

## Notat 01

### Rekkehus; Fredbovegen, Porsgrunn – Porsgrunn kommune PRO geoteknikk – vurdering av grunnforhold, fundamentering og stabilitet

---

Til: Børre Brekka, Fredbovegen Boligutvikling AS

Fra: Stein H. Stokkebø, GEO Konsult AS

Kopi:

Dato: 29-10-2018

Rev.:

GEO Konsult AS – Mellomskarva 7, 1350 Lommedalen – Mobil: 90184211 – Epost: [post@geokonsult.no](mailto:post@geokonsult.no)

---

#### 1. Innledning og grunnlag

Vi har blitt kontaktet av Fredbovegen Boligutvikling AS i forbindelse med utbyggingen av tre eiendommer i Fredbovegen i Porsgrunn kommune. Eiendommene som skal bebygges har Gnr. / Bnr. – 121 / 46+185+1838 i Porsgrunn kommune. Tiltaket gjelder bygging av 24 boenheter som skal bygges som rekkehus, evt. bygging av lave boligblokker på den nordvestre delen av eiendommen. Den planlagte bebyggelsen skal bygges på en ubebygd eiendom, samt på to bebygde eiendommer, der eksisterende boliger er planlagt revet for å gjøre plass til den nye bebyggelsen. Konkrete planer for hva som skal bygges er ennå ikke fremlagt, men utbygger har opplyst om at planene er at rekkehusene bygges i 2-3 etasjer med/uten kjeller, og eventuelle boligblokker bygges i 4-6 etasjer inkl. P-kjeller. Terrenget på eiendommene, og de nære områdene er tilnærmet helt flatt, kun med mindre høydeforskjeller i forbindelse med infrastrukturen i området. Terrenget på eiendommene, og primært i nærområdet utenfor eiendommene har en generell helning på < 1:50 ned mot Skienselven.

GEO Konsult AS er engasjert som geoteknisk ansvarlig på prosjektet, og derfor fått i oppdrag å vurdere grunnforholdene på eiendommene og å foreslå fundamenteringsmetode på prosjektet, inklusive kjørearealer på eiendommene. Oppdraget reguleres og godtgjøres i hht. NS8402 – rådgivning etter medgått tid. Dette innebærer at vi skal vurdere grunnforholdene på eiendommene, vurdere massenes bæreevne, og å foreslå og beskrive fundamenteringsmetode for prosjektet. Vi skal også foreta en vurdering av stabiliteten til utbyggingen både i byggefasen og i permanent situasjon. Dette innebærer at GEO Konsult AS skal delta spesielt aktivt i første del av byggeperioden, slik at eventuelle situasjoner og utfordringer raskt tas opp og løses fortløpende. Undertegnede har god erfaring med grunnforholdene i området fra kontroll av byggegrøper på flere prosjekter ikke langt unna. Vi vurderer derfor å ha god og tilfredsstillende oversikt og kunnskap om grunnforholdene på eiendommene spesielt, og i området generelt.

GEO Konsult AS har laget dette Notat 01 på generelt grunnlag, med bakgrunn i vår erfaring fra tilsvarende eiendommer, og med bakgrunn i de dokumenter vi har fått tilsendt fra vår oppdragsgiver samt innhentet fra egne arkiver. 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 også er et grunnlag for våre vurderinger og anbefalinger for fundamenteringen av tiltaket.

- Enkelt situasjonskart med enkel beskrivelse på bebyggelse.

#### B. Kontroller

Kontroll av grunnforholdene og forutsetninger for vår prosjektering beskrevet i dette Notat 01 og senere beskrivelser skal foretas som befaring på eiendommene i byggefasen, og ved oversendelse av bilder.

## 2. Grunnforhold

Den planlagte utbyggingen skal bygges på tre eiendommer som er tilnærmet helt flate, men faller meget slakt av ned mot Skienselva. Skienselva ligger øst for tiltaket, og terrenget faller av med en generell helning på  $< 1:50$  med et noe brattere område rett før Skienselven, der helningen er på ca.  $1:3$ . Boligene som bygges som rekkehus skal bygges i 2-3 etasjer med/uten kjeller, mens eventuelle boligblokker bygges i 4-6 etasjer inkl. P-kjeller i det nordvestre hjørnet av eiendommene. Ut fra mottatte tegninger og vurderinger av grunnforholdene, samt foretatt befaring på eiendommene, innebærer det at boligene etableres ned på middels fast til fast lagret grusig sand, mens boligblokkene bygges ned på undersprengt fjell. Vi forventer at det er liten til moderat dybde med løsmasser på fjell på det området der rekkehusene skal bygges, mens det for den delen av eiendommene der boligblokkene skal bygges ble registrert fjell i dagen flere steder under befaringsdagen den 17.10.2018. Vi har i forbindelse med utarbeidelsen av dette Notat 01 kontrollert grunnforholdene på eiendommene ut fra NGU sine løsmassekart og berggrunnskart, foretatt befaring og ut fra erfaring fra kontroller av utgravde byggegroper, samt ut fra grunnundersøkelser på tidligere prosjekter like i nærheten.

### A. Generelle NGU kartblad

Vi har i forbindelse med utarbeidelsen av dette Notat 01 kontrollert grunnforholdene i området ut fra NGU berggrunnskart og løsmassekart, samt NVE kvikkleirekart. Se Vedlegg E1 for et utsnitt av NGU løsmassekart, og Vedlegg E2 for et utsnitt av NVE kvikkleirekart.

Det er ikke dekning på NGU berggrunnskart for dette området, men vi anser at bergarten i området er av en type gneis. Deler av tiltaket vil komme i kontakt med fjell, da i den nordvestre delen av eiendommene.

I følge NGU løsmassekart er det elveavsetning på eiendommene og et stort område omkring, særlig i den nordre retningen. Utenfor området med elveavsetning er det definert marin strandavsetning like øst, sørøst, forvitret fjell like sørvest, mens det mot vest er definert et stort område med tynn og tykk havavsetning. Tykk og tynn havavsetning består primært av finkornet masse, som leire og silt. Normalt består tykk og tynn havavsetning av  $1,0 - 4,0$  m meget fast tørrskorpeleire over silt / leire til fjell, evt. med et tynt lag meget fast steinig leirig morene på fjell. Elveavsetning og marin strandavsetning består i hovedsak av sand og grus, men kan også inneholde en del større stein og blokker, samt siltig sand, mens forvitret fjell består som regel av et tynt dekke med løsmasser på forvitret fjell på fast fjell. Med bakgrunn i den informasjonen vi har innhentet og fått tilsendt, samt foretatt befaring på eiendommene anser vi at grunnforholdene på eiendommene består av et tynt dekke med jord og evt. fyllmasser  $< 0,5$  m på middels fast til fast lagret grusig sand  $< 5,0$  m på en overgang med middels fast lagret leirig siltig sand på mer siltig leire / leirig silt på fast fjell for det området hvor boligene bygges, og et tynt jord- og torvdekke  $< 0,5$  m på fast fjell for området hvor boligblokkene skal bygges.

