



Notat – Geologisk Vurdering Overløpstunnel

KUNDE / PROSJEKT OBOS Fabrikkgaten_3-5	PROSJEKTLEDER Felix Kluge	DATO 24.04.23
PROSJEKTNUMMER 10230969	OPPRETTET AV Felix Kluge	REV. DATO 14.11.23
UTARBEIDET AV NAVN Felix Kluge	SIGNATUR  <small>Felix Kluge [14 nov. 2023 11:31 GMT+1]</small>	KONTROLLERT AV NAVN Roger S. Andersen
		SIGNATUR 

DISTRIBUSJON: **FIRMA** **NAVN**
TIL:
KOPI TIL:

Geologisk Vurdering Overløpstunnel

Sammendrag

Det planlegges utbygging av tomten Fabrikkgaten 3 – 5, der grunnarbeider vil utføres nært og over to eksisterende tunneler (avløpstunnel og overløpstunnel) i eie av Bergen Vann. Foreliggende notat fremlegger foreløpige geologiske vurderinger for overløpstunnelen. Det gis anbefalinger for tiltak og utretning før og i anleggsfasen. Vurderinger rundt tunnelen er basert på observasjoner av berget i nærområdet, samt ROV-video materiale innhentet fra Bergen Vann og scannet modell av tunnelen.

Overløpstunnelen ble drevet i 1924. Den er ca. 160m lang, ca. 1,5 - 2 m bred og høy og har en orientering nordvest-sørøst og nord-sør. Risikoer for tunnelen angår stabilitet mht. kollaps eller nedfall av blokker, som vil kunne forverre/stoppe gjennomstrømmingen. Sprengnings- og piggearbeider kan føre til skader på tunnelen (nedfall av stein, tunnelkollaps) dersom slike arbeider utføres for nært tunnelen eller dersom de ikke utføres spesielt forsiktig. Basert på observasjoner fra ROV-videomaterialet, vurderes detaljstabiliteten i tunnelen som mangelfull, og det er en betydelig sannsynlighet for nedfall av stein/blokk pga. rystelser. Fundamentlaster over tunnelen kan også føre til brudd i tunnelen dersom de blir for store. Ved ev. større nedfall av steinmasser i tunnelen må nedfallsmassene renskes bort. For at opphold i tunnelen blir forsvarlig ved ev. nedfall av stein bør tunnelen arbeidssikres før rystelsesskapende anleggsarbeider igangsettes.

Dersom tunnelen arbeidssikres vil rystelseskrav fastsettes basert på ny standard NS8141-1:2022. Anslått grenseverdi er da mellom 30 – 50 mm/s men endelig grenseverdi må fastslås i samråd med Bergen Vann mht. ev. egne bestemmelser. Dersom tunnelen ikke sikres fra innsiden, forventes risikoen for nedfall av stein pga. rystelser å være betydelig. I dette tilfelle anbefales en grenseverdi på 15 mm/s for å minimere risikoen mest mulig.

For å minimere rystelser bør det kun benyttes små enhetsladninger pr. tennerintervall, ev. skånsomt «sprengstoff» (Royex, Nonex e.l.) nært tunnelen. Hvis tunnelen er sikret fra innsiden forventes det at forsiktig sprenging og pigging kan utføres inntil 5 m fra tunnelen, og hydraulisk kiling/saging inntil 2 m fra tunnelen. Dersom tunnel kan sikres med sprøytebetong fra innsiden,

kan berguttak ev. tillates enda nærmere, og/eller anleggsvirksomheten i området behøver ikke å utføres like skånsomt.

Bæreevnen/tillatt såletrykk for fundamenter som ev. etableres over tunnelen må utredes spesielt, men det forventes at tunnelen kan bære typiske fundamentlaste fra tegnede bygg dersom den kan sikres med bolter fra innsiden og ev. utsiden. Dersom det er mulig, vil sikring med sprøytebetong fra innsiden av tunnelen øke forutsigbarheten mht. dette ytterligere.

Basert på forutsetninger beskrevet i dette notatet, forventes den planlagte utbyggingen å være gjennomførbare mht. avløpstunnelens funksjon og sikkerhet. Det må regnes med bergsikringstiltak i forkant av byggearbeidene og oppfølging av geolog i byggefase, og det må gjøres nødvendige vurderinger/beregninger av sikringstiltak under detaljprosjektering.

Innholdsfortegnelse

1	Innledning	3
2	Beskrivelse av Overløpstunnelen	3
2.1	Tunnel overdekning og planlagte inngrep	8
2.2	Geologiske forhold	11
2.3	Bergsikring, vurdert stabilitet	13
2.4	Vannforhold	14
3	Generell vurdering av risikoen fra planlagt utbygging	14
4	Anbefalt gjennomføring	16
4.1	Rystelser	17
5.	Geologisk oppfølging under prosjektering og i anleggsfasen	18
	Referanser	18

1 Innledning

OBOS planlegger utbygging av tomten i Fabrikkgaten 3 – 5, Årstad i Bergen. Sweco Norge AS er engasjert som rådgiver i planleggingsfasen og bistår med bl.a. med geologisk rådgiving.

Ved utbygging av tomten planlegges det grunnarbeider med bl.a. graving og sprenging/berguttak i dagen, nært og over to eksisterende tunneler som eies av Bergen kommune, Bergen Vann. Tunnelene omfatter en avløpstunnel som innehar rørtrasé for avløp og fjernvarme, og en overløpstunnel der overvann og avløp renner fritt på tunnelsålen. Tunnelene har felles tilkomst fra en nedsenket inntakskonstruksjon sørøst på tomten, ved bybanesporet vis-à-vis Kanalveien 46, se Figur 4. Overløpstunnelen har også tilkomst fra en kum i Fabrikkgaten nord for tomten.

Foreliggende notat omhandler en overordnet geologisk vurdering av eksisterende overløpstunnel, risikomomenter fra de planlagte tiltakene, samt mulige tiltak og anbefalinger for utretninger før anleggsstart. Tilsvarende momenter for avløpstunnelen sammenfattes i et eget notat (N01).

2 Beskrivelse av Overløpstunnelen

Overløpstunnelen (etablert 1924) er hovedsakelig en råsprengt tunnel i fjell som går fra inntakskonstruksjonen ved Solheimsvannet mot Fabrikkgaten i nord. Anlegget eies av Bergen Vann og er ikke tilgjengelig for allmennheten. Tunnelen har tilkomst fra en overløpskulvert på innsiden av inntakskonstruksjonen (Figur 1) og fra en kum i Fabrikkgaten. Nedstrøms fra Fabrikkgaten går tunnelen over i støpt kulvert, og det er flere tilknytninger på tunnelen. Tunnelen antas bare å være «i drift» når dykkerledningene i avløpstunnelen ikke tar unna avløpet, og vannet dermed renner over overløpstørskelen (se Figur 6) og videre i tunnelen og ut i Solheimsviken.

Betongkonstruksjonen/inntakskonstruksjonen nært Solheimsvannet avtrappes i to seksjoner mellom inngangen i øst og tunnelpåhugget til avløpstunnelen i vest med henholdsvis indre takhøyde på 2 m og 3 m. Inngang til overløpstunnelen ligger i øvre seksjon, lengst nord i konstruksjonen. Innside tak ved overgang til overløpstunnelen ligger på ca. kote +19.1 m.

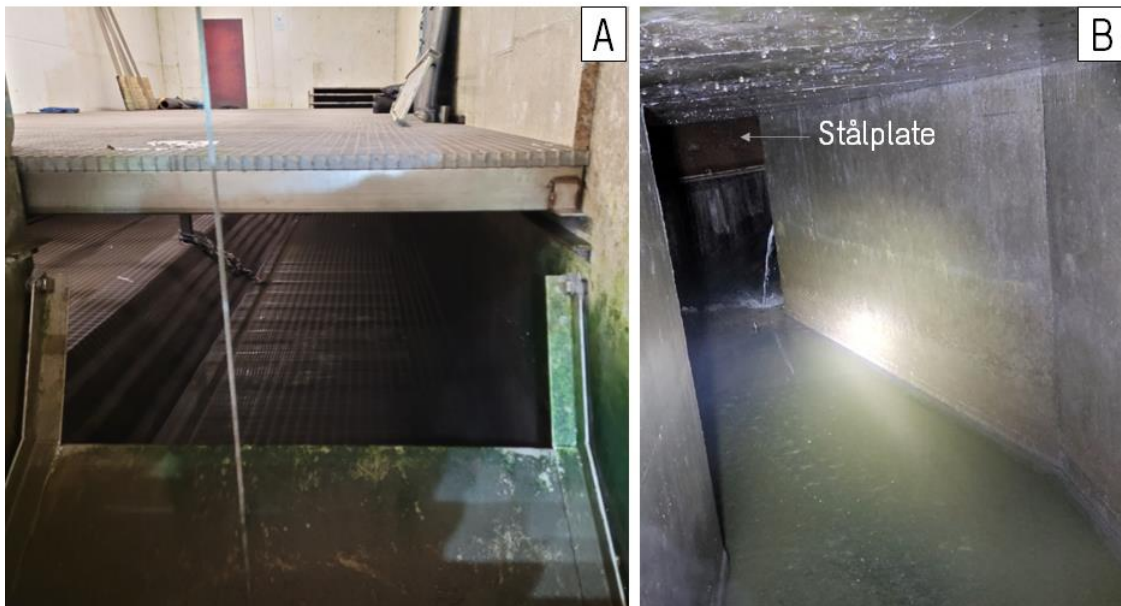
Overløpstunnelen er ikke blitt befart av folk på lang tid, ev. ikke siden den ble bygget. Befaring i tunnelen er foreløpig vanskelig pga. manglende ventilasjon og svært variabelt/værvhengig vannspeil, som medfører store HMS-risikoer og krav til spesialisert sikkerhetsutstyr (gassmålere og ev. friskluft utstyr). Bergen Vann har derfor den 03.03.23 gjennomført filming av Overløpstunnelen vha. en ROV kjørende på tunnelsålen. Det er i tillegg utført scanning av tunnelen.

Overløpstunnelens lengde fra inntakskonstruksjonen i sør, til kummen i fabrikkgangen i nord, er ca. 150 m. Tunnelverrsnittet kan observeres direkte fra kum i fabrikkgangen der det er anslått å være 2 m bredt og 2 m høyt. Fra tunnelscann måles tunnelbredden flere steder å være ca. 1,5 m mellom veggene og 1,5 – 2 m høyt. Tunnelsålen ligger på ca. +15,5 m ved inntakskonstruksjonen og på +14,8 i fabrikkgangen. Tunnelheng (høyeste punkt) ligger for det meste mellom +17,2 og 17,5. På ett sted ligger det høyeste punktet i hengen på +18,2, dette ved et spir i taket ca. 70 m fra inntakskonstruksjonen.

Videomaterialet viser at i motsetning til avløpstunnelen, hvor avløpet går i rør og man kan kjøre en bil på siden av rørene, renner overvann og kloakk fritt på tunnelbunnen/sålen i overløpstunnelen. Stedvis kommer det åpne rørføringer med avløp inn i tunnelen (Figur 3). Tunnelens heng og vederlag er buet, og består av rå-sprengt berg. Tunnelvegger er tildekket med støpt betong (antatt ensidig forskalet). På to steder i tunnelen forekommer det betongkonstruksjoner som dekker hele profilet. I tillegg går det en betong kulvert fra inntakskonstruksjonen til tunnelen i sør. Plassering og lengde av disse konstruksjonen kan anslåes fra laserscannet modell. En betongkonstruksjon (med flatt tak) er plassert ved Fabrikkgangen, den er ca. 2 m lang. Den andre konstruksjonen (med buet tak) ligger mellom svingen og inntakskonstruksjonen, den har en lengde på 8 m. Omtrentlig 12 m fra inntakskonstruksjonen er det observert en stålplate og stålvegg (Figur 2, Figur 3). Mellom stålveggen og inntakskonstruksjonen ligger det tilsynelatende en betong kulvert (Figur 2B).



Figur 1 Bilde fra innsiden av inntakskonstruksjonen. Nederst på bildet ser man tilkomsten til overløpstunnelen i nord og øverst på bildet er overgangen til kulvert som kommer fra sør. Inngang mot avløpstunnelen ligger til høyre for bildet.



Figur 2 Tilkomst overløpstunnel fra inntakskonstruksjonen.



Figur 3 utklipp fra videomateriale fra ROV. Bilder er tatt i retning inntakskonstruksjonen. Bilder A-F er sortert i fra nærmest inntakskonstruksjonen til nærmest Fabrikkgaten.

2.1 Tunnel overdekning og planlagte inngrep

Terrengoverflaten er modellert basert på laserdata fra Høydedata.no. Avstand fra tunneltakt til dagens terrengoverflate er for det meste rundt 6 - 8 m. Mellom inntakskonstruksjonen til ca. 35 m på langs med profilsnittet er maksimal overdekning over tunnelen kun 4 – 5 m (Figur 6).

