

Helse Bergen HF

► 573 Parkhjørnet - Geoteknisk detaljprosjektering

Prosjekteringsrapport

Oppdragsnr.: 5190180 Dokumentnr.: 5190180-RIG-07 Versjon: 2 Dato: 2021-01-08



Oppdragsgiver: Helse Bergen HF
Oppdragsgivers kontaktperson: Jens Bacher Eikevik
Rådgiver: Norconsult AS, Klæbuveien 127 B, NO-7031 Trondheim
Oppdragsleder: Christofer Klevsjø
Fagansvarlig: Arne Engen
Saksbehandler: Egil A. Behrens

Sammendrag

Denne rapporten oppsummerer på et overordnet nivå de geotekniske vurderingene utført i detaljprosjektfasen for ny sterilsentral / vaskehall Parkhjørnet ved Haukeland universitetssykehus i Bergen. Bygget planlegges fundamentert dypt, og bygges tett inn mot eksisterende bygg som er fundamentert grunnere. Detaljprosjektet har tatt utgangspunkt i revidert forprosjekt sommer-høst 2020.

Det planlegges oppstøtting av nabobygg ved hjelp av boret rørvegg rundt byggegropen. Det benyttes stålrør med ytterdiameter Ø273 mm og stålkvalitet S355, som støpes ut med betong. Stedvis støpes det inn stålbjelke HEB160 for å øke stivheten ytterligere. Mesteparten av rørveggen stives av med 1 stagnivå. I en seksjon er det behov for 2 stagnivå for å begrense deformasjon på nabobygg, mens det ikke er behov for staging mot Sentralblokka.

Nytt bygg planlegges direktefundamentert i original grunn, som består av faste løsmasser av silt, sand og grus. Stedvis kan det bli behov for noe pigging av fjell og fundamentering på pukpute over fjell for å oppnå en tilstrekkelig jevn fundamentering. Bygget har 2 kjelleretasjer, der nederste kjelleretasje er inntrukket. Nederste kjelleretasje ligger under grunnvannsnivået.

2	2021-01-08	Ferdig rapport	Egil A. Behrens	Christofer Klevsjø og Arne Engen	Christofer Klevsjø
1	2020-12-10	Tilnærmet ferdig rapport - for RIBs gjennomsyn	Egil A. Behrens	Christofer Klevsjø	Christofer Klevsjø
Versjon	Dato	Beskrivelse	Utarbeidet	Fagkontrollert	Godkjent

Dette dokumentet er utarbeidet av Norconsult AS som del av det oppdraget som dokumentet omhandler. Opphavsretten tilhører Norconsult AS. Dokumentet må bare benyttes til det formål som oppdragsavtalen beskriver. Forsidebildet er laget av Nordplan, som er ARK i prosjektet.

► Innhold

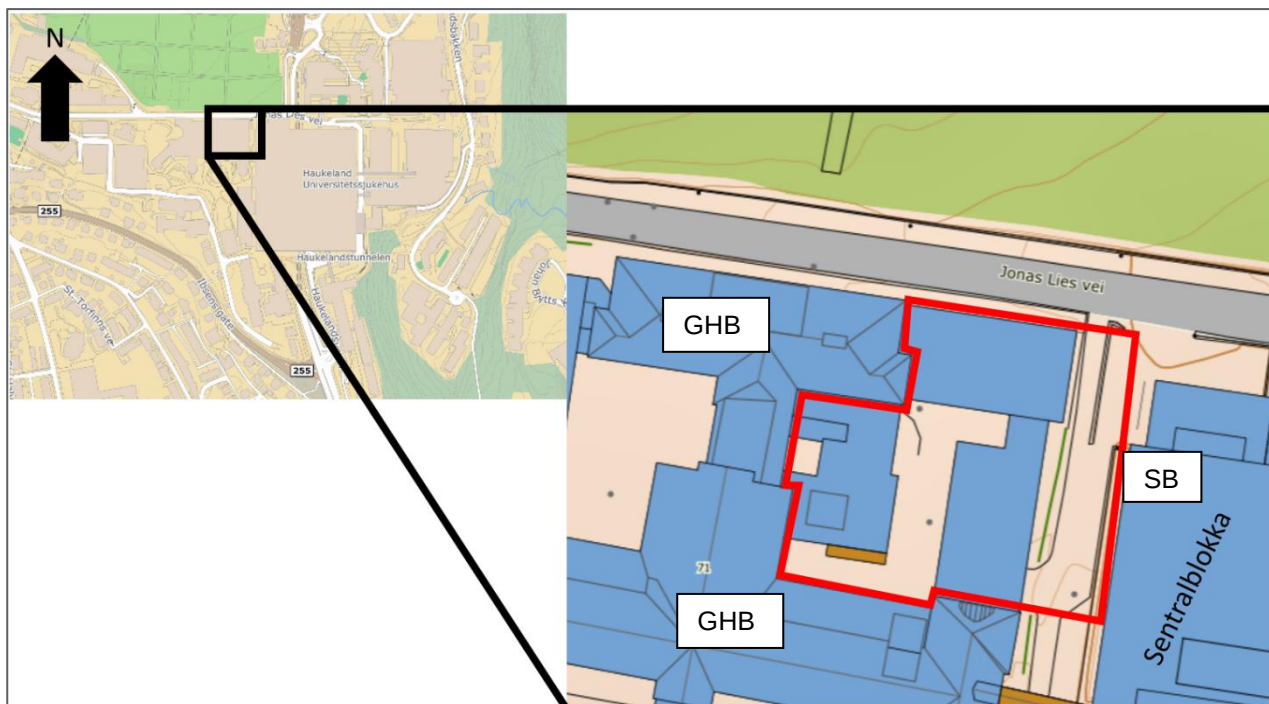
1	Innledning	5
2	Grunnforhold	7
2.1	Terreng og grunnforhold – løsmasser	7
2.2	Berggrunn	7
2.3	Vannstand	8
2.4	Seismikk	9
3	Myndighetskrav og klassifisering	11
3.1	Klassifisering iht. regelverk og prosjekteringsstandarder	11
3.2	Sikkerhetskrav – materialfaktorer for løsmasser	12
3.3	Materialparametere (vekt, styrke og stivhet)	12
3.4	Laster	12
3.5	Forutsetninger / krav til største deformasjoner	13
3.6	Sikkerhet mot naturpåkjenninger (flom, stormflo, ras)	13
4	Dimensjonering av rørvegg	14
4.1	Rørvegg – permanent eller midlertidig	14
4.2	Beregningsverktøy og beregningsmetodikk	14
4.3	Vannstand og vannstrømning	14
4.4	Kritiske snitt	15
4.5	Resultater	16
4.5.1	<i>Rørvegg mot JLV</i>	16
4.5.2	<i>Rørvegg mot GHB</i>	16
4.5.3	<i>Rørvegg mot SB</i>	17
4.5.4	<i>Stagkrefter, lengder, med videre</i>	17
4.6	Hensiktsmessig røravstand og rørdiameter	18
4.7	Avstivning	18
4.8	Isolering av rørvegg	19
4.9	Oppbygning / rekkefølger	19
5	Fundamentering	20
5.1	Fundamenteringsprinsipp	20
5.2	Fundamentering – generelle anvisninger	20
5.3	Stabilitet av graveplanum	20
5.4	Eventuelle sprengningsarbeider (undersprengning)	20
5.5	Bæreevne og setninger – tillatt grunntrykk i løsmasser	21
5.6	Tillatt grunntrykk ved fundamentering direkte på fjell	23
5.7	Tilbakefylling – jordtrykk	23
6	Plan for kontroll og oppfølging	25
6.1	Kontroll av prosjektering	25

6.2	Tilstandsvurdering og overvåkning av nabobygg	25
6.3	Oppfølging i byggefase	26
7	HMS / SHA og restrisiko	29
8	Tegningsoversikt	29
9	Referanser	30

1 Innledning

Helse Bergen planlegger bygging av ny sterilsentral / vaskehall ved Haukeland universitetssykehus i Bergen. Planlagt bygg/tomt benevnes Parkhjørnet og planlegges med 2 kjelleretasjer og 4 etasjer over bakken. Norconsult er engasjert for geoteknisk prosjektering av planlagt bygg og arbeider i forbindelse med byggegroppen.

Sterilsentralen planlegges fundamentert dypt, og bygges tett inn mot eksisterende bygg som er fundamentert grunnere. Et oversiktskart er gitt i Figur 1. Tilgrensende bygg er blant annet Gamle Hovedbygg (GHB), som er et vernet bygg, og Sentralblokken (SB). Det er spesielt viktig at prosjektert utgravning ikke gir uønskede deformasjoner på GHB.



Figur 1: Oversiktskart. Prosjektområdet er omtrentlig avmerket med rødt på bilde til høyre.

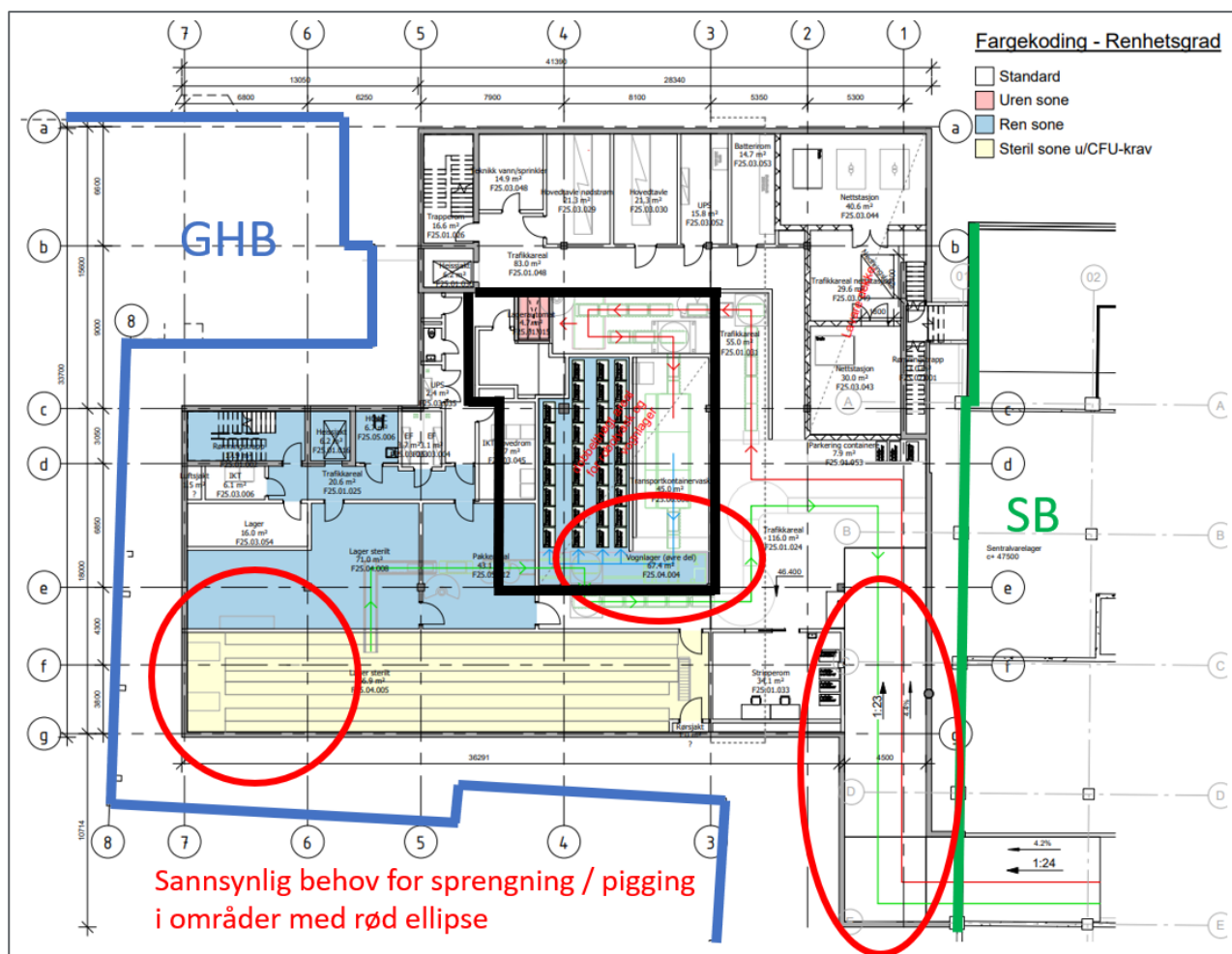
Vi har vært involvert i skisseprosjektfase og forprosjektfase for utbyggingen. Våre rapporter og notater i forbindelse med disse tidligere fasene er listet under:

- Datarapport grunnundersøkelser: RIG-01
- Skisseprosjektvurdering: RIG-02
- Forprosjekt – GHB: RIG-03
- Forprosjekt – SB og JLV (Jonas Lies vei): RIG-04
- Forprosjekt – sammenstilt: RIG-05
- Revidert forprosjekt: RIG-06

Detaljprosjekteringen baserer seg på revidert forprosjekt. Hensikten med denne rapporten er å oppsummere de geotekniske vurderingene som er gjort i forbindelse med den endelige planen for nytt bygg og tilhørende byggegropp. Rapporten danner grunnlag for arbeidstegninger og teknisk mengdebeskrivelse. Den er, sammen med andre dokumenter, grunnlag for uavhengig og utvidet kontroll av prosjektering.