Kart fra [www.skrednett.no](http://www.skrednett.no) viser at eiendommene ligger innenfor marin grense, men utenfor områder i Porsgrunn kommune som er definert med forekomster av kvikkleire. Nærmeste område er definert med faregrad middels / lav. Vi anser ut fra tidligere beskrivelse, og tilgjengelige grunnundersøkelser foretatt på nærliggende prosjekter at det ikke er hverken kvikkleire eller sprøbruddsmateriale på eiendommene og i området. Det kan i området være enkelte sjikt med sandig siltig leire / sandig leirig silt, noe som ved opptak av prøver ofte fremstår med egenskaper som kvikkleire eller med sprøbruddkarakter, men som pr. definisjon ikke er kvikkleire eller sprøbruddmateriale slik massene ligger i bakken. Vi som PRO geoteknikk skal under bygningsarbeid foreta kontroll av byggegroper for å sikre at grunnforholdene minimum er som forutsett.

## B. Befaring, prøvegraving og grunnundersøkelse

Det har i sammenheng med dette tiltaket ikke blitt foretatt hverken prøvegraving eller grunnundersøkelse på eiendommene som en del av utarbeidelsen av dette Notat 01. Vi har imidlertid foretatt en befaring på eiendommene, og på andre eiendommer like i nærheten av dette tiltaket. Befaringen på de aktuelle eiendommene ble foretatt den 17.10.2018. Det ble det registrert fjell i dagen flere steder i den nord - nordvestre delen av eiendommene, mens det ellers på eiendommene ble registrert rene sandmasser.

I tillegg til foretatt befaring på de aktuelle eiendommene kjenner vi grunnforholdene meget godt gjennom tilgjengelige grunnundersøkelser foretatt på tidligere prosjekter i nærområdet. I Vedlegg E3 og Vedlegg E4 har vi lagt ved ett utsnitt av to tilgjengelige grunnundersøkelser fra området. Grunnundersøkelsene dokumenterer at omrørt skjærstyrke er  $> 2,0$  kPa og sensitiviteten er lav til middels. Grunnundersøkelse vist i Vedlegg E3 er fra motsatt side av Skienselva, og ikke like aktuell som Vedlegg E4. Denne siste er fra en eiendom kun ca. 100-150 m sørvest for prosjektet i Fredbovegen. De beskrevne grunnundersøkelser, og spesielt Vedlegg E4, dokumenterer at det ikke er kvikkleire eller sprøbruddmateriale på denne avsetningen. I fbm. annet prosjekt skal vi meget snart foreta en ny grunnundersøkelse på eiendommen der Vedlegg E3 er tatt, da i fbm. et nytt tilbygg. Denne nye grunnundersøkelsen vil være tilgjengelig så snart undersøkelsen er foretatt og rapportert. Det skal i sammenheng med senere utgraving av byggegroper utføres kontroller som dokumenterer at grunnforholdene er som forutsatt. Dette for å dokumentere stedlige grunnforhold og for å foreta vurderinger av terreng med tanke på vurderingen av stabiliteten i området. Nedenfor er det vist noen bilder fra vår befaring på eiendommene den 17.10.2018.



Bilde 1. og 2. Viser områdene med registrert fjell i dagen.

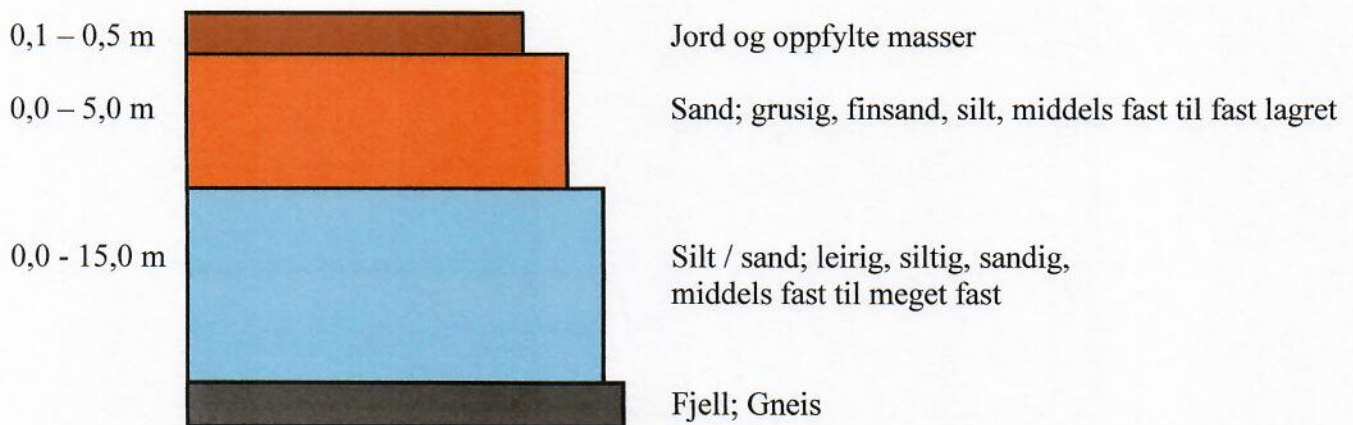


Bilde 3. og 4. Viser stedlige løsmasser av finsand i den øverste delen av undergrunnen.

## C. Konklusjon grunnforhold

Grunnforholdene på eiendommene anses som tilstrekkelig gode i relasjon til planlagt utbygging av 24 nye boenheter som rekkehus med 2-3 etasjer med/uten kjeller, og eventuelt boligblokker i 4-6 etasjer inkl. P-kjeller. Rekkehusene blir fundamentert grunt i forhold til dagens terreng, mens boligblokkene blir fundamentert noe ned i dagens terreng. Ut fra erfaring og registreringer er det lagvise avsetninger av ulike fraksjoner av sand, grus, silt og leire nedover, men med overvekt av sand og sandige løsmasser. Massene er middels fast lagret i toppen, og fastere i dybden. Dybde til fjell er vurdert som liten til moderat på eiendommene, og deler av tiltaket vil komme i kontakt med fjell. Stabiliteten til de stedlige massene vurderes som meget god, og massene vurderes som lite setningsømfintlige i forhold til aktuell belastning. Stedlige oppfylte masser skal vurderes fjernet fra byggegroppen før opparbeidelsen av fundamenter.

