tiltaket blir derfor ikke vurdert eller beskrevet i hht. Veileder 1/2019 – sikkerhet mot kvikkleireskred, steg 4-11.

B. Befaring, prøvegraving og grunnundersøkelse

Det har i forbindelse med dette Notat 01 ikke blitt foretatt befaring eller grunnundersøkelse på eiendommen som del av utarbeidelsen av dette Notat 01. Vi anser dette som ikke nødvendig eller påkrevet ut fra øvrig tilgjengelig informasjon vedr. eiendommen. Vi anser slike undersøkelser som unødvendig for dette prosjektet pga tiltakets begrensede omfang, og innhentet informasjon, og våre erfaringer fra denne type avsetninger. Rapport fra Emblem Consult AS viser bilder fra foretatt prøvegravingen i fbm. kontroll av forurensninger, og beskriver massene som sand og grus, samt stedvis leire (sannsynligvis sandig silt). Vi skal i tillegg foreta en kontroll av ferdig utgravd byggegrop for å dokumentere at grunnforholdene er som forutsatt, og foreta kontroller på at utførelsen av beskrevet fundamenteringsløsning gjøres som beskrevet.

Ut fra registreringene i beskrivelsen og vurdering av bildene nedenfor vil vi definere massene som sandig steinig grus. Massene virker å være meget fast lagret. Stabiliteten til massene er derfor meget god.

Det er ikke foretatt en egen grunnundersøkelse på eiendommen som del av utarbeidelsen av dette Notat 01 for prosjektet. Vi har imidlertid sjekket tidligere utførte grunnundersøkelser i området på Stranda, fra NADAG arkivet. Disse er tatt både nede mot sjøen og høyere opp i terrenget. Grunnundersøkelsene viser at det stort sett er fast til meget fast lagret sandig grusig morene, med innslag av sandig siltig steinig morene. Dybden til vurderes som liten til moderat ut fra avstanden til definert tynn morene.

C. Konklusjon grunnforhold

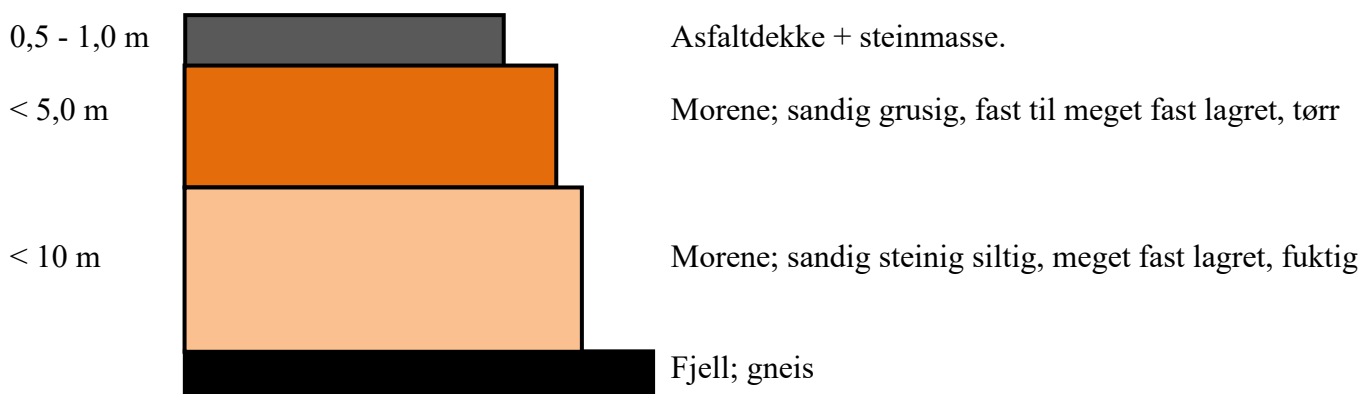
Ut fra registreringer på NGU sitt løsmassekart, ut fra tidligere grunnundersøkelser i området og utført prøvegraving i fbm. undersøkelse av forurensninger, og ut fra generell erfaring, vil vi beskrive at grunnforholdene på eiendommen består av et lag oppfylte steinmasser og asfalt samt andre oppfylte masser over fast til meget fast lagret sandig grusig morene på fjell. Stedvis kan det forekomme noe mer sandig steinig siltig morene. Vi har ikke konkrete boringer som viser dybde til fjell, men anser dybde til fjell som middels siden det er fjell i dagen ikke veldig langt unna, og mest sannsynlig < 10-15 m.

Ut fra våre vurderinger og registreringer anser vi det som dokumentert at det hverken er kvikkleire eller sprøbruddmateriale i undergrunnen på den aktuelle eiendommen siden markering av marin grense går kun 200 m unna, og målinger / grunnundersøkelser i nærheten ikke har avdekket slike grunnforhold. Grunnforholdene i den tykkelse som tiltaket berører vurderes som meget gode på eiendommen i relasjon til den planlagte utbyggingen. Det er svært viktig at stedlige masser i byggegropen komprimeres svært godt før utlegging av pukkfundamentet. Grunnvannsnivået eller nivå høyt vanninnhold vurderes å ligge dypere enn ferdig utgravd byggegrop.

