

# NOTAT RIG - 01

TIL: Georg Fredrik Myhre Handelsbygg Holding AS  
KOPI: Hanne Karin Tollan Landskapsarkitekt Hanne Karin Tollan mmla  
FRA: Baltzar Linde Civil Consulting AS

EMNE: NÆRINGSBYGG, NES I ÅDAL  
PROSJEKTERINGSFORUTSETNINGER FOR GEOTEKNIKK

Deres ref.: \_\_\_\_\_ Vår ref.: \_\_\_\_\_ Dato: \_\_\_\_\_  
Georg F. Myhre 18049/bali rev. 1: 13.02.2019

## 1 INNLEDNING

Civil Consulting AS er engasjert som geoteknisk rådgiver (RIG) av Handelsbygg Holding AS i forbindelse med etablering av et næringsbygg på Nes i Ådal. Bygget er et en-etasje forretningsbygg for dagligvare. Figur 1 viser planområdet som ligger der Østsideveien møter Valdresvegen (E16).



Figur 1: Planområde. Aktuell tomt er vist med rød markering.

I henhold til tegning fra Handelsbygg er planlagt fotavtrykk for det nye bygget 1300 m<sup>2</sup>. Figur 2 viser situasjonskart.



Figur 2: Situasjonskart.

## 2 GEOTEKNISK PROSJEKTERING

### 2.1 Regelverk

Gjeldende regelverk legges til grunn for prosjekteringen, og for geoteknisk prosjektering gjelder dermed:

- ✓ NS-EN 1990-1:2002 + A1:2005 + NA:2016 (Eurokode 0),
- ✓ NS-EN 1991-1:2002 + NA:2008 (Eurokode 1),
- ✓ NS-EN 1993-5:2007 + NA:2010 (Eurokode 3, del 5),
- ✓ NS-EN 1997-1:2004 + A1:2013 + NA:2016 (Eurokode 7),
- ✓ NS-EN 1998-1:2004 + A1:2013 + NA:2014 (Eurokode 8),
- ✓ NS-EN 1998-5:2004 + NA:2014 (Eurokode 8),
- ✓ NS3458 Komprimering – Krav og utførelse,

- ✓ NS 8141 Vibrasjoner og støt, utgave av 2012. Måling av svingehastighet og beregning av veiledende grenseverdier for å unngå skade på byggverk,
- ✓ TEK 17.

I tillegg, og i den grad de er relevante, anbefales følgende veiledninger og håndbøker benyttet:

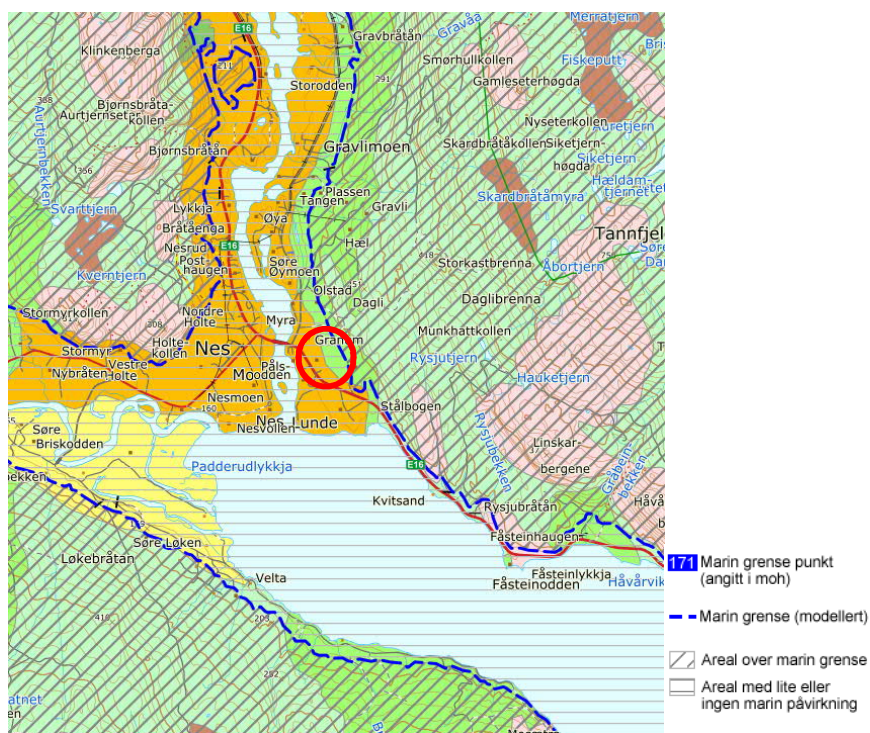
- ✓ Statens vegvesen (SVV), Håndbok V220, Geoteknikk i vegbygging,
- ✓ RIF-Veilederen, Dimensjonering for jordskjelv, september 2010,
- ✓ Veiledning til TEK 17.

