

**NY VANNFORSYNING OSLO – FJELLHALLER TIL NYTT  
VANNBEHANDLINGSANLEGG: BERGSIKRING, DEFORMASJON OG  
SPENNINGSUTVIKLING**

**NEW WATER SUPPLY OSLO – CAVERNS FOR THE NEW WATER SUPPLY:  
ROCK SUPPORT, STRESS AND STRAIN DEVELOPMENT**

Ingjerd Mørck (VAV), Simen Thorsen (VAV), Eivind Grøv (SINTEF) og Nghia Quoc Trinh (SINTEF)

**SAMMENDRAG**

Oslo er Europas raskest voksende by, og prognosene tilsier fortsatt kraftig vekst. 90% av Oslos vannforsyning utgjøres av Maridalsvannet og Oset vannbehandlingsanlegg. Dette konseptet gjør byens vannforsyning sårbar for hendelser knyttet til drikkevannskilden og vannbehandlingsanlegget. Oslo kommune arbeider med å etablere en fullgod reservevannforsyning innen 1. januar 2028. Det nye vannbehandlingsanlegget skal ligge på Huseby under Husebyskogen og skal bestå av seks store fjellhaller med tverrsnitt varierende mellom og 20m x 24m og 26m x 43m i tillegg til en montasjehall for TBM til råvannstunnelen. Hallene ligger i tre nivåer og utgjør et komplekst system av bergrom og tunneler. Det er mye berg, ca 850 000 m<sup>3</sup>, som skal tas ut på et relativt lite område.

Det var forventet at det skulle bli komplisert å bygge berganlegget med behov for tung sikring i form av gitterbuer i kombinasjon med sprøytebetong. Tilsvarende, men mindre komplekse bergrom i nærheten er sikret på denne måten. I tillegg var det kartlagt en del svakhetssoner som var forventet å by på utfordringer.

VAV som byggherre så det som nødvendig å følge nøye med på hvilken påvirkning uttak av så mye berg på et såpass lite område kunne ha for spenningsbildet i bergmassen og potensielt medføre deformasjoner i berget omkring fjellhallene. I samarbeid med Skanska ble SINTEF engasjert for å simulere utviklingen av disse parameterne før de fysiske arbeidene startet opp. Med inspirasjon fra Tripod-modellen som SINTEF har utviklet og bl.a. benyttet for BaneNOR på Follobanen, satt vi i felleskap opp et overvåkningsprogram som skal brukes for å kalibrere og verifisere modellen.

Modellen har blitt brukt til å identifisere de mest kritiske partiene i anlegget og viste at hengen i hallene ikke er like kritisk som tidligere antatt i prosjekteringsfasen. Basert på kartlagte strukturer i overflaten og i tunnelene har vi beregnet de mest kritiske kilene og dimensjonert sikringen etter disse. Simuleringene og de fysiske målingene har gitt oss trygghet til å ta ned sikringsnivået betraktelig på de mest kritiske partiene. Hallene er sikret med sprøytebetong, 20 cm påført i to omganger (10 cm av gangen) og systematisk bolting med boltelengde mellom 5 og 6 m satt mellom de to omgangene med sprøytebetong.

Modellen har hjulpet oss å identifisere områder som observeres ekstra nøye gjennom byggeprosessen. Det er observert lite oppsprekking eller avskalling av sprøytebetongen. Laserskanning av hallene før påføring av sprøytebetongen skal brukes for å identifisere sprekemønstre og verifisere at mulige kiler er sikret tilstrekkelig.

Spenningsomlagring og deformasjoner overvåkes nå fortløpende i takt med utdrivningen og sammenliknes med forventet utvikling. Modellen kalibreres med observasjoner gjort i måleprogrammet. Dette gir prosjektet et solid beslutningsgrunnlag for å verifisere sikringsomfanget. Målingene har så langt verifisert at sikringsomfanget er tilstrekkelig for å ivareta både lokal og global stabilitet i hallene.

## SUMMARY

Oslo is the fastest growing city in Europe. The prognosis indicate that the population growth will continue. Today 90% of the water supply to Oslo comes for Maridalsvannet at the water treatment plant at Oset. This makes the city very vulnerable to incidents that strikes either the source or the treatment plant. The municipality of Oslo is therefore in the process of building a secondary water supply. By January 1<sup>st</sup> 2028 the new water supply to Oslo will be ready. The new water treatment plant is located at Huseby under Husebyskogen. The treatment plant consists of six large caverns with cross sections varying between 20m x 24m to 26m x 43 m. In addition, we are building an assembly chamber for the TBM that is going to excavate the water supply tunnel. The treatment plant makes three different levels and is a complex system of tunnels and caverns. The volume is approximately 100 000 m<sup>3</sup> which is all excavated in a relatively small area.

It was expected to be complicated to build the treatment plan. The plan was to use heavy rock support with arches of lattice girders in combination with rock bolts and shotcrete. Similar, but smaller and less complex caverns nearby is built using the same rock support. There was also identified several weakness zones, adding to the supposed need for lattice arches.

