

## NOTAT

OPPDRAG	<b>Fjordgata 17, Porsgrunn - Forprosjekt</b>	DOKUMENTKODE	10225171-02-RIG-NOT-001
EMNE	Orienterende geotekniske vurderinger	TILGJENGELIGHET	Åpen
OPPDRAGSGIVER	<b>Grenmar Eiendomsforvaltning AS</b>	OPPDRAGSLEDER	Jostein Aasen
KONTAKTPERSON	Helge Aasli	SAKSBEH	Jostein Aasen
KOPI		ANSVARLIG ENHET	10232011 Seksjon Geoteknikk Sør

### Sammendrag

Foreliggende notat omhandler en beskrivelse av grunnforhold og tilhørende orienterende geotekniske vurderinger i forbindelse med forprosjekt for et planlagt nybygg på en ledig næringstomt ved den indre delen av Herøya innerst i Gunnekleivfjorden i Porsgrunn.

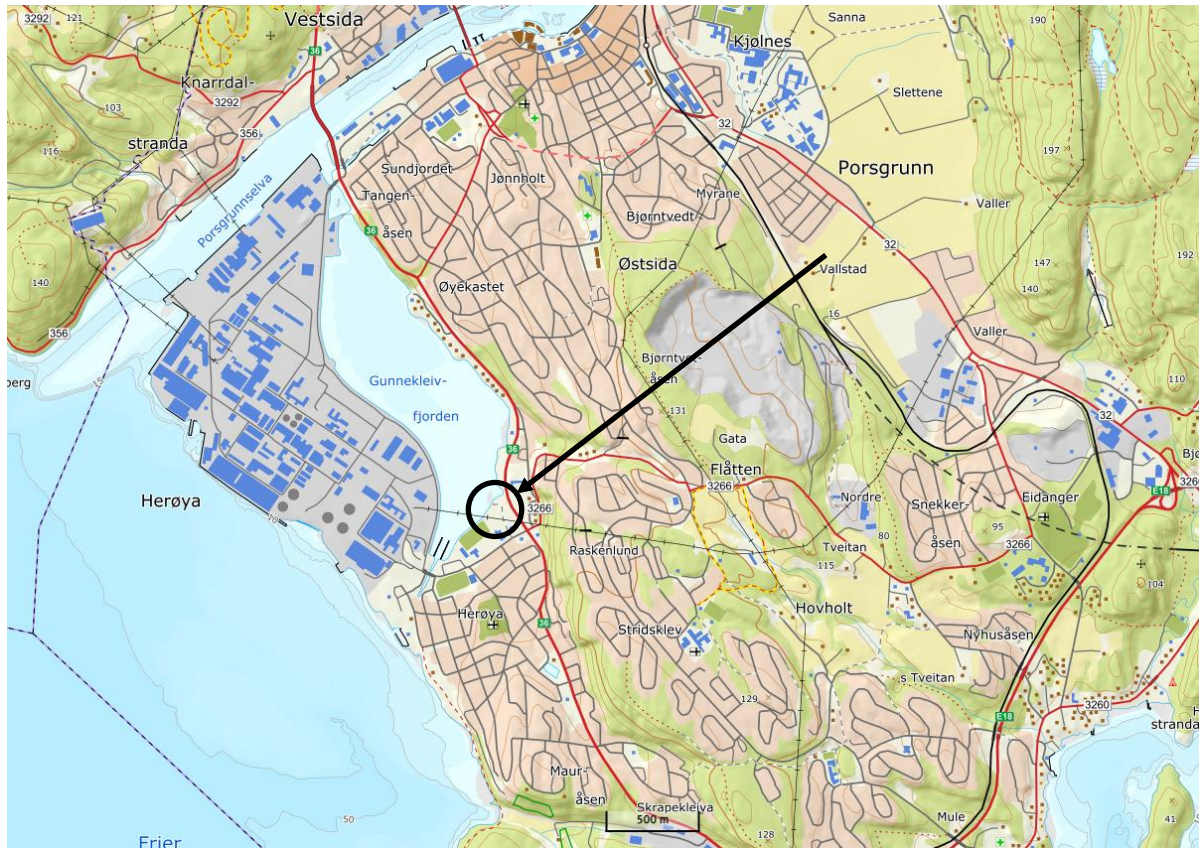
## Innhold

1	Innledning og tidligere utredninger.....	2
2	Topografi.....	2
3	Grunnforhold.....	4
4	Prosjektet.....	6
5	Orienterende geotekniske vurderinger.....	7
5.1	Grunntype.....	7
5.2	Områdestabilitet.....	7
5.3	Oppfylling - lokalstabilitet og setninger.....	8
5.3.1	Lokalstabilitet.....	8
5.3.2	Setninger.....	9
5.4	Fundamentering.....	10
5.5	Grunnarbeider – prosedyre.....	10
6	Kartlegging av naboforhold.....	11
6.1	Bygningsbesiktigelse og rystelsesmålinger.....	11
6.2	Setnings- og rystelsesmålere.....	11
7	Videre arbeider.....	11
8	Referanser.....	11

00	23.02.25	Utarbeidet	jaa	tdr	jaa
REV.	DATO	BESKRIVELSE	UTARBEIDET AV	KONTROLLERT AV	GODKJENT AV

## 1 Innledning og tidligere utredninger

Det planlegges å bygge på et ledig næringsareal ved den indre delen av Herøya innerst i Gunnekleivfjorden inntil Rv 36 «Herøyavegen», jfr. oversiktskartet i Figur 1-1.