### Skisse 1 - grunnforhold



## 3. Generelt dimensjoneringsgrunnlag

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

### A. Faglitteratur

Vi har i hovedsak benyttet følgende litteratur i 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 7/2014 – sikkerhet mot kvikkleireskred
- Ulike NS-EN ISO standarder
- Ulik faglitteratur om geosynteter

### B. Prosjekteringsklasser

Vi benytter NS-EN-1997-1:2004+NA 2016, Eurokode 7 – Geoteknisk prosjektering som grunnlag for vurdering av geoteknisk kategori. Vi velger å benytte Geoteknisk kategori 2. Dette valg fremkommer ut fra følgende kriterier:

- Skadekonsekvens = meget alvorlig, og Vanskelighetsgrad = middels.

Grunnforholdene på stedet er middels fast til fast lagret grusig sand over middels fast til meget fast leirig sandig silt / siltig sandig leire til fjell, og stedvis fjell i dagen på eiendommene.

## **Pålitelighetsklasse – sikkerhetsklasse:**

Vi anser at prosjektet kan plasseres i pålitelighetsklasse 2, småhus som boliger med 2-3 etasjer med/uten kjelleretasje, samt blokkbebyggelse med 4-6 etasjer inkl. P-kjeller og kontrollerte grunnforhold.

## **Tiltaksklasse:**

Med utgangspunkt i beskrivelser og vurderinger over vil vi beskrive og vurdere at tiltaket skal plasseres i Tiltaksklasse 2. Grunnforholdene er kontrollerte og tilstrekkelig gode. Tiltaket er bygging av småhus som boliger med 2-3 etasjer med/uten kjelleretasje, samt blokkbebyggelse med 4-6 etasjer inkl. P-kjeller, og grunnforholdene er kontrollerte.

## **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 er dokumentert at det ikke er hverken kvikkleire eller sprøbruddmateriale på eiendommene, eller i de nære områder. Som vi har beskrevet kan dette tolkes og dokumenteres ut fra de tilgjengelige grunnundersøkelsene fra tidligere prosjekter i nærområdet, spesielt Vedlegg E4, foretatt befarings på eiendommene, erfaring fra området, og tilsendt og innhentet informasjon. Vi har på Vedlegg E3 og E4 lagt ved et utsnitt fra to grunnundersøkelser som er tatt like i nærheten av dette tiltaket. Resultatene fra begge grunnundersøkelsene tilsier at det ikke er hverken sprøbruddmateriale eller kvikkleire på eiendommene og i området, spesielt Vedlegg E4 som er tatt kun 100-150 m mot sørvest dokumenterer dette. Dette fordi definert sensitivitet er  $< 10$ , og omrørt skjærstyrke er  $> 2 \text{ kN/m}^2$ , da er det per definisjon ikke kvikkleire eller sprøbruddmateriale.

Men dersom vi skal foreta en vurdering så vil vi definere Tiltaksklasse K4 for tiltaket, og faregrad før utbygging = lav.

Med utgangspunkt i krav så skal det foretas en stabilitetsberegning som dokumenterer at sikkerhetsfaktoren før og etter tiltak er  $\geq 1,4$ . Terrenget har en helning slakere enn 1:50, og behov for utført dimensjonering og forventet sikkerhetsfaktor er kommentert og vurdert annet sted i dette Notat 01, og anses = OK, uten slik konkret dimensjonering.

Tiltak i Tiltakskategori K4 skal kontrolleres av uavhengig foretak. I denne sammenheng innebærer slik kontroll en systemkontroll som uavhengig kontroll PRO geoteknikk, samt uavhengig kontroll av UTF geoteknikk. Men siden grunnforholdene viser at det ikke er kvikkleire eller sprøbruddmateriale skal tiltaket kontrolleres i hht. valgt Tiltaksklasse, og ikke ut fra krav i NVE veileder og beskrevet Tiltakskategori. I tillegg til at denne prosjekteringen skal kontrolleres av et uavhengig foretak, har vi som PRO geoteknikk ansvarlig for prosjektet foretatt en sidemannskontroll av kollega, og anser dette som OK. Vi som firma har i tillegg definert et krav om at vi som PRO geoteknikk skal foreta kontroll av grunnforholdene ved utgraving av byggegroper, og vi skal foreta en uavhengig kontroll av utførelsen av de geotekniske løsningene, tilnærmet som en kontroll av UTF grunnarbeider, altså i praksis foreta en kontroll UTF geoteknikk.

Vi anser derfor våre kontroller tilfredsstillende krav til kontroll i hht. NVE veileder 7/2014 sett i lys av at vi mener det er dokumentert at det ikke er hverken kvikkleire eller sprøbruddmateriale som påvirker tiltaket.

## **C. Materialfaktor**

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

Materialfaktor =  $\gamma_m = 1,5$  benyttes i beregningene ut fra vurdering av:

- skadekonsekvens = meget alvorlig
- bruddsituasjon = nøytralt brudd

## D. Seismisk kontroll

Vi anser at utbyggingen skal kontrolleres for seismiske belastninger. Vi som PRO geoteknikk definerer seismisk Grunntype, og beregninger og beskrivelse av konsekvenser for konstruksjonene fra seismiske bevegelser og andre rystelser foretas av RIB – PRO konstruksjoner. Se senere vurdering.

## E. 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 / V220 – 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 som ønskelig eller nødvendig. Vi har foreløpig ikke ansett det nødvendig å foreta en beregning av eiendommens stabilitet, da stabiliteten på generelt grunnlag er vurdert som meget god og tilfredsstillende. Dersom stabilitetsberegninger av enkelte konstruksjoner på et senere stadium blir aktuelt vil vi benytte programmet ReSSA (3.0) til disse beregninger.

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.

## F. 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 bygningene i bruksgrensetilstanden i form av muligheten for setninger og deformasjoner å opptre, og bygningenes ømfintlighet for setninger. Vi anser derfor disse beregningsmetoder å tilfredsstillende kravene til dette prosjektet.

## G. Dreneringsforhold

Massene på eiendommene er middels faste til faste og vurdert som tørre ned til mer enn 5 m dybde, og overgang til fast sandig leirig silt / sandig siltig leire med innslag av sandige, siltige lag. Grunnvannstanden eller vannstanden er av oss vurdert å ligge nede i laget med sandig siltig leire / sandig leirig silt, eller dypt i dette laget. Det etableres vanlig drenering rundt alle fundamenter og ut av byggegropene. Overflatevann dreneres ned i grunnen, evt. renner av eiendommene og ut i terrenget, grunnet massenes dreneringsevne og terrenghelningen, samt grøfteløsninger. Vi anser derfor at dreneringsforholdene er meget gode og blir godt ivaretatt.

Overvannshåndteringen prosjekteres og beskrives av VA konsulent i den grad dette er nødvendig og krevd.