VAV found it necessary to follow-up the effect the excavation of such a large volume on such a small area could have on the stress system in the rock mass and the potential deformations in the caverns. In collaboration with Skanska, SINTEF was engaged to model the development of the stress and strain before starting the actual excavation. Inspired by the Tripod-model that SINTEF had developed and used with e.g. BaneNOR at the Folloline project, we established a surveillance program to be used for calibration and verification of the model.

The model has been used to identify the most critical areas in the caverns and to document that the roof of the caverns is not as critical for stability as first expected. Rock joints were mapped in the adjacent tunnels and available surface rock. Based on the mapped joints, the most critical wedges were identified, and the rock support decided based on the most critical wedges.

The simulations and the measurements have given us the confidence to downsize the rock support in the caverns. The caverns are now supported by 20 cm thick shotcrete applied in two layers and rock bolts with length between 5 and 6 m applied between the two rounds of shotcrete. With help from the numeric model, we have identified areas that will be subject to frequent visual inspection throughout the excavating process. So far, we have found very little fracturing or spalling of shotcrete. Before applying shotcrete, the caverns are scanned, using a

LIDAR scanner. The scan will be used to identify the actual jointing of the rock mass and to verify that the most critical wedges are supported sufficiently by the applied rock support.

Stress and strain are monitored continuously, and the measured values are compared to the modelled values. The model is updated and calibrated with the observations made in the surveillance program. This gives us a strong basis for deciding and verifying the rock support. So far, the measurements have confirmed that the rock support is sufficient for both local and global rock stability.

## **INTRODUKSJON**

Vann- og avløpsetaten i Oslo kommune (VAV) skal bygge ny vannforsyning. Vannbehandlingsanlegget bygges på Huseby og skal ha kapasitet til å forsyne hele Oslo med vann dersom det eksisterende vannbehandlingsanlegget ved Maridalsvannet settes ut av spill. Når prosjektet er ferdig i 2028 vil over 700 000 mennesker få en sikker tosidig vannforsyning.

Vannbehandlingsanlegget består av syv store berghaller som bygges i tre nivåer innenfor et relativt lite område under Husebyskogen. Området under Husebyskogen vises i reguleringskartet i Figur 1. Geometrien i anlegget er kompleks med haller og tunneler på flere nivåer, store spenn (opptil 27 m bredde), store høyder, ulike nivåer i sålen med til dels dype groper, grøfter og sjakter. Berghallene varierer i dimensjon med spennvidder på ca. 23 til 27 m og høyde varierende fra 21 m til 36 m, tverrsnitt (500-1000m<sup>2</sup>).



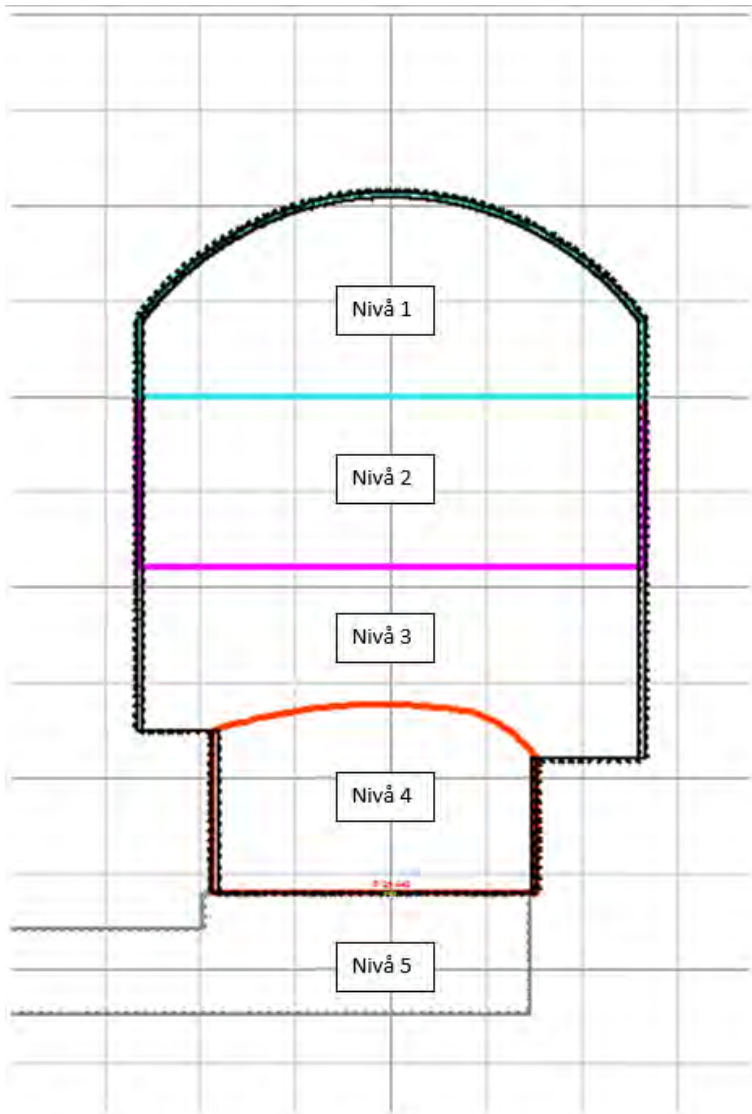
*Figur 1 Oversiktskart som viser plassering av vannbehandlingsanlegget som bygges på Huseby. Fjellhallene bygges i tre nivåer under Husebyskogen. Det er bygget adkomsttunnel fra Husebyjordet ved Huseby skole og fra Skiparken ved Makrellbekken.*

## OM ANLEGGET

### Anleggsteknisk

Tunneldriften startet tidlig i februar 2021 fra to adkomster inn mot hallene. Hallene er i 3 vertikale nivåer og driving av tunneler og haller har vært jevnt fordelt på alle tilgjengelige stuffer i anlegget. På topp har antall tilgjengelige stuffer parallelt vært ca. 20, med 6 tunnelrigger i drift samtidig.