Figur 1-1 Oversiktskart ([www.norgeskart.no](http://www.norgeskart.no))

Multiconsult Norge AS (Multiconsult) er av God Driv AS tidligere engasjert til å bistå med orienterende geoteknisk rådgivning i den innledende fasen av prosjektet da vi har hatt kjennskap til forholdene i nærområdet i forbindelse med tidligere prosjekter. Resultatene av de innledende vurderingene er presentert i dokument 10225171-RIG-NOT-001\_rev00 «Fjordgata, Porsgrunn; Grunnforhold - Orienterende geotekniske vurderinger» datert 19.03.2021 [1].

Prosjektet er nå nærmere detaljert, og Multiconsult er av Grenmar Eiendomsutvikling AS (Grenmar) engasjert til å bistå med orienterende geotekniske vurderinger i forbindelse med et forprosjekt, som underlag for en totalentreprise. Foreliggende notat gir en nærmere beskrivelse av grunnforholdene på tomten, selve prosjektet, samt tilhørende geotekniske beregninger og vurderinger mht. stabilitet, setninger og fundamentering.

Multiconsult er av Grenmar også engasjert til å bistå med miljøteknisk rådgivning, og resultatene av dette arbeidet er presentert i egne dokumenter.

## 2 Topografi

Tomteområdet består av en 1,5 - 2 m tykk fylling som ble etablert for mer enn 40 år siden i den sydøstre enden av Gunnekleivfjorden. Terrenget ligger på ca. kt. +1 og området er tilnærmet flatt i flere hundre meter mot syd og sydvest, og helt inn mot skråningen dels inntil fjellet i øst og dels mot Klevstrand skole i nordøst.

## Orienterende geotekniske vurderinger

Dagens riksveg 36 ligger på den samme løsmasseavsetningen. Den ble lagt ut i ei ca. 2 m tykk fylling i tidsrommet 1975 - 80. Tidligere lå riksvegen («Herøyavegen») innunder fjellet på innsiden av bebyggelsen i Fjellygata.

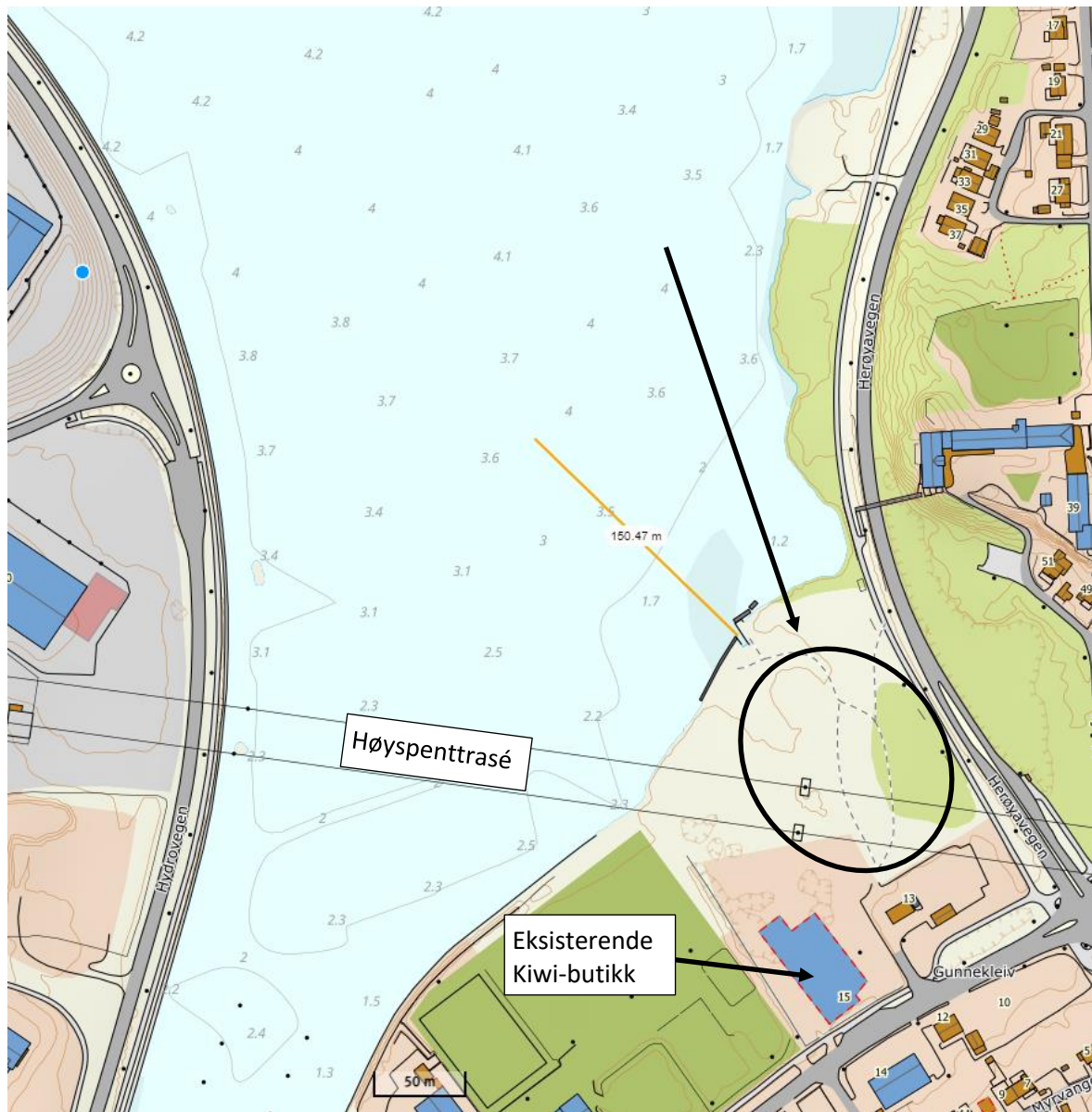
Terrenget har her fått sin form etter et ras som skjedde som en direkte følge av bombingene av Hydros anlegg på Herøya 24. juli 1943. Flere bomber traff boliger og fjellet bak med det resultat at et ca. 50 daa stort område sank ned flere meter og gled ut i fjorden. I en nedskrevet beretning fra hendelsen sies det at «.....11 hus gikk med, saga er sunket ned i sørpen og det stod igjen en leirmel 8-10m høy.....». Dagens topografi tilsier at raset gikk helt inn mot fjellet ved Klevstrand skole og på innsiden av dagens bebyggelse i Fjellygata.