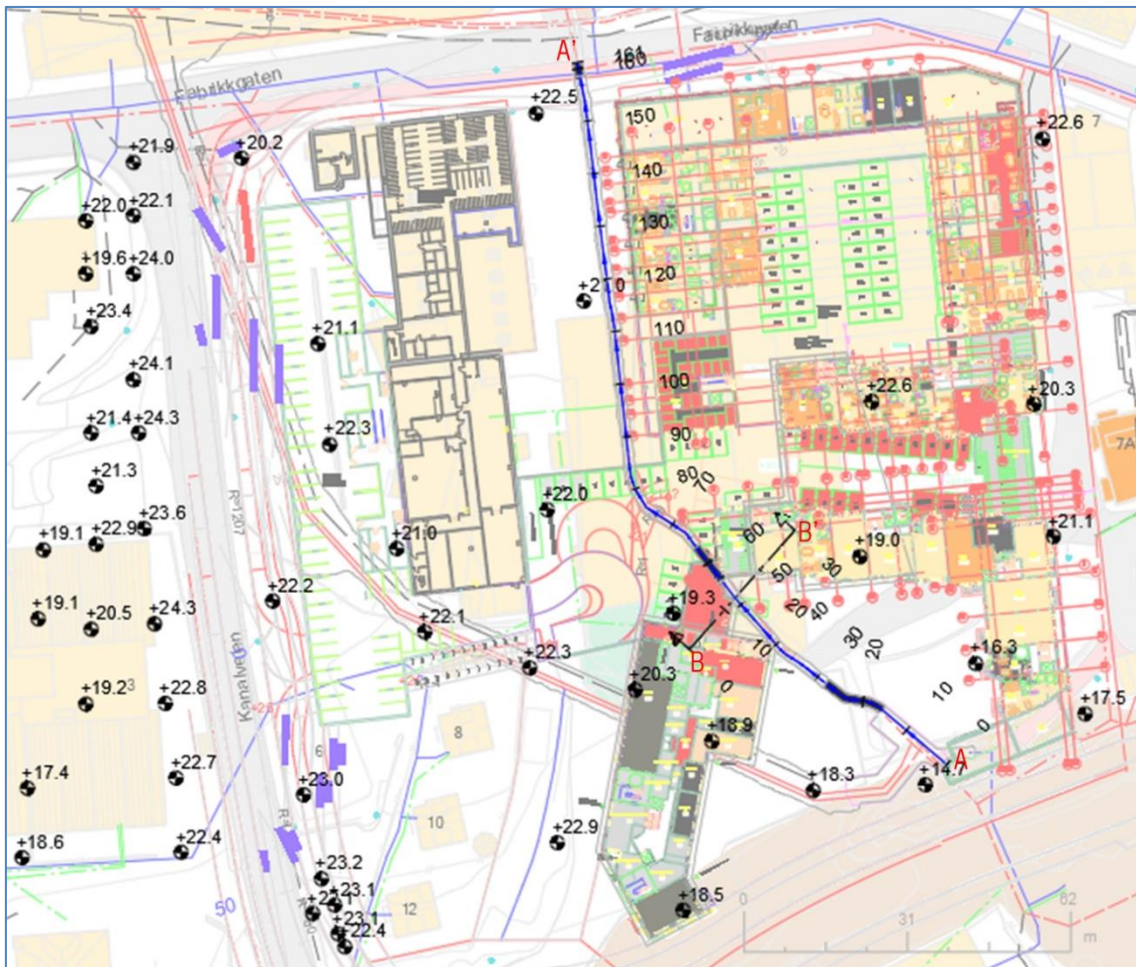
En bergoverflatemodell er konstruert ved hjelp av terrengmodellen fra høydedata, 52 fjellkontrollboringer, observasjoner av bergblotninger i dagen (Figur 4 og Figur 5) og bergblotninger observert på anlegget til bybanen i 2020. Over tunnelen i nord (fra relativ pel 80 m – 159 m) ligger bergmodellen for det meste mellom +21 m til + 23 m. Bergoverdekningen over midtheng av tunnelen fremstår derav å være mellom 3,5 – 5 m i dette området; med størst bergoverdekning nærmest Fabrikkgaten. I sør (mellom inntakskonstruksjonen og relativ pel 80 m, som ligger ved knekkpunktet/svingen i tunnelprofilen) er bergoverdekningen estimert < 3,5 m. Til relativ pel 50 m er bergoverdekningen estimert til < 2 m.

Estimert bergoverdekningen frem til relativ pel 65 m vurderes å være svært liten. I en begrenset del av denne seksjonen forekommer det en betongkonstruksjon som dekker hele profilet. Det er usikkert hvorvidt denne konstruksjonen er en utstøpning mot berg eller en ev. kulvertkonstruksjon med løsmasseoverdekning.

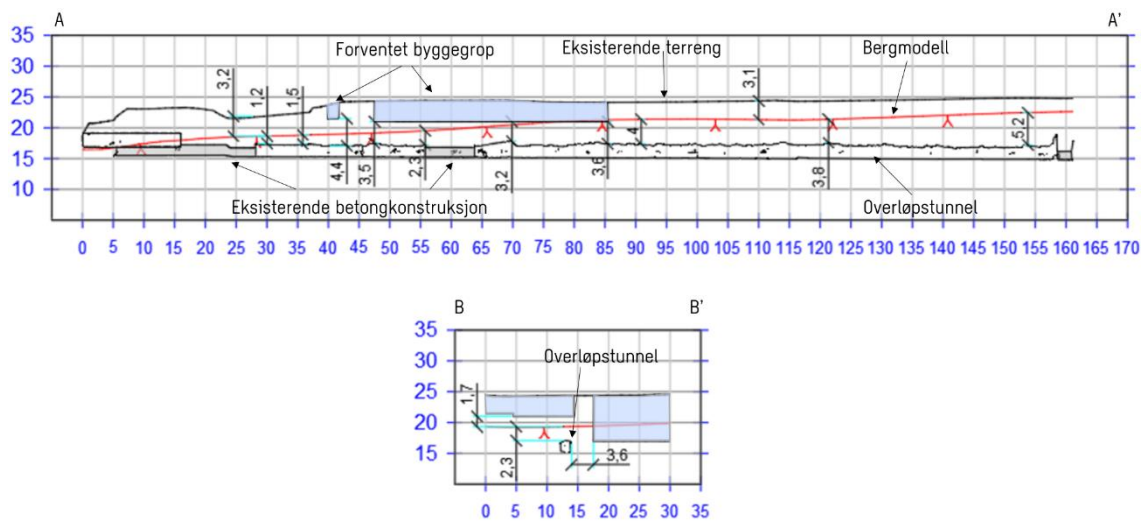
Arkitekttegninger viser at en bygning med tilhørende parkeringskjeller er tenkt etablert på langs med-/øst for overløpstunnelen og at deler av parkeringskjelleren plassert over tunnelen. Basert på bergmodellen kan det se ut til at det vil bli behov for begrenset berguttak (< 1 m dybde) over tunnelen mellom relativ pel 75 m og 85 m. For resten av området forventes det basert på bergmodellen kun behov for graving direkte over tunnelen. På østsiden av tunnelen er deler av bygget planlagt fundamentert på kote +17 m. Her vil det basert på bergmodellen bli behov for berguttak med skjæringshøyder 2,5 m – 3 m. Nærmeste hjørnet av denne byggegroppen forventes å ville ligge (lokalt) 3,5 m fra tunnelen (Figur 5 – Figur 6).



Figur 4 Utklipp fra modell med oversikt over plassering av avløpstunnel, overløpstunnel, inntakskonstruksjonen i dagens situasjon. Grunnundersøkelses punkt (røde punkt) og punkt med observert berg i dagen (rosa punkt) er vist for å tydelig gjøre datagrunnlaget for modellering av bergoverflaten over tunnelen.



Figur 5 Kart som viser plassering av tunneler relativt til planlagt utbygging, eksisterende bygg (lys gule felt) og diverse infrastruktur i bakken. Fjellkontrollbøringer er vist med angitt kote for tolket berg. Plassering av lengde-profil langs overløpstunnelen er vist (A-A'). I tillegg et tverrprofil (B-B'). Profilsnitt er vist i Figur 6. Pel-nummer er kun relativt til profilene (vist i Figur 6) og er ikke offisielle pel-nummer i tunnelen.



Figur 6 Profilsnitt som viser tunnelens estimerte overdekning og antydte planlagte byggegroper over midtheng . Pel-nummer er relativt til profilets lengde (ikke offisielle pel-nummer) vist i Figur 5.

2.2 Geologiske forhold

Tunnelen er ikke befart av geolog. Bergforhold er kun basert på et visuelt inntrykk fra ROV video materialet, scannet modell og observasjoner fra den nærliggende avløpstunnelen.

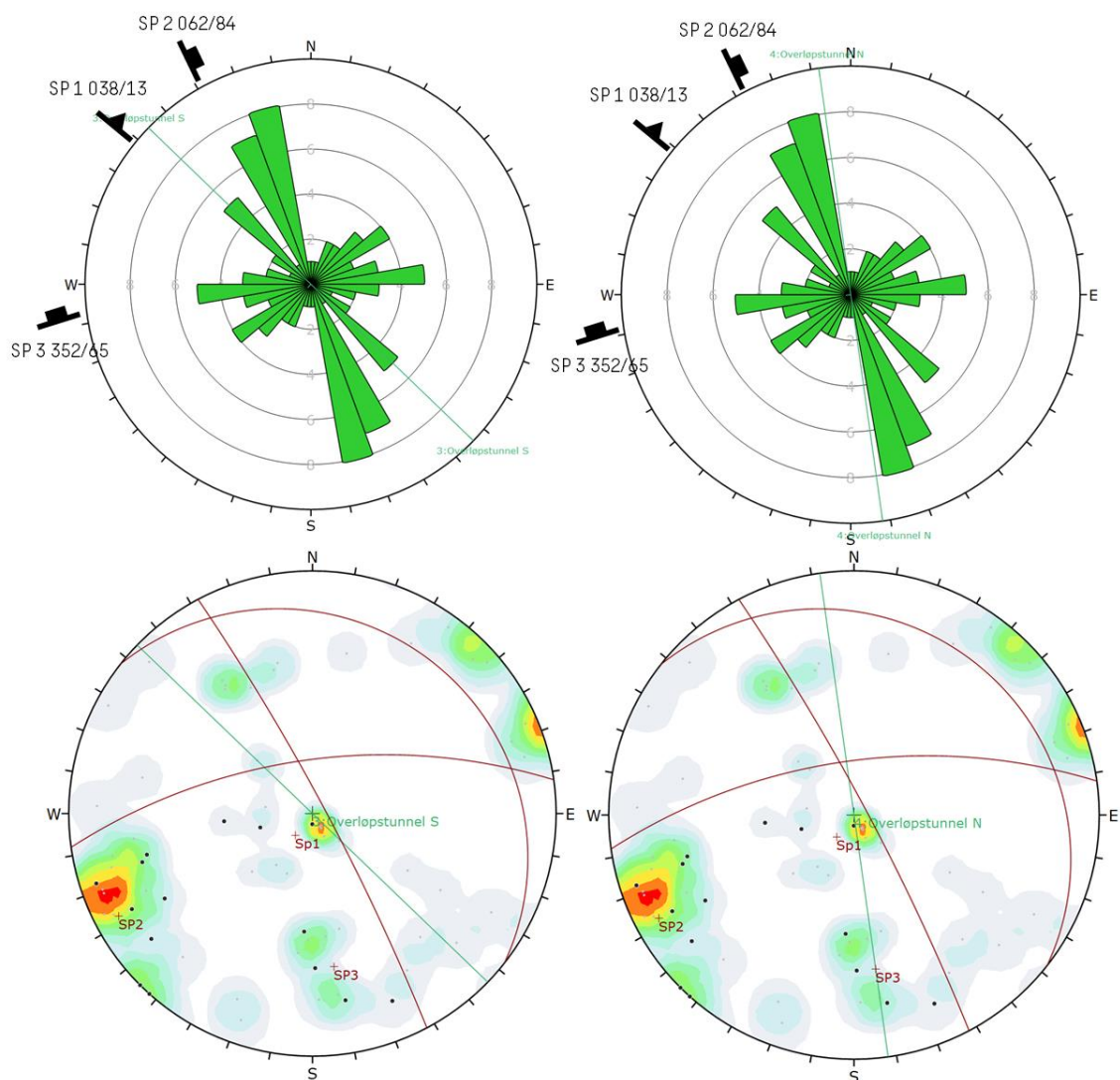
NGU's berggrunnskart (1:50 000) beskriver berggrunnen i området som «Øyegneis til flaserigneis, for det meste granittisk, rød, biotittrik». Dette stemmer med bergartsobservasjoner i området.

Bergmassen i området (målt i avløpstunnelen) sprekker opp langs tre hoved-sprekkeretninger. Sprekkesettenes observerte egenskaper er kort oppsummert i Tabell 1 og Figur 7.

Tabell 1 Beskrivelse av observerte sprekkesett i tunnelen. Definisjon beskrivende termer iht. [1](oversatt)

Sprekkesett	Orientering [°, fallretning/fall]	Sprekke- avstand	Sprekke- utholdenhet	Sprekke- ruhet	Sprekke- fyll/belegg	Bemerkning
Sp1 (foliasjon)	038/13	Moderat	Stor – veldig stor	Bølget, ru	Ingen observert	Ikke like godt utviklet alle steder
Sp2	062/84	Moderat - Stor	Moderat- stor	Plan – bølget, ru	Rustutfelling, Zeolitt og leire	Generelt godt utviklet
Sp3	352/65	Liten – Moderat	Liten	Bølget, glatt	Rustutfelling	Ikke like godt utviklet alle steder

På befaring i Overløpstunnelen er det gjort en grov vurdering av bergmassens kvalitet. Bergmassens oppsprekingsgrad relativt til antall sprekkesett (J_n), sprekkenes ruhet (J_r), sprekkefyll (J_a), samt vann lekkasjer (J_w) og spenningsforhold (SRF) er vurdert iht. Q-systemet (Tabell 2). Forutsatt at oppsprekingsgraden og sprekkeoverflater ligner på det som ble observert avløpstunnelen er tilsvarende bergmassekvalitet i overløpstunnelen klassifisert deskriptivt fra «dårlig» til «middels» jf. Figur 8.



Figur 7 Grafisk fremstilling (sprekkerose øverst, polplott nederst) av sprekkeorienteringer målt i avløpstunnelen. Høyre viser data relativt til tunnelaksen i sør (nærmest trappen) og venstre viser data relativt til tunnelaksen i nord (fra nisjen og nordover).

Tabell 2 Viser estimerte Q-verdier (bergkvalitet) i forskjellige deler av tunnelen. Bergkvaliteten er angitt i intervaller lav – høy som angir variasjonen av bergmassens kvalitet i de forskjellige seksjonene av tunnelen. Tunnel S tilsvarer avsnittet mellom pel 0 og pel 80 (før svingen) der bergoverdekningen stort sett er liten og Tunnel N mellom pel 80 og 159 der bergoverdekningen er bedre.