## 2.2 TEK 17 § 7, Sikkerhet mot naturpåkjenninger

I henhold til TEK 17 § 7 skal byggverk plasseres, prosjekteres og utføres slik at det oppnås tilfredsstillende sikkerhet mot skade eller vesentlig ulempe fra naturpåkjenninger (flom, stormflo og skred).

I følge NVE atlas er maksimal vannstandsstigning i elven Begna 8 m. I sør har elven tilsig fra innsjøen Sperillen. Vannspeilet i Sperillen ligger ca. 150 moh (variabelt). Tidligere utførte grunnundersøkelser i området viser at terrengekoten ligger omkring +160 der byggprosjektet er planlagt. Det er derfor lite sannsynlig at det aktuelle prosjektet vil påvirkes av stormflo/flo.

Det er ikke registrert forekomst av kvikkleire i området. Området ligger ikke innenfor kartlagte fare- eller aktsomhetsområder for skred. Det er heller ingen kjente skredhendelser i nærområdet. Området ligger under marin grense, men angis av NGU som areal med liten eller ingen marin påvirkning. Det er derfor lite sannsynlig at det forekommer marine avsetninger i området. Det er ingen skråninger eller skjæringer som tilsier risiko for skred i området. Skråningen ned mot Begna ligger med en gjennomsnittlig helning på ca. 1:2 og har god sikkerhet mot skred selv ved erosjon i skråningsfot. Det er derfor lite sannsynlig at flom/skred/stormflo kan påvirke prosjektet.



Figur 3: Løsmassekart med angivelse av marin grense (NGU).

Prosjekteringen og utførelsen av arbeidene skal sikre at det er tilstrekkelig sikkerhet i alle faser.

### 2.3 TEK 17 § 10, Konstruksjonssikkerhet

I henhold til TEK 17 § 10.1 vil forskriftens minstekrav til personlig og materiell sikkerhet være oppfylt dersom det benyttes metoder og utførelse etter Norsk Standard (altså Eurokoder).

TEK 17 § 10.2 angir at:

*Grunnleggende krav til byggverkets mekaniske motstandsevne og stabilitet, herunder grunnforhold og sikringsiltak under utførelse og i endelig tilstand, kan oppfylles ved prosjektering av konstruksjoner etter Norsk Standard NS-EN 1990 Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner og underliggende standarder i serien NS-EN 1991 til NS-EN 1999, med tilhørende nasjonale tillegg.*

Veiledningen til TEK 17 angir videre at:

*Forskriftens krav er oppfylt dersom det benyttes metoder og utførelse etter Norsk Standard. Korrekt bruk av prosjekteringsstandardene gir samlet det nivået som tilsvarer det sikkerhetsnivået som er akseptert av myndighetene.*

Da det legges til grunn en prosjektering basert på Eurokodene (NS-EN) som angitt i punkt 2.1 vil TEK 17 § 10 være ivaretatt.

### 2.4 Geoteknisk kategori

NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2016 stiller krav til prosjektering ut fra tre ulike geotekniske kategorier. Valg av kategori gjøres ut fra standardens punkt 2.1 "Krav til prosjektering".

Det er forutsatt at bygget skal direktefundamenteres på stedlige masser (sand og grus). Dette er en konvensjonell metode uten unormale risikoer.

Med dette som grunnlag velges følgende overordnet krav til prosjektering:

- ✓ Fundamentering → Geoteknisk kategori 2

Prosjektering av konstruksjoner i geoteknisk kategori 2 bør normalt omfatte kvantitative geotekniske data og analyse. Rutinemessige prosedyrer for felt- og laboratorieprøving og for prosjektering og utførelse kan brukes for prosjektering.