I forbindelse med skisseprosjektet og første del av forprosjektet ble oppstøtting av nabobygg med jetpeler vurdert som alternativ til boret rørvegg. Jetpeler kunne være særlig aktuelt for oppstøtting av GHB. For byggegropen som helhet har vi vurdert at boret rørvegg er mest hensiktsmessig.

I september 2020 utførte Sartor maskin prøveboring av rør til rørvegg, for kartlegging av støy- og rystelsesforhold i forbindelse med det reviderte forprosjektet. Sweco Norge gjorde støymålinger under arbeidene for å kartlegge støyutfordringer som kan ventes i anleggsfasen. Rørboringen ga et relativt høyt støynivå i nærliggende rom med vindu mot anleggsområdet, omtrent 51-55 dB. Normal grenseverdi er <45 dB. Målinger i nærliggende rom som ikke ligger direkte mot anleggsområdet indikerer at støyen er vesentlig mindre der, og ventelig under den normale grenseverdien. Se ellers rapport fra akustiker (RiAku, Sweco Norge, Ref. 13) om Bygge- og anleggsstøy.



Figur 2: Arkitekttegning av plan 0.1 (revidert forprosjekt). Omriss av GHB inntegnet i blått, SB i grønt og plan 0.2 i sort (omtrentlig). Områder der det er sannsynlig at det blir behov for pigging/sprengning er merket omtrentlig med røde ellipser.

Alle kotehøyder for planlagt bygg er oppgitt i høydesystem NN2000. Høydereferanse for kotehøyder i nabobygg kan være gitt i tidligere referansesystem.

2 Grunnforhold

2.1 Terreng og grunnforhold – løsmasser

Terrenget i området ved planlagt Sterilsentral lå opprinnelig på omtrent kote +49. I forbindelse med utført riving av tidligere bygg, er terrenget stedvis senket noe. Nåværende terreng ligger i hovedsak mellom kote +47 og +49.

Grunnforholdene på tomten ble kartlagt ved grunnundersøkelser fra borerigg i forbindelse med skisseprosjektet. Resultater fra grunnundersøkelsene er gitt i 5190180-RIG-01 (574-20190211 *Haukeland Universitetssykehus – ny vaskehall/sterilsentral - Geotekniske grunnundersøkelser – Datarapport - Ref. 9*).

Ved siden av dette, gir tegninger fra byggingen av Sentralblokk (SB) noe informasjon om fjelloverflaten i området og oppfylte masser ved SB. Fjelloverflaten er noe ujevn i området, men har generelt en helning ned mot nord.

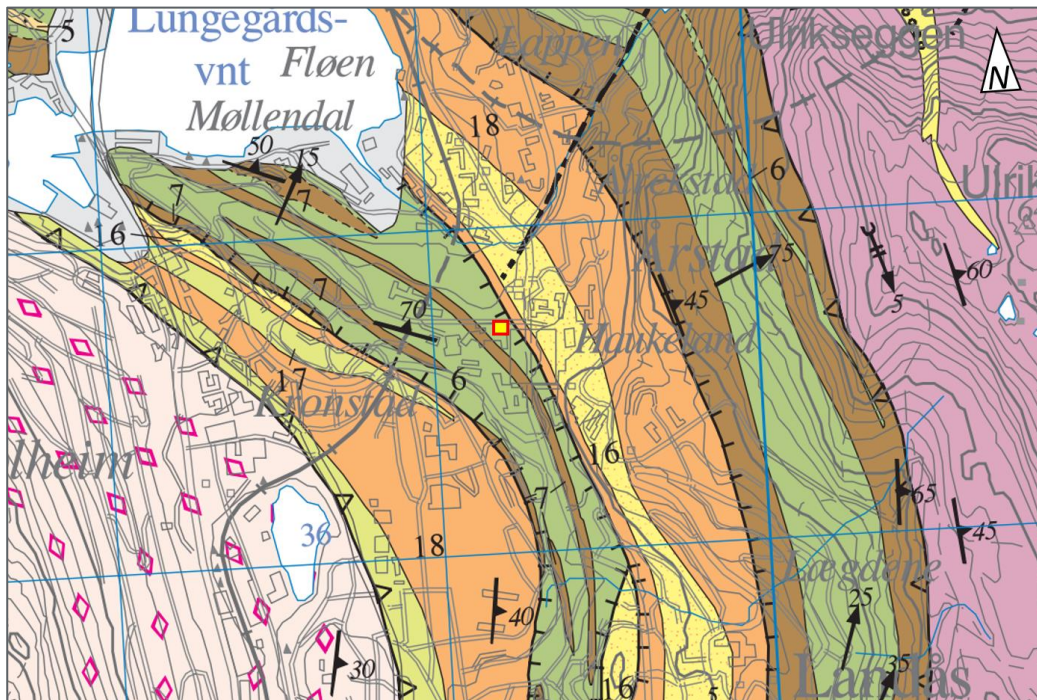
Grunnforholdene består i hovedsak av sandig grus. Massene inneholder stedvis silt. Det er en tendens til økende fasthet / bormotstand med dybden. Dette kan tyde på at det er overgang fra sand-/grusmasser til fastere pakket silt, sand og grus, antakelig morene, med dybden. Denne tilsynelatende lagdelingen varierer imidlertid en del mellom borpunktene.

Bilder av massene som ble tatt opp og analysert i laboratorium viser at massene omtrent 3 m under terreng og dypere, er betydelig våtere enn høyereliggende masser.

2.2 Berggrunn

Byggetomten ligger innenfor den Lille Bergensbuen, som er en betegnelse på et karakteristisk belte av overskyvningsbergarter i Bergensområdet knyttet til den kaledonske fjellkjededannelsen. Det er hyppige bergartsskifter innenfor dette området, og generelt er berggrunnen sterkt oppsprukket på grunn av skyvebevegelser.

På kart fra Norges Geologiske Undersøkelse er det angitt granatglimmerskifer i området hvor det kan bli behov for uttak av fjell. Kartet viser også at lagdelingen generelt forventes å ha fall mot Ø-NØ. Øst for byggetomten er det angitt en skjærsone. Kartgrunnlag har en målestokk på 1:50 000, og overgang mellom bergarter vil være gradvis. Kartet må derfor sees på som veiledende innenfor selve byggeområdet.



Figur 3: Berggrunnskart i målestokk 1:50 000 over området rundt Haukeland universitetssykehus. Byggetomten er vist med gul og rød firkant midt i kartet. Blått rutenett på kart er 1x1 km. Kart hentet fra geo.ngu.no/kart/berggrunn.

Det påpekes at byggetomten ligger i en geologisk provins preget av bruddteknikk. Det må derfor påregnes at bergmassekvalitet og oppsprekingsgrad kan variere betydelig over korte avstander, spesielt i retning NØ-SV (på tvers av strøk til bergets lagdeling/foliasjon). Det kan heller ikke utelukkes at forkastningssoner/svakhetssoner opptrer. Det kan bli behov for ingeniørgeologisk oppfølging ved utførelse av pigging/sprengning.

2.3 Vannstand

Det er installert hydrauliske poretrykksmålere i 3 posisjoner på byggetomten, som skissert i Figur 4. Disse er installert til dybde cirka 6-7 meter under terreng (nær fjelloverflaten) for å kunne måle vannstander helt ned til dette nivået.

Målinger av poretrykk er utført ved 3 tidspunkt fra 31. oktober til 15. november 2019, samt 19. november 2020 (kun måler P1 og P3). Verdier omregnet med forutsetning om hydrostatisk grunnvannstand er gitt i Tabell 1. Verdiene tilsvarer en vannstand på omtrent kote +45 til +46.

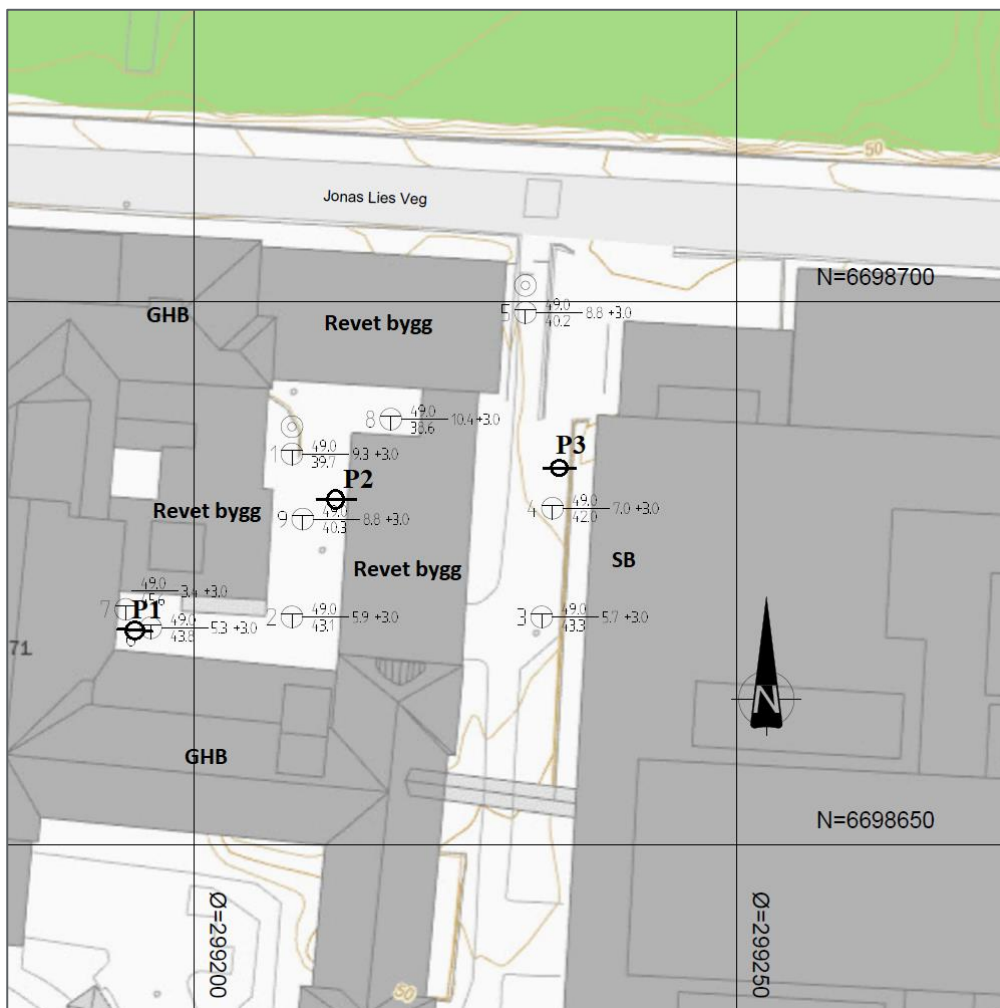
Tabell 1: Ekvivalent hydrostatisk vannstand i poretrykksmålere, 2019-10-31.