Vi anser det i tilstrekkelig grad som dokumentert og vurdert at det ikke er kvikkleire eller sprøbruddmateriale på eiendommen og på områder som tiltaket berører eller som vil berøre tiltaket. Tiltaket blir derfor i det videre ikke beskrevet i hht. NVE veileder 1/2019 – sikkerhet mot kvikkleireskred, steg 4-11.

Skisse 1 – prinsipp for grunnforhold

Ut fra innhentet informasjon består undergrunnen av masser som vist på følgende skisse:



3. Generelt dimensjoneringsgrunnlag

I det følgende har vi definert grunnlaget for våre beregninger og anbefalinger.

A. Kompetanse

Vi har i ansvarsrettskjema krysset for at vi ikke har sentral godkjenning. Men vi har full dekning på vår ansvarsforsikring innen prosjektering av geoteknikk. Vi erklærer derfor ansvar ut fra kompetanse, og slik dokumentasjon ettersendes på forespørsel, som CV og karakterutskrift fra NTH.

Vi ble uteksaminert fra NTH i Trondheim i 1983, fra linjen Bygg m/ geoteknikk som utdyping. Vi har dermed 38 års erfaring som sivilingeniør i ulike stillinger. Vi har drevet Stokkebø Competanse AS som konsulentfirma innen geoteknikk og veiteknikk siden 1990, altså i over 30 år, og GEO Konsult AS siden 2012. Vi har prosjektert en rekke prosjekter i området, også i Stranda kommune tidligere.

Vi anser derfor at vi tilfredsstiller kravene i NVE veileder 1/2019 og tilsvarende veiledere.

B. Faglitteratur

Vi har i hovedsak benyttet følgende litteratur vi vårt arbeid med dette prosjektet:

- Håndbok 016 / V220 – Geoteknikk i vegbygging
- Håndbok 018 / N200 – Vegbygging
- NS-EN-1997-1:2004+NA 2016, Eurokode 7 – Geoteknisk prosjektering
- NS-EN 1998-1:2004+NA 2014, Eurokode 8 – Prosjektering av konstruksjoner for seismiske påvirkninger
- Kartblad på NGU sine nettsider.
- NVE veileder 1/2019 – Sikkerhet mot kvikkleireskred
- Ulike NS-EN ISO-standarder
- Ulik faglitteratur om geosynteter

C. Prosjekteringsklasser

Vi benytter NS-EN-1997-1:2004, Eurokode 7 + NA:2016 – Geoteknisk prosjektering som grunnlag for vurdering av geoteknisk kategori. Vi velger å benytte Geoteknisk kategori 1. Dette valg fremkommer ut fra følgende kriterier:

- Skadekonsekvens = alvorlig, og Vanskelighetsgrad = lav.

Pålitelighetsklasse – sikkerhetsklasse:

Vi anser at prosjektet kan plasseres i pålitelighetsklasse 1, nytt butikk- og lagerbygg med 1 etasje og meget gode grunnforhold. Tiltaket erstatter et tidligere bygg.

Tiltaksklasse:

Med utgangspunkt i beskrivelser og vurderinger over vil vi beskrive og vurdere at tiltaket kan plasseres i Tiltaksklasse 1. Tiltaket er et nytt butikk- og lagerbygg med 1 etasje og meget gode grunnforhold. Tiltaket erstatter et tidligere bygg. Grunnforholdene er dokumentert gjennom innhentet informasjon og erfaringer fra området, og blir kontrollert i byggefasen.

Tiltakskategori:

Bestemmelse av tiltakskategori er beskrevet i NVE veileder 7/2014, og bestemmes kun der grunnforholdene inneholder kvikkleire slik at tiltaket skal prosjekteres i hht. NVE veilederen. Som vi har beskrevet i kap. 2 i dette Notat 01 så anser vi at det i tilstrekkelig grad er dokumentert at det ikke er kvikkleire eller sprøbruddmateriale på eiendommen eller i de nære områder. Som vi har beskrevet kan dette dokumenteres ut fra tidligere grunnundersøkelser i området, og at eiendommen ligger kun så vidt under marin grense, og grunnforholdene består av meget fast lagret sandig grusig morene og breekvassetninger.

D. Materialfaktor

Materialfaktoren bestemmes i hht Håndbok 016 – kapittel 0.3.5 og NS 3420. Vi benytter følgende materialfaktor:

Materialfaktor = $\gamma_m = 1,4$ benyttes i beregningene ut fra vurdering av:

- skadekonsekvens = alvorlig
- bruddsituasjon = nøytralt brudd

E. Seismisk kontroll

Vi anser at utbyggingen ikke skal kontrolleres for seismiske belastninger. Hvis aktuelt skal vi som PRO geoteknikk definere seismisk Grunntype, og beregninger og beskrivelse av konsekvenser for konstruksjonene fra seismiske bevegelser og andre rystelser foretas av RIB – PRO konstruksjoner.

