

Notat 01

Vedlegg F1

Tilbygg, Internasjonal skole; Melkevegen 3, Hvam – Nes kommune PRO Geoteknikk – grunnforhold, fundamentering og stabilitet

Til: Ola Holter, Consto Eide AS
Fra: Stein H. Stokkebø, Stokkebø Competanse AS
Kopi:
Dato: 21-12-2016
Rev.: Revisjon 01, 10-01-2017

Stokkebø Competanse AS – Mellomskarva 7, 1350 Lommedalen – mobil: 90184211 – epost: post@stokkebo-competanse.no

1. Innledning og grunnlag

Consto Eide AS skal bygge et tilbygg til Nes Arena i Melkevegen 3 på Neskollen i Nes kommune. Tilbygget er tiltenkt benyttet som skolebygning av Romerike International School, og får 2 etasjer uten kjeller. Tilbygget bygges langs den nordøstre fasaden på eksisterende Nes Arena. Denne delen av eiendommen er opparbeidet med steinfylling i forbindelse med byggingen av første byggetrinn. I tillegg til bygningen skal veien rundt arenabygget flyttes noe utover mot nordøst. Tiltaket blir derfor i sin helhet bygget tilnærmet på dagens terrengnivå. Eiendommene har Gnr / Bnr. – 79 / 377 i Nes kommune.

Stokkebø Competanse AS har fått i oppdrag å være RIG - PRO geoteknikk på prosjektet. Oppdraget utføres og reguleres i henhold til NS8402 – Rådgivning etter medgått tid. Dette innebærer at vi skal vurdere grunnforholdene på eiendommen og å foreslå fundamenteringsmetode på prosjektet. Vi skal også foreta en vurdering av stabiliteten til utbyggingen både i byggefasen og i permanent situasjon. Spesielt skal vi foreta en vurdering av om eksisterende steinfylling har tilstrekkelig kvalitet mtp mulighet for setninger å oppstå, spesielt ut mot det nordøstre hjørnet.



Bilde 1. Oversikt over nordøstre fasade på Nes Arena, og areal der tilbygget skal bygges.

Dette Notat 01 er en beskrivelse av grunnforholdene på eiendommen og en beskrivelse av våre forslag til fundamentering av bygningen. Forslagene er utarbeidet med utgangspunkt i mottatte dokumenter, innhentet informasjon om grunnforholdene i området fra NGU sine kartblad, og ut fra våre registreringer på befaringen den 14-12-2016. Dette Notat 01 er videre utarbeidet på bakgrunn av den erfaring vi besitter og de retningslinjer som foreligger for prosjektering av geotekniske konstruksjoner.

Vi anser det som nødvendig og et krav at Stokkebø Competanse AS foretar en kontroll av utgravd byggegrep, for å kontrollere og verifisere at grunnforholdene minimum er som forutsatt i dette Notat 01. Slik kontroll foretas som befaring på stedet og senere ved oversendelse av bilder og videoer. Vi vurderer derfor å ha god og tilfredsstillende kunnskap om grunnforholdene på eiendommen.

A. Dokumenter

Vi har mottatt følgende dokumenter fra vår oppdragsgiver, som også er et grunnlag for våre vurderinger og anbefalinger for fundamenteringen av tiltaket, og av vår vurdering av setninger, drenering og stabilitet.

- Situasjonkart for tiltaket.
- Snitt-, plan- og fasadetegninger av tiltaket.
- Last- og fundamentplan for tiltaket.

B. Kontroller

Vi forutsetter at Stokkebø Competanse AS som PRO geoteknikk og som kontroll UTF geoteknikk foretar befaring på eiendommen når byggegroppen graves ut. Senere befaringer og / eller oversendelse av bilder foretas i tillegg fortløpende i byggefasen. Dersom PRO geoteknikk ut fra mottatte bilder mener ny befaring er nødvendig så skal dette foretas før videre byggearbeider utføres. UTF grunnarbeider eller tiltakshaver er ansvarlig for at dette gjennomføres. Gjennom byggeprosessen skal UTF grunnarbeider også oversende bilder til Stokkebø Competanse AS som viser utførelsen av de ulike prosessene i de ulike foreslåtte løsninger.