## H. Parametere for massene

Jordparametere for massene 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 =  $\phi' = 42^\circ$
- Attraksjon =  $a = 5 \text{ kN/m}^2$

Benytter følgende parametere for stedlig middels fast til fast lagret grusig siltig sand:

- Egenvekt =  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
- Friksjonsvinkel =  $\varphi' = 34^\circ$
- Attraksjon =  $a = 5 \text{ kN/m}^2$

## I. 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 har beskrevet bruk av fiberduk kl. 3 i bunnen av byggegropene og opp langs graveskråninger. Dette kan endres som følge av registreringer i utgravd byggegrop. Bruk av fiberduk avklares derfor fortløpende med PRO Geoteknikk. Det benyttes fiberduk mellom alle åpne og finstoffholdige masser. Det benyttes min. 0,5 m overlapp mellom rullbredder av 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 for boligene. Geonett benyttes også i alle øvrige pukkfundamenter. Typer geonett som kan brukes er: E'Grid 3030L, Tensar SSSA30, Polgrid BX3030L, Thrace TG3030L eller tilsvarende type geonett sammen med beskrevet fraksjon knust fjell. Ønskes andre typer geonett enn her beskrevet skal dette fremlegges for og godkjennes av PRO geoteknikk før dette tas i bruk. Det benyttes min. 0,5 m overlapp mellom rullbredder av geonett.

## 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 vil også ta hensyn til vurderingen av mulige setninger som følge av høy utnyttelsesgrad av massenes bæreevne, og vurderes sammen med tiltakets generelle ømfintlighet overfor opptredende setninger, ikke minst ujevne setninger. Tiltaket skal bygges med ringmur / grunnmur på sålefundamenter og gulv på grunn. Sålefundamentene og gulv på grunn etableres ned på et geonett armert pukkfundamentet for boligene, mens det for boligblokkene etableres ned på et tynt pukkfundament ned på undersprengt fjell.

## A. Parametere for massene og deres bæreevne

Parametere for tilført pukk / knust fjell, og massene i undergrunnen 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 bestemt ut fra generelle vurderinger. Vi har ikke mottatt en last- og fundamentplan for tiltaket, 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 fundament et sidetrykk på min. 0,3 m som representeres av overlagingstrykket utvendig eller innvendig fundament, det som er lavest.
- Knust fjell og stedlig fast lagret sand defineres som drenerte masser.
- Ruheten,  $r_b = 0,2$  for alle fundamenter
- Sålefundamenter med bredde,  $B = 0,4 \text{ m}$  som gir  $B_0 = 0,32 \text{ m}$ , og  $B = 1,0 \text{ m}$  som gir  $B_0 = 0,8 \text{ m}$ .

## Bæreevnen til tilført steinmasse og for knust fjell er:

- Egenvekt =  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
- Friksjonsvinkel =  $\varphi' = 42^\circ$
- Attraksjon =  $a = 5 \text{ kN/m}^2$
- Udrenert poreovertrykk = 0

Dette gir følgende bæreevneparametere:

- Materialfaktor = 1,5 som gir:  $\text{tg } \rho = 0,60$
- Ruhet,  $r_b = 0,2$  gir:
- $N_q = 16,0$
- $N_\gamma = 17,0$
- Overlagringshøyde =  $z = 0,3 \text{ m}$

Dette gir følgende bæreevne for sålefundamenter på knust fjell for fundamentbredde 0,4 m:

- Bæreevnen =  $\sigma_v = 16 \times (19 \times 0,3 + 5) + 0,5 \times 17 \times 19 \times 0,32 - 5 = 171 + 52 - 5 = 218 \text{ kN/m}^2$
- Dette gir en kapasitet på sålefundamentene = ca. 70 kN/m fundament på laget av pukk / singel.

Dette gir følgende bæreevne for sålefundamenter på knust fjell for fundamentbredde 1,0 m:

- Bæreevnen =  $\sigma_v = 16 \times (19 \times 0,3 + 5) + 0,5 \times 17 \times 19 \times 0,8 - 5 = 171 + 129 - 5 = 295 \text{ kN/m}^2$
- Dette gir en kapasitet på sålefundamentene = ca. 236 kN/m fundament på laget av pukk / singel.

## Bæreevnen til stedlig middels fast til fast lagret grusig siltig sand er:

- Egenvekt =  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
- Friksjonsvinkel =  $\varphi' = 34^\circ$
- Attraksjon =  $a = 5 \text{ kN/m}^2$
- Udrenert poreovertrykk = 0

Dette gir følgende bæreevneparametere:

- Materialfaktor = 1,5 som gir:  $\text{tg } \rho = 0,45$
- Ruhet,  $r_b = 0,2$  gir:
- $N_q = 8,0$
- $N_\gamma = 6,0$
- Overlagringshøyde med min. 300 mm knust fjell i fundamentet gir  $z = 0,6 \text{ m}$

Dette gir følgende bæreevne til fast lagret sand med pukkfundament, for fundament med  $B = 0,4 \text{ m}$ :

- Bæreevnen =  $\sigma_v = 8,0 \times (19 \times 0,6 + 5) + 0,5 \times 6,0 \times 18 \times 0,32 - 5 = 131 + 17 - 5 = 143 \text{ kN/m}^2$
- Av hensyn til mulighet for setninger ønsker vi å begrense bæreevnen til =  $\sigma_d = 125 \text{ kN/m}^2$
- Dette gir en kapasitet på sålefundamentene = ca. 90 kN/m for laget av sand.
- Dette ved å regne spredning i pukkfundamentet = 1,5:1, gir flate =  $0,32 + 2 \times 0,2 = 0,72 \text{ m}$

## Bæreevnen til Glasopor skumglass 10-60 mm er:

- Egenvekt =  $\gamma = 3 \text{ kN/m}^3$
- Friksjonsvinkel =  $\varphi' = 38^\circ$
- Attraksjon =  $a = 0 \text{ kN/m}^2$

Dette gir følgende bæreevne for sålefundamenter på Glasopor skumglass:

- Bæreevnen =  $\sigma_v = 120 \text{ kN/m}^2$  som begrenses av nedknusningen av enkeltkorn i massen.
- Dette gir en kapasitet på plate på mark fundamentene = ca. 134 kN/m fundament.
- Regner lastspredning i pukkfundamentet, 2 lag geonett = 1:1, gir flate =  $0,32 + 2 \times 0,4:1 = 1,12 \text{ m}$ .



## B. Konklusjon bæreevne:

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. Vurdering av fundamenteringsmetode og benyttede bæreevner er imidlertid sterkt avhengig av vurderingen av setningsfaren i lagene med stedlig sand og siltig sand. Vi ønsker derfor ikke å øke belastningen ned på de stedlige massene i særlig grad utover det som her er oppgitt. Justering av dette kan bli aktuelt ut fra erfaringer og registreringer på senere utgraving av byggegroppen, eller med utgangspunkt i vurderinger av senere fremlagte konkrete last- og fundamentplaner.

## C. Kontroll av fundamentene

Vi har foreløpig ikke mottatt konkret og endelig last- og fundamentplan for den planlagte bebyggelsen, og har derfor foreløpig ikke foretatt en endelig og godkjent kontroll av slik last- og fundamentplan. En slik plan bør foreligge og være godkjent før oppstart av byggearbeidene.