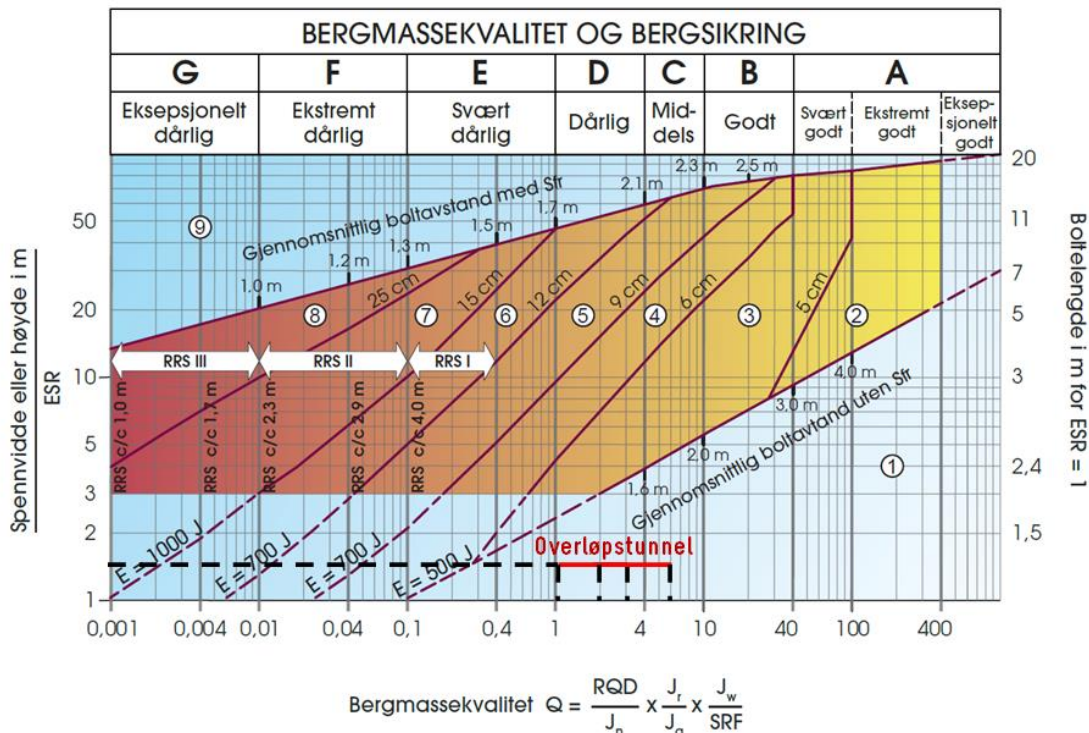
Parameter	Tunnel S				Tunnel N			
	Lav		Høy		Lav		Høy	
	Beskrivelse	verdi	Beskrivelse	verdi	Beskrivelse	verdi	Beskrivelse	verdi
RQD, oppsprekking	Dårlig	60	Middels	90	Middels	60	Utmerket	90
Jn, antall sprekkesett	Tre + sporadisk ved påhugg (*2)	12	Tre + sporadisk ved påhugg (*2)	9	Tre + sporadisk	12	Tre sprekkesett	9
Jr, ruhet	Plan ru	3	Bølget, ru	3	Bølget, ru	3	Bølget ru	3
Ja, fyll	Mineralbelegg	3	Mineralbelegg	2	Litt leire	3	Mineralbelegg	2
Jw, sprekkevann		1		1		1		1
SRF, spenningsfaktor		5		5		2,5		2,5
Bergmassekvalitet, klasse, Q-verdi	Dårlig, D	1	Dårlig, D	3	Dårlig, D	2	Middels, C	6
$\text{Bergmassekvalitet } Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF}$								

2.3 Bergsikring, vurdert stabilitet

Det foreligger ingen informasjon om bergsikring i tunnelen. Fra videomaterialet er det ikke observert noen bolter for bergsikring. Veggene er dekket med betong, men det er ikke kjent om/hvordan denne betongen er festet til veggene, hvor tykk den er, og om/hvor mye den er armert eller ikke.

Vurdering av tunnelens stabilitet forbindes med en stor usikkerhet. Med hensyn til antatte Q-verdier, tunnelens dimensjoner og bruksformål, faller tunnelen utenfor det vanlige dekningsområdet for sikringsmetoden etter Q-systemet (Figur 8). Tunnelen er imidlertid i drift siden den ble etablert for ca. 100 år siden, uten at det er kjent at det har forekommet noen betydelige hendelser med denne tunnelen.

I dagens tilstand er tunnelens totalstabilitet derfor sannsynligvis tilstrekkelig god mht. det lille tverrsnittet. Video materialet fra ROV viser imidlertid noen stein i sålen som kan ha falt ned fra konturen. Det observeres stedvis en ujevn kontur i heng vederlag med tilsynelatende avgrensede/ustabile blokker og sprekkeplan med overflate-oksidasjon. Dette tilsier at det sannsynligvis henger flere ustabile blokker i konturen. Detaljstabiliteten i tunnelen vurderes derfor som mangelfull, dvs. at det kan uavhengig av anleggsvirksomhet i området forekomme nedfall av stein i tunnelen, men rystelser kan føre til nedfall av stein fra konturen.



Figur 8 Vurdering av sikringsomfang iht. Q-metoden, der tunnelen faller inn under klasse 1 (usikret eller spredt bolting) [2].

2.4 Vannforhold

Grunnvannstanden i området rundt tunnelen og innlekkasjemengden inn i tunnelen er ukjent. Tunnelen ligger imidlertid så grunt at den sannsynligvis delvis ligger over grunnvannstanden. Fra videomaterialet er det observert punktlekkasjer fra enkeltsprekker i tunnelen. Med antatt liten bergoverdekning er det sannsynlig at det forekommer åpne sprekker i bergmassen med høy vannledningsevne, slik at innlekkasjen i tunnelen sannsynligvis er væravhengig.

3 Generell vurdering av risikoen fra planlagt utbygging

Risikoen som påføres overløpstunnelen fra planlagte anleggsarbeider vil hovedsakelig angå tunnelens stabilitet. I motsetning til avløpstunnelen forventes det ikke at en økt vannlekkasje i tunnelen vil medføre en betydelig konsekvens for tunnelen eller området. Risikoen for økt innlekkasje omtales derfor ikke videre.

Anleggsarbeidene vurderes på generelt grunnlag å kunne endre tunnelens stabilitet pga. vibrasjoner/sprenglaster, reduksjon av bergoverdekning og ved påførte konstruksjonslaster fra byggverk over tunnelen. Det påpekes at vurderingene som gis her er basert på usikre antagelser, og at disse kan endres fortløpende etter hvert når det fremkommer ny informasjon.

Rystelser og sprenglaster

14 (19)

24.04.23

Ny vibrasjonsstandard NS 8141-1:2022 fastsetter grenseverdier for hva tunneler erfaringsmessig med god sikkerhetsmargin og gjentatt eksponering tåler for å unngå skader. Det vil for overvåking, dokumentasjon og fortløpende anpassning av sprengningsarbeidene kreves at det monteres rystelsesmålere i tunnelen eller på berg over tunnelen på flere steder i løpet av anleggsarbeidene. Overholdes grenseverdier for vibrasjoner, vurderes en tunnelkollaps pga. vibrasjoner som lite sannsynlig. Vibrasjonskrav som fastsettes iht. NS 8141-1:2022 vil imidlertid ikke kunne garantere for at det ikke faller ned løs stein som kan forverre gjennomstrømmingen i tunnelen.

NS 8141-1:2022 omtaler sprengningsarbeider innen 10 m fra byggverk som «nær», med en spesielt stor risiko for permanente deformasjoner i bergmassen pga. støt og gasstrykk. Basert på forventet høyde av grunnfjellet vil det bli behov for berguttak innen 3 - 4 m fra tunnelen (Figur 6). Ved sprengning eller pigging innen 10 m fra tunnelen må dette utføres spesielt forsiktig og geolog må involveres i planlegging av berguttaket. Det vil i slike tilfeller være sannsynlig at alternative og mer skånsomme metoder for berguttak vil være aktuelt, f.eks. wiresaging og hydraulisk sprengning/mekanisk kiling («drill and split»). Eventuelt at sprengning utføres med «ikke-detonerende sprengstoff» produkter som Royex, Nonex e.l., som normalt reduserer rystelsene vesentlig i forhold til sprengning med konvensjonelt sprengstoff.

Sannsynligheten for at det oppstår skader på tunnelen, dersom det utføres sprengning eller pigging med konvensjonelle metoder innen 5 - 10 m fra tunnelen, uten sikringstiltak på innsiden av tunnelen, anses som middels til stor. Med tilnærmet rystelsesfrie metoder som boring og hydraulisk sprengning/kiling innen 5 – 10 m vurderes sannsynligheten for skade på tunnelen som liten til middels, selv i usikret tilstand. Konsekvensen ved en ev. nedfallshendelse er imidlertid middels til stor. Dette da nedfallsmassene trolig må fjernes dersom det er større mengder, noe som ev. vil kreve personopphold i tunnel og ved at gjennomstrømmingen i tunnelen kan hindres. Dette kan medføre komplikasjoner for anleggsdriften (ev. stillstand) inntil dette er ryddet opp og /eller utfallsstedet er forsterket. Risikoen for tunnelen og anleggsdriften pga. konvensjonelle sprengningsarbeider og rystelser vurderes derfor som middels til stor dersom tunnelen ikke sikres på forhånd.

Reduksjon av bergoverdekningen

Bergoverdekningen over tunnelen er anslått å være < 6 m, nærmest innløpskonstruksjonen er anslått bergoverdekningen svært liten, muligens tilnærmet lik spennvidden.

Risikoen ved å redusere bergoverdekningen er at berget får redusert innspenningen, noe som igjen kan føre til at ustabile bergblokker faller ut og at tunnelen i ytterste konsekvens kolliderer. Med tanke på den lille overdekningen, skal det trolig ikke mye til før et utfall fra konturen bryter igjennom til overflaten. Uten bergsikring vurderes sannsynligheten for kollaps å være middels til stor dersom bergoverdekningen reduseres til mindre enn 2 m. Dette er fordi tunnelen sannsynligvis er drevet i dagberg (forvitret, dårlig berg), og stabiliteten ved så liten overdekning vil være følsom for ujevnheter i konturen og bergoverflaten. Det anbefales derfor ikke at det tas ut berg over tunnelen dersom tunnelen ikke kan sikres på forhånd og/eller en lokal kollaps ikke kan tillates.

Konstruksjonslaster fra planlagte byggverk over tunnelen

Vurderinger for avløpstunnelen (se Notat N01) viser at konsentrerte konstruksjonslaster på berget over tunnelen kan redusere tunnelens stabilitet. For overløpstunnelen som har mye mindre bergoverdekning vurderes sannsynligheten for kollaps enda større dersom det plasseres store konstruksjonslaster over tunnelen.

Vurderinger av bæreevnen over en tunnel med så liten bergoverdekning er svært kompleks. Uten sikring med bolter og/eller betong som gir forutsigbare styrke parametere anbefales det ikke å plassere fundamentlaster direkte over tunnelen som øker trykket på bergoverflaten i forhold til dagens situasjon (dvs. dagens byggverk, løsmasseoverdekning og trafikklast).

Dersom større laster må plasseres over tunnelen må det prosjekteres lastbærende sikring /lastfordelende konstruksjoner i samråd med geolog og byggingeniør. I denne sammenheng kan det bli behov for detaljerte beregninger/numeriske analyser.

4 Anbefalt gjennomføring

Det vurderes generelt som sannsynlig at selv relativt små rystelser (fra sprengning og pigging) fra anleggsvirksomhet kan føre til nedfall av mindre stein i tunnelen. Det må derfor legges opp til at tunnelen overvåkes/inspiseres med jevne mellomrom gjennom hele anleggsperioden. Inspeksjoner kan i prinsippet gjøres med ROV dersom personopphold i tunnelen ikke er praktisk eller vurdert som tilstrekkelig sikkert mht. HMS.

Dersom det forekommer større nedfall av steinmasser i tunnelen, må rasmaterialet fjernes og omfanget vurderes mht. en ev. ustabil situasjon (totalstabilitet). Det vil i et slikt tilfelle kunne bli nødvendig med personopphold i deler av tunnelen. For at opphold i tunnelen ved et slikt tilfelle blir forsvarlig, anbefales tunnelen arbeidssikret i forkant av alle anleggsarbeider som medfører betydelige rystelser.

For arbeidssikring anbefales det å sikre heng vederlag i hele tunnelen. Best sikkerhet vil man kunne oppnå med fiberarmert sprøytebetong i kombinasjon med bolter. Sprøytebetong vil kunne forbedre totalstabiliteten og detaljstabiliteten i tunnelen betraktelig, slik at anleggsarbeider vil kunne foregå noe mindre varsomt og med en større grad av forutsigbarhet. Det er imidlertid usikkert hvorvidt sprøyting er praktisk gjennomførbart mht. tilkomst og prell (forurensing, må avklares med Bergen Vann). Alternativt anbefales det at hengen/vederlag kles inn med steinsprangnett/flettverksnett i kombinasjon med bolter. Det er gjort gode erfaringer i flere VA-tunneler i Bergen der man har hengt opp nett klamret tett inntil bergoverflaten med korte ekspansjonsbolter (hiltibolter, $\varnothing 12/L160\text{mm}$) og underlagsplate, før man installerer lengre bergbolter igjennom nettet. Nettsikring vil imidlertid ikke kunne styrke totalstabiliteten i tunnelen like godt som sprøytebetong da det vil tillate en viss deformasjon før det aktiveres, men det vil gi arbeidssikkerhet mot ev. nedfall av mindre stein ilt. anleggsfasen og vil kunne låse fast «nøkkeblokker» i konturen.

I tillegg til sprøytebetong eller nett, anbefales heng/vederlag sikret systematisk med én til to raster $\varnothing 20/L1,5$ m kamstål bolter. Bolter kan endeforankres med polyester (ev. to patroner pr bolt). Montering av bolter vil sannsynligvis måtte utføres med håndholdt utstyr pga. begrenset tilkomst og arbeidsrom for borerigg. Bergbolter med tilbehør og nett må være dobbelt korrosjonsbeskyttet.

Etter arbeidssikringen i heng er utført, anbefales det at man så tidlig som mulig i anleggsfasen graver av berget direkte over tunnelen (så langt det lar seg gjøre), for å bestemme den faktiske bergoverdekningen. Bergflaten må da også inspiseres av geolog mht. bergets kvalitet. Dersom bergoverdekningen lokalt er spesielt liten eller bergkvaliteten er spesielt dårlig, kan det bli behov for lokalt supplerende sikring fra dagen for å minimere risikoen for en lokal kollaps av tunnelen. Dersom det oppdages spesielt dårlige/følsomme tunnelavsnitt, bør berguttak i umiddelbar nærhet begrenses til tørrværsperioder, slik at konsekvensen ved en kollaps (dvs. hindring av gjennomstrømming og ev. flom) reduseres. Ved en ev. kollaps må rasmassene renskes ut av tunnelen, og tunnelkonturen erstattes med armert betongkulvert.

Med tilstrekkelig sikring og overdekning forventes det at det vil være mulig med forsiktig sprengning og pigging innen 5-10 m fra tunnelen. For å minimere rystelser og støt mot tunnelen kan det som nevnt være aktuelt å benytte mer skånsomme «sprengstoff» som Royex e.l. i nærheten av tunnelen. Forsiktig berguttak med hydraulisk splitting/kiling og/eller wiresaging kan sannsynligvis utføres innen 3 m fra tunnelen uten at dette påfører tunnelen betydelige skader. For uttak av berg nærmere enn 3 m fra tunnelen vil den stabiliserende effekten av bergbolter bli mer og mer uforutsigbar. For berguttak på inntil 2 m fra tunnelen (spesielt over tunnelen) må tunnelen sikres systematisk med bolter fra innsiden. Berguttak nærmere enn 2 m anbefales ikke, med mindre tunnelen kan sikres fra innsiden med betong/sprøytebetong eller at en ev. lokal kollaps med påfølgende gjenoppbygging tillates.

For plassering av støttestruksjoner og brønner bør en sikkerhetsavstand på 3 - 5 m overholdes.