2. Grunnforhold

Eiendommen som skal bebygges har i lengre tid vært bebygd med en idrettshall, Nes Arena. Areal for nytt tilbygg ble opparbeidet samtidig med fundamenteringen av arena bygget. Områdene omkring er til en stor grad bebygde, både med mindre og større bygninger. Eiendommen er kontrollert ut fra NGU sine kartblad og ut fra beskrivelser fra utførende entreprenør og oppdragsgiver.

A. Generelle NGU kartblad

Vi har i forbindelse med utarbeidelsen av dette Notat 01 kontrollert grunnforholdene i området ut fra NGU sine løsmassekart og berggrunnskart. NGU berggrunnskart viser ikke dekning i området, men det er granittiske bergarter og ulike typer gneis for øvrig i området. Dette er også inntrykket på befaringen. Dette er stabile og harde bergarter, men de kan være sprø og noe skifrige, spesielt i overflaten. Vi anser at tiltaket ikke kommer i kontakt med fjell.

NGU løsmassekart viser at det er tykk havavsetning på eiendommen. Dette er normalt finkornete masser av silt og leire, og store dybder til fjell. Det er også tynn havavsetning, elveavsetning og bart fjell i nære områder. Elveavsetning inneholder for det meste sand og grus. I slike blandingsavsetninger inneholder de finkornete massene mye silt, og gjerne sjikt med finsand. Dette stemmer også med våre erfaringer fra området. Et utsnitt av NGU løsmassekart er vist i Vedlegg E1.

B. Grunnundersøkelse

Det er ikke foretatt en grunnundersøkelse på den aktuelle eiendommen som del av det planlagte tiltaket. Dette anser vi som unødvendig ut fra informasjon om at areal for nytt tilbygg ble opparbeidet samtidig med arenabygget og i den sammenheng ble forbelastet.

C. Prøvegraving og befaring

Det er ikke foretatt en prøvegraving på eiendommen i denne omgang. Ut fra informasjon mottatt av utførende entreprenør anser vi dette som ikke nødvendig.

Vi foretok en befaring på eiendommen sammen med oppdragsgiver, utbygger og ny og tidligere UTF grunnarbeider den 14-12-2016. Vi gjennomgikk da hva som ble utført av masseutskifting, forbelastning og målinger, og foretok en besiktigelse ute. Vi anser derfor at vi har tilstrekkelig kunnskap til å foreta vurderinger som beskrevet i dette Notat 01.

D. Konklusjon grunnforhold

Vi har innhentet generell informasjon om grunnforholdene i området fra NGU berggrunnskart og løsmassekart. Vi har i tillegg mottatt beskrivelse av hvordan grunnarbeidene ble utført i første byggetrinn, for Nes Arena. Det ble der foretatt en masseutskifting ned til meget faste leirmasser og ny kvalitetsfylling av steinmasser ble oppfylt, med meget god komprimering. Denne fyllingen ble så forbelastet og setningsutviklingen ble målt. Areal som nå skal bebygges ble opparbeidet og forbelastet samtidig med opparbeidelsen for arenabygget. Vi anser å ha tilstrekkelig med informasjon til å utarbeide forslag og beskrivelser som utført i dette Notat 01.

Ut fra innhentet og mottatt informasjon består grunnforholdene på eiendommen stedvis opparbeidet kvalitetsfylling av stein over meget fast siltig leire over sandig silt og leire på fjell. Slike noe sandig silt eller siltig sandig leire er ofte lite setningsømfintlig pga at vann som lett presses ut allerede er presset ut gjennom tidligere belastninger, og gjennom tørkeperioder. Den oppfylte steinfyllingen viste at setningsutviklingen var minimal, og eksisterende arenabygg har ingen tegn til setninger. Grunnforholdene er derfor vurdert som jevne og meget gode, og det skal ikke være fare for setninger som følge av tiltaket. Grunnvannstanden er ikke målt, og vil ikke komme i kontakt med tiltaket.

3. Generelt dimensjoneringsgrunnlag

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

A. 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, Eurokode 7 + NA:2008 – Geoteknisk prosjektering
- NS-EN 1998, Eurokode 8 – Prosjektering av konstruksjoner for seismiske påvirkninger
- Ulike NS-EN ISO standarder
- Kartblad fra NGU, løsmasse og berggrunn
- Ulik faglitteratur om geosynteter og fjellsikring

B. Prosjekteringsklasse

Vi benytter NS-EN-1997-1:2004, Eurokode 7+ NA:2008 – 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.