Det er også foretatt en del utfylling i fjorden/sjøen. På flyfotoet fra 2019 i Figur 2-1 har vi skissert inn ca. beliggenhet av strandlinjen slik den fremstår på flyfoto fra 1947.



Figur 2-1 Flyfoto 2019 påført ca. strandlinje anno 1947 ([www.finn.no](http://www.finn.no))

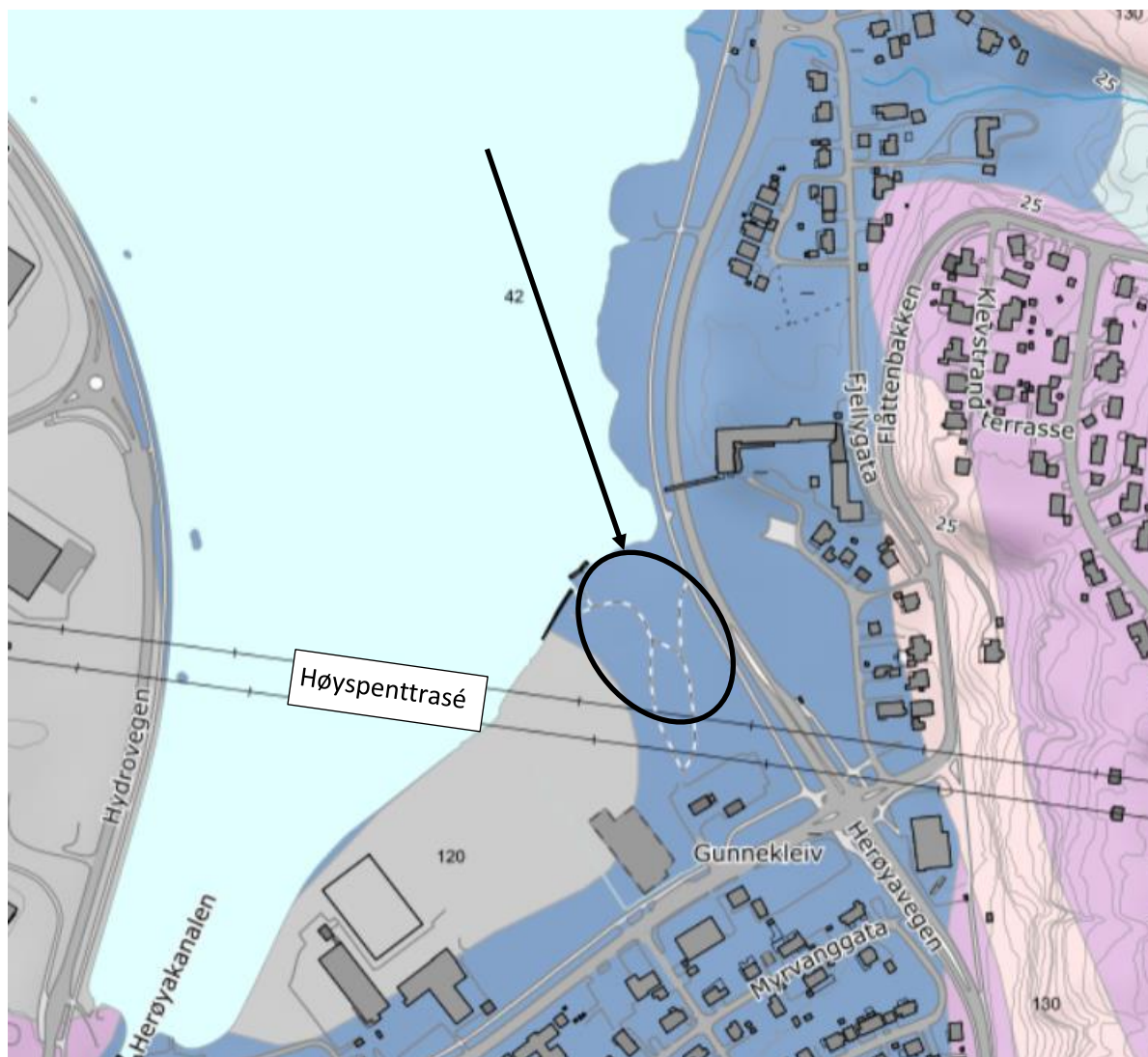
Dybdekartet over Gunnekleivfjorden som vist i Figur 2-2 viser at det er grunt og mindre enn 4 m vanddybde til ca. 150 m ut fra dagens strandlinje.