### 2.5 Konsekvens-/pålitelighetsklasse (CC/RC)

NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 definerer byggverks plassering med hensyn til konsekvensklasse og pålitelighetsklasse (CC/RC). Konsekvensklasser er behandlet i standardens tillegg B i tabell B1 (informativt), mens veiledende eksempler på klassifisering av byggverk i pålitelighetsklasser er vist i nasjonalt tillegg NA (informativt), tabell NA.A1 (901).

I denne tabellen er grunn- og fundamenteringsarbeider splittet i følgende to alternativer:

- ✓ Kompliserte tilfeller,
- ✓ Enkle og oversiktlige grunnforhold.

Det aktuelle prosjektet innebærer et forretningsbygg som i henhold til tabell NA.A1 (901) plasseres i pålitelighetsklasse 2. Grunnforholdene er oversiktlige og enkle.

For geoteknisk prosjektering av prosjektet er det valgt følgende konsekvens-/pålitelighetsklasse:

- ✓ Fundamentering → CC/RC = 2

## 2.6 Kvalitetssystem

NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 krever at ved prosjektering av konstruksjoner i pålitelighetsklasse 2, 3 og 4 skal et kvalitetssystem være tilgjengelig. Civil Consulting har et kvalitetssystem som tilfredstiller kravene i byggesaksforskriften, og kravet er derfor ivaretatt.

## 2.7 Prosjekterings- og utførelseskontroll

NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 gir videre føringer for krav til omfang av prosjekteringskontroll og utførelseskontroll avhengig av pålitelighetsklasse. Dette innebærer i henhold til tabell NA.A1 (902) og NA.A1 (903) at det for prosjekteringskontroll av geotekniske arbeider kan forutsettes en prosjekteringskontrollklasse PKK2 for fundamenteringsarbeidene.

For prosjektering av fundament gjelder dermed at det utføres egenkontroll ("DSL 1"), intern systematisk kontroll (DSL 2) og i tillegg utvidet kontroll (DSL 3). I henhold til standarden kan prosjekteringskontrollklasse PKK2 begrenses til en kontroll av at egenkontroll og intern systematisk kontroll er gjennomført og dokumentert av det prosjekterende foretaket.

For utførelsen gjelder at det skal utføres egenkontroll (IL 1), intern systematisk kontroll (IL 2) og i tillegg utvidet kontroll (IL 3). I henhold til standarden skal utvidet utførelseskontroll i utførelseskontrollklasse UKK2 bekrefte at egenkontroll og intern systematisk kontroll er gjennomført og dokumentert av det utførende tiltaket.

## 2.8 Tiltaksklasse iht. Plan og Bygningsloven

I henhold til tabellen i veiledningen for byggesaker utarbeidet av Direktoratet for byggkvalitet vurderes det at prosjektet faller inn under tiltaksklasse 2 for geotekniske arbeider. Dette begrunnes med at anlegget er plassert i pålitelighetsklasse 2 og at grunnforholdene er enkle. Det vises til avsnitt 2.5 og Tabell 1.

Tabell 1: Kriterier for tiltaksklasseplassering for prosjektering i Veileder for Byggesak (DiBK)

| FAGOMRÅDE   | TILTAKSKLASSE  |   |   |
|---|--|---|---|
|   | 1  | 2   | 3   |
| Geoteknikk<br>Utarbeidelse av grunndata og fundamentering med eventuelt sikringstiltak for bygg, anlegg eller konstruksjon. | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Småhus inntil 3 etasjer.</li> <li>• Andre byggverk inntil 2 etasjer med oversiktlige og enkle grunnforhold</li> <li>• Fundamentering for anlegg og konstruksjoner som iht. NS-EN 1990 + NA plasseres i pålitelighetsklasse 1</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Fundamentering av byggverk med 3-5 etasjer.</li> <li>• Fundamentering på tomt med vanskelige grunnforhold. Metode for fastleggelse av grunnforhold er godt utviklet.</li> <li>• Fundamentering for anlegg og konstruksjoner som iht NS-EN 1990 +NA plasseres i pålitelighetsklasse 2.</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Byggverk med flere enn 5 etasjer</li> <li>• Fundamentering på tomt med vanskelige grunnforhold.</li> <li>• Metode for fastleggelse av grunnforhold er lite utviklet.</li> <li>• Fundamentering for anlegg og konstruksjoner som iht NS-EN 1990 + NA plasseres i pålitelighetsklasse 3 og 4.</li> </ul> |