Grunnforholdene på stedet er tidligere opparbeidet steinfylling på meget faste stabile masser.

Pålitelighetsklasse – sikkerhetsklasse:

Vi anser at prosjektet kan plasseres i pålitelighetsklasse 1, tilbygg til idrettshall med 2 etasjer, og meget gode grunnforhold.

Tiltaksklasse:

Med utgangspunkt i beskrivelser og vurderinger over vil vi beskrive og vurdere at tiltaket kan plasseres i Tiltaksklasse 1. Grunnforholdene er meget gode og tilstrekkelig jevne, og grunnforholdene er kontrollerte. Tiltaket er et tilbygg til en idrettshall med 2 etasjer uten kjeller.

C. 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

D. Seismisk kontroll

Tilbygget skal kontrolleres for seismiske belastninger. RIG – PRO geoteknikk definerer seismisk Grunntype, og beregninger og beskrivelse av konsekvenser for bygningen fra seismiske bevegelser og andre rystelser foretas av RIB – PRO betongkonstruksjoner. Vi anser bruk av Grunntype A som mest sannsynlig for prosjektet med dybde til fjell < 5 m på det meste av arealet og meget faste masser.

E. Dreneringsforhold

Det er åpne og drenerende steinmasser på eiendommen og i området. Eiendommen ligger med en generell terrenghelning nedover mot nord. Vi anser derfor at grunnvannstanden eller normal vannstand ligger relativt lavt, og ned mot fjellet eller nede i fast silt / leire. Vi anser derfor at eiendommen og dreneringen av tiltaket vil klare å håndtere normale nedbørmengder. Området er bygd ut med en stor del av infrastruktur som vil hindre flom i å påvirke eiendommen direkte. Det er viktig at tiltaket eller VA konsulent foretar en vurdering av dimensjonerende tilførsel av vann, og lager en beskrivelse av planlagt håndtering av overflatevann på eiendommen, gjennom infiltrasjon på egen eiendom eller føring til terreng.

F. Beregningsprogrammer

For kontroll av bæreevnen til de ulike massene og for kontroll av de ulike fundamentene har vi kun foretatt enkle beregninger i henhold til prinsipper og formler definert i Håndbok 016 – kapittel 6.

Vi benytter programmet ReSSA (3.0) for kontroll av og dimensjonering av stabilitet og støttemurer. Terrenget på eiendommen er tilnærmet flatt. Bygningen ligger med gulv i tilbygg tilnærmet i dagens terrengnivå. Vi har foreløpig vurdert stabiliteten som tilfredsstillende. Vi har i forbindelse med utarbeidelse av dette Notat 01 derfor ikke foretatt stabilitetsberegninger av noen konstruksjoner, da dette er vurdert som unødvendig ut fra mottatte dokumenter. Tiltakets totale stabilitet anses som tilstrekkelig. Støttemurer er ikke inntegnet på mottatte tegninger og derfor foreløpig heller ikke beregnet eller beskrevet.

- ReSSA (3.0) er et avansert stabilitetsprogram som er utviklet spesielt for å beregne jordarmerte konstruksjoner. Programmet ReSSA (3.0) kontrollerer den eksterne kapasitet til konstruksjonen gjennom ulike glidesirkler ved bruk av ”Comprehensive Bishop” metode. I tillegg kontrolleres den interne kapasitet til jordarmeringslagene gjennom ulike glideflater ved bruk av ”Direct sliding - 2 part wedge, Spencer” metode. Programmet kan også foreta ”3 part wedge, Spencer” kontroller dersom dette er ønskelig eller påkrevet. De formler og beregningsprinsipper som ReSSA (3.0) benytter og bygger på er derfor helt i tråd med de formler og metoder som gjelder i Norge. Programmet kan også benyttes for kontroll av stabiliteten til generelle prosjekter, også der det ikke benyttes jordarmering.

G. Grensetilstander

De benyttede formler og figurer i Håndbok 016 og i ReSSA beregner tillatt grunntrykk og stabilitet i bruddgrensetilstanden. I tillegg har vi foretatt en vurdering av bygningen i bruksgrensetilstanden i form av muligheten for setninger og deformasjoner å opptre, og bygningens ømfintlighet for setninger. Vi anser derfor disse beregningsmetoder å tilfredsstillende kravene til dette prosjektet.