Hallene blir drevet på tradisjonelt vis fra toppen og ned med takslike i toppen og liggerpaller nedover. Et unntak fra regelen er den største hallen som har 5 vertikale nivåer totalt, der de to nederste nivåene er små. I denne hallen ble det nederste nivået tatt ut først (5), så det nest nederste (4), deretter ble det øverste nivået tatt ut (1), så nivå 2 og til slutt nivå 3.



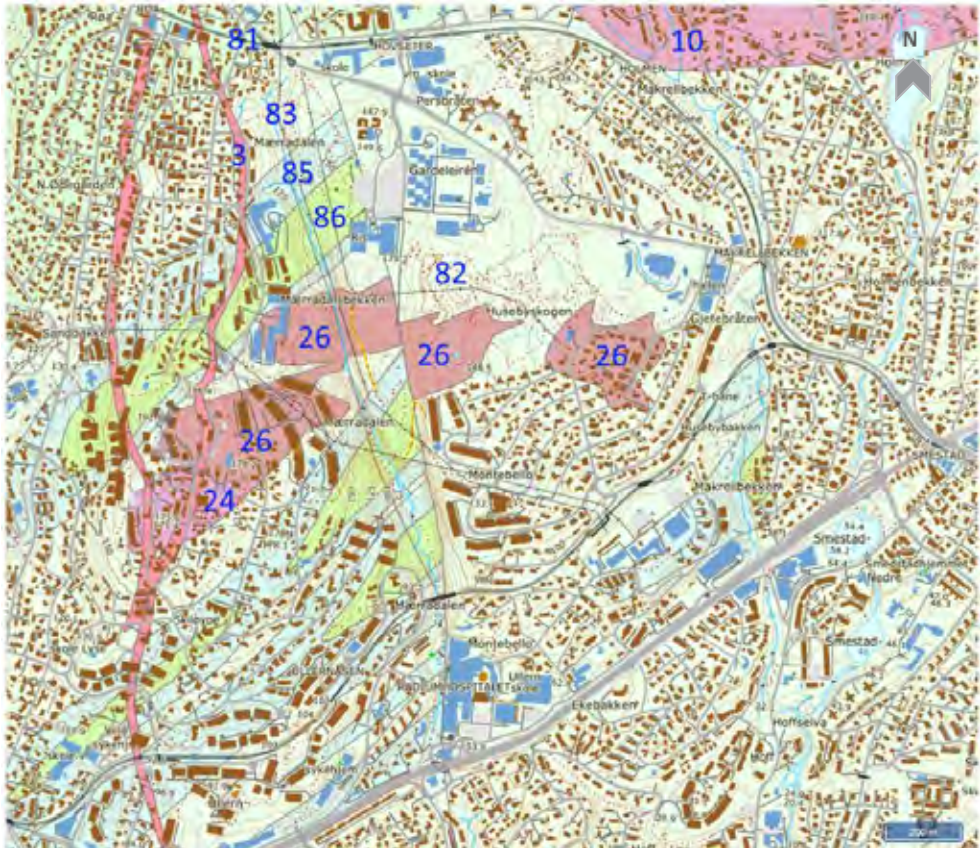
Figur 2 Illustrasjon av tverrsnitt av hallen med 5 nivåer for uttak av berg

Totalvolumet av vannbehandlingsanlegget er i overkant av 1 million prosjekterte faste kubikkmeter. På det meste har det blitt produsert opp mot 20 000pm<sup>3</sup> pr. uke. Med et snitt på ca. 15 000pm<sup>3</sup> pr. uke.

## Geologi

Hele anlegget ligger i bergarter fra kambrosilur og perm i Oslo-feltet. De geologiske egenskapene er relativt godt kjent fra flere tunnelprosjekter i Oslo. Forundersøkelsene viste at

vi kunne forvente mye hornfels og intrusive dypbergarter som gabbro og monzodiotitt samt ganger av syenitt og basalt. Området er gjennomskåret av flere svakhetssoner med varierende vinkel til de ulike hallene og tunnelene. Bergoverdekningen varierer mellom 10 til 70 m.



Figur 3 Hentet fra Ingeniørgeologisk rapport, ref. /i/ utarbeidet av Multiconsult 2019 i prosjekteringsarbeidet. Kartet viser NGUs berggrunnskart og tallene referer til bergarter. Fjellhallene ligger under kartlagt «Skifer og kalkstein i veksling, knollekalk og skifer» og «Gabbro og monzodioritt. Stedvis nefelinførende».