Figur 2-2 Situasjonsskart med dybde data i Gunnekleivfjorden ([www.norgeskart.no](http://www.norgeskart.no))

### 3 Grunnforhold

Kvartærgeologisk kart, se Figur 3-1, viser at opprinnelige løsmasser i området er en havavsetning, dvs. sannsynligvis finsand/silt og leire med stor mektighet - «inntil flere titalls meter».



Figur 3-1 Utsnitt av NGU løsmassekart - «Marine strandavsetninger ([www.ngu.no](http://www.ngu.no))

Romerike Grunnboring AS foretok våren 2022 geotekniske grunnundersøkelser på den aktuelle tomten på oppdrag for God Driv AS. Resultatene av disse undersøkelsene er presentert i dokument 50208-01-R «Fjordgata 17, gnr./bnr. 55/478 i Porsgrunn kommune; Geoteknisk datarapport grunnundersøkelser» utarbeidet av Romerike Geoteknikk og datert 28.06.2022 [2].

Følgende geotekniske grunnundersøkelser ble utført:

- Totalsonderinger i 9 punkter
- Trykksondering (CPTu) i 3 punkter
- Opptak av prøveserier dels ved naverboring for opptak av poseprøver (omrørte prøver) og dels ved stempelprøvetaker for opptak av 54 mm sylinterprøver (uforstyrrede prøver) i 2 punkter
- Nedsetting av hydraulisk piezometer/poretrykksmåler i 1 punkt

Det er foretatt analyse av opptatt prøvemateriale i geoteknisk laboratorium, og dette omfatter blant annet:

- Rutineundersøkelser av poseprøver (visuell klassifisering) samt vanninnhold - 6 stk.
- Rutineundersøkelser av 54 mm sylinterprøver (visuell klassifisering, densitet, vanninnhold samt udrenert og omrørt skjærfasthet ved konus og enaksialt trykkforsøk) - 10 stk.
- Kornfordelingsanalyser på utvalgte prøver - 7 stk.

## Orienterende geotekniske vurderinger

- Måling av organisk innhold på utvalgte prøver - 6 stk.
- Bestemmelse av konsistens/Atterbergs grenser (flyte- og utrullingsgrense) for utvalgte prøver - 10 stk.
- Ødometerforsøk på utvalgte prøver - 2 stk.

De utførte geotekniske grunnundersøkelsene viser i korte trekk grunnforhold generelt bestående av et inntil ca. 2 m tykt topplag av dels organiske siltige, sandige og grusige masser (fyllmasser). Derunder er det registrert overgang til et mektig lag av masser av leirig silt som i dybden innehar sprøbruddsoppførsel og også må betegnes som kvikke. Antatt bergoverflate er registrert i dybder varierende mellom ca. 19 og 26 m under dagens terreng. I ett av punktene ble sonderingen avsluttet i ca. 27 m dybde uten at bergoverflaten ble registrert. I punktene der bergoverflaten er registrert er det foretatt 3,0 - 3,3 m (eller mer) innboring i berg for sikrere bergpåvisning. Det er stedvis registrert et tynt lag av grovere masser like overbergoverflaten.

De underliggende massene av leirig silt må betegnes som bløte til middels faste og er relativt kompressible.

Avlesning av grunnvannstanden i nedsatt piezometer/poretrykksmålert 3 dager etter installasjon viser en grunnvannstand beliggende i ca. 0,65 m dybde under terreng, tilsvarende ca. kt. +0,44.

For nærmere detaljer fra undersøkelsene henvises det til den geotekniske datarapporten [2].

Det foreligger resultater fra andre grunnundersøkelser foretatt på tomte for tidligere prosjekter, og for en omtale av disse henvises det til dokument [1].

## 4 Prosjektet

Slik det nå planlegges, vil det nye bygget inneholde salgs- og lagerarealer for 3 butikker med tilhørende parkerings- og utomhusarealer slik det fremgår av Figur 4-1.