H. Parametere for massene

Jordparametere for steinmassene i undergrunnen 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 under fundamentene:

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

I. Parametere for fiberduk og geonett

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 har foreløpig ikke beskrevet bruk av fiberduk i byggegropen eller under fundamenter, eller opp langs graveskråninger. Det benyttes fiberduk mellom alle åpne og finstoffholdige masser. Det benyttes min. 0,5 m overlapp mellom rullene av fiberduk.

Geonett. Type geonett skal være stivt ekstrudert geonett produsert ved varmstrekking. Vi har beskrevet bruk av geonett i hele byggegropen under øverste avretting med knust fjell, og spesielt der byggegrop og veitrase muligens må bygges noe opp mot nord-nordøst. Krav til strekkstyrke for geonett = 30 kN/m i begge retninger, bestemt ved testmetode NS-EN ISO 10319.

Type geonett som eventuelt kan benyttes sammen med fraksjon knust fjell Fk 20-70 mm eller 20-120 mm er Tensar SSLA30, E'Grid 3030L, Thrace TG 3030L, Polgrid BX 3030L eller tilsvarende typer geonett. Det benyttes min. 0,5 m overlapp mellom rullene av geonett. Andre benevnelser enn de som her er beskrevne, eller bruk av alternative fraksjoner knust fjell, skal fremlegges for og godkjennes av PRO geoteknikk før det tas i bruk.

J. Komprimering

Alle masser skal komprimeres til minimum 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 og fundamenteringsmetode vil også ta hensyn til vurderingen av mulige setninger som følge av høy utnyttelsesgrad av massenes bæreevne, og må vurderes sammen med tilbyggets generelle ømfintlighet overfor opptredende setninger, ikke minst ujevne setninger. Utgangspunktet for beregninger foretatt i dette kapittel 4 er at tilbygget direktfundamenteres med ringmur på stripe- og søylefundamenter ned på et komprimert geonett armert pukkfundament på stedlig komprimert steinfylling.

A. Parametere for massene og deres bæreevne

Parametere for tilført puk / knust fjell, og eksisterende steinfylling, er definert i dette Notat 01 – kapittel 3 over. Massenes bæreevner 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 tilbygget skal kunne ta opp noen horisontalkrefter fra jordtrykk og vind. Vi har mottatt en foreløpig last- og fundamentplan for tilbygget, og har foretatt en generell vurdering og kontroll av denne.

Følgende generelle forutsetninger gjelder:

- Fundamentene får i uk betongfundament et sidetrykk på min. 0,3 m som representeres av overlagringstrykket utvendig eller innvendig bygning, det som er lavest.
- Knust fjell og stedlig steinfylling defineres som drenerte masser.
- Ruheten = $r_b = 0,1$ for stripe- og søylefundamenter.
- Det benyttes parametere på stripefundamenter med bredde, $B = 0,8$ m som gir $B_0 = 0,72$ m.
- Det benyttes parametere på søylefundamenter med bredde, $B = 1,5$ m som gir $B_0 = 1,35$ m.

B. Beregnet bæreevne for stripe- og søylefundamenter

Nedenfor har vi foretatt beregninger av massenes bæreevne ut fra metode i Håndbok 016 – kap. 6.2. Beregningene av bæreevnen til stedlige masser er foretatt ut fra bruk av et pukkfundament ned på de stedlige steinmassene etter at disse er komprimert.

Bæreevnen til steinmasse 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, $r_b = 0,1$ gir:
- $N_q = 22,0$
- $N_\gamma = 26,0$
- Overlagringshøyde = $z = 0,3$ m

Dette gir følgende bæreevne for stripefundament på knust fjell, med $B = 0,8$ m:

- Bæreevnen = $\sigma_v = 22 \times (19 \times 0,3 + 5) + 0,5 \times 26 \times 19 \times 0,72 - 5 = 235 + 178 - 5 = 408$ kN/m²
- Av hensyn til overflatestabilitet ønsker vi å begrense bæreevnen til = $\sigma_d = 300$ kN/m²
- Dette tilsier at stripefundamentet kan belastes med en sentrisk last = $F_d = 216$ kN/m

Dette gir følgende bæreevne for søylefundament på knust fjell, med $B = 1,5$ m:

- Bæreevnen = $\sigma_v = 22 \times (19 \times 0,3 + 5) + 0,5 \times 26 \times 19 \times 1,35 - 5 = 235 + 333 - 5 = 563$ kN/m²
- Av hensyn til overflatestabilitet ønsker vi å begrense bæreevnen til = $\sigma_d = 400$ kN/m²
- Dette tilsier at stripefundamentet kan belastes med en sentrisk last = $F_d = 729$ kN

C. Vurdering av bæreevnene

De definerte verdier på massenes bæreevner vil øke betydelig dersom uk fundament etableres dypere enn forutsatt i våre beregninger, eller dersom den effektive bredden økes. Tilsvarende vil reduksjoner av disse parametere medføre en reduksjon av massenes bæreevner.