F. Beregningsprogrammer

Vi har ikke benyttet noen programmer for beregning av bæreevnen til de ulike massene og som kontroll av de aktuelle fundamentene, men kun foretatt enkle beregninger i hht prinsipper og formler definert i Håndbok 016 – kapittel 6.

Vi benytter programmet ReSSA (3.0) for beregning av total og lokal stabilitet for ulike konstruksjoner, dersom slike beregninger på et senere stadium anses ønskelig eller nødvendig å foreta. Vi har foreløpig ikke foretatt dimensjonering av stabiliteten til eiendommen eller foretatt dimensjonering av noen konstruksjoner, da dette på generelt grunnlag er vurdert som ikke aktuelt så lenge belastninger fra bygningen ikke er større enn foreløpig vurdert. Stabiliteten til eiendommen i dag og som fremtidig utbygd anses ut fra erfaring og generell vurdering som meget god og tilfredsstillende, noe valgte løsninger skal sikre. Vi vil foreta slike stabilitetsberegninger av enkelte deler av tiltaket på et senere stadium når konkrete planer og beregnede laster foreligger, dersom slike beregninger da vurderes som nødvendig.

Beskrivelse av programmet ReSSA:

ReSSA (3.0) er et stabilitetsprogram som er utviklet spesielt for å beregne stabiliteten i jordarmerte konstruksjoner, men kan også benyttes for å beregne stabiliteten til uarmerte konstruksjoner. Programmet kontrollerer den eksterne kapasiteten til konstruksjonen gjennom ulike glidesirkler ved bruk av "Comprehensive Bishop" metode. I tillegg kontrolleres intern kapasitet til eventuelle lag med jordarmering gjennom ulike glideflater ved bruk av "Direct sliding - 2 part wedge, Spencer" metode. Programmet kan også foreta "3 part wedge, Spencer" dersom dette er ønskelig eller påkrevet. De formler og beregninger som programmet ReSSA (3.0) benytter og foretar er derfor i tråd med regler og metoder som gjelder i Norge.

G. Grensetilstander

De benyttede formler og figurer i Hb 016 og ReSSA (3.0) beregner tillatt grunntrykk og stabilitet i bruddgrensetilstanden. I tillegg blir ulike konstruksjoner og situasjoner vurdert i bruksgrensetilstanden i form av muligheten for setninger og deformasjoner å opptre, og konstruksjonens antatte ømfintlighet for setninger. Vi anser derfor disse beregningsmetoder å tilfredsstille kravene til dette prosjektet.

H. Dreneringsforhold

Massene på eiendommen er vurdert som et tynt lag med asfaltdekke og oppfylte steinmasser på meget fast lagret sand og grus og sandig grusig morene på fjell. Grunnvannstanden eller nivå høyt vanninnhold er vurdert å ligge lavt i fht. planlagt utbygging og et stykke nede i løsmassene, evt. ned mot eller i fjellet. Overflatevann håndteres derfor av dreneringen rundt det nye bygget og av generelle terrengforhold. Vi anser derfor at dreneringsforholdene blir meget godt ivaretatt på prosjektet.

VA konsulent vurderer og beskriver OV-løsninger på prosjektet, i den grad dette kreves.

I. Parametere for massene

Jordparametere for stedlige masser og for tilførte knuste masser er definert ut fra retningslinjer i Håndbok 016 – kapittel 3.5 – figur 3.3.

Benytter følgende parametere for tilførte steinmasser og for knust fjell i fundamenter:

- Egenvekt = $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
- Friksjonsvinkel = $\varphi' = 42^\circ$
- Attraksjon = $a = 5 \text{ kN/m}^2$

Benytter følgende parametere for fast til meget fast lagret grusig steinig sand:

- Egenvekt = $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
- Friksjonsvinkel = $\varphi' = 34^\circ$
- Attraksjon = $a = 10 \text{ kN/m}^2$

J. Parametere for geosynteter

Fiberduk. Krav til bruksklasse for fiberduk bestemmes i hht. Norsk Standard, NS 3420-I4, Tabell I46.1:3. Type fiberduk skal være NorGeoSpec godkjent. Vi anbefaler bruk av fiberduk kl. 3 i bunnen av byggegropen og opp langs graveskråninger dersom det benyttes et pukkfundament, men det er også mulig slik fiberduk sløyfes. Bruk av fiberduk avklares fortløpende med PRO Geoteknikk. Det skal benyttes fiberduk mellom alle åpne og finstoffholdige masser. Det benyttes min. 0,5 m overlapp mellom ruller med fiberduk.