## 3 TOPOGRAFI OG GRUNNFORHOLD

COWI Norge AS har tidligere utført grunnundersøkelser i området som vurderes å være dekkende for dette prosjekt, se ref. [1].

### 3.1 Topografi

Ved innmåling av tidligere utførte borpunkter er det registrert en terrengkote omkring +160.

### 3.2 Utførte grunnundersøkelser

De foreliggende grunnundersøkelsene er utført i forbindelse med planlegging av VA-anlegg og er derfor ikke ført dypere enn 10 m under terreng. Sonderingene er dermed avsluttet i nivå med elva. Totalsoneringsdiagrammene for samtlige boringer indikerer at det er friksjonsmasser i området. Det henvises til ref. [1] for detaljert informasjon om grunnundersøkelsene. Nærmeste totalsonering (3) er vist på figur 5. Det vises til figur 3 for plassering av totalsoneringen.



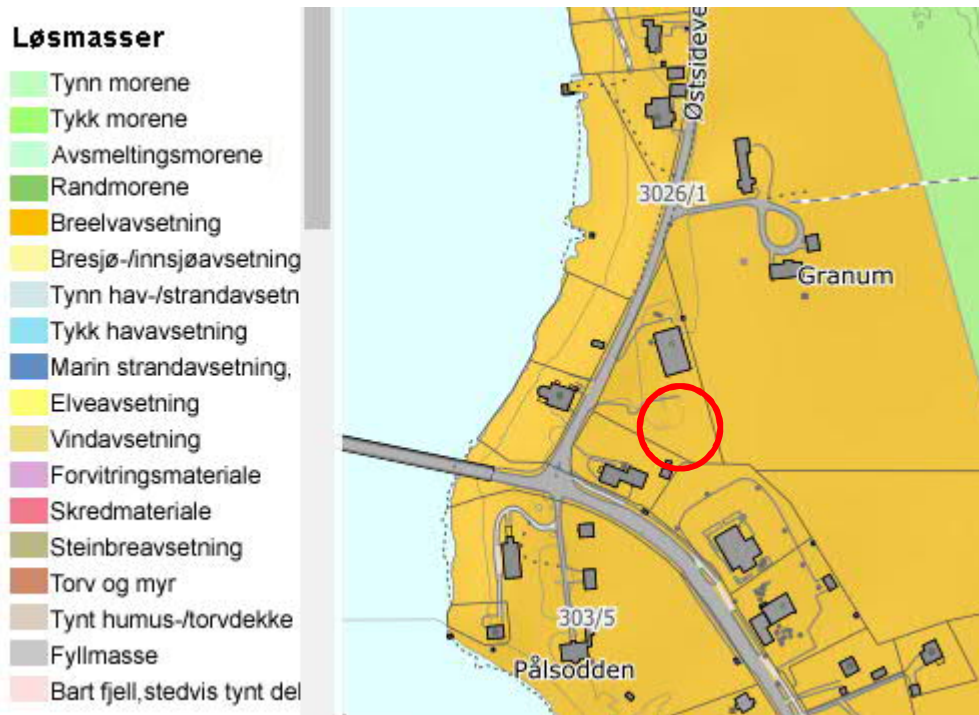
Figur 4: Planområdet med tidligere utførte grunnundersøkelser.

### 3.3 Dybder til berg

Det ble boret ned til 10,2 m dybde ved borpunkt 3 uten å treffe berg. Berg ble heller ikke truffet i noen av de andre boringene i området. Samtlige boringer ble utført ned til 10 m dybde.