## 5. Forslag til fundamentering

Grunnforholdene anses og vurderes som gode og tilfredsstillende, og vi kan anbefale bruk av ringmur på sålefundamenter og gulv på grunn. Boligene etableres ned på et geonett armert pukkfundament på stedlige masser av sand / grusig sand. Det etableres et sålefundament med bredde = min. 400 mm som grunnmur og bærevegger monteres på, sentrisk på den 400 mm bredde. Det etableres betongfundamenter under eventuelle søylelaste og indre bærevegger som forsterket betongdekke. Boligblokkene etableres ned på et tynt pukkfundament ned på forkilt undersprengt fjell. Sålefundamentene for boligblokkene etableres på samme måte som for boligene men med bredde = min. 1000 mm.

Som beskrevet over kan vi ut fra beskrevne forutsetninger og vurderinger anbefale bruk av direktefundamentering. Dersom en slik løsning skal benyttes må utgraving og opparbeidelse av et fundament for bygningene utføres som beskrevet nedenfor. Vi anser at vi skal foreta en kontroll av grunnforholdene når byggegroppene graves ut.

Direktefundamentering er imidlertid underlagt visse forutsetninger som:

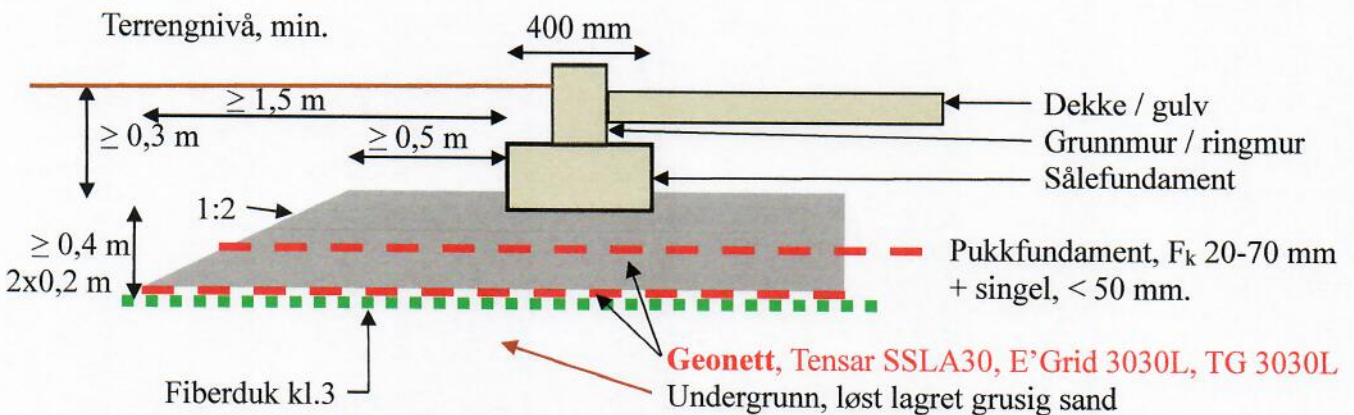
- PRO geoteknikk skal kontrollere og godkjenne utgravd undergrunn i byggegroppen.
- Undergrunnen i utgravd byggegropp komprimeres med tungt vibrouststyr / vibrovals, og setningene pr. overfart registreres og tegnes opp.
- Geonett brukes som armering av lagene med knust fjell for å låse opp massene og dermed for å øke konstruksjonens lastfordeling ned mot undergrunnen for de områdene med stedlige løsmasser av sand, grus og silt.
- Bruk av geonett og knust fjell skal etableres med så stor bredde på utsiden av ytterkant stripefundament som vist på Skisse 2 nedenfor, og brukes i hele byggegroppen. Vi anser også at bruk av løsning på Skisse 5 er aktuell, der tykkelse på lag med Glasopor skumglass foreløpig er definert med tykkelse ca. 0,5 m for å redusere vekt på undergrunnen, og dermed for å etablere en vektkompensert fundamentering. Lettere konstruksjoner og rekkehus med kjeller kan ved vurdering benytte 1 lag geonett som vist på Skisse 3 nedenfor.
- Fundamentering av boligblokkene etableres ned på et tynt pukkfundament ned på komprimert forkilt undersprengt fjell som vist på Skisse 4 nedenfor.
- Senere kontrollbefaring ved utført prøvegraving eller oppgravd byggegropp, evt. informasjon fra last- og fundamentplan, kan medføre endringer eller justeringen av beskrevet forslag til fundamentering. Vi anser imidlertid slike justeringer som minimale.
- Alle masser skal komprimeres til minimum Normal komprimering i henhold til NS 3458 – Komprimering.

## A. Direktefundamentering

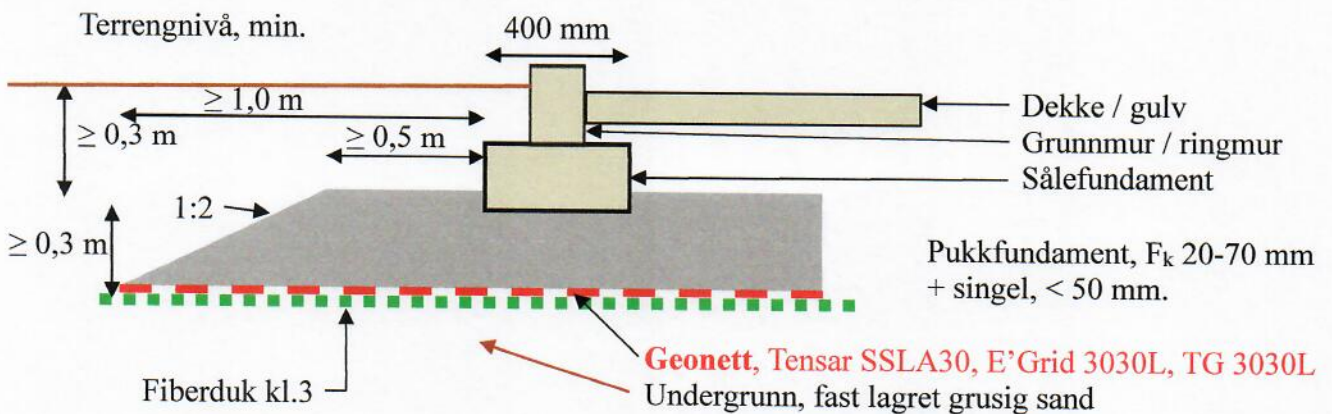
Nedenfor har vi laget prinsippsskisser som skal benyttes for fundamenteringen av ringmur / grunnmur på sålefundamenter etablert ned på et pukkfundament med enten 1 eller 2 lag geonett på stedlige løsmasser, samt for fundamenteringen av grunnmur på sålefundamenter etablert ned på et tynt pukkfundament ned på komprimert forkilt undersprengt fjell.