Geonett. Type geonett skal være stivt ekstrudert geonett produsert ved varmstrekking. Krav til strekkstyrke defineres som kN/m i begge retninger, bestemt ved testmetode NS-EN ISO 10319. Vi har beskrevet bruk av geonett med strekkstyrke = 30 kN/m i begge retninger i bunnen av pukkfundamentet i byggegropen, dersom dette velges benyttet etablert på stedlige løsmasser, lagt med eller uten fiberduk. Geonett benyttes også i alle øvrige pukkfundamenter på stedlige løsmasser på eiendommen. Typer geonett som kan brukes er: E'Grid 3030L, Tensar SSLA30, Polgrid BX3030L, Thrace TG3030L, A-Grid B3030L eller tilsvarende type geonett sammen med beskrevet fraksjon knust fjell / pukk. Det benyttes min. 0,5 m overlapp mellom rullbredder.

J. Komprimering

Alle masser skal komprimeres til min. Normal komprimering i henhold til NS 3458 – Komprimering.

4. Dimensjonering av tillatt såletrykk

Ut fra opplysninger gitt tidligere i dette Notat 01 har vi her foretatt en vurdering av massenes dimensjonerende bæreevne i bruddgrensetilstanden. Senere vurdering av fundamentenes størrelse vil også ta hensyn til vurderingen av mulige setninger som følge av høy utnyttelsesgrad av massenes bæreevne, og må vurderes sammen med bygningens generelle ømfintlighet overfor opptredende setninger, ikke minst ujevne setninger. Forutsetninger for beregninger i dette kap. 4 er at bygningen skal bygges med ringmur på stripefundamenter og gulv på grunn. Stripefundamentene og gulv på grunn etableres ned på et tynt geonett armert pukkfundament på meget fast lagret grus og sand.

A. Parametere for massene og deres bæreevne

Parametere for tilført pukkmasse og massene i undergrunnen er definert i dette Notat 01 – kapittel 3 over. Massenes bæreevne er med disse forutsetninger definert ut fra Håndbok 016 – kapittel 6.2. Ruheten = r_b er vurdert på generelt grunnlag, men er valgt ut fra at bygningen skal kunne ta opp noen horisontalkrefter. Vi har foreløpig ikke mottatt en last- og fundamentplan for tilbygget, og har derfor vurdert belastninger ut fra et generelt grunnlag.

Følgende generelle forutsetninger gjelder for de masser som foreløpig er vurdert:

- Fundamentene får i uk betongfundament et sidetrykk på min. 0,5 m som representeres av overlagingstrykket utvendig eller innvendig bygg, det som er lavest.
- Steinmassene fra uk betongfundament og stedlig sand / grus defineres som drenerte masser.
- Ruheten = $r_b = 0,2$.
- Det benyttes parametere på stripefundamenter med bredde, $B = 1,0$ m som gir $B_0 = 0,8$ m.

Bæreevnen til tilførte steinmassene og for knust fjell er:

- Egenvekt = $\gamma = 19$ kN/m³
- Friksjonsvinkel = $\varphi' = 42^\circ$
- Attraksjon = $a = 5$ kN/m²
- Udrenert poreovertrykk = 0

Dette gir følgende bæreevneparametere:

- Materialfaktor = 1,4 som gir: $\text{tg } \rho = 0,64$
- Ruhet, $r_b = 0,2$ gir:
- $N_q = 19,0$
- $N_\gamma = 21,0$
- Overlagingshøyde = $z = 0,5$ m

Dette gir følgende bæreevne på knust fjell:

- Bæreevnen = $\sigma_v = 19 \times (19 \times 0,5 + 5) + 0,5 \times 21 \times 19 \times 0,8 - 5 = 276 + 160 - 5 = 431$ kN/m²
- Av hensyn til overflatestabilitet ønsker vi å begrense bæreevnen til = $\sigma_d = 400$ kN/m²
- Dette tilsier at et stripefundament kan belastes med en sentrisk last = $F_d = 320$ kN/m

Bæreevnen til stedlig fast til meget fast lagret sand og grus er:

- Egenvekt = $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
- Friksjonsvinkel = $\varphi' = 34^\circ$
- Attraksjon = $a = 10 \text{ kN/m}^2$
- Udrenert poreovertrykk = 0

Dette gir følgende bæreevneparametere:

- Materialfaktor = 1,4 som gir: $\text{tg } \rho = 0,48$
- Ruhet, $r_b = 0,2$ gir:
- $N_q = 10,0$
- $N_\gamma = 8,0$
- Overlagringshøyde = $z = 0,5 \text{ m}$

Dette gir følgende bæreevne for stripefundamenter på meget fast lagret sand og grus, uten pukk:

- Bæreevnen = $\sigma_v = 10 \times (19 \times 0,5 + 10) + 0,5 \times 8 \times 19 \times 0,8 - 10 = 195 + 60 - 10 = 245 \text{ kN/m}^2$
- Av hensyn til mulighet for setninger å utvikles ønsker vi å begrense denne til $\sigma_v = 200 \text{ kN/m}^2$
- Dette innebærer at stripefundamentet kan belastes med en last = ca. 160 kN/m

Dette gir følgende bæreevne for stripefundamenter på meget fast lagret sand og grus, med pukk:

- Bæreevnen = $\sigma_v = 10 \times (19 \times 0,8 + 10) + 0,5 \times 8 \times 19 \times 0,8 - 10 = 252 + 60 - 10 = 302 \text{ kN/m}^2$
- Av hensyn til mulighet for setninger å utvikles ønsker vi å begrense denne til $\sigma_v = 250 \text{ kN/m}^2$
- Dette innebærer at stripefundamentet kan belastes med en last = ca. 300 kN/m
- Dette med en lastspredning 1,5:1 gjennom pukkfundamentet, gir flate $0,8 + 2 \times 0,2 \text{ m} = 1,2 \text{ m}$.

C. Kontroll av fundamentene

Vi har ikke mottatt en konkret last- og fundamentplan for bygningen. Slik kontrollert og godkjent last- og fundamentplan skal foreligge før anleggsarbeidene kan starte. Her skal hele oppbyggingen av fundamenteringen legges inn på slike planer og tegninger, og lastene ned på de ulike fundamentene defineres som samlede bruddlaste.

5. Forslag til fundamentering

Det skal ikke være kjeller på bygningen, noe som innebærer en relativ grunn fundamentering. Siden terrenget er relativt flatt på eiendommen blir hele bygningen kun tilbakefylt i liten grad. Vi anser derfor at direktefundamentering med ringmur på stripefundamenter og gulv på grunn er mest aktuell og riktig fundamentering for bygningen. Slik direktefundamentering skal foretas ned på et tynt geonett armert pukkfundament på meget fast sand og grus, som er komprimert.

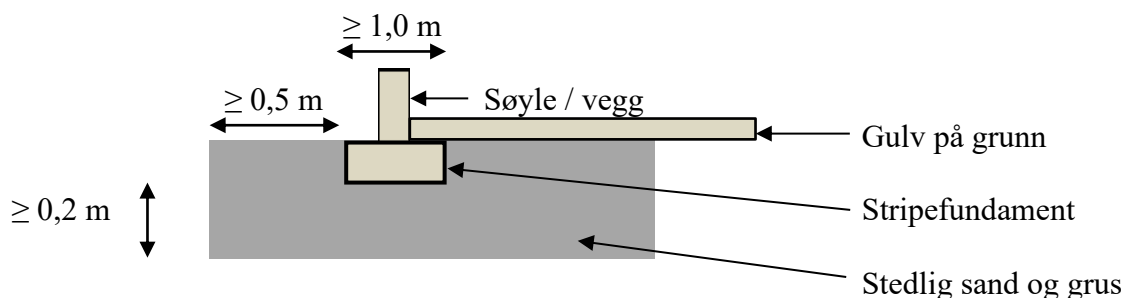
Derfor er beskrevet fundamentering underlagt visse forutsetninger som:

- PRO geoteknikk skal kontrollere og godkjenne utgravd og komprimert undergrunn i byggegropen.
- Undergrunnen i utgravd byggegrop komprimeres svært godt med vibROUTstyr, om dette anses nødvendig, bestemt på senere befaring.
- Vi anser derfor at direktefundamentering med ringmur på stripefundamenter og gulv på grunn er mest aktuell og riktig fundamentering for bygningen. Slik direktefundamentering skal foretas ned på et tynt geonett armert pukkfundament på komprimert meget fast sand og grus, og etableres i hele byggegropen min. 1,0 m ut til alle sider, som i prinsipp vist på Skisse 3 nedenfor. Bruk av stripefundament direkte ned på stedlige løsmasser er et alternativ, som vist på Skisse 2 nedenfor.
- Vi anser foreløpig alternative fundamenteringsløsninger som fundamentering på stålkjernepeler og ytterligere masseutskifting som ikke aktuelle, men kan ikke utelukke slike alternative metoder.
- Senere kontrollbefaring av oppgravd byggegrop kan medføre endringer eller justeringen av beskrevet forslag til fundamentering.
- Alle masser skal komprimeres til minimum Normal komprimering i henhold til NS 3458 – Komprimering.

Nedenfor har vi laget to prinsippskisser som skal benyttes for direktefundamentering med ringmur på sålefundamenter og gulv på grunn. Prinsippskissene gjelder for både fundament som etableres noe ned i eksisterende masser og fundament som etableres grunt i fht dagens terreng. I prinsippet er det løsning beskrevet på Skisse 3 som vi anser som mest aktuell fundamenteringsløsning, men som beskrevet kan vi ikke utelukke justeringer eller endringer av slik beskrevet fundamentering og dermed benytte løsningen beskrevet på Skisse 2 nedenfor. Slike detaljer skal vurderes og avgjøres av PRO geoteknikk ved ferdig utgravd byggegrop.