Posisjon	Kotehøyde terreng (NN2000)	Vannstand (meter under terreng), 2019-10-31	Vannstand (meter under terreng), 2019-11-08	Vannstand (meter under terreng), 2019-11-15	Vannstand (meter under terreng), 2020-11-19
P1	+48,6	2,05	3,05	3,00	1,83
P2	Ikke innmålt	4,45	4,95	5,05	-
P3	+49,3	3,75	4,25	4,45	3,13

Ved avlesning utført 2019-10-31 var det en vannfylt grop/vanndam der måler P1 står. Dette kan ha påvirket poretrykkmålingen i denne (overflatevann kan ha gitt en høyere vannstand i målehullet enn den reelle grunnvannstanden i området).

Avlesningen utført 2019-11-08 ble gjort etter cirka en uke uten nedbør. Poretrykket var da sunket 0,5 – 1,0 m slik Tabell 1 viser. Den siste avlesningen (2019-11-15) indikerer at grunnvannstanden har stabilisert seg. Det var beskjedent med nedbør mellom andre og tredje avlesning.

Avlesning i november 2020 ble gjort etter en dag med kraftig regn.



Figur 4: Oversikt over utførte grunnundersøkelser og omtrentlig poretrykkmålerplassering (P1-P3).

2.4 Seismikk

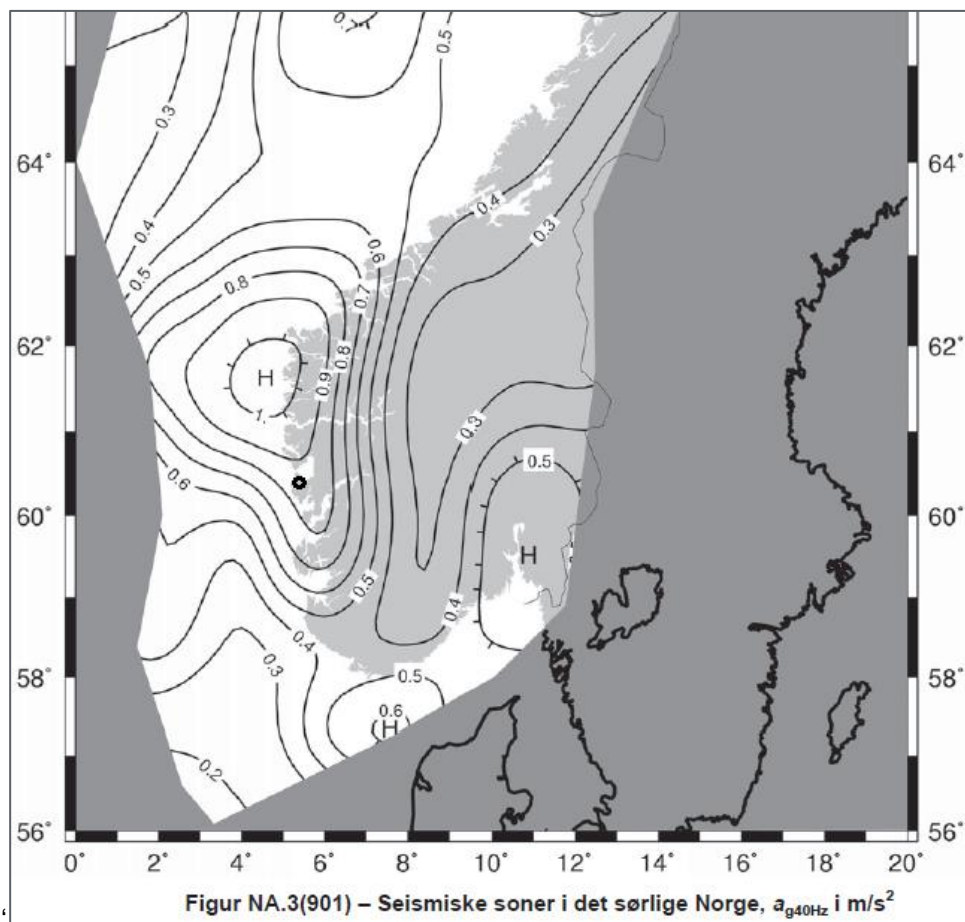
Planlagt bygg vil bli fundamentert delvis på pukkfylling over fjell og delvis på sand og faste morenemasser. Dybden fra terreng til fjell er mellom 3 og 11 meter i utførte borpunkt. Beregning av skjærbølgehastighet gir en gjennomsnittlig skjærbølgehastighet på cirka 260 m/s. Grunnstype fastsettes ut fra Tabell NA.3.1 i NS-EN

1998-1. Den ugunstige dybden fra terreng til fjell (jevnt over mer enn 5 meter), kombinert med at beregnet skjærbølgehastighet er under 360 m/s, resulterer i grunntype **E**.

Seismisk grunnakselerasjon med 485 års returperiode er ved Bergen er $a_{g40Hz} = 0,85 \text{ m/s}^2$, ifølge NS-EN 1998-1 (Figur 5). Et sykehusbygg klassifiseres i seismisk klasse 3 eller 4 (III / IV). Ettersom sterilsentralen kan være en essensiell del av sykehuset i en krisesituasjon, vurderer vi at seismisk klasse 4 (IV) bør velges (endret fra RIG-03 etter innspill).

Grunntype E gir $a_g \cdot S = 0,85 \text{ m/s}^2 \cdot 0,8 \cdot 2,0 \cdot 1,65 = 2,24 \text{ m/s}^2 > 0,49 \text{ m/s}^2$.

Utelatelseskriterium for seismisk dimensjonering, basert på grunntype og grunnakselerasjon ($a_g \cdot S$), er derfor ikke oppfylt. Det ville heller ikke vært tilfelle med seismisk klasse III.



Figur 5: Kart for fastsettelse av seismisk grunnakselerasjon, hentet fra NS-EN 1998-1. Bergen skissert med sort ring.

3 Myndighetskrav og klassifisering

3.1 Klassifisering iht. regelverk og prosjekteringsstandarder

Klassifisering av tiltaket ut fra gjeldene regelverk er gitt i Tabell 2. Prosjekteringen er gjort i henhold til Eurokodene for prosjektering av konstruksjoner som preakseptert løsning for å oppfylle de mer generelle kravene i forskriftene (Ref. 1 og Ref. 2).

Tabell 2 - Klassifisering iht. gjeldende regelverk

Klassifisering	Begrunnelse
Pålitelighetsklasse iht Eurokode 0 (NS-EN 1990): CC/RC3	Tabell NA.A1 (901) i Ref. 3, angir veiledende eksempler på plassering av byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler i pålitelighetsklasser (CC/RC) 1-4. Planlagt bygg er et sykehusbygg (sterilsentral / vaskehall), som bygges på en tomt tett inn mot andre sykehusbygg. Grunnforholdene på tomten anses som enkle og oversiktlige med tanke på fundamentering av planlagt bygg. Trang byggegrop og nabobygg medfører imidlertid middels til vanskelig grunnarbeid. Pålitelighetsklasse skal velges helhetlig for prosjektet og på grunn av at dette er et sykehusbygg, velges pålitelighetsklasse (CC/RC) 3 selv om fundamenteringsarbeidene i seg selv kunne tilsi pålitelighetsklasse (CC/RC) 2.
Kontrollklasse – prosjektering og utførelse: PKK3/UKK3	Krav til prosjekteringskontroll og utførelseskontroll fastsettes ut fra henholdsvis Tabell NA.A1(902) og Tabell NA.A1 (903) i Ref. 3. Pålitelighetsklasse CC/RC3 medfører kontrollklassene PKK3/UKK3. For PKK3 er det krav om utvidet kontroll etter Eurokode 0 (NS-EN 1990).
Tiltaksklasse for geoteknisk prosjektering: 3	Tiltaksklasse fastsettes ut fra Byggesaksforskriftens § 9-4. De geotekniske arbeidene (prosjekteringen av grunnarbeidene) har middels kompleksitet (noen grensesnitt mot andre fag) og er middels vanskelige, geoteknisk sett. Eventuelle mangler eller feil ved de lokale utgravningene og fundamenteringen kan få store konsekvenser for helse, miljø og sikkerhet på grunn av nærhet til nabobygg og betydelig utgravningsdybde. Planlagt fundamentering baserer seg imidlertid på velprøvde løsninger. Samlet sett mener vi at utbyggingsprosjektet vil havne i tiltaksklasse 3 for geoteknisk prosjektering.
Geoteknisk kategori: 2	Ut fra tiltakets begrensede kompleksitet og de kartlagte grunnforholdene på og ved tomten anser vi geoteknisk kategori 2 i henhold til Eurokode 7 (NS-EN 1997) å være aktuell. Både tiltaket og grunnforholdene er middels vanskelige. Utgravning planlegges delvis over og delvis under grunnvannstanden.
Seismisk grunntype: E Forsterkningsfaktor S=1,65	Planlagte konstruksjoner vil bli fundamentert på sand og grusmasser, og stedvis tilnærmet direkte på fjell. Fastheten er middels høy til høy. Dybden til fjell er i hovedsak mellom 5 og 20 meter. Grunntype fastsettes ut fra Tabell NA.3.1 i Ref. 5 basert på estimert gjennomsnittlig skjærbølgehastighet.

3.2 Sikkerhetskrav – materialfaktorer for løsmasser

Eurokode 7 (Ref. 4) stiller generelt krav til materialfaktor (partiell sikkerhetsfaktor for løsmassene) større enn eller lik 1,4 i udrenert analyse (korttidssituasjon i leire/silt) og 1,25 i drenert analyse (langtidssituasjon).

Krav til materialfaktorer gitt i Statens vegvesens håndbøker vil ikke være gjeldende så lenge ingen statlige eller fylkeskommunale veier blir påvirket av tiltaket. Jonas Lies vei er kommunal vei. Det er derfor ikke krav til materialfaktorer utover det som er gitt i Eurokode 7.

3.3 Materialparametere (vekt, styrke og stivhet)

I beregningene av støttekonstruksjoner har vi brukt erfaringsparametere for styrke i løsmassene i henhold til Statens vegvesens håndbok V220 (Ref. 8) sammenholdt med observasjoner fra felt og laboratorium. Parameterne er oppsummert i Tabell 3 under.

Tabell 3: Materialparametere (tyngde, styrke og stivhet).