Vi forutsetter altså foreløpig og med utgangspunkt i innhentet informasjon og fra registreringer på tidligere befaringer at rekkehusene fundamenteres på løsmasser ved bruk av løsning på Skisse 2, og at boligblokkene fundamenteres på forkilt undersprengt fjell ved bruk av løsningen på Skisse 4. Dersom det viser seg at massene i utgravd byggegrop er relativt bedre enn forutsatt, samt lettere konstruksjoner, kan det bli aktuelt å benytte fundamentering som vist på Skisse 3 med 1 lag geonett. Dette avgjøres ut fra registreringer og vurderinger i utgravde byggegrop ved senere befaring.

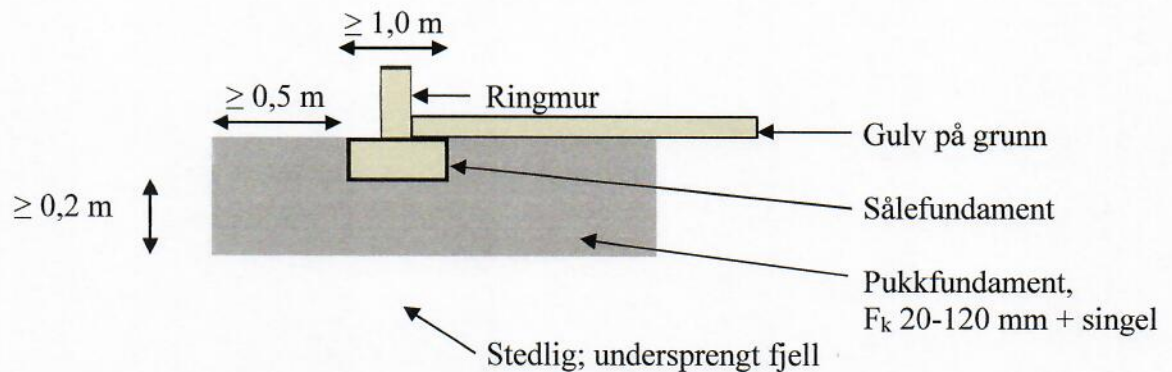
**Skisse 2 - Prinsippskisse for fundamenteringen, 2 lag geonett på stedlige masser.**



**Skisse 3 - Prinsippskisse for fundamenteringen, 1 lag geonett på stedlige masser.**



## Skisse 4 - Prinsippskisse for fundamenteringen – pukkfundament på undersprengt fjell:



### B. Vektkompensert fundamentering

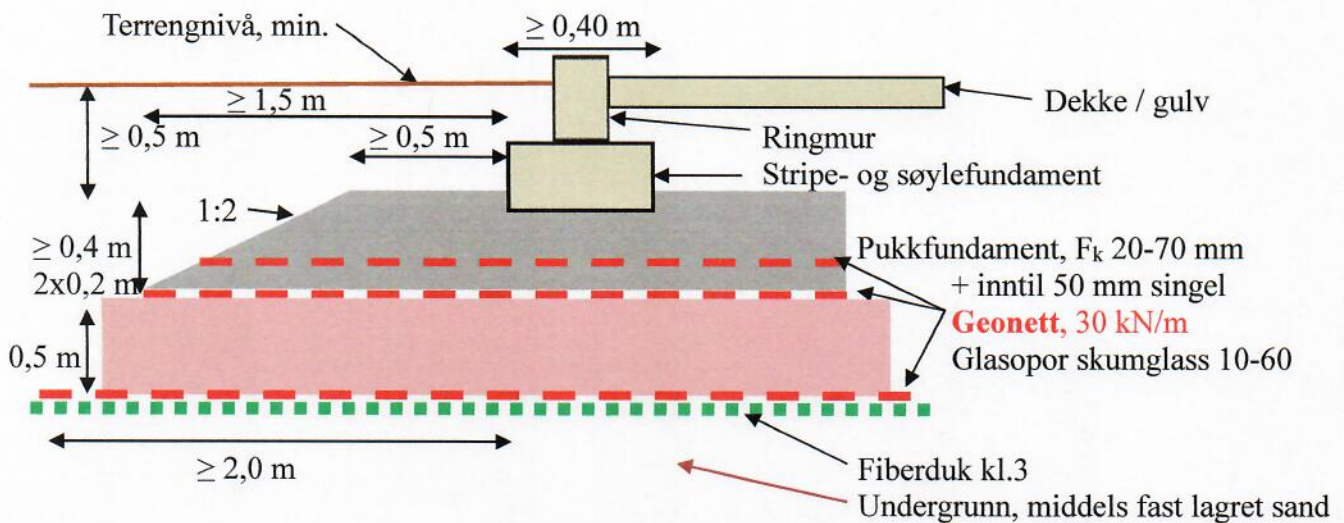
Som beskrevet over kan vi ut fra beskrevne forutsetninger og vurderinger også anbefale bruk av vektkompensert fundamentering, for å unngå å belaste terrenget mer enn i dag. Da vil stabiliteten til eiendommene forbli som i dag, og ytterligere tiltak og undersøkelser er unødvendig, dersom krav til slike tiltak skulle fremlegges. Laget med skumglass er generelt foreløpig og ut fra erfaring definert til ca. 0,5 m. Slik løsning innebærer en øket sikkerhet mot setningsutvikling nedover i dybden, men innebærer samtidig en økning av anleggskostnadene. Omfanget av en slik løsning skal endelig bestemmes ut fra registreringer på befaring ved utgraving av byggegrop. Der det graves av masser i byggegropen i fht. dagens terrengnivå er ytterligere vektkompensering ikke nødvendig.

Nedenfor har vi beskrevet noen forutsetninger for opparbeidet konstruksjon, og vi har laget en prinsippskisse som skal benyttes for fundamenteringen av ringmur på stripe- og søylefundament og gulv på grunn. Prinsippskissen gjelder også for ringmur på betongplate på mark på beskrevet geonett armert pukkfundament + Glasopor, som vist på Skisse 5.

Vektkompensert fundamentering er imidlertid underlagt visse forutsetninger som:

- PRO geoteknikk skal kontrollere og godkjenne utgravd undergrunn i byggegropen. Alle urene og jordholdige masser skal graves vekk.
- Undergrunnen i utgravd byggegrop komprimeres med tungt vibroustyr / vibrovals, og setningene pr. overfart registreres og tegnes opp.
- Glasopor skumglass benyttes som lett fyllmasse for å oppnå nødvendig vektkompensasjon. Vi har foreløpig beskrevet en tykkelse = 0,5 m for laget med skumglass 10-60 mm. Dette laget kan jo bli tykkere eller tynnere, noe registreringer av massene ved utgravingen avgjør.
- Geonett brukes som armering av lagene med skumglass og knust fjell for å låse opp massene og for å øke konstruksjonens lastfordeling ned mot undergrunnen.
- Bruk av geonett og skumglass / knust fjell skal etableres med så stor bredde på utsiden av ytterkant stripefundament som vist på Skisse 5, og brukes i hele byggegropen, men tykkelser og lag med geonett reduseres mot sør.
- Senere kontrollbefaring ved utført prøvegraving eller oppgravd byggegrop, evt. informasjon fra last- og fundamentplan, kan medføre endringer eller justeringen av beskrevet forslag til fundamentering. Vi anser imidlertid slike justeringer som minimale.
- Alle masser skal komprimeres til minimum Normal komprimering i henhold til NS 3458 – Komprimering.