Dersom tiltaket ønsker å fundamenter bygningen direkte på stedlige løsmasser så skal dette avklares med PRO geoteknikk. Dette er en løsning som er noe mindre robust i fht. mulige ujevnheter i undergrunnen, og i fht. om det skulle oppstå flom.

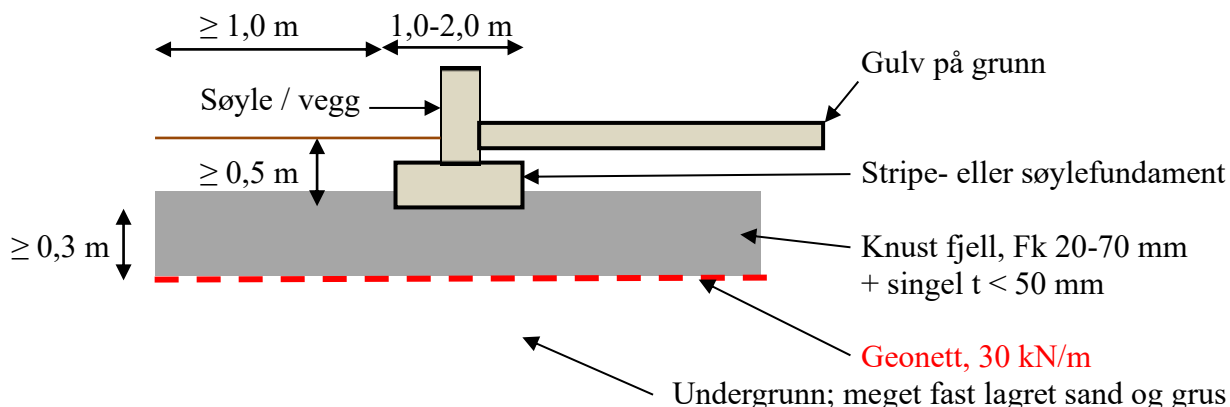
Skisse 2 - Prinsippskisse for fundamenteringen – fundamentering på stedlige løsmasser:



Vår anbefalte løsning inneholder et geonett armert pukkfundament. Dersom flom fra bekken skulle oppstå så er et pukkfundament med geonett mer robust. Geonettet vil da låse opp pukkraksjonen slik at store skader ikke oppstår.

Skisse 3 – prinsippskisse for fundamentering – geonett armert pukkfundament

Følgende prinsippskisse gjelder derfor for stripe- og søylefundamenter på geonett armert pukkfundament:



Krav til masser og geonett

Dersom geonett benyttes så skal type geonett være Tensar SSLA30, E'Grid 3030L, Thrace TG 3030L, Polgrid BX 3030L, A-Grid B3030L eller tilsvarende typer geonett. Ønskes andre typer eller benevnelser benyttet skal dette fremlegges for og godkjennes av PRO geoteknikk før bruk.

Vi har på Skisse 3 over er det beskrevet bruk av knust fjell fraksjon Fk 20-70 mm ved bruk av geonett. Denne fraksjon, evt. tilsvarende fraksjon benyttes for å gi optimal fordeling i geonettet. Dette krav er ikke et endelig og absolutt krav, men vi ønsker en masse av knust fjell som har en god gradering, men samtidig har en åpen struktur slik at den er godt drenerende. Alternative og lokale fraksjoner kan derfor være aktuelle å benytte, evt. blanding av 2 forskjellige fraksjoner. Valg av fraksjon skal fremlegges for og godkjennes av PRO geoteknikk før bruk. Lagtykkelsen vil delvis avhenge av fraksjon på massen.

Grunnbrudd og setninger

Dersom fundamentene ikke overbelastes i forhold til her oppgitte bæreevneverdier, begrensninger og forutsetninger, og i henhold til senere kontrollerte og godkjente last- og fundamentplaner, vil massene i undergrunnen ha så god styrke og stabilitet at grunnbrudd i bygningens fundamenter ikke skal kunne oppstå eller forekomme. Dette pga at tilleggslastene ned på undergrunnen fra fundamentene er relativt beskjedne og undergrunnen har tilstrekkelig god styrke og stabilitet. Massenes bæreevne må imidlertid ikke overskrides.

Vi har forutsatt at undertegnede som PRO geoteknikk skal foreta en ytterligere vurdering av massene i grunnen og mulig fundamenteringsmetode når byggegrøpen er gravd ut. Dette for å vurdere stabiliteten til og setningsfaren til massene under bygningen, og dermed foreta en anbefaling av fundamenteringsløsning og vurdering av setningsfare i massene under bygningen. Vi har beskrevet en løsning som innebærer direktefundamentering enten ned på stedlige masser eller ned på et geonett armert pukkfundament på stedlige masser. Ut fra utførte kontroller anser vi derfor at vi har god og tilfredsstillende kontroll på grunnforholdene, og at det ikke er fare for skadelige setninger i tilbygget.