Dersom det blir aktuelt å plassere fundamenter direkte over tunnelen, må tillatt bæreevne/såletrykk beregnes med bl.a. numerisk modellering. Det forventes at tunnelen som har en liten spennvidde, med tilstrekkelig boltesikring og min. 3 m bergoverdekning kan tåle typiske fundamentlaster fra planlagte bygninger, men laster bør med tanke på usikkerheten projeksjoneres lavt. Ved bergoverdekning mindre enn 3 m anbefales det at påført last ikke overskrider dagens egenvekt av berg, løsmasser og eksisterende bygninger (stipulert 200 – 300 kN/m²). Det anbefales at fundament laster fordels på siden av tunnelen med f.eks. lastfordelingsplater e.l. Dersom fundamentlaster blir for store kan man også vurdere å målrettet åpne opp tunnelen for å støpe lastbærende elementer, der bæreevnen på berg ellers vil medføre en stor usikkerhet.

4.1 Rystelser

Dersom tunnelen sikres med bolter før sprengning forventes rystelseskravene å kunne fastsettes til maksimalt 30 mm/s (iht. Tabell 3).

Dersom tunnelen ikke sikres fra innsiden som foreslått over, anbefales det å fastsette rystelseskrav på 15 mm/s for å minimere sannsynligheten for nedfall mest mulig.

Dersom tunnelen kan sikres med sprøytebetong fra innsiden kan man fastsette grenseverdier på maksimalt 50 mm/s.

Rystelsesgrenser oppgitt her er imidlertid å anse som foreløpige, og kan måtte endres dersom nye opplysninger fremkommer.

Bergen Vann skal varsles om sprengningsarbeidet, og det skal i forkant for arbeidene undersøkes om Bergen Vann har egne krav til varslingsrutiner, vibrasjonsgrenser og sikkerhet for tunnelen.

Plassering av rystelsesmålere avtales med geolog før montering. Det kan bli behov for å måle rystelser i tre akser. Rystelsesmålere anbefales monteres på innsiden av tunnelen nærmest sprengstedet, men dersom dette ikke er gjennomførbart må rystelsesmålere monteres på bergflaten over tunnelen.

Tabell 3 Basisverdier for toppverdi av uveid svingehastighet avhengig av bergkvalitet (NS8141-1:2022).

Beskrivelse av tilstanden til tunnel/bergrom	V _{tunnel a, b} [mm/s]
Dårlig berg, kun spredt bolting eller ingen forsterkning, eller uarmert sprøytebetong	30
Dårlig berg, armert sprøytebetong sikret med bolter	50
Dårlig berg, sikret med full utstøpning	100
Godt berg kun spredt bolting eller ingen forsterkning, eller uarmert sprøytebetong	50
Godt berg, armert sprøytebetong sikret med bolter	100
<p>a Dersom tunnelen eller bergrommet ikke er i bruk, kan det vurderes å heve de angitte grenseverdiene med en faktor på 1,25</p> <p>b Tekniske installasjoner i tunneler kan være styrende for grenseverdien. Data for teknisk utstyr i tunnelen eller bergrommet kan innhentes fra teknisk regelverk eller fra leverandør.</p>	

5. Geologisk oppfølging under prosjektering og i anleggsfasen

Det anbefales at geolog er jevnlig involvert (og informert) både under prosjektering og i oppfølgingen av anleggsfasen/grunnarbeidene.

I prosjekteringen må planlagt grunntrykk over tunnelen avklares med geolog for å vurdere behov for bergforsterkning. Bunnkoter for berguttak må avklares med geolog iht. tidligere diskuterte risikoer.

Før grunnarbeidet må geolog også involveres i en tilstandsvurdering av tunnelen mht. behov for sikring. Geolog må også involveres for plassering av rystelsesmålere før berguttaket begynner.

Under anleggsarbeidet anbefales det at geolog inspiserer bergoverflaten over tunnelen etter avgraving (dvs. før pigging/sprenging) for å tilse at bergforholden er som forutsatt. Etter berguttak over tunnelen er ferdigstilt, anbefales det at geolog gjør en visuell kontroll på innsiden av tunnelen for å vurdere om forholdene er å anse som uendret.

Referanser

- [1] ISRM, The complete ISRM suggested methods for rock characterization, testing and monitoring: 1974-2006, Ankara: ISRM, 2007.
- [2] NGI, «Bruk av Q-systemet. Bergmasseklassifisering og bergforsterkning.,» NGI, Oslo, 2015.
- [3] Sweco Norge AS, «NOTAT 01 FOR VANN OG AVLØP,» Sweco, Bergen, 17.03.2021 .

Notat – Geologisk Vurdering Avløpstunnel

KUNDE / PROSJEKT OBOS Fabrikkgaten_3-5	PROSJEKTLEDER Felix Kluge	DATO 25.04.23
PROSJEKTNUMMER 10230969	OPPRETTET AV Felix Kluge	REV. DATO 14.11.23
UTARBEIDET AV NAVN Felix Kluge	SIGNATUR	KONTROLLERT AV NAVN Roger S. Andersen
		SIGNATUR

DISTRIBUSJON: FIRMA NAVN

TIL:

KOPI TIL:

Geologisk Vurdering Avløpstunnel

Sammendrag

I sammenheng med utbygging av tomten Fabrikkgaten 3 – 5, planlegges det grunnarbeider nært og over to eksisterende tunneler (avløpstunnel og overløpstunnel) i eie av Bergen Vann. Foreliggende notat fremlegger foreløpige geologiske vurderinger for avløpstunnelen samt anbefalinger for tiltak og utredning før, underveis og etter grunnarbeidsfasen.

Innenfor anleggsområdet er avløpstunnelen ca. 200 m lang, ca. 5m høy og 5 m bred, med orientering ca. nordvest-sørøst og nord-sør henholdsvis i sør og nord. Tunnelen er drevet på midten av 90-tallet og har en anslått bergoverdekning ca. 10 -14 m; noe mindre mot påhuggsområdet. Risikoer for tunnelen angår stabilitet og vannlekkasje. Sprengnings- og piggearbeider kan føre til skader på tunnelen (nedfall av stein/blokk, lokal tunnelkollaps, rør/ledningsbrudd, økt innlekkasje gjennom sprekker) dersom det utføres for nært tunnelen eller dersom de ikke utføres spesielt skånsomt. Fundamentlaster over tunnelen kan også føre til brudd/lokal kollaps i tunnelen dersom de blir for store.

Rystelseskrav kan fastsettes basert på ny standard NS8141-1:2022. Anslått grenseverdi for sprenging basert på standarden er mellom 30 – 50 mm/s, men endelig grenseverdi må avklares i samråd med Bergen Vann mht. ev. egne bestemmelser eller mht. infrastrukturen i tunnelen.

Med tanke på risiko for skade på tunnelen, anbefales det en sikkerhetsavstand på 10 m rundt tunnelen, der det ikke bør utføres berguttak med mindre dette er avklart med en geolog på forhånd. En nisje som ligger vest på området, har en vesentlig større spennvidde enn øvrig tunnel. Dersom det blir behov for berguttak i dette området, vil det sannsynligvis medføre bergsikring fra innsiden av eller over tunnelen/nisjen, og berguttak med forsiktige metoder (hydraulisk sprenging/kiling og/eller vaiersaging).

Et foreløpig estimat av bergmassens bæreevne over tunnelen anslår maksimalt tillatt grunntrykk for fundamenter på 1,0 MPa, men bør helst være mindre enn 0,5 MPa; dersom grunntrykket er større enn ca 0,5 MPa vil det sannsynligvis medføre omfattende bergsikringsarbeider fra

1 (25)

Sweco
Fantoftvegen 14P
NO-5072 Bergen, Norge
Telefon +47 55 27 50 00

Sweco Norge AS
967032271
Hovedkontor: Oslo

Felix Kluge
MSc Ingeniørgeologi
Bygg og anlegg, Geo

Mobil +47 48219237
Felix.Kluge@sweco.no

www.sweco.no

KF \nobjogs001\oppdrag\32252\10231760_fabrikkgaten_3-5\000\06 dokumenter\11 rigeol\utsendelse\ny mappel\10231760-rigeol-n01-a02 geologisk vurdering avløpstunnel.docx

innsiden av tunnelen og/eller fra dagen. Det bør vurderes tiltak for å begrense grunntrykk over tunnelen, i område ved utvidet tunnel/nisje, slik at omfang av bergsikringstiltak kan reduseres.

Med hensyn til en ev. økning av innlekkasje inn i tunnelen, kan det ikke utelukkes at dette skjer som en konsekvens av berguttak/sprenging over/ved tunnelen. Berguttak over tunnelen bør derfor generelt utføres skånsomt for å minimere sannsynligheten for å åpne eksisterende sprekker og danne nye riss/sprekker i bergmassen. For å kunne verifisere om innlekkasjen øker etter anleggsarbeidene eller hvor stor en ev. økning er, bør innlekkasjen måles /dokumenteres en stund før grunnarbeidene begynner (f.eks. ved terskelmålinger). Muligheter for terskelmålinger i tunnelen bør avklares med Bergen Vann. Det forventes at en ev. økning av innlekkasjen kan håndteres ved å installere sporadisk tunnelduk ved gjeldende lekkasjepunkt for å lede vannet ut i sidegrøftene.

Generelt vurderes den planlagte utbyggingen å være gjennomførbar, forutsatt at anbefalte tiltak iverksettes og begrensninger overholdes for å minimere risikoen. Det må påregnes bergsikringstiltak i forkant av byggearbeidene og oppfølging av geolog i byggefase. Det må også gjøres nødvendige vurderinger/beregninger av sikringstiltak under detaljprosjektering.

Innholdsfortegnelse

1	Innledning	4
2	Beskrivelse av Avløpstunnelen	4
2.1	Tunnel-overdekning og planlagte terrenginngrep	8
2.2	Befaring	11
2.3	Geologiske forhold	12
2.4	Bergsikring, vurdert stabilitet	14
2.5	Vannforhold i tunnelen og innvirkning fra bybanens anlegg	16
2.6	Pågående arbeider med utbedring	17
3	Generell vurdering av risikoen fra planlagt utbygging	17
3.1	Tunnelstabilitet	17
3.2	Økt innlekkasje i tunnel	21
4	Anbefalt gjennomføring	21
4.1	Sikkerhetsavstander	22
4.2	Rystelser	22
4.3	Supplerende bergsikring	23
4.4	Vannhåndtering	23
5	Anbefalt utredning	24
5.1	Tilstandsvurdering av tunnelen	24
5.2	Måling av vannlekkasjer	25
5.3	Geologisk oppfølging under prosjektering og i anleggsfasen	25
	Referanser	25

1 Innledning

OBOS planlegger utbygging av tomten i Fabrikkgaten 3 – 5, Årstad i Bergen. Sweco Norge AS er engasjert som rådgiver i planleggingsfasen og bistår med bl.a. med geologisk rådgiving.

Ved utbygging av tomten planlegges det grunnarbeider med bl.a. graving og sprenging/berguttak i dagen, nært og over to eksisterende tunneler som eies av Bergen kommune, Bergen Vann. Tunnelene omfatter en avløpstunnel som innehar rørtrasé for avløp og fjernvarme, og en overløpstunnel der overvann og avløp renner fritt på tunnelsålen. Tunnelene har felles tilkomst fra en nedsenket inntakskonstruksjon sørøst på tomten, ved bybanesporet vis-à-vis Kanalveien 46, se Figur 5.

Foreliggende notat omhandler en overordnet geologisk vurdering av eksisterende avløpstunnel, risikomomenter fra de planlagte tiltakene, samt mulige tiltak og anbefalinger for utretninger før anleggsstart. Tilsvarende momenter for overløpstunnelen sammenfattes i et eget notat (N02).

2 Beskrivelse av Avløpstunnelen

Avløpstunnelen (etablert 1996) er en råsprengt tunnel i fjell som forbinder Fabrikkgaten, Store Lungegårdsvann/Møllendal og Holen Renseanlegg. Anlegget driftes av Bergen Vann og er ikke tilgjengelig for allmennheten. Tunnelen har tilkomst fra en inntakskonstruksjon med inngang mellom fabrikkgaten og bybanesporet (Kronstad-Mindemyren) ved Solheimsvannet.

Tunnelen er belyst og inneholder diverse infrastruktur/rørføringer (Figur 1- Figur 4) [1]:

- a. Fjernvarme: Hovedfjernvarme inn til Bergen sentrum. Fjernvarmen ligger i tunnelen helt frem til Store Lungegårdsvann. Fra Kanalveien, ved Kanalveien 3 sitt nordlige hjørne, ligger fjernvarmen i borehull inne i en nisje i tunnelen (Figur 1).
- b. Avløpsrør frem til Holen Renseanlegg: Dette er hovedavløpsanlegg som kommer inn via kulverter. Avløpet er fra Gimle/Nymark, Mindemyren, Wergeland, Mannsverk, m.m. Det er følgelig betydelige avløpsmengder.
- c. Kabler (fiber og sannsynligvis strøm).

Rørføringer går langs venstre side av tunnelen (retning «Holen-Lungegårdsvann»). Stedvis er rørene over bakken, stedvis under bakken og delvis opphengt i veggen/vederlaget.

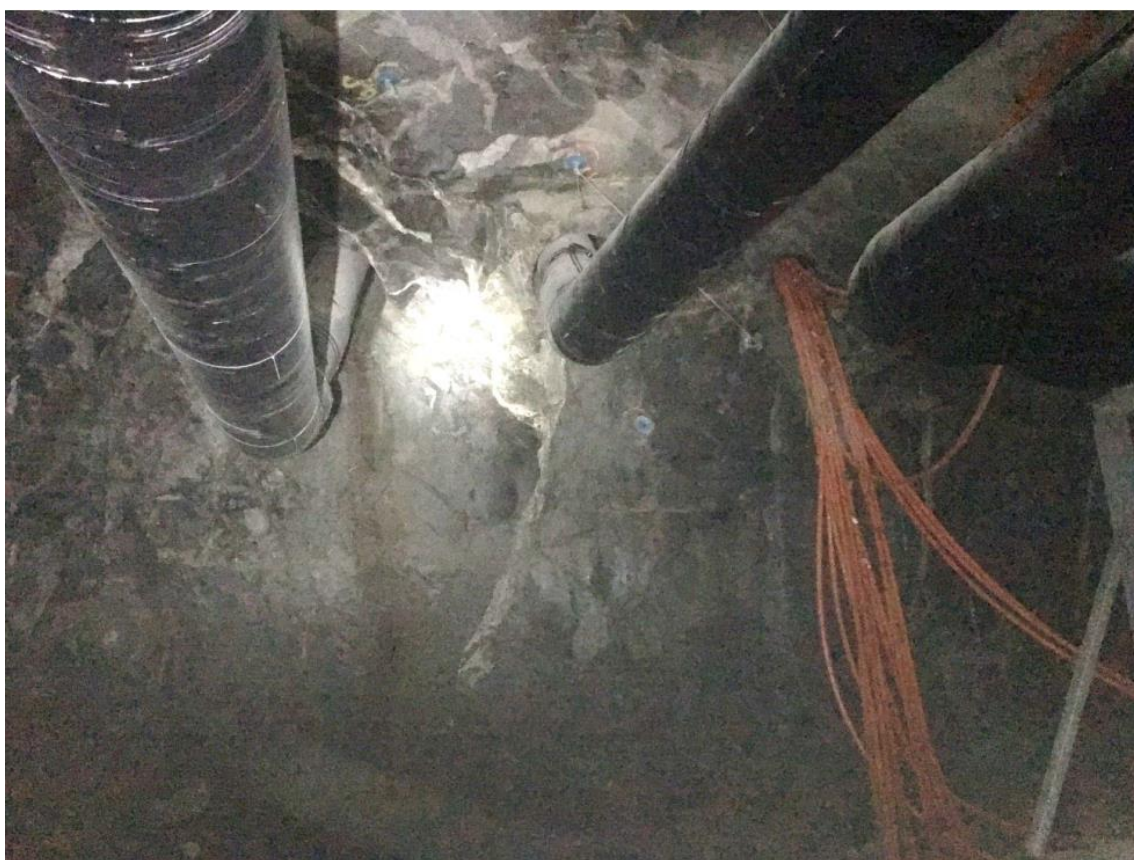
Tunnelprofilen som har buet heng, er ca. 5 m bredt og 5 m høyt ved midt heng. Påhugget, dvs. overgangen fra berg til betongkonstruksjonen/inntakskonstruksjonen ligger på ca. kote + 14 – 15 m (iht. NN2000). Fra påhugget skrår tunnelen bratt nedover til kote ca. +9,5 m og faller så slakt til ca. kote +8 m (midtheng) ved krysset til tverrgående tunnel «Holen-Lungegårdsvann» i nordvest. Fra inntakskonstruksjonen er det montert ståltrapper over råsprengt berg som fører ned til tunnelsålen på kote ca. + 5,5 m. Tunnelsålen ellers er planert med betongdekke.

