

18-012 Tau kirke Innledende geotekniske vurderinger

Oppdragsgiver: Strand Kyrkjelege Fellesråd

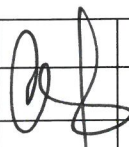
Til: Strand kommune v/Trond Hjorteland

Kopi:

Utført: Mari Thu Randulff

Kontrollert: Simon Løvås

Dokumentkode: 18-012.01 Tau kirke innledende geotekniske vurderinger

Rev.	Revisjon gjelder	Egenkontroll	Intern systematisk kontroll	Godkjent	Dato
A	Første utsendelse	MTR	SL		21.09.18

1. Orientering

Procon Rådgivende Ingeniører AS er engasjert av Strand Kyrkjelege Fellesråd som geoteknisk rådgiver i anbudsfasen for bygging av nye Tau kirke i Strand kommune. Planlagt bygg er prosjektert med o.k. gulv 1. etasje på kt. +20,5. I nordøstlig hjørne av bygg skal det graves ut en underetasje for teknisk rom med o.k. gulv på kt. +16,7. Kirkesal mot nord bygges med stigende takhøyde opp til ca. 12,5 m. Klokketårn i sørøstlig hjørne har en høyde på ca. 25 m.

Dette notatet tar for seg fundamenteringsforhold og anbefalinger av fundamenteringstype.

2. Krav til geoteknisk sikkerhet

Geoteknisk sikkerhet bør opprettholdes i henhold til gjeldende regelverk, Eurokoder og Peleveilederen 2012. De styrende dokumentene bør ligge til grunn for valg av parametere, kategorier og klasser som brukes i beregninger og vurderinger.

3. Geoteknisk prosjekteringskontroll

Pålitelighetsklasse, minste prosjekteringskontrollklasse, minste utførelseskontrollklasse og geoteknisk kategori må bestemmes ut fra prosjektets kompleksitet, hvorav både bygg og grunnforhold vil være avgjørende i henhold til Norsk Standard NS-EN 1990:2002+NA:2016 og NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2016. All prosjektering bør holdes innenfor aktuell pålitelighetsklasse og geoteknisk kategori. Vi vurderer at følgende kategorisering kan benyttes:

- Pålitelighetsklasse (CC/RC) 2
- Minste prosjekteringskontrollklasse (PKK) 2
- Minste utførelseskontrollklasse (UKK) 2
- Geoteknisk kategori (GK) 2

4. Utførte grunnundersøkelser

Grunnundersøkelser er utført av Multiconsult Norge AS og er beskrevet i rapport «10203011-RIG-RAP-001» datert 09.02.18. Totalsondering er utført i fem punkt, i tillegg til prøvetakning med naverbor i tre punkt. Prøvene er analysert i geoteknisk laboratorium. Poretrykk er målt med hydraulisk piezometer i ett punkt i nordvestlig hjørne av kommende bygg.

5. Grunnforhold

Grunnundersøkelsene viser et øvre lag med høyt organisk innhold og høyt vanninnhold, opptil 144 % i borpunkt 1, 3, 4 og 5. Lagets tykkelse varierer mellom 0,3-1,5 m. Under ligger et lag av silt/sand med lagvis varierende fasthet, fra bløt/løs til middels fast. Videre ned er det påtruffet faste masser fra 5,5 til 9,2 m dypde, med unntak av borpunkt 2 der faste masser er påtruffet i 0,5 m dypde. Berg er påtruffet 8,9-11,9 m under eksisterende terreng.

I det sørvestlige hjørnet av planlagt bygg var grunnen ikke bæredyktig for boreriggen. Man vet derfor ikke hva grunnen i dette området består av. Både torven og stedvis silt-/sandlaget vurderes som meget kompressibel med lav bæreevne.

6. Grunnvann

Grunnvannsstanden ble målt til 0,3 m under eksisterende terreng, tilsvarende kt. +19,7 i nordøstlig hjørne av planlagt bygg (borpunkt 2). Terrenget faller fra nordøst mot elven i sørvest. Grunnvannsstanden antas derfor å sammenfalle med nivået på bekken i sørvestlig del av tomten. Det må forventes at grunnvannstand vil variere med nedbørsmengde og årstid.

7. Seismisk klasse

Det er ikke utført særskilte undersøkelser for å fastlegge grunnens seismiske egenskaper. Det antas at grunntype E kan benyttes, etter tabell NA.3.1: *Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning* i NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014. Alternativt kan det utføres måling av grunnens skjærbølgehastighet $v_{s,30}$ for å kontrollere/tilpasse grunntypen.

Spissverdig for berggrunnens akselerasjon på Tau i Rogaland:

$$a_{g40\text{Hz}} = 0.60 \text{ m/s}^2$$

Parametere for anbefalte responspektre i tabell NA.3.3 for grunntype E:

$$S = 1.65 \quad T_B(s) = 0.10 \quad T_C(s) = 0.30 \quad T_D(s) = 1.4$$

8. Fundamentering

8.1 Generelt

Vi anbefaler at bygget fundamenteres på peler.

De stedlige silt/sandmassene vurderes å være uegnet til direktefundamentering på grunn av sin løse lagring. Det er også knyttet usikkerhet til sørvestlig del av tomten, hvor grunnforholdene ikke er avdekket. Direktefundamentering vil kreve en uhensiktsmessig dyp masseutskifting av løse/bløte masser, stedvis ned til minst 9 m dybde.