6. Skråninger og murer

Dette kapittel 6 omfatter og beskriver de vurderinger og beskrivelser som er foretatt i forhold til stabiliteten til terrenget og til opparbeidelsen av fremtidig terreng.

A. Permanente skråninger

Vanlige skråninger skal ikke etableres brattere enn med en skråningshelning = 1:2 eller slakere ved bruk av de stedlige massene og tilført jord. Masser i skråninger og oppfyllinger av terrenget skal komprimeres til minimum Lett komprimering i hht NS 3458 – Komprimering.

B. Graveskråninger

Graveskråninger i byggegrøper får en maksimal høyde, $H = \text{ca. } 1 - 2 \text{ m}$. Slike graveskråninger etableres i fast til meget fast lagret sand og grus. Slike graveskråninger er foreløpig vurdert å bli etablert med helning ca. 1:1 eller slakere. Graveskråningene skal uansett vurderes og godkjennes av PRO geoteknikk i byggefasen.

C. Støttemurer

Det er på mottatte tegninger ikke beskrevet bruk av støttemurer. Vi har derfor som del av dette Notat 01 ikke foretatt en vurdering eller dimensjonering av støttemurer eller bratte skråninger. Ved behov for dimensjonering av slike støttemurer benyttes programmet ReSSA. Vi som PRO geoteknikk foretar dimensjonering og beskrivelse av jordarmerte murer og ulike typer blokkmurer. Ved bruk av plasstøpte støttemurer i betong blir slike dimensjonert og beskrevet av PRO konstruksjoner, evt. med bistand om jordtrykk fra PRO geoteknikk.

D. Kjøre- og parkeringsareal

Det skal muligens etableres nye kjøre- og parkeringsarealer på eiendommen. Slike arealer blir da tungt belastet i anleggsfasen. Slike arealer skal derfor bygges med et solid fundament. Kjøre- og parkeringsarealer etableres oppå allerede opparbeidet kjøre- og parkeringsarealer. Detaljene for slike arealer foretas senere ut fra konkrete opplysninger.

E. Flom og erosjon

Bekken som renner forbi eiendommen er lagt i rør på flere steder. Dette er et rør med 1200 mm diameter, og som derfor har meget stor kapasitet. VA konsulent må definere 200 års flom mengde i bekken, men siden rørdimensjon er valgt til 1200 mm anser vi at dette i den sammenheng ble vurdert og valgt ut fra en faglig vurdering. Vi anser derfor at flomfaren er liten i fht. det aktuelle tiltaket. Vi har også vurdert i kap. 5 at bruk av et geonett armert pukkfundament vil forbedre fundamenteringens kapasitet i fht. flom. Massenes bæreevne er i tillegg beregnet ut fra faren for at massene blir vannmettet.

Stedlige løsmasser er sand og grus, til dels steinig, i de øverste lagene. Dette er masser som er relativt stabile selv i en vannmettet situasjon. I tillegg vil slike masser i liten grad utsettes for erosjon over tid, da bekkens profil raskt etablerer et sjikt som er stabilt mot erosjon ved normale vannmengder i bekken.

Vi anser derfor at tiltaket i tilstrekkelig grad tar hensyn til flom- og erosjonsfaren fra og i bekken mot sør.

7. Stabiliteten til tiltaket

Dette kapittel omfatter og beskriver de vurderinger og beskrivelser som er foretatt i forhold til stabiliteten til eiendommen slik den fremstår i dag og som fremtidig utbygd. Dette inkluderer en vurdering av flom og erosjon i bekken mot sør.

Eiendommen Ødegårdsvegen 130 på Stranda med Gnr. / Bnr. – 50 / 1+36+23 i Stranda kommune ligger på et område som er tilnærmet flatt der tiltaket skal bygges. Terrenget stiger i flere retninger utenfor eiendommen, og faller kraftig av et stykke unna mot nordøst. Terrenget er slakere enn 1:20 på og omkring eiendommen, og dermed slakere enn det som utløser vurdering av spesielle tiltak for områder med definert kvikkleire. Vi har definert at det ikke er kvikkleire eller sprøbruddmateriale som tiltaket berører, og anser at tiltaket ligger utenfor Aktsomhetsområde for skred. Eiendommen har tidligere vært bebygd med bygning som har brent ned. Tiltaket innebærer derfor ingen vesentlig ny tilleggslast som vil kunne forringe stabiliteten til eiendommen og området. De brattere områdene ligger med stor avstand til tiltaket.