Vi har over vurdert at bæreevnen bør begrenses til ca. 300 kPa for fundamentbredder inntil 0,8 m, og til ca. 400 kPa for fundamenter inntil 1,5 m. Vi har mottatt lastberegning for fundamentene F1 – F3, med verdier hhv. $F1 = 510$ kN / $F2 = 287$ kN / $F3 = 880$ kN. Dette er hhv. fundamenter langs yttervegg, langs dagens hall, og midtfundamenter. Vår vurdering er da at slike fundamenter kan etableres med dimensjoner henholdsvis $F1 = 1,2 \times 1,2$ m / $F2 = 1,0 \times 1,0$ m / $F3 = 1,6 \times 1,6$ m. Justeringer må foretas om stripefundamenter benyttes. Da må først lastene defineres som linjelaster, ikke punktlaster.

I disse vurderingene anser vi som tidligere beskrevet setningsfaren som minimal, ut fra tidligere utførte grunnarbeider og kontroller.

5. Forslag til fundamentering

Grunnforholdene på eiendommen er vurdert som meget gode og tilfredsstillende. Vi anser derfor at grunnforholdene er såpass gode at det er tilrådelig og fornuftig at tilbygget fundamenteres på stripe- og søylefundamenter

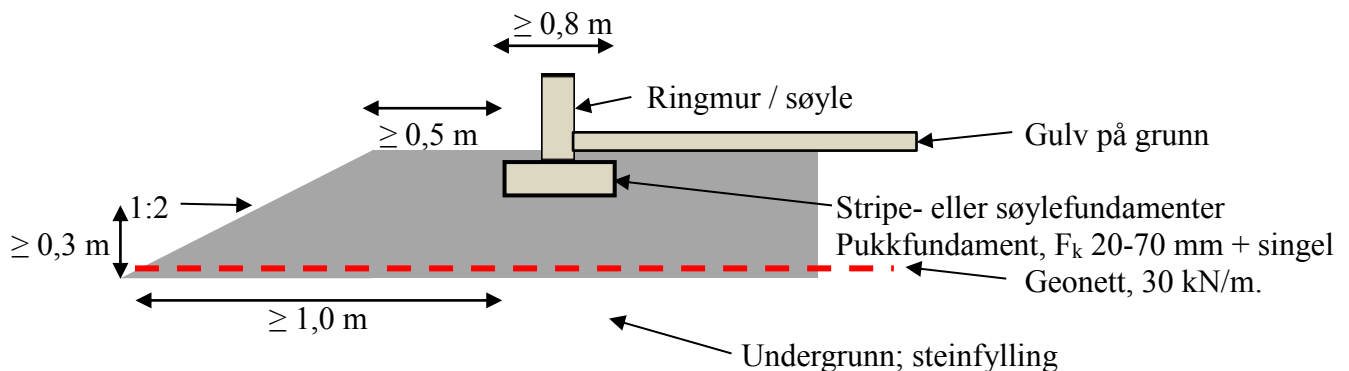
A. Direktefundamentering på steinfylling

Tilbygget fundamenteres noenlunde på samme nivå som eksisterende arenabygg. Dette innebærer at utgravn byggegrøp for fundamenteringen etableres noe ned i allerede opparbeidet steinfylling.

Ut fra mottatte opplysninger og beskrivelser blir tilbygget fundamentert på godt komprimert steinfylling. Denne ble komprimert og forbelastet, og setningsutviklingen ble målt. Det ble registrert tilnærmet ingen setning i opparbeidet steinfylling eller i undergrunnen. Den ytterste forbelastningen med målepunkter ble liggende der tilbygget nå skal bygges. Dette viser at stedlige masser en svært lite setningsømfintlig og at opparbeidet steinfylling er meget bra oppfylt og komprimert. Vi anser derfor at det er OK å benytte direktefundamentering av tilbygget med ringmur på stripe- og søylefundamenter og gulv på grunn. Vi anbefaler bruk av geonett i nytt pukkfundament, mest for å låse av massene i tilfelle uventede situasjoner som vannlekkasje eller flom inn i tidligere tjern. Det er også svært viktig at pukkfundamentet og alle tilførte masser komprimeres meget godt.