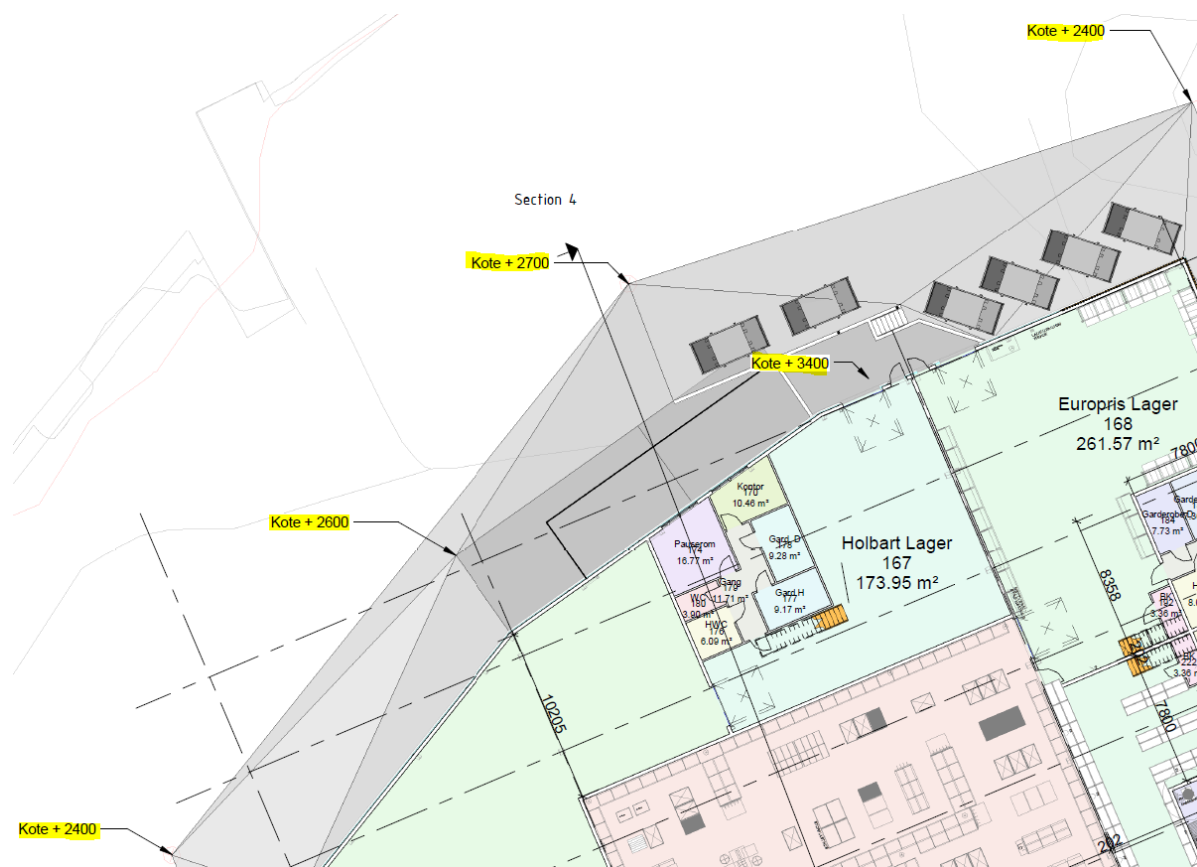
Figur 4-1 Utsnitt av tegn. 2024-37-A.20.01.002 («3D med terreng») utarbeidet av Baardsen Arkitekter AS

Bygget planlegges oppført i én (1) etasje med et samlet areal lik ca. 3500 m<sup>2</sup>, og med gulvnivå på kt. +3,4.

Parkerings- og utomhusarealene nærmest bygget vil bli liggende tilnærmet i nivå med gulvet i bygget, dvs. kt. +3,4, og med fall vekk fra bygget. Arealene nærmest strandlinjen vil bli liggende

## Orienterende geotekniske vurderinger

med nivå mellom ca. kt. +2,1 helt i syd stigende til kt. +2,7 helt i nord. Utsnitt av den nordlige delen av plantegningen fremgår av Figur 4-2.



Figur 4-2 Utsnitt av tegn. 2024-37-A.20.01.001 («Fjordgata 17; 1. Etg.») utarbeidet av Baardsen Arkitekter AS

## 5 Orienterende geotekniske vurderinger

Det er foretatt geotekniske beregninger og vurderinger knyttet til grunnstype, stabilitet, setninger og fundamentering.

### 5.1 Grunnstype

Basert på resultatene av de utførte geotekniske grunnundersøkelsene anbefales det å ta utgangspunkt i grunnstype  $S_2$ , og med følgende verdier for parametere som beskriver elastisk responspekter slik det fremgår av Tabell 5-1 [3]:

Tabell 5-1 Verdier for parametere som beskriver elastiske responspektrene for grunnstype  $S_1$  og  $S_2$  ref Tabell NA.3.3 [3]

Dybde til berg	S	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
6 - 20 m	2,0	0,10	0,40	1,4
20 - 35 m	1,9	0,15	0,50	1,5
35 - 60 m	1,8	0,20	0,60	1,6

### 5.2 Områdestabilitet

Siden den aktuelle tomten ligger under marin grense, så må prosjektet utredes mht. områdeskredfare iht. NVE veileder 1/2019 vedr. «Sikkerhet mot kvikkleireskred; Vurdering av områdestabilitet ved arealplanlegging og utbygging i områder med kvikkleire og andre jordarter med sprøbruddegenskaper» [4].

Det kan utelukkes områdeskredfare dersom en av følgende punkter er tilfredsstillt:

1. Det er ikke kvikkleire/sprøbruddmateriale i grunnen
2. Total skråningshøyde er 5 m eller mindre (for platåterreng)
3. Jevnt hellende terreng med skråningshelning mindre enn 1:20 og høydeforskjell 5 m eller mindre.

Som nevnt i kap. 2 er den aktuelle tomte relativt flat med nivå på ca. kt. +1 (+/-). Gunnekleivfjorden er langgrunn med vannndybde mindre enn 4 m ut i en avstand av mer enn 150 m fra strandlinjen. Dette tilsier dermed en gjennomsnittlig skråningshelning 1:30 eller slakere, og også høydeforskjell stort sett mindre enn 5 m. Dette tilsier dermed at den aktuelle tomte ikke ligger i et potensielt løseområde.