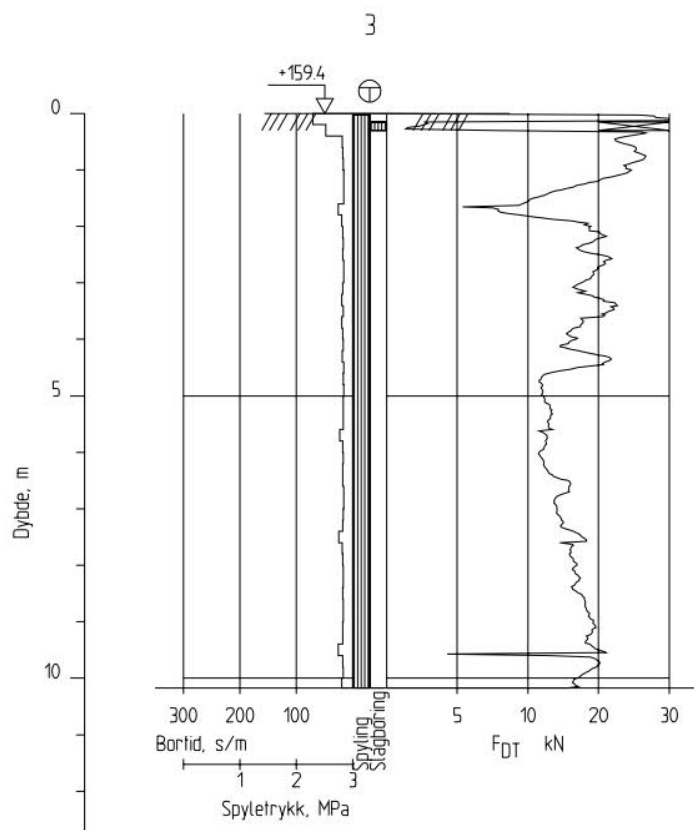
### 3.4 Løsmasser

I henhold til løsmassekart fra NGU består løsmassene i området av breelvavsetning over tykk morene, se Figur 4. Breelvavsetning består normalt av sandig og grusig materiale.



Figur 5: Løsmassekart fra NGU.

Ca. 300 sør for borhull 3 ble det tatt opp en prøveserie ved borhull 2. Prøveserien viser sand med noe fingrus fra 0-5 m dybde. Totalsonderingsdiagrammet for borhull 2 ligner på det for borhull 3. Det antas derfor at de øverste meterne på den aktuelle tomten består av sand med grus, se figur 5. Fra 4,5 m dybde virker det som at løsmassene overgår fra sand og grus til silt med innslag av sand ned til avsluttet sondering.



Figur 6: Totalsonderingsdiagram for borpunkt 3.

### 3.5 Grunnvannstand

Tidligere installerte hydrauliske piezometere med spissdybder 5 m og 6 m, et stykke bort fra aktuelt område, var begge tørre når de ble avmålte. Da grunnundersøkelser viser at det er friksjonsmasser i området er det nærliggende å anta at grunnvannstanden vil ligge på den samme nivået som i elven Begna (ca. kote +150).

### 3.6 Forurensingssituasjon

Dette notatet omhandler ingen forhold knyttet til miljøteknisk rådgivning.