### Grunnundersøkelser

Det er gjort omfattende forundersøkelser av bergmassen i Husebyskogen i forbindelse med prosjekteringsarbeidet. Figur 4 viser plassering og omfang av alle borhull og andre undersøkelser av berggrunnen. Prøver av kjernene er sendt til undersøkelser i laboratorium for å stadfeste tetthet, E-modul, Poissons forhold, en aksial trykkfasthet, bruddvinkel og strekkfasthet i tillegg til borbarhetsegenskaper.





Figur 4 Hentet fra Ingeniørgeologisk rapport, ref. /ii/ utarbeidet av Multiconsult 2019 i prosjekteringsarbeidet. Oversiktskartet viser utførte grunnundersøkelser på Huseby. Kjerneborhull er markert som røde punkter, grønne trekkanter viser hammerborhull som er logget med geofysisk og optisk televewing, rosa stjerner viser grunnvannsmålepunkter, lilla linjer viser seismiske refraksjonsundersøkelser og de gule punktene er kartlagt berg i dagen.

## Spenningsmålinger

Det ble utført 3D-bergspenningsmålinger i Statnetts anlegg på Smestad like i nærheten av tilkomsttunnelen i Skiparken. Det ble utført 10 enkeltmålinger i en blindtunnel mellom to svakhetssoner langs Mærradalen og Makrellbekken som ligger på hver sin side av Husebyskogen. For de seks mest vellykkede målingene ble det gjennomført spenningsberegninger. I tillegg ble det gjennomført hydraulisk splitting i tre hammerborull i Husebyskogen. Resultatene er oppsummert i Tabell 1. 3D spenningsmålingene indikerer at minste hovedspenning er negativ.

Tabell 1 Resultat av bergspenningsmålinger

Måling	$\sigma_h$ MPa	$\sigma_H$ MPa	$\sigma_{(vertikal)}$ MPa	
Hammerborhull i Husebyskogen (strøk/fall)	8,0	15,2	1,6	Måling på 61,3 m dyp
	(30/0)	(120/0)	(0/90)	
Topp borhull 75 moh	7,2	12,9	1,5	Måling på 50 m dyp
	(50/0)	(140/0)	(0/90)	

	5,4 (60/0)	8,7 (150/0)	1,5 (0/90)	Måling på 56 m dyp
	$\sigma_2$	$\sigma_1$	$\sigma_3$	
3D spenningsmåling (strøk/fall)	1,31 ± 1,25 (324/64)	3,32 ± 1,80 (112/23)	-1,02 ± 1,66 (207/12)	

## Prosjekttert bergsikring av hallene

### Forprosjektering

I prosjekteringsarbeidet ble det vurdert at taksiva i hallene skulle sikres med minimum Ø32mm 6m lange bolter c/c 2 m og 20 cm sprøytebetong. For fjellhaller ble det også beskrevet systematisk bruk av gitterbuer uavhengig av registrering og kartlagt bergmassekvalitet. I tillegg ble det beskrevet at «Områder med lite overdekning, nærhet til andre tunneler og bergrom, nye og eksisterende, svakhetssoner, strenge tettekrav og store spenn og flere kompliserte kryss og sjakter vil kreve spesiell planlegging av utførelse og logistikk, inklusive bergsikring og injeksjonsarbeider.», ref. /i/.

Det ble bestemt at utførelse av gitterbuer skulle prosjekteres av entreprenøren i samråd med leverandøren.



Figur 5 Foto av Pantex-buer. Hentet fra hwe.no



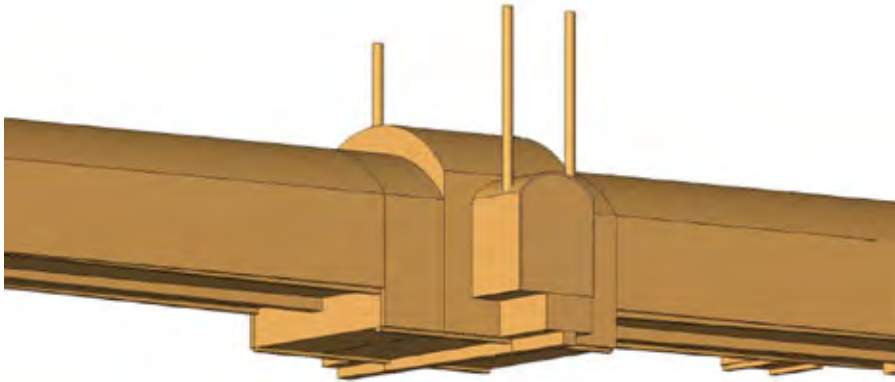
Gitterbuer vurderes som en svært god metode å bruke når bergmassen er så svak at lastene blir overført til buen over tid. Buene blir da mobilisert som en lastbærende konstruksjon. Den regelmessige geometrien til buene vil være svært gunstig under slike forhold.

Gitterbuer kan også brukes for å ta mer lokale laster der bergmassen er stiv nok til å ta laster, men mer lokale svakhetssoner eller kiler påfører store laster lokalt. Omfanget av svakhetssoner, kiler og lignende vil avgjøre egnetheten til gitterbuer som metode.