Øst for den aktuelle tomte, på motstående side av Rv 36 i retning Fjellygata og Flåttenbakken stiger terrenget mot synlige bergblotninger langs østsiden av Flåttenbakken. Det er for øvrig foretatt geotekniske grunnundersøkelser for Klevstrand skole, og disse viser at massene her er blandingsmasser av silt, sand og grus, og med dybder til berg mindre enn 4 m (Multiconsult oppdrag 810267). Det er også observert bergblotning i bakkant (øst for) boligen i Fjellygata 51, like i fremkant av Klevstrand skole. Dette viser at platået ved Klevstrand skole ligger på en bergkulle. Syd for dette området er høydeforskjellene såpass små (stort sett mindre enn 5), samt at det er bergblotning like øst for Flåttenbakken. Dette utelukker dermed også områdeskredfare i dette område, og den aktuelle tomte ligger dermed heller ikke i en potensielle utløpsområde.

Det kan dermed konkluderes med at det ikke er fare for områdeskred som kan berøre den aktuelle tomte, og kravene til sikkerhet mht. områdeskredfare jfr. NVE veileder 1/2019 er ivaretatt.

### 5.3 Oppfylling - lokalstabilitet og setninger

Som tidligere nevnt, ligger terrenget på den aktuelle tomte som nå planlegges bebygd med nivå på ca. kt. +1. Med et planlagt gulvnivå på kt. +3,4, så vil det bli behov for å heve terrenget en del på tomte. Parkerings- og utomhusarealene vil stort sett bli liggende med nivå mellom kt. ca. +2,1 og +2,7 nærmest strandlinjen i vest, og slakt stigende mot øst med unntak av lokalt inntil nybygget der arealene vil bli liggende tilnærmet i nivå med gulvet i det nye bygget (kt. +3,4).

#### 5.3.1 Lokalstabilitet

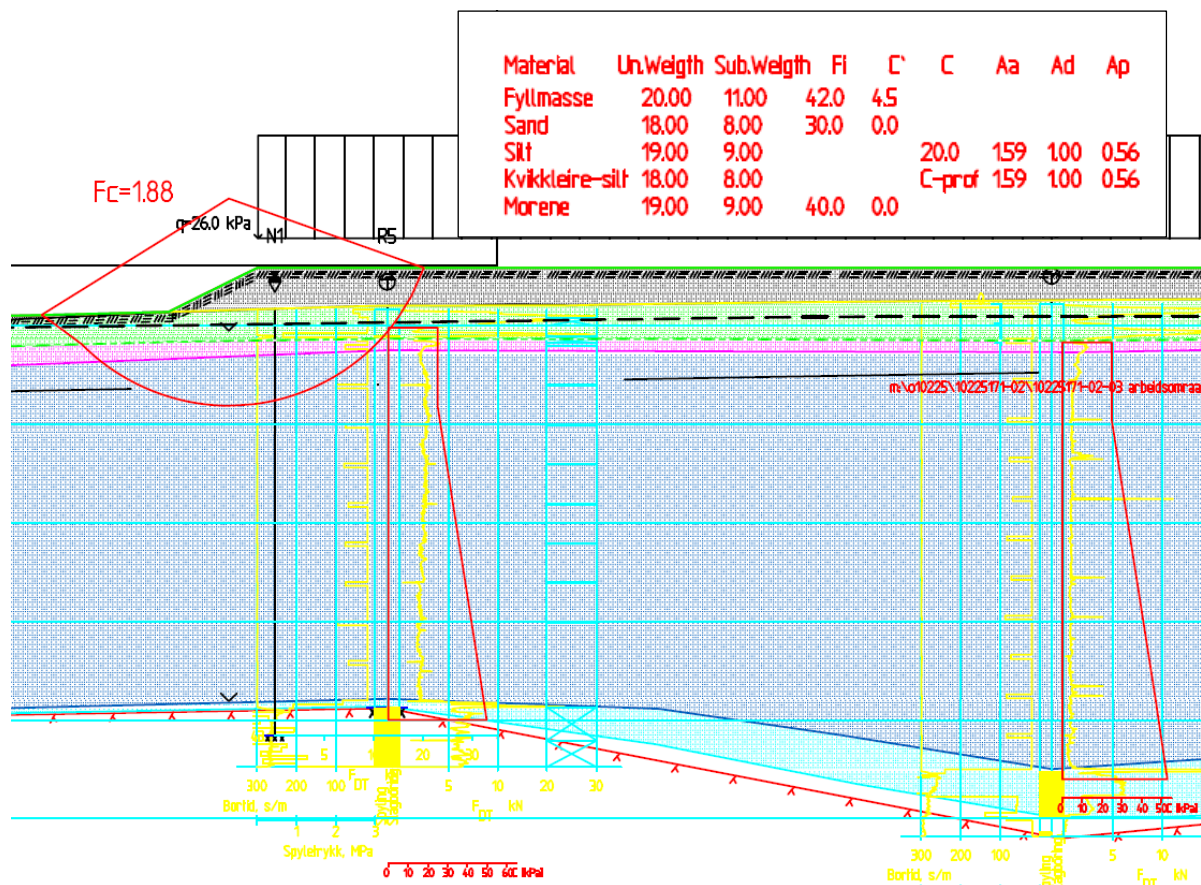
Dersom det for bygget antas en 25 cm tykk frittstående bunnplate (jfr. kap. 5.4) og 25 cm med isolasjon, så tilsier dette en oppfylling til ca. kt. +2,9 innenfor omrisset av bygget.