Materiale	Tyngdetetthet	Friksjonsvinkel	Attraksjon / udrenert direkte skjærfasthet	Stivhet
Sand-/grusmasser	19 kN/m ³	36 grader	1,4 kPa (kohesjon 1 kPa)	E = 10 MPa, økende med 2 MPa/m nedover fra kote +49 (terreng)
Morene (meget fast silt/sand/grus)	21 kN/m ³	36 grader	10 kPa (kohesjon 7 kPa)	E = 30 MPa
Kult (under SB og tilbakefyllingsmasser)	19 kN/m ³	42 grader	5 kPa (kohesjon 4,5 kPa)	E = 40 MPa
Fjell	27 kN/m ³		5000 kPa	E = 20 000 MPa

Ved korttidsbelastning kan de dyptliggende morenemassene oppføre seg udrenert. Ut fra sammenligning med andre meget faste silt/sand/morener, vil udrenert skjærfasthet være over 200-300 kPa. Følgelig vil stabilitet og bæreevne i udrenert tilstand være uproblematisk, det vil si mindre kritisk enn i drenert tilstand.

3.4 Laster

Søylelaster fra SB er fra RIB oppgitt å være som følger (estimat):

- Egenlast: 3007 kN
- Nyttelast: 925 kN

Dette gir dimensjonerende last (bruddgrense) lik $3007 \cdot 1,35 + 925 \cdot 1,05 = 5031$ kN. Jfr. tegning (Ref. 10) er søylene fundamentert direkte på fjell.

Da last fra veggbankett og kjellergulv i SB er ukjent for oss, har vi antatt dimensjonerende last 120 kN/m på veggbankett (150 kN/m² over bredde 0,8 m) og 20 kN/m² dimensjonerende trykk ved kote +47,0 under kjellergulv (vekt av kjellergulv med OK +47,5 og kult over +47,0). Størrelsen av disse lastene har ikke stor betydning for dimensjonering av oppstøttingsløsning.

Laster på GHBs fundament er anslått av RIB i tegning 18200-B00-01, datert 30.09.19. Det er anslått både bruks- og bruddgrenselast. Lastene er beheftet med betydelig usikkerhet, men er angitt som maksimumslaster. Disse lastene er lagt til grunn i beregningene av rørvegg mot GHB. I de beregnede snittene (GHB nord, sør og midt), er vertikallastene fra GHB rundet opp / standardisert som følger (Tabell 4):

Tabell 4: Estimerte / forutsatte linjelaster fra GHB.

	Nord og midt	Sør
Bruksgrenselast (SLS)	192 kN/m	329 kN/m
Bruddgrenselast (ULS)	248 kN/m	424 kN/m

Vanntrykk multipliseres ikke med lastfaktor, da tyngdetettheten ikke er usikker og valgt grunnvannsnivå er å betrakte som et dimensjonerende (høyeste) nivå.

Det er regnet med karakteristisk trafikklast lik 10 kPa (10 kN/m²) i hele bredden av Jonas Lies vei i alle anleggsfaser, det vil si at det forutsettes at begge kjørefelt kan trafikkeres eller belastes med en last tilsvarende trafikklasten. Det er regnet med lastfaktor 1,3, dvs. dimensjonerende trafikklast 13 kPa.

3.5 Forutsetninger / krav til største deformasjoner

Vi har antatt at maksimalt 2 cm bevegelse av bankettfundament til GHB og SB kan tillates (for å unngå betydelig oppsprekking). Dette er en skjønnsmessig antakelse. Det vil ikke være mulig å unngå deformasjoner helt, og det er enkelte detaljer rundt fundamentene for byggene som vi ikke er kjent med, og som kan ha betydning for hvordan de reagerer på grunnarbeider i området. Blant annet hvordan veggbanketter og kjellergulv i SB er armert, og om de er bygget som vist på arbeidstegningene.

Mot JLV har vi skjønnsmessig forutsatt at deformasjoner større enn 2 cm bør unngås, av hensyn til veien og infrastruktur i grunnen.

3.6 Sikkerhet mot naturpåkjenninger (flom, stormflo, ras)

Ifølge TEK17 § 7 Sikkerhet mot naturpåkjenninger, skal byggverk plasseres, prosjekteres og utføres slik at det oppnås tilfredsstillende sikkerhet mot skade eller vesentlig ulempe fra naturpåkjenninger som flom, stormflo og ras.

Kotehøyden på tomten er cirka 48-49 m.o.h., nederste kjellergulvet vil ligge på kote +43 og tomten/bygget vil derfor ikke være utsatt for stormflo. Topografien ved Haukeland karakteriseres av en stor skråning med fall fra øst mot vest. Tomten ligger på antydning til en terrengrygg som gjør at tomten har et relativt lite nedbørsfelt. Tomten er beskyttet «i skyggen» av Sentralblokk mtp nedbør og flom. Tomten vil ikke være spesielt utsatt for flom, da det ikke er forsenkninger i terrenget som leder mye vann mot tomten. Risikoen for bygningsskadelig flom forårsaket av nedbør er neglisjerbar.

Grunnet topografien og annen bebyggelse i området, er det ikke risiko for at steinsprang, snøskred, kvikkleireskred eller andre typer skred kan ramme tomten eller planlagt bygg.

Ut fra dette vurderer vi at sikkerheten mot naturpåkjenninger er tilfredsstillende.

4 Dimensjonering av rørvegg

4.1 Rørvegg – permanent eller midlertidig

Det er behov for oppstøttingskonstruksjon rundt mesteparten av byggegropen. På grunn av nærliggende nabobygg og delvis grove masser, anses rammet/vibrert spunt å være uegnet (medfører blant annet for store rystelser og dermed skaderisiko, og er krevende å få ned i faste masser). Boret rørvegg anses som en robust / skånsom løsning.

Rørveggen trengs i anleggsfasen for nytt bygg. I fremtiden kan man ha nytte av rørvegg for å kunne grave opp for f.eks vedlikehold/utskiftning av VA-ledninger mellom rørvegg og bygg, men for øvrig vil man kunne dimensjonere nytt bygg for å eliminere behovet for rørveggoppstøtting i ferdigsituasjonen. I så tilfelle kan man ha en midlertidig rørvegg i anleggsfasen. Rørveggen blir stående i grunnen, men stag kan slakkes opp og rørveggen trenger da ikke å dimensjoneres for å motstå korrosjon og jordskjelvlaster.

Vi legger til grunn at rørveggen blir en midlertidig støttekonstruksjon, da eventuelle fremtidige behov for oppgraving ventes å kunne løses ved stimpling mot bygg og uten rørveggs konstruktive virkning.

4.2 Beregningsverktøy og beregningsmetodikk

Planlagt rørvegg er dimensjonert ved hjelp av statiske beregninger i elementmetodeprogrammet Plaxis 2D, versjon 2020 (V20). Rørveggen er modellert som et plateelement med styrke og stivhet som et komposittmateriale av stålrør fylt med betong og HEB-bjelke (unntatt for rørvegg mot JLV og under fredet takutstikk GHB, der HEB kan sløyfes). Styrke- og stivhetsverdiene er beregnet analytisk i Mathcad-regneark. Konservativt er betongens styrkebidrag ikke tatt med, da samvirket mellom betong og stålrør ikke er vurdert i detalj.

Løsmassematerialene i beregningsmodellen er modellert som Mohr-Coulomb-jordmateriale med tyngdetetthet, styrke og stivhet som gitt i Tabell 3. Mot spunt er det lagt inn overgangssone med skjærkapasitet (ruhet) maksimalt 0,6 ganger løsmassenes skjærkapasitet, i tråd med vanlig praksis og friksjonsegenskaper jord-stål.

Det er regnet med karakteristiske lastestimater (bruksgrenselaster) fra JLV, GHB og SB for estimering av deformasjoner. For bestemmelse av opptredende belastning i rørveggen er lastene økt til bruddgrenselaster i ny beregningsfase. En materialfaktorberegning (c - ϕ -reduksjonsanalyse) er utført for å verifisere sikkerheten mot globalt sammenbrudd (rundt rørveggkonstruksjonen).

4.3 Vannstand og vannstrømning

Ut fra grunnvannsmålinger på tomten, ser det ut til at grunnvannstanden er cirka 2-4 meter under terreng. Ved å studere målte vannstander i forhold til lagdeling kartlagt ved grunnundersøkelsene, kan det se ut som om grunnvannstanden følger skillet mellom fast morenelag over berg og overliggende mer åpne sand-/grusmasser. Vannstanden er i alle beregningstilfellene forutsatt å være på kote +46 som et øvre nivå, og vann dreneres ut til utgravningsnivå.

Målingene av grunnvannstanden gir ikke informasjon om hvor stor grunnvannstrømning det er i området. Ettersom deler av Sentralbygget er fundamentert dypt (på ca. kote +42 og +44 jfr oversendte profiltegninger) og det er sprengt ut for Haukelandstunnelen til et lavere nivå enn planlagt fundamentnivå, er det sannsynlig at grunnvann dreneres ut andre steder, det vil si at grunnvannstilsiget til planlagt byggegrop sannsynligvis vil være beskjedent. Følgelig ser vi det som sannsynlig at pumping av byggegropen vil være mulig med relativt standardiserte pumpekapasiteter. Dette kan allikevel ikke garanteres.

En rørvegg vil i utgangspunktet være åpen for vannstrømning. Innstrømning kan eventuelt begrenses ved å dekke rørveggen med armert sprøytebetong. Omfattende vannopphopning bak rørveggen bør unngås, f.eks. ved å legge inn tynne dreneringsrør gjennom sprøytebetonglaget i et rutemønster.

4.4 Kritiske snitt

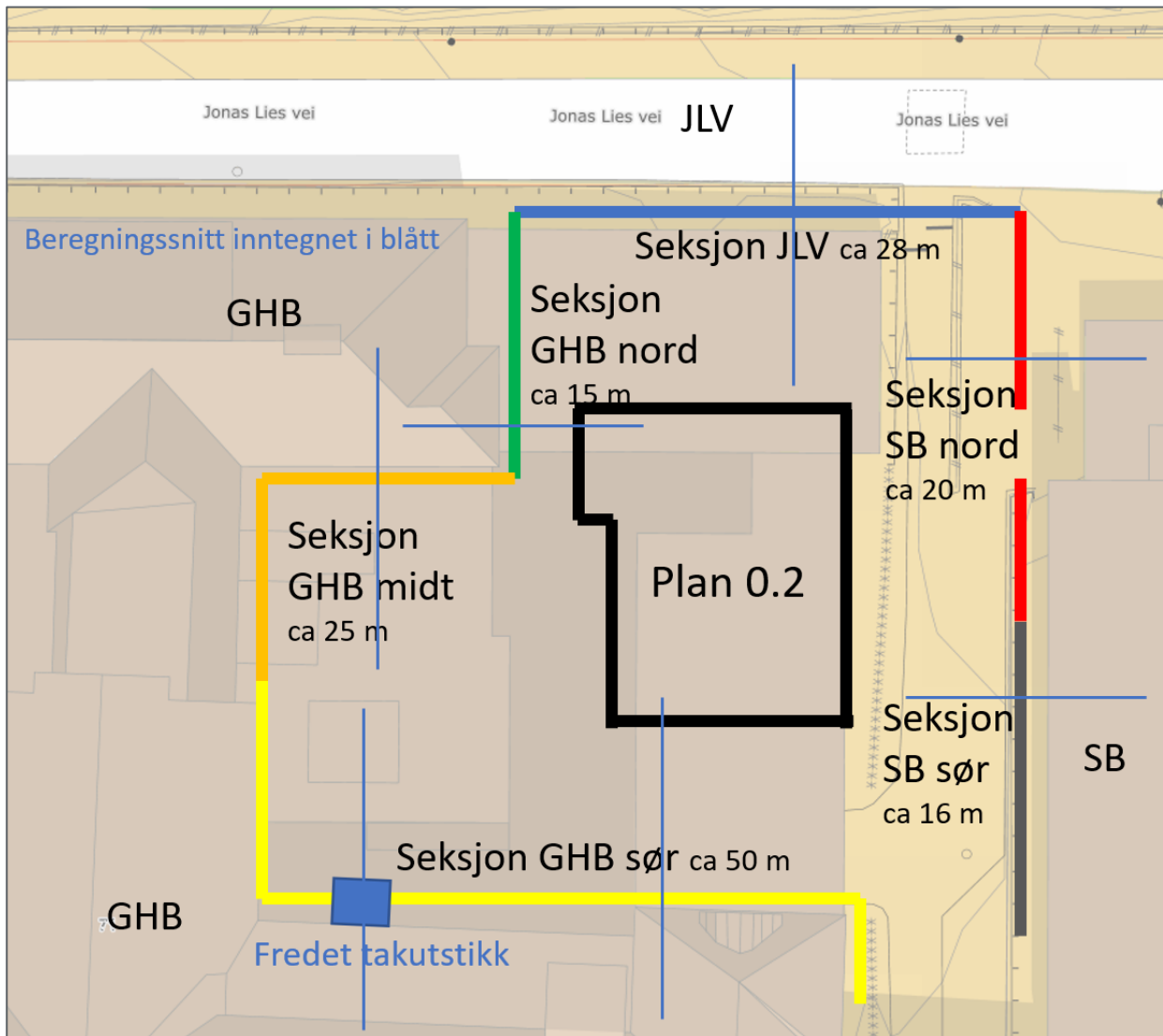
Beregninger av rørvegg er gjort i kritiske snitt med oppgitte lastestimat. Det er gjort beregninger i totalt 7 snitt for å oppnå en passende optimalisering / tilpasning av rørveggen til varierende belastningsforhold. Dybden til fjell er estimert basert på de utførte grunnundersøkelsene (se rapport RIG-01, Ref. 9). En skisse over beregningssnittenes gyldighetsområde er vist i Figur 6.