Betongkonstruksjonen/inntakskonstruksjonen avtrappes i to seksjoner mellom inngangen i øst og tunnelpåhugget i vest med henholdsvis indre takhøyde på 2 m og 3 m. Innside tak i østlig seksjon ligger på ca. kote +19.1m og i vest på ca. +17.3m.

Fra påhugget er det ca. 120 m lengde (Tunnel S) til en nisje som ligger under sydlig ende av parkeringsplassen ved Fabrikkgaten 3 og Kanalveien. Nisjen har et maksimalt spenn på ca. 11,2 m fra vegg til vegg. Midt heng ligger på ca. kote +9,5 m. Rør for fjernvarme kommer inn gjennom borehull i nisjen og forløper derfra nordover i retning fabrikkgaten.

Fra nisjen fortsetter tunnelen ca. 100 m på langs med Kanalveien til den påtreffer tunnelkrysset mot tverrgående tunnel «Holen-Lungegårdsvann», som ligger under Fabrikkgaten 6. Ved krysningspunktet er maksimal tunnelspennvidde ca. 17 m og midtheng ligger på ca. kote + 8 m.

Fra krysningspunktet går tverrgående tunnel vestover mot Fjøsangerveien/Holen Renseanlegg og østover, på langs med fabrikkgaten og tomten som skal utbygges. Etter ca. 100 m bøyer østgående tunnel av mot nord (ved fabrikkgaten 8) retning Store Lungegårdsvann/Møllendal.



Figur 1 Fjernvarmerør som kommer inn ved nisjen i Kanalveien [1].



Figur 2 Fjernvarme (øverst) og vannledninger (langs såle) i nisjen.



Figur 3 Oppheng fjernvarme nord for nisjen og vannledninger/avløpsledninger langs sålen



Figur 4 Vannledninger/avløpsledninger langs sålen i tunnelen mellom trapp og nisje (Tunnel S)

2.1 Tunnel-overdekning og planlagte terrenginngrep

Tunnelprofilen for avløpstunnelen er laserscannet. Terrengoverflaten er modellert basert på laserdata fra hoydedata.no. Avstand fra tunnelens midtheng til terrengoverflaten er for det meste rundt 15 m. Mellom 10 – 70 m fra tunnelpåhugget er den totale overdekningen noe mindre, ca. 10 – 12 m (Figur 7). Dette er terrengoverflaten og ikke nødvendigvis bergoverflaten.

En teoretisk bergoverflatemodell er derfor konstruert ved hjelp av en terrengmodell fra høydedata, 52 stk. fjellkontrollboringer, observasjoner av bergblotninger dagen (Figur 5 og Figur 6) og bergblotninger observert på anlegget til bybanen. Over tunnelen ligger bergmodellen for det meste mellom +20 til +23 m. Bergoverdekningen over midtheng av tunnelen fremstår derav

8 (25)

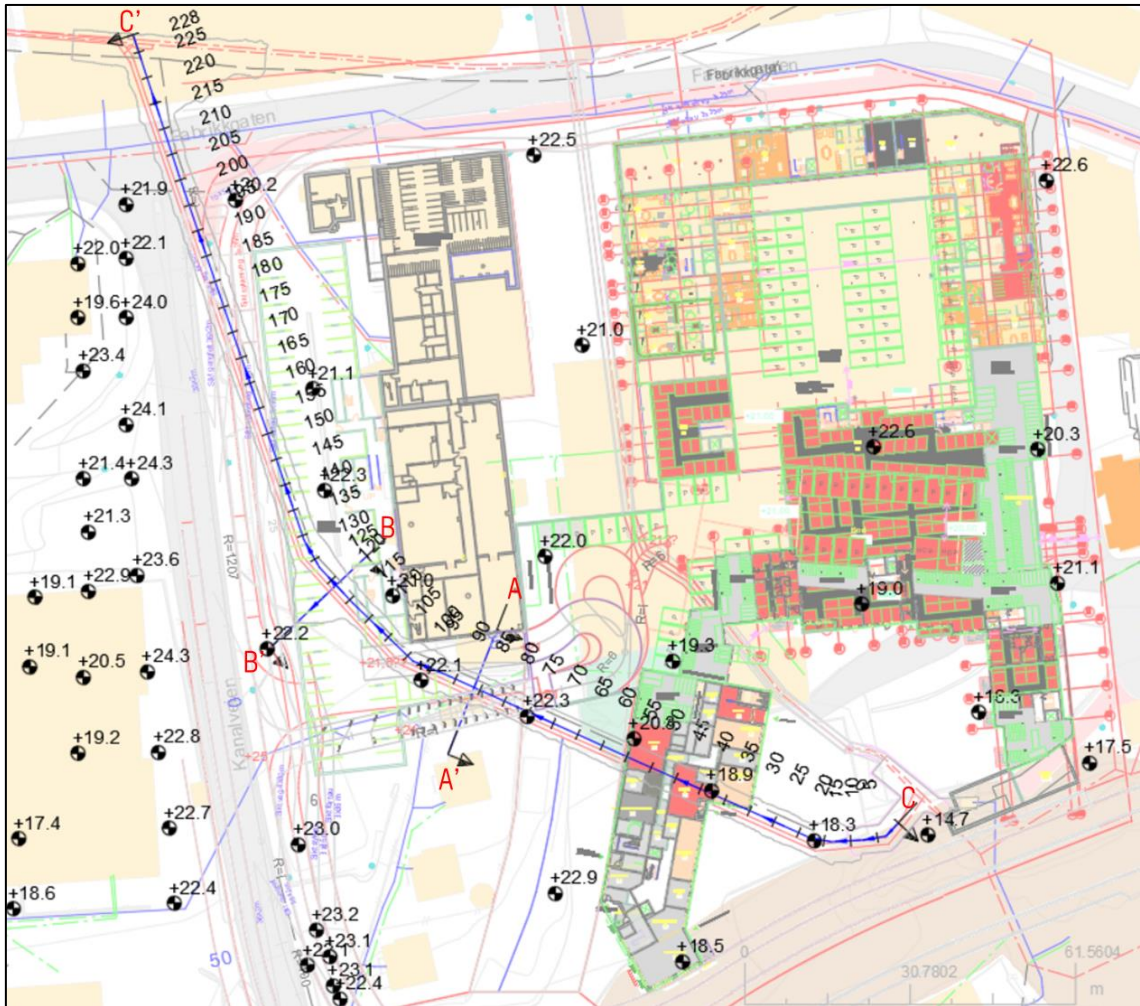
25.04.23

å være anslagsvis mellom 12 – 14 m. Lengst i sørøst mot inntakskonstruksjonen avtar bergoverdekningen til ca. 7 m (ved bunnen av trappen) der bergmodellen ligger mellom +17 – +20. Ved påhugget/overgang til betong er bergoverdekningen ukjent, men den antas å være < 4 m (Figur 7).

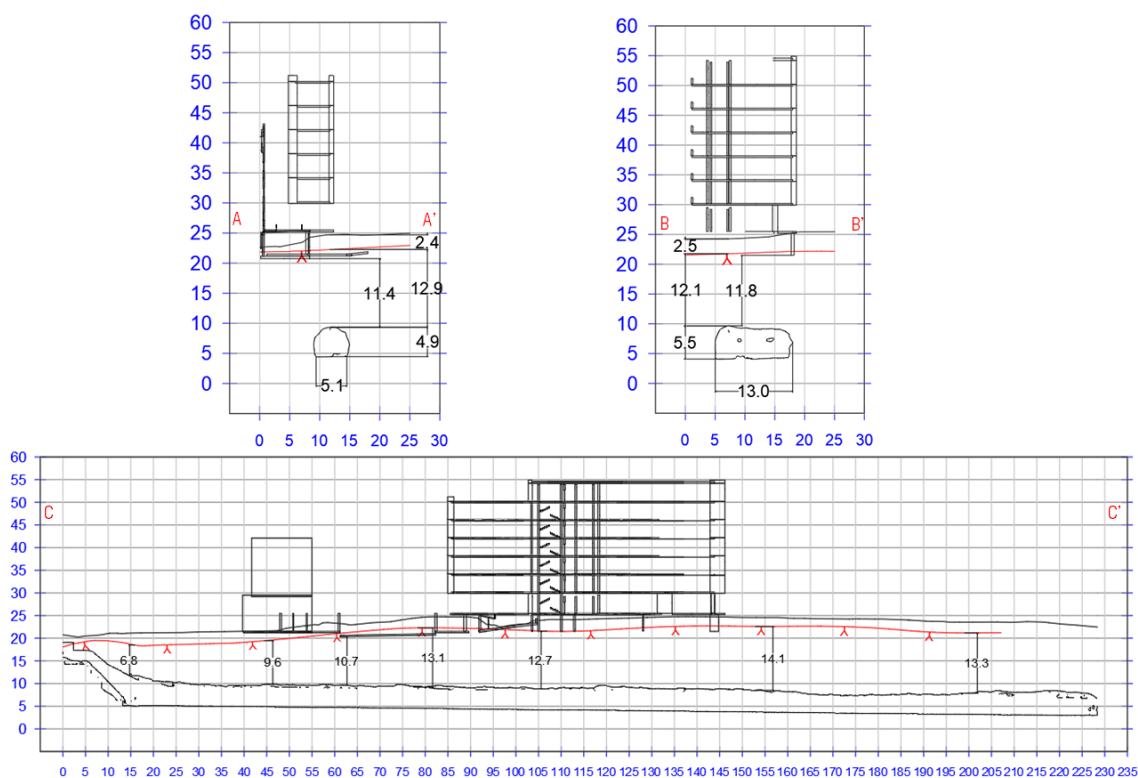
Foreløpige tegninger viser at tre bygninger kan komme til å ligge direkte over tunnelen. Bunnkoter på planlagt utbygging er på nåværende tidspunkt ikke fastsatt. Foreløpige tegninger angir laveste bunnkote på ca. +20. Fra dette forventes det at det blir for det meste graving og noe begrenset berguttak/sprenging/flåsprenging (dybde berguttak 1 – 3 m) ved og over tunnelen.



Figur 5 Utklipp fra flyfoto/modell med oversikt over plassering av avløpstunnel, overløpstunnel og inntakskonstruksjonen. Grunnundersøkelsespunkt (røde punkt) og punkt med observert berg i dagen (rosa punkt) er vist for å tydelig gjøre datagrunnlaget for modellering av teoretisk/anslått bergoverflate over tunnelen.



Figur 6 Kart som viser plassering av tunnelen relativt til planlagt utbygging (foreløpige tegninger pr. 30.03.23), eksisterende bygg (lys gule felt) og diverse infrastruktur i bakken. Fjellkontrollboringer er vist med angitt kote for tolket berg. Plassering av tre profilsnitt A-A', B-B', C-C' er vist. Profilsnitt er vist i Figur 7. Pel-nummer langs avløpstunnelen er kun relativt til profilet (vist i Figur 7) og er ikke offisielle pel-nummer i tunnelen.



Figur 7 Profilsnitt som viser tunneldimensjoner, terrengnivå og anslått bergoverdekning samt planlagte byggverk (foreløpige tegninger pr. 30.03.23). Pel-nummer er relativt til profil-lengden (ikke offisielle pel-nummer).

2.2 Befaring

Avløpstunnelen ble befart 20.03.23 av ingeniørgeolog Felix Kluge fra Sweco. Til stede på befaringen var også geologene Roger Andersen og Åse Hestnes fra Sweco, samt Finn-Erik Moberg og Helge Moberg fra Wimo Fjellsikring AS.

Befaringen var begrenset til de første ca. 140 m fra tunnelpåhugget. På befaringen ble det tatt sprekkemålinger og estimat av Q-verdier for bergmasseklassifisering. I tillegg ble tunnelen visuelt inspisert for eksisterende bergsikringsmidler. Alle observasjoner ble gjort fra sålenivå. Det ble ikke utført bomkontroll (heftkontroll) eller en detaljert kartlegging av riss og sprekker i sprøytebetong eller løse blokker i konturen.

På tidspunkt for befaringen var nedre tunnelduk ca. 5 – 15 m fra påhugget demontert i hengen over trappen, slik at eksisterende bergsikring og noen større vannlekkasjer var synlige.