I nordvestre hjørne av bygg (borpunkt 2) er det påtruffet meget faste masser fra ca. 0,5 m dybde. Utstrekningen til de faste massene er imidlertid ukjent og er forventet å være begrenset. Derfor anbefales pelt løsning for hele bygget.

8.2 Peletype

Med utgangspunkt i grunnforhold og forventede laster til konstruksjonen, anbefales fundamentering på borede stålkjernepeler med spissbæring til fjell. Disse kan også strekkforankres etter behov. Alle peler dimensjoneres som trykkpeler, og peler i fundamentet til kirketårnet skal i tillegg dimensjoneres for strekk pga. stor vindlast.

Fra Multiconsult sin grunnrapport «10203011-RIG-RAP-001» antas det faste laget over påtruffet berg å være morene. Stålkjernepeler anbefales fremfor betongpeler da ramming av betongpeler gjennom stedvis blokkrik masse kan gi stor grad av vrakpeler. Betongpeler krever i tillegg en tyngre rigg for ramming, noe som vil være av stor betydning da grunnens bæreevne allerede er begrenset.

8.3 Pelelengder

Fjell er påtruffet fra 8,9-11,9 m under eksisterende terreng i borpunkt, tilsvarende kt. +6,2-10,0. Total pelelengde vil variere med hvilken innboringslengde som er nødvendig i forhold til bergmassekvalitet. For trykkpeler anbefaler vi min. 2 m innboring av stålkjernen i godt berg. Foringsrør skal bores min. 0,5 m i godt berg. Innboringslengde for strekkpeler må vurderes når strekkklaster er kjent.

8.4 Pelekapasitet

Stålkjernepelers bæreevne er bestemt av pelens dimensjon. Forutsatt stålqualität S355 eller tilsvarende, vurderer vi at fornuftige verdier av største dimensjonerende påvirkning på peletopp i bruddgrensetilstand (ULS) kan være:

Ø 70 mm:	maks last på peletopp $F_{Ed} \leq 650$ kN
Ø 90 mm:	maks last på peletopp $F_{Ed} \leq 1\ 150$ kN
Ø 100 mm:	maks last på peletopp $F_{Ed} \leq 1\ 475$ kN
Ø 110 mm:	maks last på peletopp $F_{Ed} \leq 1\ 750$ kN
Ø 120 mm:	maks last på peletopp $F_{Ed} \leq 2\ 050$ kN
Ø 130 mm:	maks last på peletopp $F_{Ed} \leq 2\ 500$ kN

Pelens strekkapasitet kan beregnes som omtrent 60% av overnevnte trykkapasitet.

8.5 Utførelse av peling

Det kreves en viss bæreevne av grunnen for at boreriggen skal kunne belte og stå stabilt. Spesielt for vestlig del av tomt er grunnen vurdert til å ha lav bæreevne, og vi anbefaler at det ved oppstart av grunnarbeidene legges ut et bærelag for peleriggen og øvrige anleggsmaskiner.

8.6 Horisontallast

Vi anbefaler at horisontale laster tas opp som forsiktig utnyttet jordtrykk mot underetasjens vegger, i peler og evt. ved bruk av skjørtekant i underkant betongplate.

9. Byggegrøp

I nordvestre hjørne skal det graves ut for underetasje. Da det forventes utgraving under grunnvannstand må byggegrøp dreneres. For graving i faste morenemasser anbefales det at helning på graveskråninger begrenses til maksimal 1:1,5. For graveskråninger i siltige masser, anbefales det at helninger begrenses til 1:2, og det må vurderes på stedet om graveskråninger skal tildekkes med duk og bærelag.

Dersom silt/sandmasser graves frem på traubunn er det viktig at disse tildekkes av et bærelag umiddelbart etter fremgraving. Omrøring av finstoffholdige masser i kombinasjon med vann vil kunne redusere bæreevnen betydelig.

Ettersom ok. gulv underetasje ligger lavere enn grunnvannsstanden bør underetasje etableres vanntett, og drens avklares mot tekniske systemer. Mulig oppdrift som følge av vanntrykk må vurderes av RIB.

10. Setninger

Det forventes ikke setninger for fundamentering på stålkjernepeler ut over elastisk stukning i peler, som kan estimeres til ca. 0,1% av pelelengden med full lastutnyttelse.

11. Geoteknisk områdestabilitet

Terrenget heller slakt mot sørvest, med 3,1 m høydeforskjell mellom borpunkt. Ifølge kart fra NGU ligger området under marin grense, men det er ikke påvist materiale med sprøbruddegenskaper. Det vurderes at det ikke er fare for den geotekniske områdestabiliteten.

Vestlig del av tomten ligger innenfor NVEs aktsomhetsområde for flom og skred. Det må derfor utføres en vurdering av flomfaren, og en mulig flomvannstands påvirkning på tiltaket.

12. Kjørearealer utendørs

Utearealer skal dimensjoneres for aktuelle kjørelaster.

13. Komprimering av tilførte masser

Tilførte masser skal komprimeres etter NS 3458:2004 Tabell 2, Normal komprimering. Masser må ikke legges ut og komprimeres dersom det er snø eller is i grunnen eller i massene, og usikkerhet til slike forhold må tas hensyn til i fremdriftsplanen.

14. Radon

Det skal sikres mot radon i henhold til gjeldene regelverk.