Det er derfor foretatt stabilitetsberegninger ved å forutsette en oppfylling til kt. +2,9, som anses som konservativt da oppfylt nivå nærmest strandlinja, som nevnt over, vil bli liggende med nivå mellom kt. +2,1 og +2,7. Videre er det iht. Statens vegvesen V220 [5] hensyntatt en karakteristisk last fra anleggstrafikk lik  $20 \text{ kN/m}^2$  samt en lastfaktor lik 1,3, som medfører en dimensjonerende trafikklast lik  $26 \text{ kN/m}^2$ . Denne lasten er for øvrig påført hele det oppfylte området siden anleggsfasen anses som den mest kritiske fasen mht. stabilitet. For permanent fase vil dette være en konservativ tilnærming da det ikke vil være noen form for terrengbelastning innenfor omrisset av bygget siden dette vil bli fundamentert på peler til berg og med en frittstående bunnplate.

Minimumskravet til sikkerhet jfr. Eurokode 7 [6] er en beregnet partial-/materialfaktor (sikkerhetsfaktor) på minimum 1,4.

For vurdering av jordparametre (egenvekt og friksjonsvinkel) er det benyttet erfaringsverdier mht. de øvre lagene av tilført steinfylling samt stedlige fyllmasser. For de underliggende massene av silt og leirig silt (kvikk) er det hensyntatt resultatene av utførte laboratorieforsøk, samt utførte trykksonderinger (CPTu) mht. vurdering av udrenert skjærfasthet.

Beregninger med utgangspunkt i totalspenningsanalyse ( $s_u$ -analyse med ADP-parametere) er foretatt med Geosuite Stability, og disse viser en beregnet partial-/materialfaktor lik 1,88, jfr. Figur 5-1. Dette er høyere enn minimumskravet jfr. [6], og viser at stabilitetsforholdene er tilfredsstillende med tanke på den planlagte oppfyllingen.



Figur 5-1 Utsnitt av utført stabilitetsberegning

### 5.3.2 Setninger

Som nevnt i kap. 3 er massene i dybden registrert å være både dels bløte og kompressible. Ved tilleggsbelastning utover dagens spenningsnivå må det derfor påregnes setninger. Det er derfor foretatt orienterende beregninger og vurderinger mht. setninger.

Med bakgrunn i utførte ødometerforsøk er det foretatt en vurdering av massenes spenningshistorie (forkonsolidering) samt setningsparametere. Det er videre tatt utgangspunkt i en oppfylling til kt. +2,9 med konvensjonelle steinmasser slik det også er gjort mht. de utførte stabilitetsberegningene omtalt i kap. 5.3.1.

Beregningene tilsier at det må forventes konsolideringssetninger av størrelsesorden ca. 20 - 30 cm i massene under den planlagte fyllingen. Årsaken til variasjonen tilskrives noe usikkerhet mht. vurdering av forkonsolideringstrykket. Beregningene viser videre at ca. 75 % av setningene er unnagjort innen det første året.

Det vil også komme egensetninger i de planlagte fyllmassene, erfaringsmessig 0,5 % av tykkelsen av fyllingen (forutsatt utlagt iht. NS 3458 [7]). For en 2 m tykk fylling tilsier dette egensetninger av størrelsesorden 1 cm, og disse vil dermed bli beskjedne sammenlignet med konsolideringssetningene nevnt over.

Resultatene av beregningene underbygger dermed behovet for å foreta oppfylling på et så tidlig tidspunkt som mulig for å unnagjøre så mye av setningene på et så tidlig tidspunkt som mulig.

For å fremskynde setningsforløpet kan det med fordel installeres vertikaldren. Det kan også vurderes å legge ut fyllingen med overhøyde (forbelastning) forutsatt at stabilitetsforholdene er ivarettatt.

#### 5.4 Fundamentering

Som nevnt i kap. 3 er massene i dybden registrert å være både dels bløte og kompressible, og vil derfor medføre setninger ved tilleggsbelastning slik det er omtalt i kap. 5.3.2. For å unngå skadelige setninger for nybygget anbefales dette fundamentert på peler til berg og med frittstående gulv/bunnplate. Aktuell peletype kan være både rammede betong- og stålpeler, og borede stålrørs- og stålkjernepeler.

Basert på erfaringer fra nabotomta i syd der det i 2017 ble etablert en Kiwi-butikk, så bør det ligge det til rette for å anvende rammede betongpeler.

Det anbefales derfor å ta utgangspunkt i betongpel av typen P270/40 - M40 med dimensjonerende kapasitet  $N_d$  lik 2409 kN for kun aksiallast, jfr. Pelevedledningen 2019 [8]). Med bakgrunn i en noe konservativt valgt  $f_a$ -faktor (reduksjonsfaktor) lik 0,60 for å ivareta usikkerhet mht. opptak av horisontalkrefter og evt. opptredende momenter (se under) samt evt. knekning, så tilsier dette en installert kapasitet  $N_i$  av størrelsesorden 1445 kN.