I NFFs håndbok nr. 5 «Tung sikring», ref. /iii/ står det at buer kan brukes som forsterkning av bergmassen når bergmassen skal ta noe last eller når bergmassen er så svak at lastene blir overført slik at buene blir den last-bærende konstruksjonen.

Allerede i prosjekteringen ble det klart at berget er av en slik kvalitet at buene ikke kom til å være rene lastbærende konstruksjoner, men kun ville kunne bli lokalt lastbærende, altså last fra kiler. Argumentet for å bruke buer ble delvis knyttet til store spenn, spenningsanisotropi eller lave spenninger, potensiale for store kiler, kompleks geometri og 100-års levetid. Det vil være svært krevende å sikre hallene i etterkant både på grunn av de store dimensjonene og på grunn av installasjonene som kommer i hallene. Dette ble også brukt som argument for valg av gitterbuer.

Utførelse av gitterbuene medførte en del uheldig geometri som ble nødvendig for at buene kunne overføre last ned til sålen i hallene. Eksempel på slik geometri er illustrert i Figur 6.



*Figur 6 Utklipp fra modell av en av hallene før omprosjektering. Utklippet viser en «hatt» i midten av hallen. «Hatten» ble innført i krysset med en tverrtunnel for å få plass til buene.*

Det ble nødvendig å heve hengen i krysset med tverrtunnel da forutsetningen om overføring av last ble vanskelig å løse med overgang heng-heng i krysset.

Det ble diskutert med rådgiver hvordan buene skulle monteres og om de skulle gå fra vederlag til vederlag eller om de skulle gå helt ned til sålen. Rådgiver påpekte at hvis buene skulle avsluttes i vederlaget måtte store laster tas opp der og forankringen ble dermed komplisert og kostbar.

Dersom buene skulle avsluttes i såle måtte det installeres lange rette gitterbuer for å overføre last nedover til sålen. Som sikring i veggene ville buene pga. sin geometri være relativt ineffektive og måtte ha blitt supplert med lange bolter for å ta horisontal last.

### ***Prosjektering underveis***

Det viste seg ganske fort etter anleggsstart at bergmassen var bedre enn forutsatt i forprosjekteringen. Det ble derfor fort aktuelt å revurdere behovet for gitterbuer i hallene.

For å finne ut om det kunne la seg gjøre å fjerne gitterbuene, ble SINTEF involvert med et konsept de har kalt Tripod. Dette går i korthet ut på å først modellere hele anlegget og legge inn de bergmasseparameterne man har for å etablere null-situasjonen med dette utgangspunktet. Så avbygges anlegget i modellen skrittvis som i virkeligheten, salve for salve. Hensikten er å beregne spenningsforholdene og deformasjonsforløpet i hallene samt finne ut hvordan de største svakhetssonene kan påvirke stabilitet i bergrommene. Beregningene blir justert og oppdatert, eller kalibrert om man vil, med målinger av deformasjon og spenninger underveis i byggeprosessen.

## **MODELLERING**

### **Oppsett og rammebetingelser**

SINTEF deltar i dette prosjektet med å utføre numeriske analyser for oppfølging av spenningsomlagring, deformasjoner og stabilitet i det planlagte anlegget med alle dets kaverner og tunnelforbindelser. Hensikten med de numeriske analysene er som følger:

- Evaluere den generelle stabiliteten i det overordnede anlegget, altså dets globale stabilitet.
- Identifisere lokal instabilitet i tunneler og kaverner for ytterligere detaljerte analyser om nødvendig.
- Identifisere potensielle lokaliteter med høye spenningskonsentrasjoner og deformasjoner etterfølgende utsprenning der man vurderer behovet videre for installasjon av eventuelt deformasjonsmålinger og langtids spenningsoppfølging.
- Simulere ved hjelp av numerisk modell situasjonen med gradvis økende fremdrift av tunneler og kaverner, og kalibrere modellen med resultater fra det installerte måleutstyret. Dette vil kontinuerlig forbedre modellen til en høy grad av pålitelighet.

Bakgrunnen for dette har vært at den numeriske modellen skulle bli benyttet som et planleggingsverktøy under bygging for å gi informasjon som danner grunnlag for beslutningstaking på anlegget.

En 3D numerisk modell ble etablert ved bruk av FLAC3D-programvare, versjon 6.00.74 der det komplette anlegget av kaverner og tunneler ble inkludert. Modellen ble etablert med følgende rammebetingelser:

- Grensebetingelsene i modellen er orientert langs strøk-retningen til hovedspenningene.

- Størrelsen på modellen ble valgt til å være  $B \times L \times H = 600 \times 900 \times 150$  m slik at den dekker hele det komplekse underjordsanlegget.

SINTEF forenklet så modellens toppflate til å være flat med en høyde tilsvarende kote 130 moh. Denne forenklingen er nødvendig for en effektiv og kontrollert beregning av teoretisk in-situ bergspenning. I henhold til det topografiske kartet når det høyeste punktet på overflaten kote 140 moh i det aktuelle området som inngår i modellen. Ved beregning av den teoretiske vertikalspenningen som er anvendt i modellen ble således denne høyden benyttet.