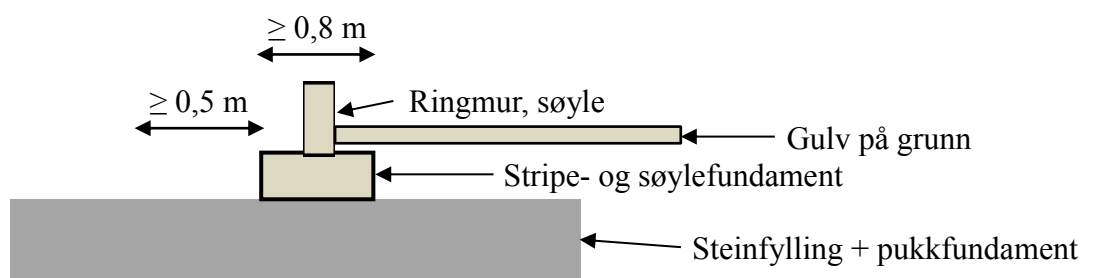
Nedenfor har vi laget en prinsippskisse som skal benyttes for fundamenteringen av tilbygget som direktefundamenteres på ned på et geonett armert pukkfundament ned på stedlige steinmasser.

Skisse 1 - Prinsippskisse for fundamentering – geonett armert pukkfundament:



Nedenfor har vi beskrevet en løsning dersom pukkfundamentet etableres uten geonett.

Skisse 2 - Prinsippskisse for direktefundamenteringen – uten geonett:



Type geonett som skal benyttes sammen med beskrevet fraksjon knust fjell er Tensar SSLA30, E'Grid 3030L, Thrace TG 3030L, Polgrid BX 3030L eller tilsvarende type geonett. Vi har på skissen over beskrevet bruk av knust fjell fraksjon Fk 20-70 mm. Dette 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 fraksjoner kan benyttes, evt. blanding av 2 fraksjoner, og ønsket fraksjon skal avklares med og godkjennes av PRO geonett før bruk. Lagtykkelsen vil delvis avhenge av fraksjon på massen. For å oppnå optimal stabilitet og komprimering skal lagtykkelsen = t velges ut fra største steinfraksjon = D_{maks} slik at $t \geq 2,5 \times D_{maks}$.

B. Konsekvenser for nabobygg

Det planlagte tilbygget skal fundamenteres kun i liten grad ned i terreng, og i nivå med eksisterende arenabygg. Det skal ikke bygges kjeller på tilbygget, og utgravd byggegrop blir derfor på et nivå som ligger betydelig høyere enn det som vurderes som grunnvannstanden eller normal vannstand i området og for eiendommen. Det er derfor ikke fare for at senket grunnvannstand medfører setninger på naboeiendommene. Normal anleggsdrift vil heller ikke påvirke omkringliggende bygninger, heller ikke arenabygget. Tilbygget direktefundamenteres på steinfylling på fjell, og steinfyllingen er allerede opparbeidet og komprimert. Dette innebærer at undergrunnen ikke blir påført tilleggslaste som kan medføre fare for setninger i området. Anleggsvirksomhet skal heller ikke medføre vibrasjoner eller rystelser som kan påføre naboeiendommene eller arenabygget skader.

C. 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 fundamentplan, vil massene i undergrunnen ha så god styrke og stabilitet at grunnbrudd i tilbyggets fundamenter ikke skal kunne oppstå eller forekomme. Massenes bæreevner må imidlertid ikke overskrides.

Vi har beskrevet løsninger som innebærer at tilbygget direktefundamenteres ned på opparbeidet og kontrollert steinfylling. Vi anser at det ikke er sannsynlig eller mulig med skadelige setninger i tilbygget. Dette forutsetter at fundamentene ikke overbelastes i forhold til her beskrevne bæreevner og begrensninger.