Ytterligere optimalisering (flere beregningssnitt) er vurdert å ikke være hensiktsmessig, da kjennskapet til grunnforholdene vil begrense optimaliseringsmulighetene. I tillegg er lastestimatene beheftet med noe usikkerhet.

Ved siden av de 7 beregningssnittene, vil det være behov for spesialtilpasning av rørveggen ved krysningspunkt med VA-ledning mot vest i byggegropen. Her vil det være behov for å øke røravstanden slik at rørene passerer på siden av ledningen. I praksis vil man «hoppe over» et rør eller to. Vi har gjort beregning for å sjekke at en slik lokal økning i senteravstand mellom rør i rørveggen vil ha tilstrekkelig stabilitet og fortsatt forhindre store deformasjoner. Økt røravstand kan bli aktuelt også andre steder der infrastruktur skal/må krysse rørveggen. RIG må varsles dersom dette blir aktuelt flere steder enn vist i arbeidstegningene.

Det planlegges en teknisk kulvert i nytt bygg. Denne vil gå utenfor avgrensningen av plan 0.2 og noe dypere enn plan 0.1. Vi har tatt hensyn til denne geometrien i de øvrige beregningssnittene.

Det har vært vurdert alternative løsninger for utgravning mot SB, deriblant om utgravningen kan løses ved å fjerne kjellervegg og deler av kjellergulv i anleggsfasen (åpen graveskråning inn under SB). Vi har imidlertid gjort beregninger av rørvegg for det tilfelle at dette blir valgt. Vi regner rørvegg mot SB som mest hensiktsmessig, da en rivning og gjenoppbygning av nærmeste del av kjeller i SB antas å gi andre store ulemper i det anleggsfasen ventes å gå over en del måneder.



Figur 6: Oversikt over beregningssnittenes gyldighetsområde / inndeling i seksjoner.

4.5 Resultater

4.5.1 Rørvegg mot JLV

Mot Jonas Lies vei er belastningen bak spunten (fra veitrafikken) såpass liten at rørveggen ikke trenger å ha innstøpt HEB-bjelke. Rør bores ned til fjell og 0,5 m inn i fjell for å oppnå en god vertikalforankring før staging. Rørene støpes ut og rørveggen stages med 1 stagnivå.

4.5.2 Rørvegg mot GHB

Rørvegg mot GHB bores ned til fjell og 0,5 m inn i fjell for å oppnå en god vertikalforankring før staging.

Rørene forsterkes med innvendig HEB160 og støpes ut. Dette gir høy stivhet og dermed små deformasjoner av GHB. Deformasjoner er estimert å bli inntil 2 cm. Stagnivå velges så høyt som mulig ut fra nivået for underkant grunnmur GHB. Dette antas å være omtrentlig på kote +46,5 til +47,0, men kan variere.

Lokalt ved fredet takutstikk i byggegropens sydvestre hjørne anbefales dobbel senteravstand og utelatelse av HEB-forsterkning. Her må rør bores med minirigg og skjøtes i størrelsesorden hver meter. Det antas å være gunstig å ha en større senteravstand (1,2 m) her for å spare borearbeid og heller legge mer innsats i sikring av løsmasser mellom rør underveis i utgravningsprosessen. Beregningene viser at denne løsningen er akseptabel mtp krefter i rørvegg og estimerte deformasjoner på inntil 2 cm (GHB-fundament).

Det vil være tilstrekkelig med 1 stagnivå unntatt ved den nordre delen av GHB der plan 0.2 i nytt bygg kommer nær GHB. Her kreves 2 stagnivå for å holde de estimerte deformasjonene under cirka 2 cm.

4.5.3 Rørvegg mot SB

Mot SB viser beregningene at tilstrekkelig små deformasjoner og krefter i rørvegg kan oppnås uten avstivning (stag). Rørene forsterkes med innvendig HEB160 og støpes ut.

Dybden til fjell varierer langs SB – fra kort dybde (gruntliggende fjell) i sør og større dybde i nord. Beregninger er gjort for 3 ulike dybder til fjell, som dekker strekningen inkludert usikkerhet knyttet til fjelloverflatens beliggenhet. I og med at staging utgår mot SB, kreves heller ikke putebjelker.

4.5.4 Stagkrefter, lengder, med videre

En tabellarisk oversikt over beregnede verdier for rørveggene er gitt i Tabell 5.

Tabell 5: Beregnede momenter, krefter og rørvastander for rørvegg.

Seksjon	Senteravst. rør	Utstøpning av rør	Forsterkning med HEB160	Dim. Maksmom-ent rørvegg	Avstivning med stag	Dim. Stagkraft c-c 4,0 m	Forankringslengde stag i fjell
JLV	0,60 m	JA	NEI	46 kNm/m	JA	589 kN	7 m
SB nord	0,60 m	JA	JA	76 kNm/m	NEI	-	-
SB sør	0,60 m	JA	JA	44 kNm/m	NEI	-	-
GHB nord	0,60 m	JA	JA	83 kNm/m	JA, 2 nivå	598 (øvre nivå) / 540 kN (nedre nivå)	7 m
GHB midt	0,60 m	JA	JA	58 kNm/m	JA	624 kN	7 m
GHB sør	0,60 m	JA	JA	102 kNm/m	JA	606 kN	7 m
GHB sør – takutstikk	1,20 m	JA	NEI	58 kNm/m	JA	585 kN	7 m
Krysning VA (lokale åpninger)	Maks 1,8 m	JA	JA	Som seksjonen ellers, eller litt mindre	JA	Som seksjonen ellers, eller litt mindre	7 m

Putedimensjon vil være 2 * UNP300 for alle seksjoner og stagnivå. Stegavstivere må ha tykkelse minst 10 mm og knekter (trekantformede plater) tykkelse minst 15 mm. Det sveises knekt mellom hvert rør og putebjelker. Sveiser mellom spunt og knekt og mellom knekt og pute skal være kilsveiser med a-mål minst 5 mm.

Stag settes med 4,2 m senteravstand (hvert 7. rør med c-c 0,60 m). Dette gir noe større krefter enn vist i Tabell 5, som forutsetter 4,0 m senteravstand. Alle stagkreftene blir under 655 kN (dimensjonerende verdi)

med 4,2 m senteravstand. Størst last er ved GHB midt, men stagkreftene er alle meget jevne på grunn av relativt stor forspenningslast (400 kN).

Detaljer rundt beregningene er ikke tatt med i denne rapporten, men vises i beregningsnotat og beregningsutskrifter fra dimensjoneringsregneark.

For å redusere antallet stag, kan puter sveises sammen i hjørner slik at laster kan overføres gjennom kontinuerlige putehjørner. Med konstruktivt sveiste putehjørner kan endestag på begge sider utgå. Putehjørnene må kunne overføre en dimensjonerende last tilsvarende dimensjonerende staglast, og avstanden fra hjørnet til nærmeste stag kan være maksimalt 4,2 m. Ved hjørner vendt inn mot byggegropen må avstand fra hjørne til stag tilpasses slik at stagkollisjon unngås. Med samme stagnivå og helning må avstanden fra hjørnet være forskjellig på hver side for å unngå kollisjon.

For å tåle et bortfall av ett vilkårlig stag (ulykkesgrensetilstand), må alle puteender ha 2 stag («dobbelstag»). For øvrig viser våre beregninger at krefter i bruddgrensetilstanden vil være dimensjonerende for både stag og puter. Det vil si at situasjonen med stagbortfall (ulykkesgrensetilstanden) er mindre kritisk, unntatt for endestag.

Resultatene kommer frem av oversiktstegninger (HR Prosjekt tegninger 025-01-B-220-10-01 og 050-01-B-220-80-00), oppriss (HR Prosjekt tegning 025-01-B-220-42-01) og detaljtegninger (Norconsult tegninger 5190180 V201-V203) av rørvegg. En tegningsoversikt er gitt i Tabell 6.

Tabell 6: Tegningsoversikt, rørvegg.

Tegningsnr	Tegningsbeskrivelse
025-01-B-220-10-01	Plan grunnarbeider (plantegning rørvegg) (HR Prosjekt)
025-01-B-220-42-01	Oppriss rørvegger grunnarbeider (HR Prosjekt)
050-01-B-220-80-00	3D grunnarbeider (3D-visualisering / perspektiv av rørvegg) (HR Prosjekt)
V201	Typisk snitt (prinsippsnitt) rørvegg
V202	Putedetaljer rørvegg
V203	Putedetaljer – hjørne rørvegg

4.6 Hensiktsmessig røravstand og rørdiameter

Beregninger av rørvegg er utført med standard rørdiameter Ø273 mm og stålqualität S355 som utgangspunkt. Dette gir en rørvegg med rimelig høy styrke og stivhet, og gir plass til forsterkning med stålbjelke av type HEB160 innstøpt i rør. Beregningsresultatene har vist et fornuftig deformasjonsmønster og deformasjoner og styrkeutnyttelse tilsier at rørvegg Ø273 mm S355 er tilstrekkelig, dog ikke overdrevent kraftig.

Med tanke på rørveggens styrke og stivhet isolert sett, kunne det vært brukt senteravstand opp mot 1,0 m for rørene. Dette ville imidlertid medført betydelig lysåpning mellom rørene og følgelig utrasning av masser mellom rør. Tettere rørvegg vil gi mindre utrasningsrisiko og bedre muligheter for å hindre utrasning og erosjon pga vannstrømning. Følgelig har vi valgt senteravstand 0,60 m. Dette gir en relativt tett rørvegg, dog med plass nok til å installere avstivningsstag mellom to rør.

4.7 Avstivning

Innvendig avstivning er vurdert, men vil gi forverret tilkomst på en ellers trang byggeplass. Derfor er det i samråd med byggetekniker (RIB) valgt utvendige stag.

Utvendige stag mot JLV vil ha forankringssone i fjell under kirkegården. Dette forutsetter at grunneier av kirkegården (og Jonas Lies vei) aksepterer dette. Stagene vil forbli i grunnen etter anleggsperioden, men vil ikke ta laster.