Modellen er videre etablert slik at man kan inkludere utsprengingen steg for steg i tunneler og kaverner. Tunnelene og kavernene ble delt inn i 5 m lange seksjoner for å representere den omtrentlige fremdriften for hver salve. I tillegg til dette legger geometrien også til rette for å simulere strossingen av de store kavernene. På denne måten har modellen kapasitet til å simulere nesten hver eneste salve, noe som letter sammenligningen mellom resultatene av den numeriske modellen med de loggede verdiene fra måleutstyret som er montert. Man kan altså steg for steg se utviklingen i modellen og relatere dette til utviklingen som fremstår i målepunktene som er etablert. Dette gir en god oppfølging av utviklingen av stabiliteten i underjordsanlegget.

Analysene inkluderer:

- Simulering 0: Simulerer situasjonen in-situ for å reflektere utgangspunktet før tunnel- og sprengningsarbeidene starter.
- Simulering 1: Simulerer hele underjordsanlegget med alle kaverner og tunneler etter at alle sprengningsarbeider er fullført, men uten at noen form for sikring er inkludert i modellen. Denne simuleringen skal demonstrere spennings- og deformasjonsstilstanden etter at hele underjordsanlegget er sprengt ut. Den innhentede informasjonen brukes til å:
  - o Evaluere den globale stabiliteten i det komplette underjordsanlegget
  - o Identifisere potensielle lokaliteter der anomalier av spenninger og/eller deformasjoner skaper bekymringer
  - o Identifisere egnede lokaliteter for installasjon av måleutstyr (LTDM og Ekstensometer).
- Simulering 2: Simulering ved definerte milepæler med hensyn til fremdriften og tilhørende oppdaterte spenningsmålinger. Denne simuleringen brukes til å beregne spenningsforholdene og påfølgende deformasjoner for å sammenligne med målte resultater sekvensielt med fremdriften og på utvalgte lokaliteter.
- Simulering 3: Sekvensiell simulering i henhold til sprengningsplanen. Sprengningsplanen følges strengt i denne simuleringen slik at resultater fra den numeriske modellen kan konverteres til tidsdomene. Dette muliggjør sammenligning mellom resultater fra numerisk modell med data fra målingene som blir utført.
- Ytterligere simuleringer: Lokale modeller kan være nødvendig dersom det er behov for å se nærmere og detaljert på gitte områder. Hensikten med simulering(e) er å evaluere stabiliteten og sjekke nødvendig/effekt av bergsikringen.

## PROSESS FOR VALG AV SIKRING

Bergrom med så stor spennvidde og så stor vegg høyde som vi har i hallene til vannbehandlingsanlegget kan gi store potensielle blokkdannelser som krever tyngre sikring enn hva om bestemmes ved bruk av Q-metoden. Til det har vi brukt beregning og identifisering av kiler basert på kartlagte sprekker i tillegg til spennings- og deformasjonsmodelleringen som SINTEF gjør. Så langt viser beregningene at kileutglidning er den dimensjonerende lasten for sikringen. Modellering av spenninger og deformasjoner viser at hallene jevnt over har god stabilitet.

Boltelengder og tykkelse på sprøytebetong dimensjoneres derfor av de potensielt verste kilene.

### Beregning av kiler

For hver av de store hallene har vi modellert representative sprekker for den kartlagte bergarten og analysert mulighet for bergkiler i heng og vegger, ref. /iv/, /v/ og /vi/. Analysen skal dokumentere at minimumssikringen er tilstrekkelig for sikring av de mest ugunstige kilene. Dersom vi skulle avdekke partier med dårligere bergmassekvalitet, markerte slepper eller gjennomgående sprekker med lav friksjon eller oppløselig belegg, skal området sikres mer tilpasset.

Programvaren Unwedge fra Rockscience er brukt for analysen etter designstandarden fra Eurocode 7, fremgangsmåte 3.

Tabell 2 Partialfaktorer ved framgangsmåte 3 som er anvendt i analysen.

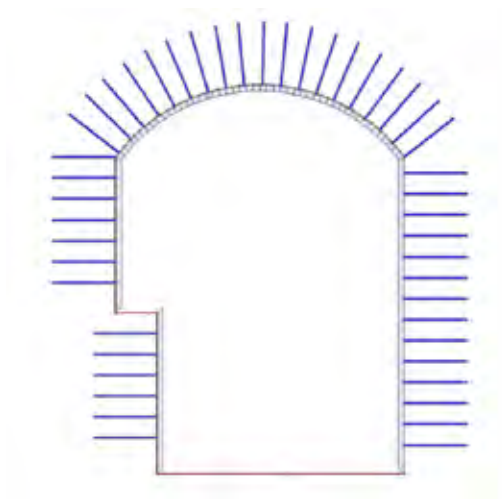
Partial Factors			
<b>Permanent Actions (A)</b>			
Unfavourable	$\gamma_G$		1
Favourable	$\gamma_G$		1
<b>Variable Actions (A)</b>			
Unfavourable	$\gamma_Q$		1.3
Favourable	$\gamma_Q$		0
<b>Material Parameters (M)</b>			
Effective cohesion	$\gamma_c$		1.25
Coefficient of shearing resistance	$\gamma_\phi$		1.25
Weight density	$\gamma_Y$		1
Shear strength (other models)			1.25
<b>Resistance (R)</b>			
Earth resistance	$\gamma_{R_s}$		1
<b>Anchorage (R)</b>			
Bolt tensile capacity	$\gamma_n$		1
<b>Seismic</b>			
Seismic Coefficient			1
<b>Water</b>			
Water Pressure			1
<b>Shotcrete</b>			
Shotcrete Shear Strength			1