6. Dimensjonering for jordskjelvbelastning

Tilbygget skal dimensjoneres for krefter forårsaket av jordskjelv. Metode og krav i hht NS-EN 1998 / Eurokode 8 skal benyttes. Stokkebø Competanse AS har i denne sammenheng kun foretatt en vurdering og definisjon av undergrunnens grunntype. Videre detaljering av jordskjelvdimensjonering foretas av RIB – PRO betongkonstruksjoner, og de definerer resultatene og konsekvensene av dimensjoneringen, i form av opptak av dimensjonerende seismiske horisontalbelastninger og andre former for rystelser.

Tiltaket består av et tilbygg i 2 etasjer, bygget inn mot et eksisterende arenabygg. Tilbygget blir direktefundamentert på stripe- og søylefundamenter og gulv på grunn. Dybde til fjell fra terreng er vurdert som < 5 m på det meste av arealet. Undergrunnen defineres derfor som Grunntype A.

7. Omlegging av anleggsvei

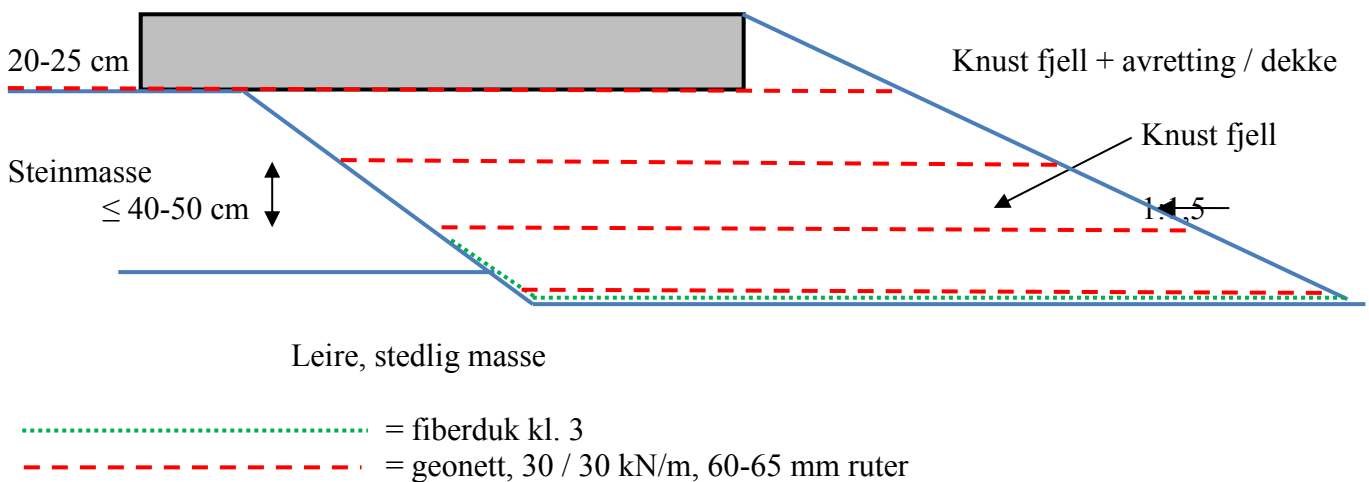
Dagens anleggsvei rundt arenabygget må stedvis legges om, spesielt langs den nordre enden av tilbygget. Anleggsveien skal kun opparbeides med grusdekke, slik dagens anleggsvei er etablert.

Spesielt på deler av den nordre delen faller terrenget av mot nord-nordøst. Dette innebærer at ny anleggsvei delvis etableres på etablert steinfylling og delvis på oppfylling. Det er viktig at denne ytre delen låses opp og forsterkes, slik at stabilitet og komprimering blir optimal. Vi anbefaler derfor at ny adkomstvei armeres med geonett som vist på skisse 3 nedenfor.

Generelt er det tilstrekkelig med 15-20 cm knust fjell + 50 mm subbus / fin pukkk der anleggsveien etableres på eksisterende steinmasser. Der stedlig jord fjernes og veien fylles opp med større tykkelse med steinmasser skal Skisse 3 benyttes som prinsipp.

Skisse 3 – Anleggsvei – større oppfylling

Anleggsveien mot nord-nordøst blir etablert på oppfylling som er større enn vanlig opparbeidelse av kjørearealene. Følgende oppbygging anbefales:



8. Skråninger og murer

I dette kapittel 8 har vi beskrevet krav til og løsninger på ulike former for skråninger og murer. Dette kapittel beskriver krav til utførelse og opparbeidelse av permanente skråninger, bygging av støttemurer, og etablering av fjellskrenter og midlertidige graveskråninger.