Vi har i dette Notat 01 beskrevet at våre vurderinger er at grunnforholdene er meget gode. Det er vurdert at utgravd byggegrop etableres på meget fast lagret sand og grus, der fjell er vurdert å ligge < ca. 15 m fra dagens terreng, ut fra registreringer på grunnundersøkelser og avstand til definert tynn morene. Med så betydelig utbygging omkring anser vi det også som avklart at grunnforholdene ikke er dårlige. Det er heller ikke definert kvikkleiresoner på eiendommen eller nært inntil. Vi har ut fra foretatt og beskrevet vurdering forutsatt at det ikke er kvikkleire eller sprøbruddmaterialer som berører tiltaket eller som tiltaket berører. Vi anser derfor at det i tilstrekkelig grad er dokumentert at tiltaket ikke skal beskrives eller prosjekteres i hht. NVE veileder 1/2019 – sikkerhet mot kvikkleireskred, steg 4-11.

Tiltaket er kun bygging av en ny bygning som butikk- og lagerbygning i 1 etasje. Det har i tillegg stått en tilsvarende bygning på stedet tidligere. Det nye tiltaket bygges uten kjeller, men med fundamentering noe ned fra terreng. Dette innebærer en lik belastning i fht. dagens situasjon. Dette innebærer at tiltaket blir ca. 100 % vektkompensert i fht. tidligere belastning, og stabiliteten til eiendommen og området mot nordøst blir derfor tilsvarende som utbygd som tidligere. Vi anser derfor stabiliteten av eiendommen som > 1,4 som er et krav.

Grunnvannstanden eller masser med særlig fuktinnhold ligger lavt, og dypt ned i de sandige grusige massene, evt. nede mot fjellet. Dette innebærer at utgravd byggegrop ikke kommer i kontakt med grunnvannstanden.

Tiltaket vil kun medføre tilflytting av få mennesker til eiendommen, siden tiltaket kun er et butikklokale. Dette innebærer at tiltaket kan vurderes slik vi i kap. 3 har beskrevet i fht. prosjekteringsklasser.

Beskrevet metode for fundamenteringen, ved bruk av et geonett armert pukkfundament på stedlige løsmasser øker stabiliteten og sikkerheten ytterligere i forhold til vanlig byggeskikk. Det er derfor ikke behov for stabiliserende tiltak i forbindelse med byggingen av boligene.

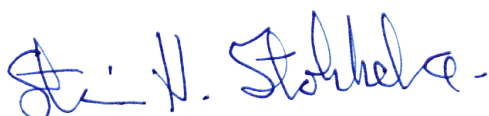
8. Konklusjoner

Joar Sneen i EA Smith AS har kontaktet oss i forbindelse med planer om å bygge en ny Bygger'n butikk i Ødegårdsvegen 130 på Strand i Stranda kommune. Tiltaket utføres på eiendommene med G.nr. / B.nr. – 50 / 1+36+23 i Stranda kommune. Butikklokalet blir bygget på en eiendom som har vært bebyggt med større bygninger og med opparbeidete kjørearealer, og eiendommen er tilnærmet helt flat. Terrenget stiger i flere retninger omkring, og et stykke mot nordøst faller terrenget kraftig ned mot sjøen. Det skal bygges et nytt butikk- og lagerlokale på eiendommen. Eksisterende bygning skal rives. Eiendommene omkring er bebygde med tilsvarende store bygninger. Området ligger inne i en mindre dal i terrenget.

Stokkebø Competanse AS har fått i oppdrag å være PRO geoteknikk ansvarlig på prosjektet. Oppdraget utføres og reguleres i henhold til NS8402 – rådgivning etter medgått tid. Dette innebærer en geoteknisk vurdering av grunnforholdene på eiendommene, og prosjektering og beskrivelse av fundamenteringen av tiltaket, opparbeidelse av kjørearealer, og vurdering av drenering og stabilitet. Vi vil i tillegg senere foreta kontroller av grunnforholdene i forbindelse med utgravingen av byggegropen. Vi vurderer derfor å ha god og tilfredsstillende oversikt og kunnskap om grunnforholdene på eiendommene spesielt og i området generelt.

Beregninger og vurderinger foretatt i dette Notat 01 dokumenterer at det planlagte tiltaket kan bygges som planlagt og beskrevet ved bruk av direktefundamentering ned på et tynt geonett armert pukkfundament ned på meget fast lagret sand og grus. Stabiliteten til eiendommen og til bygningen er vurdert som tilfredsstillende dersom de her beskrevne løsninger og detaljer benyttes, og dersom undergrunnens bæreevne ikke overskrides. Det er en forutsetning og krav at undertegnede som PRO – geoteknikk ansvarlig skal foreta en kontroll og ny vurdering av forhold omkring fundamentering og opparbeidelse av eiendommen ut fra vurderinger av utgravd byggegrop. Kontroll og godkjenning av konkret last- og fundamentplan vil endelig bestemme krav til fundamenteringsløsning og krav til fundamentdimensjoner.

Oslo, 10-02-2022



Stein H. Stokkebø – Sivilingeniør geoteknikk
Stokkebø Competanse AS