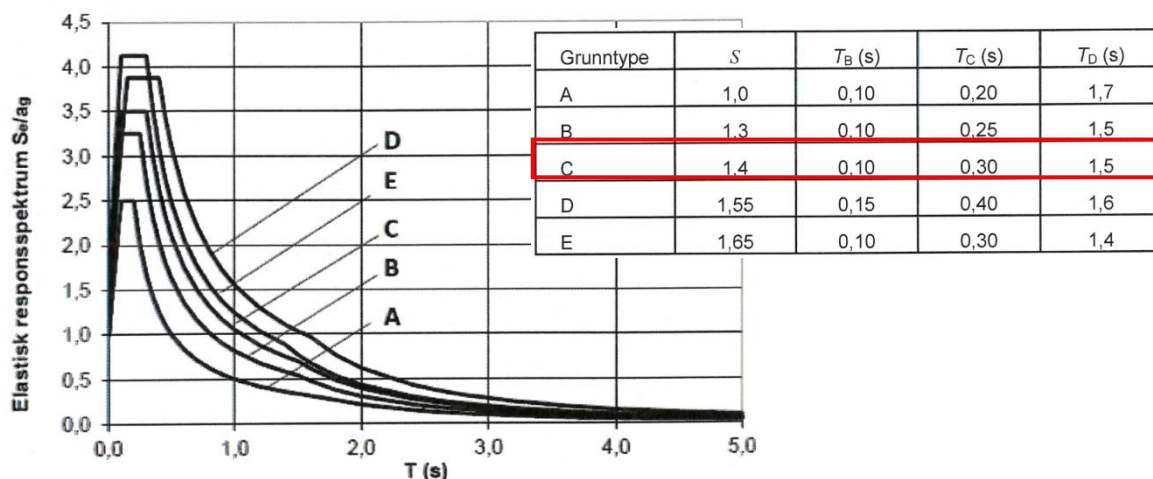
## 4 JORDSKJELV

Basert på grunnundersøkelsene konkluderes det med at grunntypen er type C. Det vises til figur 6.

| Grunn-<br>type | Beskrivelse av stratigrafisk profil  | Parametere       |                          |             |
|----------------|--|------------------|--------------------------|-------------|
|                |  | $v_{s,30}$ (m/s) | $N_{SPT}$<br>(slag/30cm) | $c_u$ (kPa) |
| A              | Fjell eller fjell-liknende geologisk formasjon, medregnet høyst 5 m svakere materiale på overflaten.   | > 800            | –                        | –           |
| B              | Avleiringer av svært fast sand eller grus eller svært stiv leire, med en tykkelse på flere titalls meter, kjennetegnet ved en gradvis økning av mekaniske egenskaper med dybden.                 | 360 – 800        | > 50                     | > 250       |
| C              | Dype avleiringer av fast eller middels fast sand eller grus eller stiv leire med en tykkelse fra et titalls meter til flere hundre meter   | 180 – 360        | 15 – 50                  | 70 – 250    |
| D              | Avleiringer av løs til middels fast kohesjonsløs jord (med eller uten enkelte myke kohesjonslag) eller av hovedsakelig myk til fast kohesjonsjord.   | 130 – 180        | 10 – 15                  | 40 – 70     |
| E              | Et grunnprofil som består av et alluviumlag i overflaten med $v_s$ -verdier av type C eller D og en tykkelse som varierer mellom ca. 5 m og 20 m, over et stivere materiale med $v_s > 800$ m/s. |                  |                          |             |

Figur 7: Grunntyper (utsnitt av NS-EN 1998, NA.3.1.2)

Figur 7 beskriver anbefalte elastiske responspektre for ulike grunntyper. I følge denne tabellen blir forsterkningsfaktor for grunntype C lik 1,4.



Figur 8: Elastisk respons-spektrum (utsnitt av NS-EN 1998, NA.3.3)

## 5 NABOFORHOLD

Av byggverk er det to villaer og noe som ser ut til å være et lagerbygg/garasje nær det aktuelle byggeprosjektet. Det skal ikke utføres noe grunnarbeid som utgjør risiko for skader på eksisterende byggverk.



## 6 KABLER OG LEDNINGER

Kabel- og ledningskart er ikke innhentet i forbindelse med dette notatet. Påvisning, flytting eller midlertidig omlegging av kabler og ledninger må planlegges og utføres av entreprenør før oppstart av grunnarbeider.

## 7 FUNDAMENTERINGSARBEIDER

Etter opplysninger fra utbygger er det planlagt å direktefundamentere byggene på ringmur med såler med bredde 60-100 cm, og punktfundamenter på 120x120 til 240x240 cm. Vi har ikke kjennskap til nedgravingsdybden av fundament. I beregningene har vi antatt denne til 0,5 m.

### 7.1 Bæreevne

For vurdering av bæreevne er det blitt brukt erfaringstall for jordparametere tatt fra Håndbok V220, Geoteknikk i vegbygging. Tabell 2 viser de parametere som er blitt brukt.

Tabell 2: Jordparametere for løst lagret sand (ref. Håndbok V220).

|                 |                                |
|-----------------|--------------------------------|
| Friksjonsvinkel | $\varphi'_k = 33^\circ$        |
| Attraksjon      | $a = 5 \text{ kN/m}^2a$        |
| Tyngdetetthet   | $\gamma = 17,0 \text{ kN/m}^3$ |

Det er antatt at bygget vil bli fundamentert på såler over et lag av forsterkningsmateriale, antageligvis sprengstein. Sprengsteinsmassene skal komprimeres iht. NS 3458 med normal Komprimering.