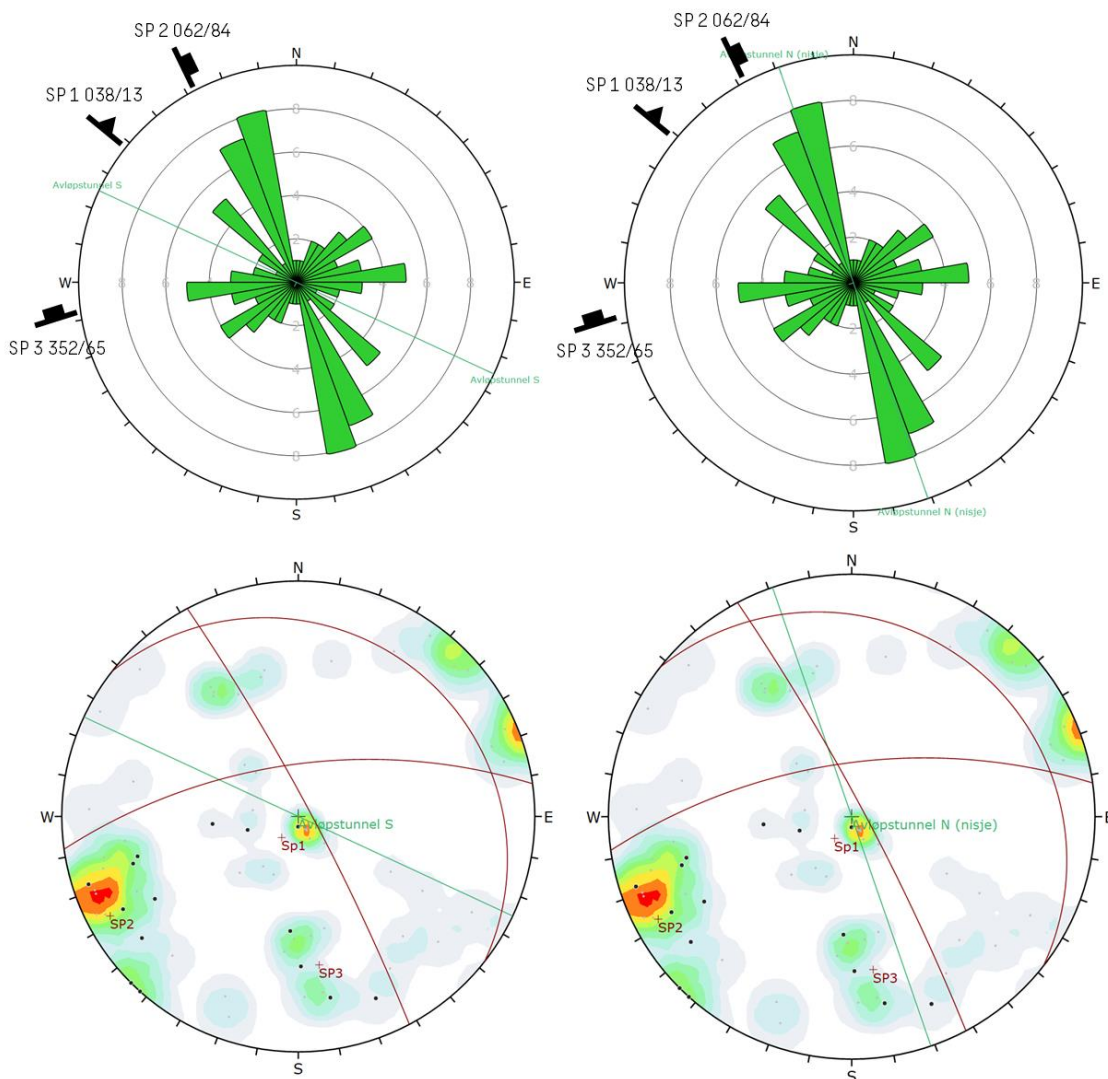
2.3 Geologiske forhold

Norges geologiske undersøkelse (NGU's) berggrunnskart (1:50 000) beskriver berggrunnen i området som «Øyegneis til flasergneis, for det meste granittisk, rød, biotittrik». Dette stemmer med bergartsobservasjoner i tunnelen. Det bemerkes at bergarten i tunnelen er heller mørk grå enn rød, som antyder at den er biotittrik.

Bergmassen sprekker opp langs tre hovedsprekkeretninger. Sprekkesettene observerte egenskaper er kort oppsummert i Tabell 1 og Figur 8.

Tabell 1 Beskrivelse av observerte sprekkesett i tunnelen. Definisjon beskrivende termer iht. [2](oversatt)

Sprekkesett	Orientering [°, fallretning/fall]	Sprekke- avstand	Sprekke- utholdenhet	Sprekke- ruhet	Sprekke- fyll/belegg	Bemerkning
Sp1 (foliasjon)	038/13	Moderat	Stor – veldig stor	Bølget, ru	Ingen observert	Ikke like godt utviklet alle steder
Sp2	062/84	Moderat - Stor	Moderat- stor	Plan – bølget, ru	Rustutfelling, Zeolitt og leire	Generelt godt utviklet
Sp3	352/65	Liten – Moderat	Liten	Bølget, glatt	Rustutfelling	Ikke like godt utviklet alle steder



1

Figur 8 Grafisk fremstilling (sprekkerose øverst, polplott nederst) av sprekeorienteringer målt i tunnelen. Høyre viser data relativt til tunnelaksen i sør (nærmest trappen) og venstre viser data relativt til tunnelaksen i nord (fra nisjen og nordover).

På befaring er det gjort en grov vurdering av bergmassens kvalitet i tunnelen. Bergmassens oppsprekingsgrad relativt til antall sprekesett (J_n), sprekenes ruhet (J_r), sprekefyll (J_a), samt vann lekkasjer (J_w) og spenningsforhold (SRF) er vurdert iht. Q-systemet (Tabell 2). Det er angitt intervaller for Q-parametere lav – høy for å dekke variasjonen innenfor tunnelseksjonene «påhugg», «Tunnel S» og «Nisje». Basert på beregnede Q-verdier er bergmassekvaliteten klassifisert deskriptivt fra «ekstremt dårlig» til «god» jf. Figur 9.

Ved påhugget er bergmasse kvaliteten klassifisert som ekstremt dårlig – svært dårlig (hhv. klasse F og E). Dette skyldes at bergmassen er observert som sterkt oppsprukket ($RQD = 30 -$

50), at det forkommer forvitring (mineralutfelling), at spenningsforholdene er antatt dårlig (spennvidden er større eller lik overdekningen), og at ved påhugg angir Q- metoden at Jn parameteren doubles.

I tunnelen fra påhugget til nisjen fremstår bergmassen som dårlig til middels (hhv. klasse D og C). Dårlige parti skyldes i hovedsak at bergmassen stedvis er sterkt oppsprukket og at det observeres sprekkefyll av leire og/eller myke mineraler (antatt zeolitt).

I nisjen fremstår bergmassen som dårlig til god (hhv. klasse D og B). Lave Q-verdier/dårlig bergmasse resulterer av at spennvidden er antatt lik eller større enn overdekningen og at det observeres sprekkefyll av leire og/eller zeolitt mineralisering. Derimot fremstår bergmassen for det meste mindre oppsprukket i nisjen. Stedvis kunne heller ikke alle sprekkesettene observeres, noe som resulterer i middels bergmassekvalitet. Spennvidden av nisjen er bare i et veldig kort strekk større en overdekningen.

Tabell 2 Viser estimerte Q-verdier (bergkvalitet) i forskjellige deler av tunnelen. Bergkvaliteten er angitt i intervaller lav – høy som angir observerte og vurderte variasjoner av bergmassens kvalitet i de forskjellige seksjonene av tunnelen.

Parameter	Påhugg				Tunnel S				Nisje			
	Lav		Høy		Lav		Høy		Lav		Høy	
	Beskrivelse	verdi	Beskrivelse	verdi	Beskrivelse	verdi	Beskrivelse	verdi	Beskrivelse	verdi	Beskrivelse	verdi
RQD, oppsprekking	Dårlig	30	Middels	50	Middels	60	Utmerket	90	God	80	Utmerket	100
Jn, antall sprekkesett	Tre + sporadisk ved påhugg (*2)	24	Tre + sporadisk ved påhugg (*2)	24	Tre + sporadisk	12	Tre sprekkesett	9	Tre sprekkesett	9	To sprekkesett	4
Jr, ruhet	Plan, ru	1,5	Bølget, ru	3	Bølget, ru	3	Bølget, ru	3	Bølget, ru	3	Bølget, ru	3
Ja, sprekkefyll	Mineralbelegg	2	Mineralbelegg	2	Litt leire	3	Mineralbelegg	2	Litt leire	3	Mineralbelegg	2
Jw, sprekkevann		0,5		0,66		1		1		1		1
SRF, spenningsfaktor		5		5		2,5		2,5		5		2,5
Bergmassekvalitet, Q-verdi, klasse	Ekstremt dårlig, F	0,09	Svært dårlig, E	0,4	Dårlig, D	2	Middels, C	4	Dårlig, D	1,8	God, B	15

$$\text{Bergmassekvalitet } Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF}$$

2.4 Bergsikring, vurdert stabilitet

I dagens tilstand er tunnelen sikret med spredt/sporadiske bolter, sporadiske fjellbånd, sporadiske nett og sporadisk stålfiberarmert sprøytebetong (dvs. i korte ca. 20-30 m lange tunnelavsnitt). Sweco har ikke noe dokumentasjon tilgjengelig som beskriver den eksisterende sikringen av tunnelen. Boltelengder og type (innstøpt eller endeforankret) etc. på de eldre boltene er derfor ukjent. Sprøytebetongenes kvalitet er ikke vurdert i detalj, men fremviser

visuelt tilsynelatende varierende kvalitet; stedvis fremstår betongen som svært tynn, men stedvis også som tykk og av god kvalitet (ingen riss/sprekker, mineralisering eller avskalling).

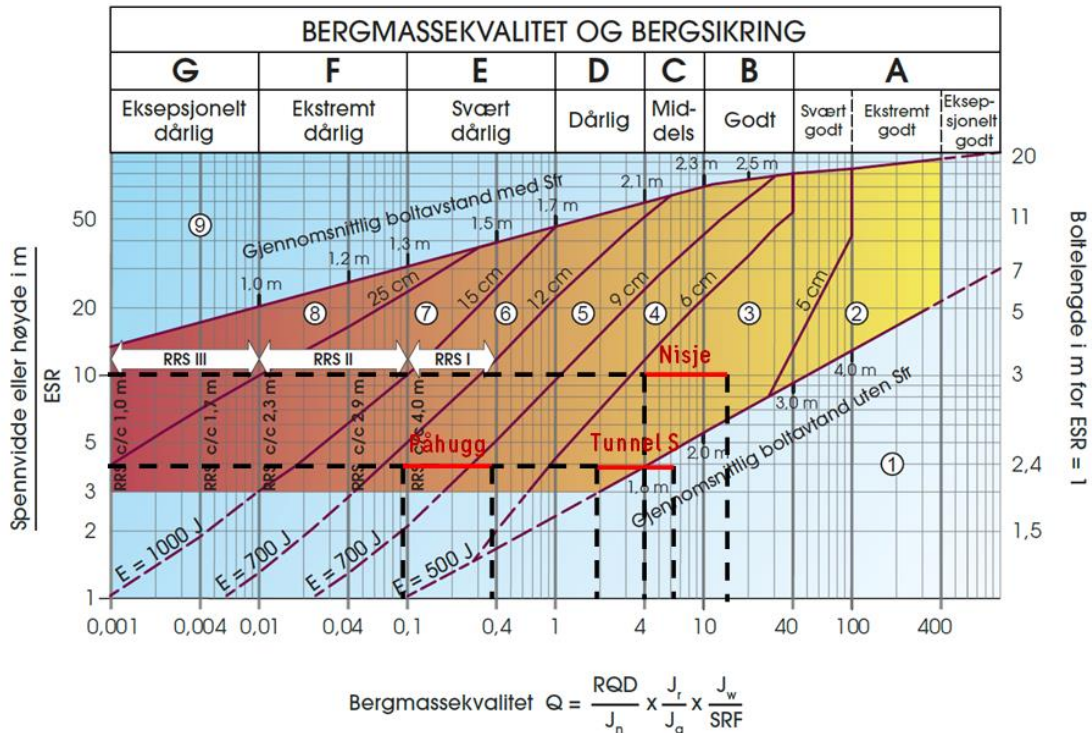
I henhold til registrerte Q-verdier (Tabell 2) er tunnelen generelt noe undersikret i forhold til sikringsomfang anbefalt i dagens utgave av Q-systemet (Figur 9), dvs.:

- Påhuggsområdet burde være sikret systematisk med bolter cc 1,3 – 1,5 m, ca. 10 cm tykk fiberarmert sprøytebetong og ev. enkelt armerte sprøytebetong buer. Derimot estimeres bolteavstanden i påhuggsområdet å være gjennomsnittlig større enn anbefalt iht. Q-systemet, sprøytebetongtykkelsen er uvisst, og det er ikke installert noen buer ved påhugget.
- Tunnelen mellom påhugget og nisjen (tunnel S) burde være sikret systematisk med fiberarmert sprøytebetong og en gjennomsnittlig bolteavstand ca. cc 2 m. I områder uten sprøytebetong burde gjennomsnittlig bolteavstand være ca. cc 1,5 m. Derimot er sprøytebetongen kun utført sporadisk i noen seksjoner, og bolter er installert kun sporadisk med estimert større avstand enn anbefalt iht. Q-systemet.
- Nisjen burde være sikret systematisk med sprøytebetong og bolter med gjennomsnittlig cc-avstand 2.1 m – 2.4 m. Nisjen er i stor grad sikret uten sprøytebetong. Den gjennomsnittlige bolteavstanden er imidlertid anslått å være noe større enn anbefalt iht. Q-systemet.

Selv om sikringsmetoden etter Q-systemet er standard praksis for tunneldriving i Norge i dag, kreves det ikke nødvendigvis at en gammel tunnel av denne typen må følge det gjeldende Q-systemet.

Fra foreløpig visuell inspeksjon fremstår bergmassen, overdekningen og sikringsomfanget av hovedtunnelen ikke å være spesielt mye dårligere enn for mange lignende tunneler i Bergensområdet. Det er heller ikke kjent at det har forekommet noen nedfall av stein/blokk i tunnelen (innen de første ca. 100 m fra trappen), men det kan se ut til at det stedvis henger noen mindre løse/ustabile blokker i konturen. Fra disse hensyn vurderes totalstabiliteten i tunnelen og nisjen som tilstrekkelig god (dvs. i forhold til muligheten for større utrasinger/tunnelkollaps), mens detaljstabilitet (mht. mindre utrasinger/blokknedfall) fremviser noen mangler.

Stabiliteten i/ved påhuggsområdet anses derimot som mer usikkert enn tunnelen for øvrig; da bergmassen ved påhugget fremstår som spesielt oppsprukket, overdekningen er mindre enn spennvidden og vanninntrengingen er vesentlig.



Figur 9 Vurdering av sikringsomfang iht. Q-metoden [3].

2.5 Vannforhold i tunnelen og innvirkning fra bybanens anlegg

Grunnvannstand ved inntakskonstruksjonen antas å ligge om lag på nivå med Solheimsvannets normal vannstand +17,2 m. Ved hundreårs flom antas den å stige til kote ca. +18 m (angitt i tidligere møter med Bergen Vann). Grunnvannstanden står dermed litt over påhugget ved inntakskonstruksjonen. Hele tunnelen antas å ligge under grunnvannsnivå hele veien.