4.8 Isolering av rørvegg

Dersom anleggsarbeidene med åpen byggegrop vil foregå i perioder med frost / minusgrader over noe tid, kan det bli behov for isolering av rørveggen, slik at det ikke oppstår frostsprengning fra løsmassene bak rørveggen. Isolering kan gjøres ved å bruke f.eks. fleksible isolasjonsmatten eller skumbasert isolasjon. Det bør installeres temperaturmålere i løsmassene bak rørveggen for overvåking av isoleringsbehov.

4.9 Oppbygning / rekkefølger

Rørveggen og utgravning / tilbakefylling skal prinsipielt gjøres i følgende rekkefølge:

- 1) Rør bores ned (til fjell, innboring 0,5-1,0 m i godt fjell eller minst 1,0 m under planlagt undersprengningsnivå).
- 2) Utgravning til (første) stagnivå.
- 3) Montering av putebjelker og stag, inkludert forspenning av stag.
- 4) Videre utgravning (til stagnivå 2, eventuelt til prosjektert utgravningsdybde 0,2 m under UK fundament / gulv). Utgravning med skråningshelning 1:1,5 eller slakere mot plan 0.2.
- 5) Eventuelt montering av putebjelker og stagnivå 2, inkludert forspenning av stag.
- 6) Eventuelt videre utgravning (der det er 2 stagnivå).
- 7) Eventuell sprengning/pigging for å nå ønsket undersprengningsnivå.
- 8) Pukkfylfylling under fundament/gulv plan 0.2. Lagvis Normal komprimering iht NS 3458 (Ref. 7).
- 9) Støping av fundament/gulv til, vegger til og dekke over plan 0.2.
- 10) Tilbakefylling (pukk/kult) rundt plan 0.2. Lagvis Normal komprimering iht NS 3458.
- 11) Støping av fundament/gulv til, vegger til og dekke over plan 0.1.
- 12) Tilbakefylling (pukk/kult) rundt plan 0.1. Det tilbakefylles til stagnivå (underkant putebjelke), massene komprimeres lagvis iht Normal komprimering iht NS 3458. Stag slakkes, puter fjernes og det fylles videre (og komprimeres).

5 Fundamentering

5.1 Fundamenteringsprinsipp

Nytt bygg planlegges direktefundamentert i byggegropen. I søndre del ventes fjelloverflaten å være omtrent i fundamenteringsnivå, mens den faller av mot nord. Det ventes noe behov for pigging / sprengning av fjell (undersprengning) for å gi jevnere fundamenteringsforhold. Enkelte fundament for plan 0.1 vil plasseres på tilbakefylte masser utenfor veggliv i plan 0.2 (nederste kjelleretasje).

Nederste kjelleretasje, plan 0.2, vil i hovedsak ligge under grunnvannsnivået. Denne etasjen planlegges derfor støpt med vanntett betong og hel plate – fundamentering. Plan 0.1 vil ligge over grunnvannstanden.

5.2 Fundamentering – generelle anvisninger

Det bør være et kapillærbrytende sjikt av knust stein under alle fundamenter. Sjiktykkelse minimum 20 cm. Mellom stedlige masser og knust stein / knust betong legges separasjonsduk (fiberduk) klasse 3 eller høyere.

Alle tilførte masser komprimeres lagvis iht. NS 3458. Det brukes «normal komprimering» generelt, men det må påses at masser i gravetrauets ikke oppbløtes av komprimeringsarbeid.

Fundamentering over omrørte masser må unngås. Eventuelle omrørte masser skiftes ut med komprimert pukk/kult.

Ved vinterarbeid må snø og is fjernes fra arealer det skal fundamenteres på eller fylles opp over. Det må også tildekkes og isoleres for å hindre frostnedtrenging og innblanding av snø i eller oppbløting av overvann i massene.

5.3 Stabilitet av graveplanum

Grunnvannstanden ventes å være høyere enn utgravningsnivå for plan 0.2. Massene i graveplanum er i utgangspunktet faste, men kan bli oppbløtte f.eks. ved trafikkering med anleggsmaskiner. Om massene ved ferdig utgravd trau blir omrørt må det masseutskiftes seksjonsvis ned til uomrørte masser og tilbakefylles lagvis med komprimert pukk eller lignende. Eventuell masseutskifting må ikke utføres uten at geotekniker har sjekket at stabiliteten av rørvegg er akseptabel i utskiftningsfasen.

5.4 Eventuelle sprengningsarbeider (undersprengning)

Det må påregnes restriksjoner på sprengningsarbeid / pigging og forsiktig uttak av bergmasse, dette særlig med tanke på nærliggende byggs tåleevne (GHB og SB) og påvirkning på apparatur og personer i bygningene.

Ved sprengningsarbeider og pigging skal rystelser overvåkes i henhold til metodikk beskrevet i NS8141-1 (Ref. 6).

Ved utsprengning av byggegrop for de nærliggende BUS1 og BUS2-prosjektene ble det benyttet grenseverdi for rystelser på Sentralblokken på 20 mm/s. Det må påregnes at GHB vil være spesielt sensitiv for rystelser, da dette er et eldre murbygg med stripefundament på løsmasser. Foreløpige utregninger basert på NS8141 viser at det må forventes grenseverdi for rystelser i størrelsesorden 10-15 mm/s for å unngå skade på GHB. Det forventes at rystelseskraft for disse byggene vil være en dimensjonerende faktor for berguttaket. I tillegg kan det være høyspentkabler, VA-anlegg og annet rystelsessensitivt utstyr (MR-maskiner, o.l.) på området som må hensyntas ved sprengning / pigging.

5.5 Bæreevne og setninger – tillatt grunntrykk i løsmasser

Nytt bygg (sterilsentral / vaskehall) planlegges med overkant gulv plan 0.1 på kote +46,4 og nedsenket del (plan 0.2) på +43,3. Nødvendig utgravningsdybde vil være 1,0-1,2 m under OK gulv plan 0.1 og cirka 0,5 m under plan 0.2 (gitt 300 mm gulvtykkelse).

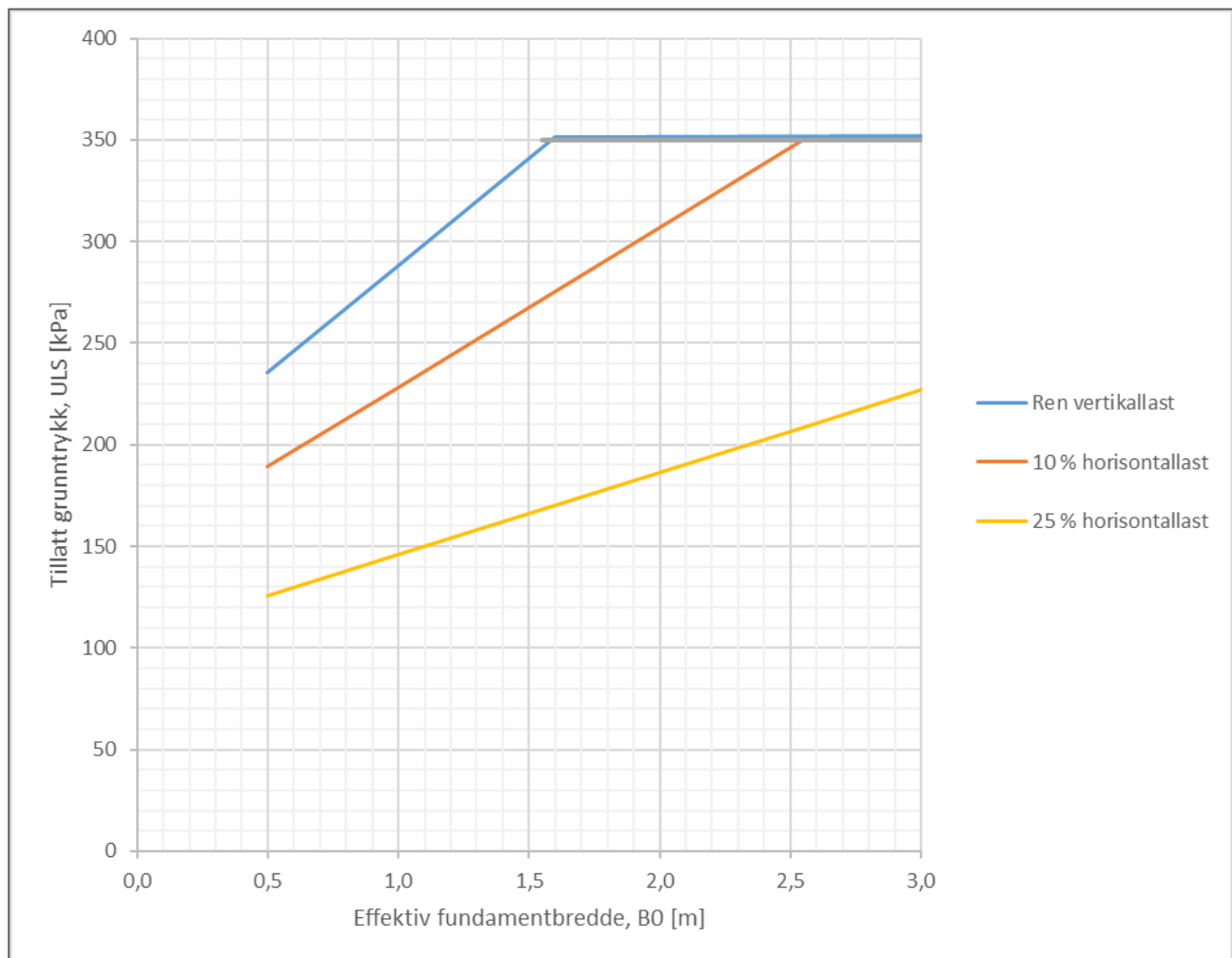
Bergoverflaten ventes å ligge under fundamenteringsnivå på store deler av tomten. Noe behov for sprengning/pigging av berg kan ventes i sydlige deler av tomten, det vil si i søndre del av nedsenket del (plan 0.2). I aktuelle fundamenteringsnivå og dypere er løsmassene faste og består i hovedsak av sand / grus / morenemasser. Disse massene vil være styrende for hvor høyt grunntrykk som kan tillates under fundamentene.

Materialparametere for løsmassene ifm. bæreevneberegning er vurdert som følger: tyngdetetthet 20 kN/m^3 (neddykket 10 kN/m^3), friksjonsvinkel 36 grader, attraksjon 5 kPa. Det er forutsatt minst 0,5 m overlaging med tunge, men neddykkede masser (eller mer) over underkant fundament. Resultat av beregningene er vist i diagram (Figur 7).

For å begrense risikoen for differansesetninger på planlagt bygg, anbefaler vi at det legges til grunn et tillatt grunntrykk ikke høyere enn 350 kPa i bruddgrensetilstand.

Det vurderes imidlertid å være akseptabelt med et tillatt grunntrykk inntil 400 kPa i bruddgrensetilstand der det fundamenteres på komprimert sprengsteinslag over undersprengt berg, med en minste fundamentbredde 1,0 m, og maksimal horisontallast lik 25 % av vertikallast. Dette kan typisk gjelde fundamenter i søndre og dypeste del av byggegroppen, der bergoverflaten kan ligge grunnere enn fundamenteringsnivået. Det er fortsatt forutsatt minst 0,5 m overlaging med tunge, men neddykkede masser (eller mer) over underkant fundament.

Da vi ikke har nøyaktig kjennskap til bergoverflaten, bør grunntrykk i tråd med Figur 7 legges til grunn. Når forholdene er bedre kartlagt ifbm utgravningen, kan grunntrykket / fundamentbreddene eventuelt optimaliseres.



Figur 7: Tillatt grunntrykk i bruddgrensetilstand avhengig av effektiv fundamentbredde og horisontallastandel (andel av vertikallast). For fundament på stedlige sand-/grusmasser og med minst 0,5 m tunge masser over UK fundament.