Partialfaktor for bæreevneberegningene settes til 1,25 iht Eurokode 7.

Grunnens bæreevne er avhengig av flere faktorer:

- ✓ Overlagringshøyde  $D$ ,
- ✓ Effektiv tyngdetetthet til massene  $\gamma'$
- ✓ Momenter eller horisontallaster som gir en ruhet  $r_b$
- ✓ Effektiv bredde på fundamentet  $B_0$  (avhengig av  $B$  og  $r_b$ )
- ✓ Partialfaktor  $\gamma_M$
- ✓ Attraksjon i massene

Tillatt grunntrykk i ULS er en verdi som skal være lavere eller lik den maksimale bæreevnen under fundamentet. Denne skal ta høyde for setningene som er forventet under fundamentlastene.

Vi har ingen kjennskap til horisontallastene som vil være gjeldende for de forskjellige fundamentene. Det er derfor gjort beregninger med  $r_b = 0$  og  $r_b = 0,5$ . Nedgravingsdybden er satt til 0,5 m i beregningene.

Basert på dette blir bæreevnen som vist i tabell 3 og 4.

Tabell 3: Fundamentdimensjoner og bæreevne for stripefundament.

| Stripefundament, bredde (cm) | Bæreevne $\sigma'_v$ (kN/m <sup>2</sup> ), $r_b = 0$ | Bæreevne $\sigma'_v$ (kN/m <sup>2</sup> ), $r_b = 0,5$ |
|------------------------------|--|--|
| 60                           | 250  | 120  |

|     |     |     |
|-----|-----|-----|
| 100 | 300 | 140 |
|-----|-----|-----|

Tabell 4: Fundamentdimensjoner og bæreevne for punktfundament.

| Punktfundament, (cm x cm) | Bæreevne $\sigma'_v$ (kN/m <sup>2</sup> ), $r_b = 0$ | Bæreevne $\sigma'_v$ (kN/m <sup>2</sup> ), $r_b = 0,5$ |
|---------------------------|--|--|
| 120 x 120                 | 320  | 150  |
| 240 x 240                 | 460  | 200  |

For stripefundamenter anbefaler vi som et utgangspunkt å benytte et tillatt grunntrykk i ULS (bruddgrensetilstand) på 230 kN/m<sup>2</sup> for  $r_b = 0$  og 100 kN/m<sup>2</sup> for  $r_b = 0,5$ .

På punktfundament anbefaler vi som et utgangspunkt å benytte et tillatt grunntrykk i ULS (bruddgrensetilstand) på 250 kN/m<sup>2</sup> for  $r_b = 0$  og 120 kN/m<sup>2</sup> for  $r_b = 0,5$ .

Disse forutsetningene må kontrolleres når detaljer og lastbildet er på plass.

## 7.2 Setninger

Setningsberegninger er utført iht. Håndbok V220. For beregning av setninger er det antatt  $m = 150$  i sanden.

Med tillatt grunntrykk 230 kN/m<sup>2</sup> (ULS) og opptredende last 160 kN/m<sup>2</sup> (SLS) på stripefundament, og tillatt grunntrykk på 250 kN/m<sup>2</sup> (ULS) og opptredende last 170 kN/m<sup>2</sup> (SLS) på punktfundament viser beregningene at setningene vil bli 2,5-3,5 cm.

## 8 PLAN FOR KONTROLL OG OVERVÅKNING I BYGGEFASEN

Entreprenøren skal føre kontroll med grunnarbeidene og dokumentere utførelsen.

## 9 REFERANSER

[1] Nes i Ådal VA. Datarapport geotekniske grunnundersøkelser. Oppdragsnummer A104910 Dokumentnummer A104910-RAP-RIG-010. Versjon 1.0. Datert 18.12.2017.



Rev. 1 Utarbeidet av:  
Hans Jonny Kvalsvik  
Senior Geotekniker



Kvalitetssikret av:  
Michael Laubo  
Senior geotekniker