Under anleggsarbeidene for Bybanene BT4 2019 - 2021 ble grunnvannstanden senket. Etter tilbakeføring av grunnvannet har Bergen Vann meldt om en økning av innlekkasjen ved påhugget sammenlignet med tilstanden før anleggsarbeidene. Grunnen for denne økningen er ikke fastslått. Rystelser fra sprengningsarbeider har vært diskutert som en mulig årsak. Hovedmengden av vannlekkasjen er observert å komme fra et trekkerør som kommer ut av sålen til betongkonstruksjonen, samt fra sprekker i berget innen ca. 10 m fra påhugget. Det er forsøkt å måle mengden innlekkasje i området rundt trappen ved å demme opp vannet vha. sandsekker i bunnen av trappen. Samlet innlekkasje ble målt til ca. 6 l/s, og lekkasjen fra rør til 4 l/s. Målingene anses imidlertid som unøyaktige.

I tunnelen ellers forekommer det stedvis punktlekkasjer med drypp/sig av grunnvann. Samlet innlekkasje eller fastsatte innlekkasje krav for tunnelen er ukjent for Sweco.

2.6 Pågående arbeider med utbedring

Det foregår for tiden arbeider med rensk og sikring i tunnelen i regi av Bergen Vann, med Sweco som prosjekterende på geologi og Wimo Fjellsikring AS som utførende. Arbeidet har som hensikt å forhindre nedfall som kan skade personell (personopphold i tunnelen er anslått å være sjeldent, anslagsvis få ganger pr. år) eller skade/ødelegge etablerte installasjoner (fjernvarmerør og avløpsrør). Foreløpig konsentrerer arbeidene seg hovedsakelig om tunnelavsnittene i retning Møllendal og Holen Renseanlegg. Det er foreløpig ikke planlagt utbedring av tunnelavsnittet mellom påhugget og tunnelkrysset i nordøst, med unntak av avsnittet mellom påhugget og bunnen av trappen.

Det pågår også arbeider med utbedring av vannsikringen ved trappen, nært påhugget ved inntakskonstruksjonen. I denne sammenhengen blir den gamle (mindre) vannsikringsduken demontert og erstattet med en større duk som fører vannet ned i siden på tunnelen. Etter at duken er demontert helt, blir tunnelkonturen bak duken inspisert av Swecos geologer, og basert på funn kan det hende at bergsikringen ved trappen blir oppgradert med hovedsakelig noen supplerende bolter før vannsikringen blir ferdigstilt. Sikringsarbeider i denne sammenheng hensyntar kun bestandighet av tunnelen ved normal drift. Det er foreløpig ikke planlagt å hensynta planlagte arbeider med utbygging i området for denne oppgraderingen. Dersom planlagte arbeider skal hensyntas spesielt, må dette avtales med Bergen Vann.

3 Generell vurdering av risikoen fra planlagt utbygging

Risikoen som påføres avløpstunnelen fra planlagte anleggsarbeider deles inn i det som angår tunnelens stabilitet/nedfall og en økning av innlekkasje i tunnelen, som også kan påvirke grunnvannsstand/grunnvannstrømmen i området.

3.1 Tunnelstabilitet

Anleggsarbeidene vurderes på generelt grunnlag å kunne endre tunnelens stabilitet, hovedsakelig pga. vibrasjoner/sprenglaster, reduksjon av bergoverdekning og ved påførte konstruksjonslaster fra byggverk over tunnelen. For hvert punkt beskrevet nedenfor skiller det mellom risikoen for lokal tunnelkollaps/-ras (totalstabilitet) og nedfall av overfladisk stein/blokk/sprøytebetong som kan skade rørføringer i tunnelen (detaljstabilitet).

Vibrasjoner/sprenglaster

Ny vibrasjonsstandard NS 8141-1:2022 fastsetter grenseverdier for hva tunneler erfaringsmessig med god sikkerhetsmargin og gjentatt eksponering tåler for å unngå skader. Det vil for overvåkning, dokumentasjon og fortløpende anpassning av sprengningsarbeidene kreves at det monteres rystelsesmålere i tunnelen på flere steder i løpet av anleggsarbeidene. Overholdes grenseverdier for vibrasjoner, vurderes en tunnelkollaps/ras pga. vibrasjoner som lite sannsynlig. Det er likevel viktig å presisere at rystelsesgrenser beregnet fra standarden ikke er å anse som «skade-grenser».

NS 8141-1:2022 omtaler sprengningsarbeider innen 10 m fra byggverk som «nær», med en spesielt stor risiko for permanente deformasjoner i bergmassen pga. støt og gasstrykk. Dersom det planlegges sprengning innen 10 m fra tunnelen må dette utføres spesielt forsiktig, og geolog må involveres i planlegging av sprengingen. Det kan i slike tilfeller ikke utelukkes at alternative og mer skånsomme metoder for berguttak vil være aktuelt, f.eks. wiresaging og hydraulisk sprengning/mekanisk kiling («drill and split»), ev. bruk av mer skånsomme «sprengstoff» som Royex, Nonex e.l. Sikring med f.eks. supplerende bolter kan også bli aktuelt før sprenging over eller nært tunnelen.

Både for reduksjon av rystelser og støt/gasstrykk gjelder det å redusere salvestørrelser og enhetsladninger (ha mindre sprengstoff pr. tennerintervall) for sprengning, ha godt/fritt utslag samt en god bruddanvisning, f.eks. en uladet søm (ev. ligger-søm over tunnelen), slisseboring eller wiresaging.

Vibrasjonskrav vil som nevnt imidlertid ikke utelukke at det skjer skader på rør/installasjoner pga. nedfall av løs stein/blokk eller brudd i dårlige oppheng for rørtraseen. Før sprenging bør derfor rør-oppheng kontrolleres visuelt. I tillegg bør geolog inspisere tunnelkonturen over rørene og vurdere prosjektering av sikringstiltak. Tiltak for beskyttelse av rør kan eksempelvis være en midlertidig overbygg-konstruksjon, støtdempende matter, nett (flettverksnett eller steinsprangnett), sporadiske bolter og fjellbånd. Inspeksjon og sikring vil trolig bli aktuelt å vurdere i tunnelen innenfor ca. 100 m radius rundt vibrasjonskildene.

Reduksjon av bergoverdekningen

Bergoverdekningen over tunnelen er anslått hovedsakelig å være ca. 12 – 14 m, nærmest innløpskonstruksjonen avtar bergoverdekningen gradvis. I dagens sikringstilstand (tynn, sporadisk utført sprøytebetong og sporadiske bolter) er bergoverdekningen tilstrekkelig mht. sikringsprinsipper etter Q-systemet. Risikoen ved en reduksjon av bergoverdekningen er at berget får redusert innspenningen, noe som igjen kan føre til at ustabile bergblokker faller ut eller at tunnelen i ytterste konsekvens kollapser.

En tommelfingerregel er at bergoverdekningen minimum bør være større enn spennvidden til tunnelen. Med unntak av nisjen som ligger ca. 120 m fra tunnelpåhugget har tunnelen stort sett en bergoverdekning som er mer enn dobbelt så stor som spennvidden, men det må likevel antas at det generelt er lave spenninger i bergmassen. Med tanke på sprengningsarbeider og belastning bør bergoverdekningen ikke reduseres mer enn at det gjenstår 10 m berg over/rundt tunnelen etter berguttak. Over nisjen og der det i dag er mindre enn 10 m overdekning. Dersom dette blir nødvendig med berguttak over nisjen, vil dette medføre behov for spesielle vurderinger av geolog og sikringsarbeider; sannsynligvis med behov for systematisk bolting og nett, eller bolting og sprøytebetong.

Konstruksjonslaster fra planlagte byggverk over tunnelen

Foreløpige vurderinger tilsier at konsentrerte konstruksjonslaster som påføres berget over tunnelen kan nedsette tunnelens stabilitet. Dette ved at tunnelheng og vederlag avspennes og at det oppstår skjær- eller tensjonsbrudd i bergmassen. Dette kan da føre til utrasing av blokker

og lokal tunnelkollaps, som igjen kan medføre tap/setninger av underlaget for fundamenter og påføre skade på byggverket.

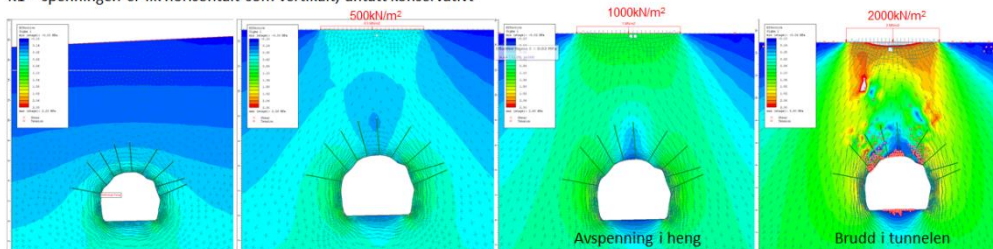
Vurderinger av bæreevnen over tunnelen er derfor kompleks og må utredes ved bl.a. beregning/numerisk analyse. Resultater fra numerisk modellering av bergmassen er imidlertid svært følsom for inngangsparametere, som styrken til bergmassen i intakt og residual tilstand, oppsprekkingsmønster og spenningsfeltet i bergmassen etc. Alle disse parameterne er forholdsvis vanskelig å måle, og det vil være vanskelig/kostbart å oppnå en stor grad av sikkerhet for analyseresultatet; spesielt dersom det ikke benyttes sprøytebetong, sikringsbuer eller hvelv på innsiden av tunnelen.

Basert på erfaringsverdier for bergmassen og spenninger målt ifm. bybaneutbyggingen ved Haukeland sykehus, forespeiles det foreløpig følgende maksimale tillatte såletrykk for fundamenter over tunnelen:

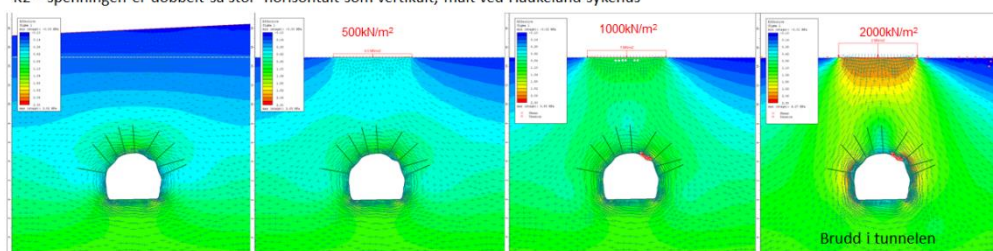
- Ved tunnel-spennvidde 5 m, min. 10 m bergoverdekning, uten systematisk boltesikring, anslås maksimalt tillatt såletrykk 0,5 MPa (500 kN/m²)
- Ved tunnel-spennvidde 5 m, min. 10 m bergoverdekning, med systematisk sikring med L3 - 4m bolter, anslås maksimalt tillatt såletrykk 1 MPa (1000 kN/m²)
- Ved tunnel-nisjen med spennvidde > 10 m, min. 10 m bergoverdekning, uten systematisk boltesikring, frarådes det å plassere permanente konstruksjonslaster direkte over tunnelen
- Ved tunnel-nisjen med spennvidde > 10 m, min. 10 m bergoverdekning, med systematisk sikring med L3 – 4 m bolter, anslås maksimalt tillatt såletrykk 0,5 MPa (500 kN/m²)

Vurderingen er bl.a. basert på foreløpige numeriske modeller (Figur 10 og Figur 11). Det presiseres at dette er foreløpige verdier, og at endelig prosjektering av byggverkene må avklares med geolog og at vurderingene beskrevet her er å anse som generelle betraktninger. Dvs. at de hensyntar ikke eventuelle scenarier der f.eks. bergmassekvaliteten lokalt er svært dårlig ifm. svakhetssoner o.l. For å utrede bæreevnen videre vil det kreves å innhente mer detaljerte opplysninger om bergmassens faktiske beskaffenhet og utføre mer detaljerte numeriske analyser og beregninger. Utredningen innebærer en middels- stor risiko for prosjekteringen, dvs. at det er vanskelig å konkludere før prosjekteringen av fundamenter (plassering, størrelse, laster, stivhet etc.) er ferdigstilt. Resultatet kan i ytterste konsekvens føre til behov for omprosjektering av fundamenteringsmåten/geometrien for å tilfredsstille maksimalt tillatt såletrykk.

K1 = spenningen er lik horisontalt som vertikalt, antatt konservativt

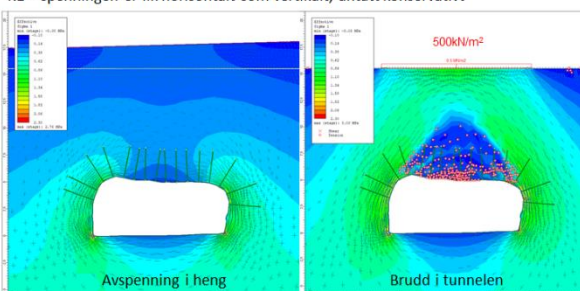


K2 = spenningen er dobbelt så stor horisontalt som vertikalt, målt ved Haukeland sykehus

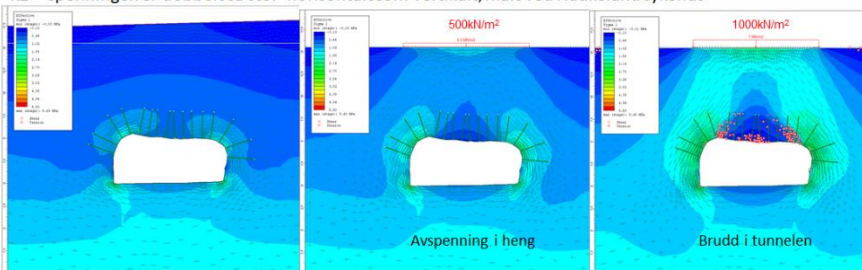


Figur 10 Foreløpig 2D-numerisk analyse for tunnelen med antatte fundamentlaster på bergoverflaten. To scenarier for spenningsfeltet er utprøvd, der k1 antas å være konservativt, og k2 er basert på en måling utført for BT4 ved Haukeland stasjon. Linjene radielt ut fra tunnelkonturen er bergbolter. Blå farge indikerer relativt lave spenninger i berget, mens farge-overgangen til rødt indikerer spenningsøkning og til slutt høye spenninger.

K1 = spenningen er lik horisontalt som vertikalt, antatt konservativt



K2 = spenningen er dobbelt så stor horisontalt som vertikalt, målt ved Haukeland sykehus



Figur 11 Foreløpig 2D-numerisk analyse for nisjen med antatte fundamentlaster på bergoverflaten. To scenarier for spenningsfeltet er utprøvd, der k1 antas å være konservativt, og k2 er basert på en måling utført for BT4 ved Haukeland stasjon. Linjene radielt ut fra tunnelkonturen er bergbolter. Blå farge indikerer relativt lave spenninger i berget, mens rødt indikerer høye spenninger.