For en 2,0 m bred bankett med grunntrykk 250 kN/m² i bruksgrensetilstand, estimeres en setning opp mot cirka 2 cm i underliggende stedlige masser (fast sand/grus eller morene) over berg. Størst setning vil fås der dybden ned til berg er størst. Det er antatt inntil 5 m fra underkant fundament til bergoverflaten, basert på de utførte grunnundersøkelsene. Setningen ventes å påløpe relativt kort tid etter og delvis i takt med lastpåføringen.

For å unngå brå differansesetninger og risiko for oppsprekking av banketter, vegger og gulv, bør fjellet undersprenges minst 0,5 m under UK fundament der fjelloverflaten ligger høyere enn dette. Bygget foreslås da fundamentert på komprimert sprengsteinslag over undersprengt berg, og på stedlig morene (med et tynt, kapillærbrytende pukklag) der bergoverflaten ligger dypere. Fundamentering på sprengstein over berg kan typisk bli aktuelt for søndre deler av den dype kjellerdelen. Fjelloverflaten må da renskes før oppfylling av pukklag.

Mot Sentralblokk ligger bergoverflaten stigende mot syd opp til cirka kote +45. Fundamenteringsnivået er i dette området omtrent +45,2 (1,2 m under ok plan 0.1). Følgelig kan det bli behov for en liten undersprengning i søndre del langs SB (cirka 30 cm dypt) for å sikre en tilstrekkelig jevn (myk) fundamentering.

5.6 Tillatt grunntrykk ved fundamentering direkte på fjell

Det kan være aktuelt med direktefundamentering på fjell for byggekran. Bergartstype er på berggrunnskartet angitt som granatglimmerskifer, og det antas at enaksiell trykkfasthet til bergarten ligger mellom 50-100 MPa. For en sterkt oppsprukken bergmasse vil dette kunne gi en dimensjonerende bæreevne på 1-2 MPa, mens mer massivt fjell trolig ligger på 2-3 MPa (Ref. 11). Ved direktefundamentering må bergmassen kartlegges og bæreevne vurderes av ingeniørgeolog for hver fundamentlokasjon. Eventuell fundamentering delvis på fjell og delvis på løsmasser må vurderes særskilt i samråd mellom RIG og RIB.

Dersom kranplasseringen blir et sted der fjelloverflaten ligger dypt, kan utgravning bli problematisk og man kan måtte fundamenter kran på peler til fjell (strekk- og trykkpeler).

5.7 Tilbakefylling – jordtrykk

Tilbakefylling av masser mot kjellervegger gir jordtrykksbelastning. Vi anbefaler tilbakefylling med pukk/kult da slike grove masser gir god drenerende effekt og lavt jordtrykk. På grunn av relativt stive dekker over kjeller ventes små horisontaldeformasjoner av disse og følgelig bør det regnes med hviletrykk.

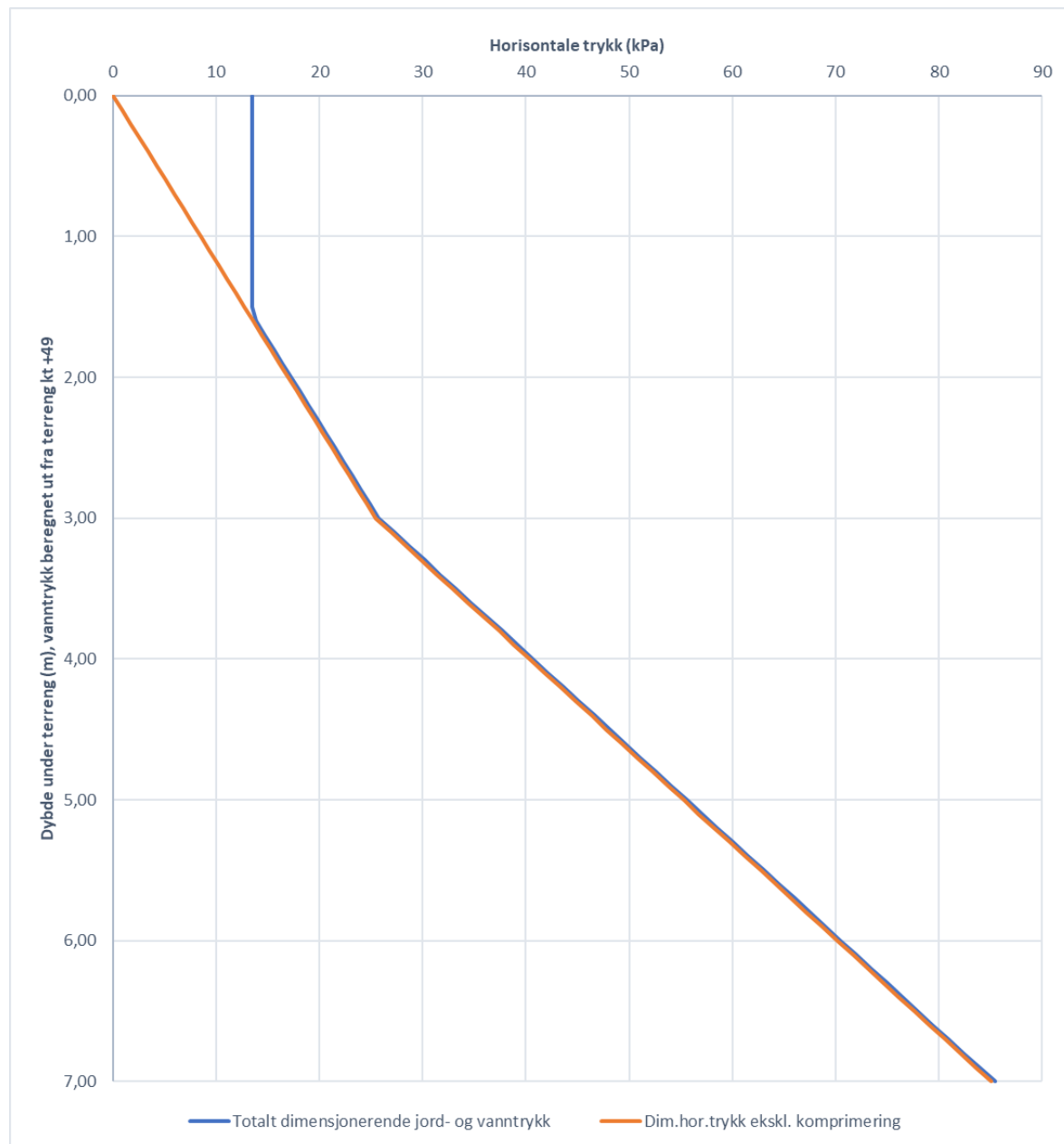
Karakteristisk hviletrykkskoeffisient for pukk / kult regnes som $K_0 = 1 - \sin(\text{friksjonsvinkel}) = 1 - \sin 42^\circ = 0,33$.

Vegger i plan 0.2 vil få tilleggstrykk pga vanntrykk mot vegg i ferdigsituasjon. Dimensjonerende vannstand bør settes ved kote +46 (NN2000), som er cirka 3 m under opprinnelig terreng (+49).

Byggetekniker (RIB) må regne på jordtrykk i jordskjelvsituasjon (ALS) da rørveggen uansett ikke vil redusere jordskjelvlastene i vesentlig grad.

Dimensjonerende jord- og vanntrykk (ULS) med forutsetningene ovenfor er gitt i Figur 8.

Der plan 0.2 er mer enn 4 m inntrukket i forhold til fundamenter for plan 0.1, kan terrengnivå ved beregning av jordtrykk for plan 0.2 settes lik OK gulv plan 0.1 (fundament for plan 0.1 eller tilbakefylling rundt plan 0.1 påvirker da ikke jordtrykk mot plan 0.2). Vannstanden vil i dette tilfellet stå like under «terrengnivå»/toppnivå.



Figur 8: Dimensjonerende jordtrykk (ULS) mot kjellervegger, gitt grunnvannstand 3,0 m under terreng (terreng kt +49) og tilbakefylling med pukk/kult.

6 Plan for kontroll og oppfølging

6.1 Kontroll av prosjektering

Den geotekniske prosjekteringen i byggeprosjektet er plassert i tiltaksklasse 3, noe som medfører krav om uavhengig kontroll av prosjektering i henhold til SAK 10.

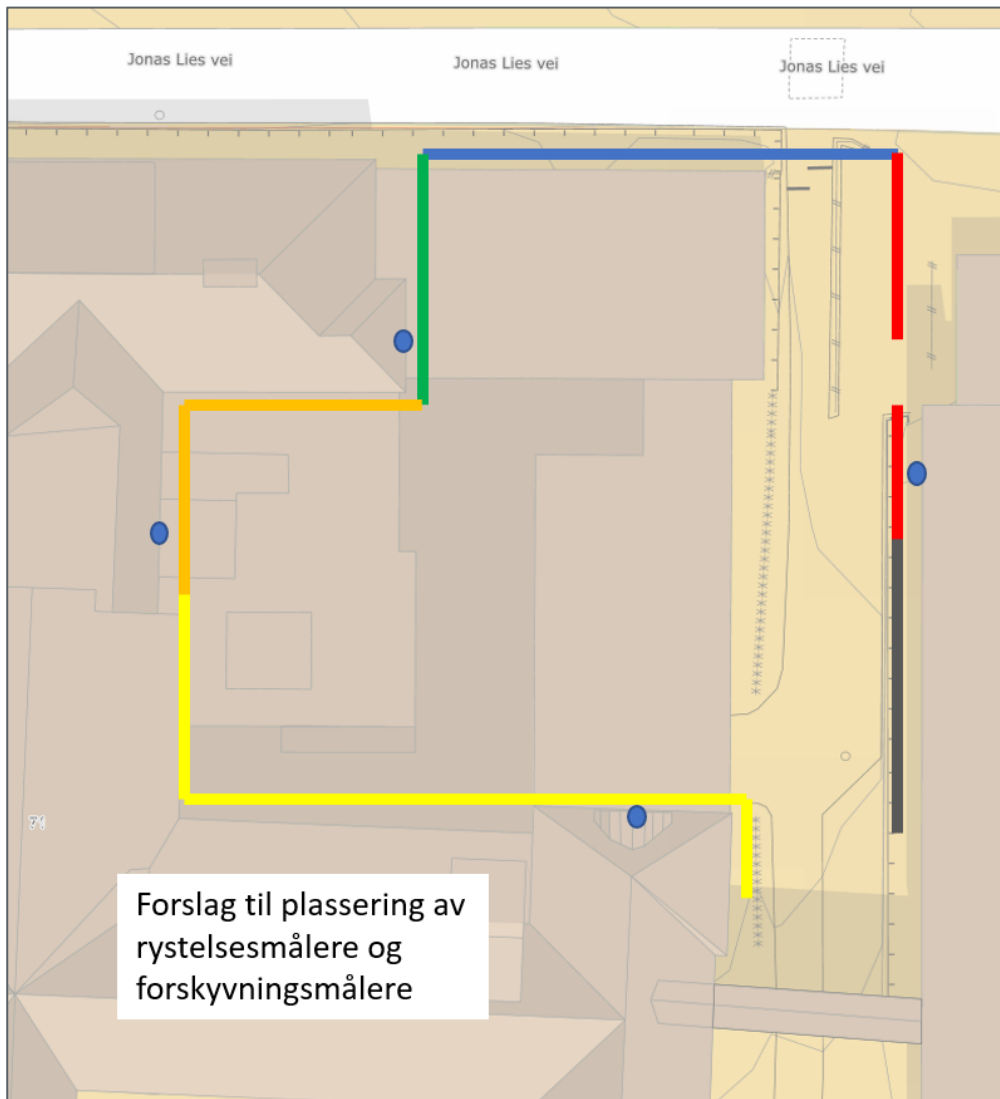
Prosjekteringen er utført iht. europeiske prosjekteringsstandarder, blant andre NS-EN 1990 Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner. Iht. denne standarden havner den geotekniske prosjekteringen i pålitelighetsklasse 3, dermed prosjekteringskontrollklasse og utførelseskontrollklasse 3. Dette medfører krav om en faglig tredjepartskontroll, kalt Utvidet kontroll, i tillegg til den uavhengige kontrollen iht. Plan- og bygningsloven / Byggesaksforskriften. Begge kontrollene kan forestås av samme foretak (som må være uavhengig av Norconsult) og kontrollene slås gjerne sammen slik at kontrollaktivitetene gjøres iht. NS-EN 1990 og rammene rundt kontrollen i samsvar med SAK10.