Det er ikke foretatt beregninger mht. opptak av horisontalkrefter som følge av for eksempel vind og jordskjelv, men det vurderes at dette kan ivaretas vha. peler og/eller med nedstøpte skjørt. Dette må utredes nærmere i detaljprosjekteringsfasen. Det bør da også foretas en nærmere vurdering av  $f_a$ -faktoren.

#### 5.5 Grunnarbeider – prosedyre

Det er foretatt en orienterende vurdering mht. prinsipiell prosedyre for grunnarbeidene:

1. Avgraving av humusholdige toppmasser på tomta
2. Utlegging av egnet fiberduk (kl. 4) på utgravet traue
3. Oppfylling til grovplanum med tilførte steinmasser som komprimeres iht. NS 3458 [8]:  
Innenfor omrisset av bygget må det sørges for at fyllmassene er pelbare  
Det kan vurderes utlegging av fylling med overhøyde (forbelastningsfylling) for å påskynde setningene
4. Etablering av kontrollpunkter for innmåling av setninger på den utlagte fyllingen (grovplanum) utenfor omrisset av bygget
5. Etablering av peler, jfr. kap. 5.4
6. Avretting og støping av frittstående gulv  
Siden det med tiden vil oppstå setninger mellom oppfylt grunn og det overliggende frittstående og pelefundamenterte gulvet/bunnplata, så må dette henytas ved for eksempel å feste kabler og ledninger i bunnplata
7. Oppføring av bygg
8. Etablering av utomhus infrastruktur etter at det er foretatt en vurdering av fremtidig setningsforløp for utomhusområdene
9. Fjerning av evt. overskytende forbelastningsmasser
10. Etablering av overbygning og dekke

Gjennom hele perioden må det foretas målinger av setningene i den utlagte fyllingen. Det kan også, som tidligere nevnt, vurderes installering av vertikaldren for å fremskynde setningsforløpet.

For dimensjonering av veg og p-plasser kan det tas utgangspunkt Statens vegvesen håndbok N200 [9].

## Orienterende geotekniske vurderinger

Det påpekes av det må foretas en ny gjennomgang av denne prosedyren i forbindelse med detaljprosjekteringen.

Det vises til egne miljøtekniske vurderinger mht. deponering av gravemassene.

## 6 Kartlegging av naboforhold

### 6.1 Bygningsbesiktigelse og rystelsesmålinger

Tilstandskontroll av nabobygg anbefales som minimum å være i utstrekning i henhold til NS 8141-1:2022 [10].

NS 8141-1:2022 anbefaler besiktigelse av de bygningene/konstruksjoner som ligger nærmere enn 50 m fra anleggsstedet.

Kilder til rystelser/vibrasjoner fra grunnarbeidene vil være relatert til bl.a. peling, fylling, komprimering av tilførte masser og anleggstrafikk.

Behov for rystelsesmålere og beregning av grenseverdier iht. NS 8141-1:2022 anbefales nærmere vurdert når anleggsutstyr og metoder er kjent.

### 6.2 Setnings- og rystelsesmålere

Det anbefales å etablere setnings- og rystelsesmålere på mest nærliggende og utsatte bygg og konstruksjoner.

Videre bør det etableres målepunkter på utlagt fylling (med evt. overhøyde) for å måle og kontrollere tidsforløpet mht. setninger, og for å kunne planlegges ferdigstilling av utomhusanlegg (VA-infrastruktur og asfaltering).

## 7 Videre arbeider

Det forutsettes utført geoteknisk detaljprosjektering av fyllingsarbeidene og av fundamentering av det planlagte bygget.

Det må videre foretas en gjennomgang av prosedyren for grunnarbeidene for å sikre at så mye av setninger unnagjøres på et så tidlig tidspunkt som mulig. Dette vil dermed gjøre det lettere mht. å planlegge og ferdigstille utomhusarbeidene som for eksempel VA-anlegg og asfaltering.

## 8 Referanser

- [1] Multiconsult Norge AS, «10225171-RIG-NOT-001\_rev00 - Fjordgata, Porsgrunn; Grunnforhold - Orienterende geotekniske vurderinger,» 19.03.2021.
- [2] Romerike Geoteknikk AS, «50208-01-R - Fjordgata 17, gnr./bnr. 55/478 i Porsgrunn kommune; Geoteknisk datarapport grunnundersøkelser,» 28.06.2022.
- [3] Standard Norge, «NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2021 (Eurokode 8 - Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger),» 2021.
- [4] Norges vassdrags- og energidirektorat, «Veileder 1/2019; Sikkerhet mot kvikkleireskred: vurdering av områdestabilitet ved arealplanlegging og utbygging i områder med kvikkleire og andre jordarter med sprøbruddegenskaper,» Desember 2020.

Orienterende geotekniske vurderinger

- [5] Statens vegvesen, «N-V220 Geoteknikk i Vegbygging,» 2023.
- [6] Standard Norge, «NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2020 (Eurokode 7 - Geoteknisk prosjektering - Del 1: Allmenne regler),» 2020.
- [7] Standard Norge, «NS 3458:2004 (Komprimering: Krav og utførelse),» 2004.
- [8] Norsk Geoteknisk Forening; Den Norske Pelekomité, «Peleveiledningen,» 2019.
- [9] Statens vegvesen, «N200 Vegbygging,» Vegdirektoratet, 2022.
- [10] Standard Norge, «NS 8141-1:2022 - Vibrasjoner og støt, grenseverdier for bygge- og anleggsvirksomhet,» 2022.