3.2 Økt innlekkasje i tunnel

Grunnvannsstanden er bare kjent fra området rundt inntakskonstruksjonen, der den normalt ligger på ca. +17 m. Da midt heng ligger på ca. +9 m - +7 m, antas tunnelen å ligge noen meter under grunnvannsstanden på hele strekket. Mengden innlekkasje i tunnelen vil være avhengig av bergmassens vannledningsevne. I harde bergarter, som det antas er på området, er vannledningsevnen normalt styrt av bl.a. oppsprekkingsgrad, sprekkeåpning (som ofte har sammenheng med spenningsforhold) og finstoff-innhold (sprekkefyll) i sprekker.

Sprenggasser og rystelser fra sprengning kan føre til at bergmassen forflytter/forskyver seg, at sprekker som i dag er tette eller har liten åpning åpnes opp, og at ev. sprekkfyll som finstoff forflyttes/vaskes ut. Erfaringsmessig kan sprengning over eller ved en eksisterende tunnel derfor føre til at det lekker mer vann fra sprekker som tidligere har vært tilnærmet tette. Det er ikke mulig å konkludere hvor mye påkjønning fra sprengning som skal til for å åpne både eksisterende og nye sprekker i berget. Det er derfor ikke mulig å gardere seg helt mot dette. For å prøve å unngå økt lekkasje i tunnelen, gjelder det generelt og som tidligere nevnt å sprengre så forsiktig som mulig over og ved tunnelen, alternativt bruke andre metoder for berguttak, som nevnt i kapittel 3.1.

Konsekvensen ved en økt innlekkasje lokalt, f.eks. fra enkeltsprekker, forventes i utgangspunktet å være at det renner vann ned på infrastruktur og veibanen, som kan bli til besvær for tunneldriften (tilsvarende som ved påhugget). Sannsynligheten for dette forventes å være middels til liten.

Tunnelen er under antatt grunnvannsnivå. Konsekvensen ved en svært stor eller utbredt økning av innlekkasjen kan derfor være en senkning av grunnvannstanden eller en endring av grunnvannstrømmen i området, dvs. en økning av tunnelens influensområde. Dette kan da påvirke grunnvannsbrønner (ev. brønner som ikke er registret på Brønn databasen Granada) i området og dersom det fører til en senkning av grunnvannsstanden i løsmasser kan dette resultere i setninger. Dette kan igjen medføre konstruksjonsskader på ev. byggverk fundamentert på tykt lag løsmasser som påvirkes av slike vesentlige endringer i grunnvannsnivå. Sannsynligheten for et slikt verste fall-scenario vurderes imidlertid som meget liten.

4 Anbefalt gjennomføring

Med bakgrunn i risikoer beskrevet i kapittel 3 gis det anbefalinger for begrensninger og forebyggende/ avbøtende tiltak for tunnelen. Generelt vurderes beskrevne risikoer som håndterbare, og det planlagte arbeidet nært tunnelen vurderes som gjennomførbart. Dette forutsatt at angitte anbefalingene følges. Det forutsettes også at anleggsarbeidene kontinuerlig følges opp av geolog. Dersom noen av de beskrevne kravene ikke forventes overholdt, må geolog gjøre spesielle vurderinger for dette i forkant.

4.1 Sikkerhetsavstander

Sprengning: Det anbefales en sikkerhetsavstand på min. 10 m rundt tunnelen der det ikke bør utføres konvensjonelle sprengningsarbeider, dvs. kortest avstand fra tunnelkontur til nærmeste ladningshull bør ikke være kortere enn 10 m.

Berguttak: Over tunnel med tværsnitt 5x5 m bør det ikke tas ut mer berg enn at endelig bergoverdekning blir min. 10 m. I området der bergoverdekningen er mindre enn 10 m i dag anbefales det ikke å ta ut mer berg, med mindre dette er avklart med geolog. Ved nisjen som har maksimalt spenn på 13 m anbefales det heller ikke å ta ut berg som reduserer overdekning.

Støttekonstruksjoner eller peling: ved utførelse av støttekonstruksjoner eller fundamentering som involverer innboring i berg (rørvegger, rørsputer, peler etc.) anbefales det en sikkerhetsavstand på min. 5 m over tunnelen.

Boring av brønner: Ved boring av brønner/ lange borehull anbefales det en sikkerhetsavstand på 15 m rundt tunnelen.

Sikkerhetsavstandene er å anse som foreløpige, og er basert på nåværende kunnskap om tunnelen og bergmassens beskaffenhet. Felles for alle arbeider som potensielt kan påvirke tunnelen er at geolog holdes kontinuerlig informert både før og underveis i arbeidene.

4.2 Rystelser

Ved sprenging nær tunneler/bergrom er det fare for oppbomming, oppsprekking og utstøting av sprøytebetong og/eller bergblokker. NS8141-1:2022 anbefaler å fastsette grenseverdier for tunneler/bergrom på basis av Tabell 3.

Inspeksjon av tunnelen (20.03.23, Sweco v/Felix Kluge) fremviser at bergets kvalitet er «middels til dårlig» i tunnelen, dårlig til god i nisjen og ekstremt dårlig til svært dårlig i påhuggsområdet. Tunnelen er hovedsakelig sikret med sporadiske bolter og sporadisk sprøytebetong, men vurderes generelt å være undersikret mht. det gjeldende Q-systemet. Grenseverdien for tunnelen forventes å kunne fastsettes til «30 – 50 mm/s» (Tabell 3).

Bergen vann skal varsles om sprengningsarbeidet, og det skal undersøkes om Bergen vann har egne krav til varslingsrutiner, vibrasjoner og sikkerhet for tunnelen.

Tabell 3 Basisverdier for toppverdi av uveid svingehastighet avhengig av bergkvalitet. [4]

Beskrivelse av tilstanden til tunnel/bergrom	V _{tunnel a, b} [mm/s]
Dårlig berg, kun spredt bolting eller ingen forsterkning, eller uarmert sprøytebetong	30
Dårlig berg, armert sprøytebetong sikret med bolter	50
Dårlig berg, sikret med full utstøpning	100

Godt berg, kun spredt bolting eller ingen forsterkning, eller uarmert sprøytebetong	50
Godt berg, armert sprøytebetong sikret med bolter	100
<p>a Dersom tunnelen eller bergrommet ikke er i bruk, kan det vurderes å heve de angitte grenseverdiene med en faktor på 1,25</p> <p>b Tekniske installasjoner i tunneler kan være styrende for grenseverdien. Data for teknisk utstyr i tunnelen eller bergrommet kan innhentes fra teknisk regelverk eller fra leverandør.</p>	

Plassering av rystelsesmålere avtales med geolog før montering. Det forventes behov for montering av opptil flere rystelsesmålere i tunnelheng, -vederlag og/eller -vegg, ev. også på fundamenter for rørtraseen. Ved behov kan det ev. fastsettes flere rystelsesverdier for forskjellige deler av tunnelen basert på en tilstandsvurdering. Foretrukken plassering av rystelsesmålere er der det er kortest til sprengningsstedet. Det kan også bli behov for å måle rystelser i tre akser.

4.3 Supplerende bergsikring

Sikring over infrastruktur/rørtrase: Det forventes behov for sikring over eksisterende infrastruktur innen 50 – 100 m fra sprengstedet mht. rystelser og faren for nedfall av løs stein/blokk/sprøytebetong.

For rør som ligger langs tunnelens såle kan det være tilstrekkelig med midlertidige overbygg av tre og/eller f.eks. PE-skum/støtdempende matter. For rør som henger fra vegg eller tak forventes det behov for sikring med nett (flettverksnett eller steinsprangnett). Det kan i tillegg bli behov for supplerende sporadiske bolter og fjellbånd over infrastrukturen.

Sikring av tunnelstabiliteten: Supplerende sikring av tunnelstabiliteten vil kunne bli aktuell før berguttak og fundamentering over tunnelen.

Med hensyn til sprenging og berguttak forventes hovedsakelig kun et behov for sporadiske bolter. Omfanget for dette må avklares etter at geolog har utført en mer detaljert tilstandsvurdering.

Dersom det blir behov for berguttak over nisjen, dersom berguttak resulterer i mindre enn 10 m berg overdekning over tunnelen, eller dersom tunnel/nisje belastes med betydelige fundamentlaste (kapittel 3.1), kan det oppstå behov for et større sikringsomfang i området det gjelder. Da det mht. infrastrukturen og tilkomst i tunnelen sannsynligvis ikke kan benyttes sprøytebetong til sikring av tunnelen, kan det i disse tilfellene bli behov for forholdsvis tett systematisk bolting fra innsiden av tunnelen og/eller montering av lange vertikale bolter fra dagen, ev. også en nettløsning.

4.4 Vannhåndtering

For å forebygge økt innlekkasje til tunnelen (ved åpning av sprekker i bergmassen) må det generelt sprenges svært forsiktig, spesielt ved berguttak over tunnelen eller rett ved tunnelen (innen ca. 10 m «i plan» fra tunnelen).

Dersom det oppstår økt innlekkasje, vil avbøtende tiltak i første omgang innebære lokale utbedringer med bruk av rør og slanger, dremsmatter som Enkadrain, plastduk e.l. Dersom lekkasjen er mer omfattende og over et større område, kan det også bli behov for montering av tunnelduk (type «Gjertsen-duk» e.l.) på innsiden av tunnelen, som leder vannet ut i siden til drems tunnelens dremsystem. Vannlensing/utpumping av vann kan for øvrig ikke utelukkes dersom kapasiteten på eksisterende dremsystem ikke er tilstrekkelig (ved stor innlekkasje).

Berginjeksjon (forebyggende før sprenging eller som «etterinjeksjon») er ikke anbefalt. Dette siden berginjeksjon under trykk er svært kostbart og da det såpass nært overflaten vil være vanskelig å oppnå tilstrekkelig mottrykk for injeksjonsmassen. Erfaringsmessig vil det være vanskelig å kontrollere resultatet av tettingen i dette tilfelle, og det kan medbringe et høyt tids-/materialforbruk uten at et ønsket resultat oppnås. Det er også en viss sannsynlighet for at injeksjonsmassene kan finne veien ut i dagen. Berginjeksjon kan imidlertid bli nødvendig dersom:

- En ev. økte lekkasje forventes å kunne endre grunnvannstanden/-strømmingen betraktelig og det er fare for setninger på bygninger i nærområde
- Lekkasjen forventes å overgå kapasiteten til dremsystemet i tunnelen

Injeksjon vil bli mest aktuelt lokalt dersom det opptrer store punkt lekkasjer. Da kan man forsøke å forringe vanninntrengingen med bruk av polyuretan, eller ved montering av injiserbare bolter som injiseres med microsement (f.eks. Fin-bolt, PC-bolt, Thor-bolt).

5 Anbefalt utredning

5.1 Tilstandsvurdering av tunnelen

Før grunnarbeider som medfører vibrasjoner igangsettes må det utføres en detaljert tilstandsvurdering av tunnelen. Tilstandsvurderingen skal utføres i samsvar med NS8141-4:2021. Dette vil innebære at en geolog vurderer tilstanden av tunnelkonturen mht. ev. løse blokker/stein, vurdere tilstanden av montert bergsikring opp mot den planlagte belastningen fra sprengning og fundamenttrykk, samt en tilstandskontroll av sprøytebetongen i tunnelen. Sistnevnte vil innebære at det utføres en «bomkontroll» (sjekke for heftbrudd mellom betong og berg ved å slå på den med hammer /eller spett), at det kartlegges eksisterende sprekker/ riss i betongen og at tykkelsen måles stikkprøvemessig ved gjennom boring (f.eks. håndholdt drill).

I tillegg til den geologiske kontrollen bør det utføres en visuell kontroll av infrastrukturen av fagkyndig personell, spesielt mht. oppheng. Kontroll av infrastrukturen bør dokumenteres med f.eks. videoopptak.

Det anbefales at det utføres en detaljert inspeksjon innen 50 m fra sprengstedet og en begrenset/ visuell kontroll innen 100 m. Ettersom hvilke funn som gjøres kan det bli behov for at det gjøres en detaljerte kontroll i et større område enn 50 m.

5.2 Måling av vannlekkasjer

Det forkommer i dagens tilstand allerede noe lekkasje i tunnelen. For å kunne vurdere om vannlekkasjen i tunnelen økes betraktelig pga. anleggsarbeidene bør dagens lekkasjemengde måles i en periode før anleggsarbeidet starter.

Mengden vannlekkasje bør først kartlegges visuelt og dokumenteres med foto/video opptak. Store lekkasjepunkter bør kart-festes spesielt. Ved utvalgte lekkasjepunkter, der det er rennende vann/drypp, bør det forsøkes å måle vannmengden per tidsenhet.

Det bør forsøkes å gjennomføre terskelmålinger i tunnelen (dvs. måle mengden vann som drenerer i tunnelen pr tidsenhet for en kontrollert seksjon/avsnitt av tunnelen). Nært trappen ved inntakskonstruksjonen ble dette tidligere forsøkt ved oppdemming med sandsekker. Det kan også forsøkes å måles i grøft/drensrør dersom dette er praktisk mulig. Muligheter for å få gjennomført terskelmålinger må avklares med tunneldrift hos Bergen Vann.

5.3 Geologisk oppfølging under prosjektering og i anleggsfasen

Geolog bør involveres både under prosjektering og i oppfølgingen av anleggsfasen.

I prosjekteringen må planlagt grunntrykk over tunnelen avklares med geolog for å vurdere behov for bergforsterkning. Bunnkoter for berguttak må avklares med geolog iht. tidligere nevnte risikoer.

Før anleggsarbeidet må geolog involveres i en tilstandsvurdering av tunnelen både mht. sikring og vannlekkasje. Geolog må også involveres i plassering av rystelsesmålere før anleggsarbeidet begynner.

Under anleggsarbeidet anbefales det at geolog inspiserer bergoverflaten over tunnelen etter avgraving (dvs. før sprenging) for å tilse at bergforholdene er som forutsatt. Etter berguttak over tunnelen er ferdigstilt, anbefales det at geolog gjør en visuell kontroll på innsiden av tunnelen for å vurdere om forholdene er uendret.

Referanser

- [1] Sweco Norge AS, «NOTAT 01 FOR VANN OG AVLØP,» Sweco, Bergen, 17.03.2021 .
- [2] ISRM, The complete ISRM suggested methods for rock characterization, testing and monitoring: 1974-2006, Ankara: ISRM, 2007.
- [3] NGI, «Bruk av Q-systemet. Bergmasseklassifisering og bergforsterkning.,» NGI, Oslo, 2015.
- [4] Standar Norge, «NS8141-1:2022 Virasjoner og støt Veiledende grenseverdier for bygge- og anleggsvirksomhet, bergverk og trafikk Del 1: Virkning av vibrasjoner og lufttrykkstøt på byggverk, inkludert tunneler og bergrom,» Standard Norge, Oslo, 2022.