6.2 Tilstandsvurdering og overvåkning av nabobygg

Det ble ikke målt rystelser i forbindelse med prøveboringer av rør i september 2020. Vi har derfor ikke detaljert kjennskap til om boring av rørvegg må gjøres ekstra forsiktig for å begrense rystelser til et akseptabelt nivå. Basert på erfaringer fra andre prosjekt, i hovedsak Bybanen ved Mindemyren, er det sannsynlig at støykravene snarere enn rystelseskravene vil være det styrende / begrensende for borearbeidene. Spesielle rystelseskraav pga laboratorieutstyr i GHB kan imidlertid bli styrende.

I henhold til NS 8141-1 (Ref. 6) anbefales det tilstandsbesiktigelse av bygg i en avstand på 50 og 100 m fra sprengningssted, avhengig av om de er fundamentert på berg eller løsmasser. Parkbygget rett sør for byggetomten ligger innenfor 100 m-grensen, slik at fundamenteringsforhold her vil være avgjørende om bygningsbesiktigelse er nødvendig.

I samråd med entreprenør og byggherre bør det planlegges et detaljert måleprogram for vibrasjoner, støy og forskyvninger, det vil si plassering for målere og avlesningsintervall. Et forslag til plassering av forskyvningsmålere og rystelsesmålere er gitt i Figur 9. Punktene bør avleses / måles inn når kritiske arbeider pågår, slik som rørboring (rystelser) og utgravning før og etter staging (deformasjoner).



Figur 9: Forslag til plassering av forskyvningsmålere og rystelsesmålere (blå sirkler), for overvåkning underveis i anleggstiden.

6.3 Oppfølging i byggefase

Vi viser generelt til gjeldende standarder for kontroll av grunnarbeidene. For rørvegg er NS-EN 1536 «Utførelse av spesielle geotekniske arbeider – Borede peler» og NS-EN 1537 «Utførelse av spesielle geotekniske arbeider – Stagforankringer» spesielt aktuelle. Peleveiledningen 2019 er også høyst relevant.

De deler av grunnarbeidene som plasseres i tiltaksklasse 2 eller 3 blir gjenstand for uavhengig kontroll av utførelse i henhold til SAK10. I forbindelse med utførelsen (byggingen), må man tidvis regne med behov for geoteknisk faglig oppfølging. Norconsult kan bistå med begge disse arbeidene om ønskelig.

Noen viktige kontrollpunkt er listet i tabellen under.

Kontrollpunkt	Beskrivelse	Ansvarlig
Tilstandskontroll	På generelt grunnlag anbefaler vi en tilstandssjekk av alle nærliggende bygg og konstruksjoner for å kartlegge eksisterende skader slik som riss, sprekker og skjevheter før anleggsarbeidet (boring, graving og bygging) igangsettes. Dette for å unngå risiko for urettmessige krav. Tilstandssjekken kan f.eks. dokumenteres med videoopptak. Iht NS 8141-1 (Ref. 6) anbefales det tilstandsbesiktigelse av bygg i en avstand på 50 og 100 m fra sprengningssted, avhengig av om byggene er fundamentert på berg eller løsmasser.	Entreprenør og byggherre
Fundamentnivå nabobygg	Nivå for underkant fundament på tilgrensende bygg (GHB og SB) må kartlegges før staging. Resultat / observasjoner oversendes RIG.	Entreprenør / byggeleder
Vibrasjonsmålinger	Vibrasjoner skal måles på nærmere spesifiserte målepunkt under arbeidene, og arbeidene innstilles eller nedjusteres dersom angitte grenseverdier overskrides. Grenseverdier fastsettes i samråd mellom grunnentreprenør og byggherre etter forslag fra RIG.	Entreprenør / byggeleder
Temperaturmålinger i masser bak rørvegg	Dersom byggegropen er åpen en vintersesong, bør det installeres temperaturmålere i løsmassene bak rørveggen for overvåkning av isoleringsbehov. Målere ved 2 punkt på motstående sider av byggegropen anbefales som utgangspunkt.	Entreprenør / byggeleder
Skråningshelning graveskrånninger	Skråningshelningen skal ikke være brattere enn beskrevet. Helning 1:1,5 eller slakere i sand-/grusmasser (utgravning for plan 0.2). Det tillates ikke belastning på topp av graveskråning (trafikk, deponering av gravemasser, utstyr, osv.), innen en avstand på 2 meter fra skråningskanten. Utgraving i henhold til fundamentplan fra RIB og kapillærbrytende sjikt mot fundamenter.	Entreprenør / byggeleder
Graveplan Masseutskiftning Separasjonsduk	Det skal ikke fundamenteres på/over omrørte masser eller humusholdige masser. Dersom det blir behov for masseutskiftning dypere enn prosjektert utgravningsnivå, må geotekniker kontaktes for sjekk av stabiliteten i utgravningsfasen. Det skal legges separasjonsduk (fiberduk) bruksklasse 3 mellom stedlige masser og pukk/kult.	Entreprenør / byggeleder Prosjekterende (RIG) varsles ved observasjon av uventede masser
Fundamentering	Fundament- og lastplan fra RIB bør kontrolleres av RIG.	RIB
Komprimering	Tilførte og tilbakefylte masser legges ut lagvis og komprimeres iht. NS 3458 Normal komprimering (Ref. 7). Lett komprimering nærmeste meter mot vegg og mot VA-ledninger o.l..	Entreprenør / byggeleder
Stabilitet av byggegrop	Grunnvannsnivå ventes 2-4 m under terreng. Det kan bli behov for etablering av pumpesumper i anleggsfasen og/eller tetting av rørvegg med sprøytebetong eller lignende. Det må holdes øye med grunnvannserosjon og	Graveentreprenør/ anleggsleder

	rørveggen eventuelle deformasjoner. Utrasning vurderes og hindres fortløpende under utgravningen med f eks sprøytebetong (armert)	Geotekniker kontaktes uten ugrunnet opphold ved tvil om stabiliteten.
Rørvegg Boreprotokoller	Puter skal skjøtes med full kapasitet. Alternativt settes doble stag ved puteendene. Det føres protokoll for rørboringen iht. Peleveiledningens anvisninger for borede stålrørspeler (Ref. 12). Protokoller oversendes RIG jevnlig under borearbeidene for blant annet sjekk av faktiske fjellnivå mot antatte dybder.	Entreprenør / byggeleder
Stag Stagprotokoller	Det installeres 2 stag ved puteender for å tåle 1 stagbortfall. Stag prøvetrekkes iht utførelsesstandard og anvisninger på tegninger. Forspennes til 400 kN. Det føres stagprotokoller (iht aktuell standard).	Entreprenør / byggeleder

7 HMS / SHA og restrisiko

Vi har gjennomført en fareidentifikasjon av tekniske løsninger i vårt (Norconsults) oppdrag. Risiko er søkt redusert så langt som mulig gjennom tekniske valg i oppdraget.

Bygge- og anleggsarbeidene må planlegges og utføres på en slik måte at det ikke oppstår skader på personer, utstyr og anlegg. Entreprenøren må utarbeide en sikker-jobb-analyse (SJA) med påvisning av potensielle farer og valg av avbøtende tiltak før arbeidene settes i gang.

Av spesielle sikkerhetsutfordringer knyttet til de geotekniske arbeidene kan nevnes utgravning nært nabobygg og stabiliteten av disse. Dette skal ivaretas av prosjektert rørvegg. Ved tvil om stabiliteten av nabobygg må geotekniker kontaktes uten ugrunnet opphold.

Byggeplassen er trang og følgelig vil det være utfordringer knyttet til logistikk. Rekkefølgebestemmelser knyttet til utgravning, staging av rørvegg, mv, er essensielt for stabiliteten av rørveggen og nabobygg, og må derfor følges nøye selv om dette kan gi ekstra logistikktutfordringer.

For øvrig ser vi på nåværende tidspunkt ingen spesielle sikkerhetsutfordringer eller risiko knyttet til de geotekniske arbeidene. Mengden vann som vil strømme inn i byggegropen (mellom rør i rørveggen) er den mest usikre faktoren, men utgjør ikke en personsikkerhetsfare.

8 Tegningsoversikt

025-01-B-220-10-01: Plan grunnarbeider (plantegning rørvegg) (HR Prosjekt)

025-01-B-220-42-01: Oppriss rørvegger grunnarbeider (HR Prosjekt)

050-01-B-220-80-00: 3D grunnarbeider (3D-visualisering / perspektiv av rørvegg) (HR Prosjekt)

V201: Typisk snitt (prinsippsnitt) rørvegg

V202: Putedetaljer rørvegg

V203: Putedetaljer – hjørne rørvegg

9 Referanser

Ref. 1: FOR-2017-06-19-840: Byggeteknisk forskrift (TEK 17)

Ref. 2: FOR-2010-03-26-488: Byggesaksforskriften (SAK 10)

Ref. 3: NS-EN 1990:2002+NA:2008 + A1:2005 + NA:2016: Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner.

Ref. 4: NS-EN 1997-1: 2004+A1:2013+NA:2016 Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering Del 1: Allmenne regler.

Ref. 5: NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014: Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger.

Ref. 6: NS-EN 8141:2001. Vibrasjoner og støt – måling av svingehastighet og beregning av veiledende grenseverdier for å unngå skade på byggverk. Versjon 2.

Ref. 7: NS 3458: Komprimering - krav og utførelse

Ref. 8: Geoteknikk i vegbygging, Håndbok V220, Vegdirektoratet, 2018

Ref. 9: 574 Haukeland Universitetssykehus – ny vaskehall/sterilsentral – geotekniske grunnundersøkelser – datarapport, dokumentkode 574-20190211 (5190180-RIG-01), utarbeidet av Norconsult, datert 2019-02-11.

Ref. 10: Tegninger av Sentralblokkas nordvestre del, Haukeland sykehus, Sentralblokk 30, utarbeidet av Sivilingeniør Christian Norman AS, sak nr 1275 (oversendt via Rambøll v/ Kristoffer Setsaas):

- Snitt modul D 2/6, tegningsnr 230-3-026 rev 02, datert 26.02.75.

- Profiler i nordvestre hjørne, tegningsnr 210-0-151 rev 1 og 210-0-152, datert hhv 14.01.75 og 10.02.75

- Fundamentplan, gulv på kult etg 0.2, tegningsnr 230-1-010 rev 7, datert 28.05.75

Ref. 11: Fundamentering på berg, intern rapport nr. 2360, Statens Vegvesen, Vegdirektoratet, 2004.

Ref. 12: Peleveiledningen 2019, utarbeidet av NGF

Ref. 13: 000573 Parkhjørnet - Bygge- og anleggsstøy, dokumentnummer RIAKU 02, utarbeidet av Sweco Norge AS, prosjektnummer 10210092, foreløpig utgave rev 00 datert 11.12.2020.