Orientering av sprekkesett og friksjonsforhold på sprekker er basert på kartlegging av de tunnelene og hallene som har vært klare på beregningstidspunktet. Sprekkene er analysert videre i programmet Dips for definering av sprekkesett.

I analysen er det valgt en konservativ tilnærming med at det kun er gravitasjonen som virker på potensielle kiler. Dette er konservativt da de faktiske spenningsforholdene (høye horisontalspenninger) er gunstige og dersom de tas med i analysen øker sikkerhetsfaktoren. Vanntrykk er beregnet med vannspeil ved terrengoverflaten og med 0 vanntrykk ved tunneloverflaten. Dvs. vanntrykket på sprekkeene øker med avstand fra tunnelprofilen. Det er analysert med representativ overdekning fra heng til terreng for hver av hallene.

Analysen fant enkelte store kiler med lav sikkerhetsfaktor. Disse ble vurdert særskilt med tanke på innspenning, vanntrykk, friksjon og sannsynlighet.

Analysene viser at minimumssikringen med 20 cm fiberarmert sprøytebetong i kombinasjon med bolter i mønster 2 m og lengde 6 m i vegger og mønster 1,75 m og lengde 6 m i heng gir en tilstrekkelig sikkerhetsfaktor for de mulige kilene som programmet identifiserer.



*Figur 7 Prinsippskisse av en hall med tværsnitt på underkant av 1000 m<sup>2</sup> illustrert med boltesikring og sprøytebetong*

### **Resultater så langt – modellering**

Med et nøye oppsett av numeriske modeller og med trinnvise simuleringer, har resultatene fra modelleringen gitt meningsfull informasjon knyttet til fortløpende stabilitetsevalueringer og beslutningstaking med tanke på nødvendig sikring og selve utdrivingen.

Resultatene fra simulering 1 viser følgende:

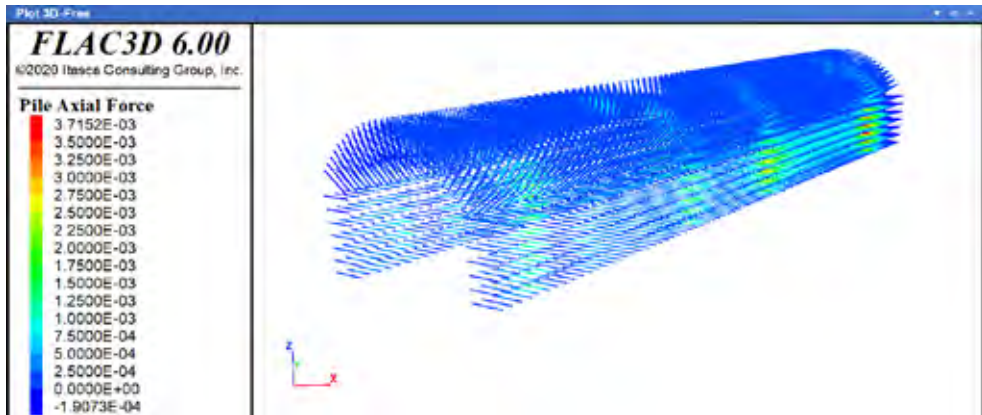
- I det alt vesentlige gir spenningsomlagringen en største hovedspenning rundt kavernene som varierer fra 2 til 10 MPa i trykk, avhengig av dybden på kavernene. Dette spenningsnivået anses å være rimelig og gunstig med tanke på innspenning.
- Minste hovedspenning rundt noen kaverne er mindre enn 0,5 MPa i trykk. Dette nivået anses å være lavt, noe som kan bety en redusert innspenning, som igjen kan føre til at potensielle instabile blokker kan falle ut.
- Deformasjonene viser ca. 4 til 8 mm i konvergens i hengen på forskjellige steder, og i sålen er det også målt konvergens hvilket faktisk betyr gulvheving. Konvergens i heng er mer relevant for stabilitetsvurderingen, mens gulvheving på 10 mm under bygging i praksis kan neglisjeres da det ikke utgjør et sikkerhetsproblem.
- Spennings-, deformasjons- og flytresultater på enkelte steder (en sjakt, en tynn horisontal pilar mellom kaverne og en høy vegg i en kaverne/kryss som krysset flere svakhetssoner) indikerte bekymringssituasjoner. Drivemetode og bergsikringstiltak for disse områdene ble videre evaluert i en etterfølgende lokal simulering.
- Basert på resultatene fra numeriske modeller ble det installert måleutstyr (bergspenninger og deformasjoner) på 6 lokaliteter for oppfølging av stabilitet over tid.