A. Permanente skråninger

Permanente skråninger av stedlige steinmasser med og uten tilført jord skal i den grad det blir aktuelt ikke etableres brattere enn med en skråningshelning = 1:2 eller slakere. Massen i skråninger skal komprimeres til Lett komprimering i hht NS 3458 – Komprimering. Tiltaket innebærer i liten grad slike skråninger.

B. Støttemurer

Det er ikke beskrevet bruk av støttemurer på eiendommen på mottatte tegninger. Ved bruk av betongmurer så skal disse dimensjoneres og beskrives av RIB – PRO betong på prosjektet, med innspill om jordtrykk fra RIG. Vi som PRO geoteknikk foretar dimensjonering og beskrivelse av eventuelle jordarmerte konstruksjoner eller ulike type blokkmurer. Vi har foreløpig ikke foretatt beregning eller beskrivelse av støttemurer. Ved behov benyttes programmet ReSSA til slik dimensjonering.

C. Graveskråninger

Det blir ikke graveskråninger av særlig betydning på prosjektet. Slike graveskråninger blir i tilfelle etablert ned i godt komprimerte steinmasser, og kan etableres med helning 2:1 eller slakere. Graveskråninger blir inntil ca. 1,0 m vertikal høyde, som et foreløpig estimat. Ønskes brattere graveskråninger skal dette avklares med PRO geoteknikk i forkant av slik etablering.

D. Fjellskrenter

Tiltaket kommer ikke i kontakt med fjell. Det blir derfor ikke etablert fjellskrenter på tiltaket, og slike vurderinger er derfor uaktuelle.

9. Konklusjoner

Consto Eide AS skal bygge et tilbygg til Nes Arena i Melkevegen 3 på Neskollen i Nes kommune. Tilbygget er tiltenkt benyttet som skolebygning av Romerike International School, og får 2 etasjer uten kjeller. Tilbygget bygges langs den nordøstre fasaden på eksisterende Nes Arena. Denne delen av eiendommen er opparbeidet med steinfylling i forbindelse med byggingen av første byggetrinn. I tillegg til bygningen skal veien rundt arenabygget flyttes noe utover mot nordøst. Tiltaket blir derfor i sin helhet bygget tilnærmet på dagens terrengnivå. Eiendommene har Gnr / Bnr. – 79 / 377 i Nes kommune.

Stokkebø Competanse AS har fått i oppdrag å være RIG - PRO geoteknikk på prosjektet. Oppdraget utføres og reguleres i henhold til NS8402 – Rådgivning etter medgått tid. Dette innebærer at vi skal vurdere grunnforholdene på eiendommen og å foreslå fundamenteringsmetode på prosjektet. Vi skal også foreta en vurdering av stabiliteten til utbyggingen både i byggefasen og i permanent situasjon. Spesielt skal vi foreta en vurdering av om eksisterende steinfylling har tilstrekkelig kvalitet mtp mulighet for setninger å oppstå, spesielt ut mot det nordøstre hjørnet.

Beregninger og vurderinger foretatt i dette Notat 01 dokumenterer at det planlagte tilbygget kan fundamenteres og bygges som beskrevet i dette Notat 01. Det er beskrevet bruk av direktefundamentering tilsvarende som for det eksisterende arenabygget. Stabiliteten til eiendommen og til nytt tilbygg er tilfredsstillende dersom de her beskrevne løsninger og detaljer benyttes, og dersom undergrunnens bæreevne ikke overskrides.

Det er viktig at de her beskrevne og senere valgte løsninger innarbeides i prosjekttegningene og at UTF grunnarbeider mottar dette Notat 01 og senere beskrivelser og tegninger i forkant av oppstart av gravearbeidene. Det er også viktig at UTF grunnarbeider avtaler befaring med PRO geoteknikk for kontroll av byggegrop i det omfang som anses nødvendig. Vi forutsetter også at avklaringer foretas og detaljer prosjekteres der dette er nødvendig, som beskrevet i dette Notat 01. PRO geoteknikk skal også motta og godkjenne en endelig last- og fundamentplan før byggearbeidene kan starte.

Bærum, 10-01-2017

Stein H. Stokkebø, Sivilingeniør - geoteknikk
Stokkebø Competanse AS