## Skisse 5 - Prinsippskisse for fundamentering – lag med skumglass:



### Krav til masser og produkter

Vi har på skissene over beskrevet bruk av knust fjell fraksjon F<sub>k</sub> 20-70 mm ved bruk av geonett. 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, og har en fraksjon som gir optimal forkiling ned i geonettet. Alternative og lokale fraksjoner kan derfor være aktuelle å benytte, evt. blanding av 2 forskjellige fraksjoner. Lagtykkelsen vil delvis avhenge av fraksjon på massen. Ønsket fraksjon skal fremlegges for og godkjennes av PRO geoteknikk før innkjøp og bruk.

Det er viktig at det benyttes riktig type geonett, stivt ekstrudert geonett med 4-kant ruter. Typer som kan benyttes er Tensar SSLA30, E'Grid 3030L, Thrace TG 3030L, Polgrid BX3030L, A-Grid B3030L (Ahlseil) eller tilsvarende typer. Ønskes andre typer benyttet skal dette avklares med PRO geoteknikk.

### C. Krav til byggegrop og fundamentering

Byggegroppene etableres som en jevn flate med fall ut av byggegropene mest sannsynlig mot der VA grøft etableres, evt. mot naturlig drenering, evt. som horisontale plan om det er gode drenerende masser i bunn byggegropene. Drensrør legges så dypt ned mot undergrunnen som mulig. Fiberduken skal ligge i bunnen av hele byggegropen og opp langs graveskråninger, for så å ligge oppå tilbakefylling før påføring av finstoffholdig masse evt. andre typer masse. Byggegroppen skal etableres ca. 1,0 m utenfor ytterkant fundament for grunnmur, eller som beskrevet på skissene, slik at det geonett armerte pukkfundamentet får tilstrekkelig bredde. Geonettet skal ligge plant og stramt oppå fiberduken i bunnen av pukkfundamentet.

Utgravd byggegrop skal komprimeres meget godt før utlegging av fiberduk etc. Dette for å ta ut evt. setninger i øvre noe løsere lagret sand. Dette behovet avklares på senere befarings.

### D. Grunnbrudd og setninger

Dersom fundamentene ikke overbelastes i forhold til her oppgitte bæreevneverdier, begrensninger og forutsetninger vil massene i området ha så god styrke og stabilitet at grunnbrudd i boligens fundamenter ikke skal kunne oppstå eller forekomme. Dette pga at tilleggslastene ned på undergrunnen fra tiltaket er relativt beskjedne og undergrunnen har relativt god styrke og stabilitet. Massenes bæreevner må imidlertid ikke overskrides. For øvrig er området omkring bebyggt med boliger som har stått på tilsvarende masser over lang tid uten å få synlige skader.

Boligene etableres noe ned i opprinnelig terreng, noe som innebærer en avlastning av terrenget, og som igjen gjør at bygningene ikke innebærer en tilførsel av tilleggslaster. Det er imidlertid svært viktig at fundamenteringen ikke etableres ned på jord eller andre fyllmasser, eller på tidligere oppgravde og tilbakefylte stedlige masser, og heller ikke på andre svakere masser. Vi anser derfor muligheten for at det oppstår skadelige og relevante setninger i de planlagte boligene som minimal. Største faren er bevegelse i sålefundamentene dersom avrettingen med singel oppå steinmasser foretas med for stor lagtykkelse, eller om masser i oppfylling ikke komprimeres tilfredsstillende.

## 6. Stabiliteten til tiltaket

Dette kapittel omfatter og beskriver de vurderinger og beskrivelser som er foretatt i forhold til stabiliteten til eiendommene slik den fremstår i dag og som fremtidig utbygd.

Eiendommene på Fredbovegen med Gnr. / Bnr. – 121 / 46 + 185 + 1838 i Porsgrunn kommune ligger på et område som er tilnærmet helt flatt med en meget slak helning ned mot Skienselva øst for tiltaket. Terrenget generelt har en slak helning på  $< 1:50$ , med det er et noe brattere parti nede ved Skienselva der helningen er ca  $1:3$ . Helningen på terrenget totalt sett er allikevel ikke brattere enn  $1:50$  tatt ut fra kart med koter. Dette er slakere enn det som utløser vurdering av spesielle tiltak, selv for områder med definert kvikkleire.

Området med boliger ligger på et tilnærmet helt flatt område med en meget slak terrenghelning ned mot Skienselva. De planlagte rekkehusene blir plassert så vidt ned i terrenget, mens boligblokkene etableres noe dypere, og på undersprengt fjell. Dette innebærer at stabiliteten til tiltaket blir tilnærmet som stabiliteten i dag, eller kun marginalt lavere. Dette pga at fremtidig belastning eller vekt blir tilnærmet som dagens, siden tiltaket innebærer at noen masser kjøres bort og bygningene får kun 2 etasjer i lette materialer. Tiltaket tilsvare kun vekten av ca.  $0,5 - 1,0$  m masse, og fundamentene står ca.  $0,5$  m under terrengnivå. Dersom ytterligere vektreduksjon kreves vil den planlagte bebyggelsen bli fundamentert ved bruk av vektkompensert fundamentering ved bruk av Glasopor skumglass. Bygges boligene med kjeller blir tiltaket  $100\%$  vektkompensert.

Massene på stedet er dokumentert gjennom innhentet informasjon, erfaring og opplysninger fra utførte grunnundersøkelser i området, og fra kontroller på tidligere prosjekter i nærområdene, samt foretatt befarings på eiendommen. Stedlige opprinnelige grunnforhold er derfor så godt som dokumentert som et ca.  $0,5$  m tykt dekke med jord og evt. fyllmasser  $< 0,5$  m over  $< 5,0$  m middels fast til fast lagret grusig sand på en overgang med middels fast lagret leirig siltig sand på mer siltig leire / leirig silt  $> 10$  m på fast fjell, evt. meget fast leirig steinig morene på fjell. Dybde til fjell er vurdert som liten til moderat. Grunnvannstanden eller masser med særlig fuktinnhold ligger lavt, og nede i laget med siltig leire eller nede i fjellet. Slik grunnforholdene på eiendommene er dokumentert anser vi det som avklart at det ikke er fare for hverken kvikkleire eller sprøbruddmateriale på eiendommene. Men vi kan ikke utelukke at det stedvis på eiendommene kan ligge tidligere oppgravde og utfylte masser oppå beskrevet opprinnelig undergrunn. Dette vil senere utgraving av byggegropene dokumentere, og tiltak avklares.

Grunnundersøkelsen i Melkevegen 4 ca.  $100-150$  m sørvest har avdekket at sensitiviteten til massene var  $< 10$ , og at den omrørte skjærfastheten var  $> 2,0$  kN/m<sup>2</sup>. Dette dokumenterer at det ikke er kvikkleire eller sprøbruddmateriale i området. Med en helning på terrenget = ca.  $1:20$  eller slakere, og liten tilført overflatelast fra boligene, vil vi ut fra erfaring anse at sikkerhetsfaktoren for mulige glideflater og glidesirkler er betydelig  $> 1,4$  som er kravet. Dette anser vi avklart uten å foreta en konkret dimensjonering.

## 7. Stabilitet til terrengformasjoner

Dette kapittel 7 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

Permanente skråninger skal ikke etableres brattere enn med en skråningshelning = 1:3 eller slakere ved bruk av de stedlige massene og tilført jord. Ved bruk av mer stabile masser kan skråninger etableres med en helning = 1:2 eller slakere. Masser i skråninger og oppfyllinger av terrenget skal komprimeres til minimum Lett komprimering i hht NS 3458 – Komprimering.

### B. Graveskråninger

Det vil bli aktuelt med graveskråninger av liten betydning i byggegropene. Graveskråningene vil få en maksimal høyde,  $H = \text{ca. } 0,5 - 3,0 \text{ m}$ . Slike graveskråninger etableres i middels fast til meget fast lagret sand, og kan etableres med helning ca. 1:1 eller slakere. Dette avklares og avtales med PRO geoteknikk ved utgraving av byggegropene. Stabiliseringstiltak for bratte graveskråninger kan bli aktuelt. Hvilke tiltak kommer vi tilbake til, men vi vurderer foreløpig at slike stabiliserende tiltak blir moderate i omfang.

### C. Støttemurer

Det er på mottatte situasjonskart ikke beskrevet bruk av støttemurer, men dette kan bli aktuelt senere i prosessen. Bygges støttemurer i armert betong skal disse prosjekteres og beskrives av PRO betongkonstruksjoner med mulig innspill om jordtrykk fra PRO geoteknikk. Vi som PRO geoteknikk foretar dimensjonering og beskrivelse av jordarmerte støttemurer og ulike typer blokkmur i den grad dette blir aktuelt. 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, se tidligere omtalt.

### D. Kjøre- og parkeringsareal

Det skal etableres nye kjøre- og parkeringsarealer på eiendommene. Deler av dette arealet vil også kunne bli fundament for boder, garasjer eller andre lette konstruksjoner. Slike arealer blir tungt belastet i anleggsfasen. Slike arealer skal derfor bygges med et solid fundament. Vi anbefaler derfor at fundamentet for kjøre- og parkeringsarealer etableres med fiberduk kl. 3 + geonett 30/30 kN/m (som i pukkfundamentet) + min. 30-35 cm knust fjell Fk 20-70 mm eller tilsv. Tykkelse på forsterkningslaget vurderes og avklares på senere befaring på eiendommene. Type bærelag og dekke er foreløpig ikke beskrevet da vi ikke har opplysninger om type dekke slike arealer skal etableres med.

## 8. Konklusjoner

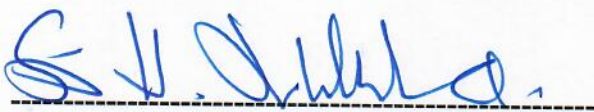
Vi har blitt kontaktet av Fredbovegen Boligutvikling AS i forbindelse med utbyggingen av tre eiendommer i Fredbovegen i Porsgrunn kommune. Eiendommene som skal bebygges har Gnr. / Bnr. – 121 / 46+185+1838 i Porsgrunn kommune. Tiltaket gjelder bygging av 24 boenheter som skal bygges som rekkehus, evt. bygging av lave boligblokker på den nordvestre delen av eiendommen. Den planlagte bebyggelsen skal bygges på en ubebygde eiendom, samt på to bebygde eiendommer, der eksisterende boliger er planlagt revet for å gjøre plass til den nye bebyggelsen. Konkrete planer for hva som skal bygges er ennå ikke fremlagt, men utbygger har opplyst om at planene er at rekkehusene bygges i 2-3 etasjer med/uten kjeller, og eventuelle boligblokker bygges i 4-6 etasjer inkl. P-kjeller. Terrenget på eiendommene, og de nære områdene er tilnærmet helt flatt, kun med mindre høydeforskjeller i forbindelse med infrastrukturen i området. Terrenget på eiendommene, og primært i nærområdet utenfor eiendommene har en generell helning på  $< 1:50$  ned mot Skienselven.

GEO Konsult AS er engasjert som geoteknisk ansvarlig på prosjektet, og derfor fått i oppdrag å vurdere grunnforholdene på eiendommene og å foreslå fundamenteringsmetode på prosjektet, inklusive kjørearealer på eiendommene. Oppdraget reguleres og godtgjøres i hht. NS8402 – rådgivning etter medgått tid. Dette innebærer at vi skal vurdere grunnforholdene på eiendommene, vurdere massenes bæreevne, og å foreslå og beskrive fundamenteringsmetode for prosjektet. Vi skal også foreta en vurdering av stabiliteten til utbyggingen både i byggefasen og i permanent situasjon. Dette innebærer at GEO Konsult AS skal delta spesielt aktivt i første del av byggeperioden, slik at eventuelle situasjoner og utfordringer raskt tas opp og løses fortløpende. Undertegnede har god erfaring med grunnforholdene i området fra kontroll av byggegrøper på flere prosjekter ikke langt unna. 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 den planlagte bebyggelsen kan bygges som planlagt og beskrevet ved bruk av direktefundamentering ned på et geonett armert pukkfundament på stedlig stabil middels fast til meget fast lagret sand for rekkehusene, og ned på et tynt pukkfundament ned på forkilt undersprengt fjell for boligblokkene. Stabiliteten til den planlagte bebyggelsen er tilfredsstillende dersom de her beskrevne løsninger og detaljer benyttes, og dersom undergrunnens bæreevne ikke overskrides.

Det er viktig at UTF grunnarbeider mottar dette Notat 01, og at UTF grunnarbeider eller utbygger tar kontakt med undertegnede om uforutsette ting oppstår, eller om justeringer ønskes.

Bærum, 29-10-2018



Stein H. Stokkebø, Sivilingeniør – geoteknikk

Sidemannskontroll:



Magnus Nilssen, Ing. – geoteknikk/bygg

Mellomskarva 7 – 1350 Lommedalen  
GEO Konsult AS