Resultater fra modellen med bergsikringstiltak indikerte som følger:

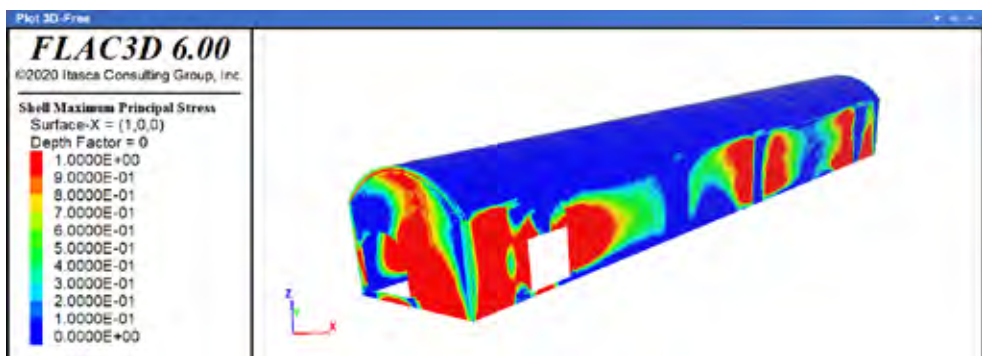
- Den viktigste forbedringen man oppnådde med bergsikringen var i den høye veggen i sammenkoplingen i kryssområdet mellom kaverne og tilkoplingstunnelene. Uten bergsikring er deformasjonen i dette området mer enn 30 mm, mens med bergsikring (systematisk bolting og sprøytebetong) er deformasjonen her redusert til ca. 18 mm – tilsvarende ca. 60 % av den situasjonen man hadde uten sikring.
- Dette resultatet indikerer at den påførte bergsikringen effektivt kontrollerer deformasjonen i dette kryssområdet.
- Resultatet av modelleringen med fokus på flytsone viser svak forbedring med bergsikring i forhold til uten.
- Bergbolter: Med 32 mm bolter vil SF være mer enn 50 som vist i Figur 8, mens SF vil være omtrent 30 med 22 mm bolter. Det bemerkes at modellen er kontinuerlig, og oppsprekking i bergmassen ble inkludert indirekte ved vurdering av bergmassekvalitet.
- Sprøytebetong i heng: modellresultat indikerer en stabil tilstand for sprøytebetongen i hengen (SF-kompresjon  $>3,5$  og SF-spenning er ca. 2). Langs svakhetssonen er SF i kompresjon omtrent 1.

Sprøytebetong på vegger: Strekkspenninger i vegg ble beregnet til 2 til 5 MPa. Det betyr at SF-spenningen er mindre enn 1. Dermed kan det oppstå oppsprekking i strekk på vegger, og nødvendig supplement med sikring kan forventes, som vist i Figur 9.





Figur 8 Aksial belastning i bolter. Beregnede laster utgjør 0,37 tonn mens kapasiteten i bolten er mer enn 30 tonn



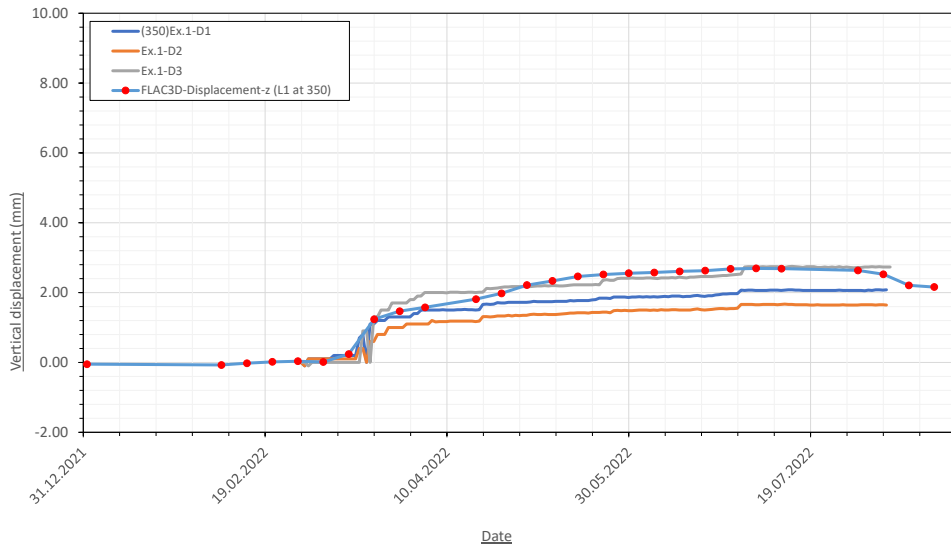
Figur 9 Maximum spenning i sprøytebetongen indikerer områder med strekkspenninger (med rød farge).

Simuleringer ble utført i henhold til planlagt fremdrift uke for uke. Resultater fra disse simuleringene ble samlet inn og sammenlignet med data registrert i måleutstyret. Sammenligning av simuleringresultatene og overvåkingsdata kan sees i Figur 10 til Figur 13.

Som det kommer frem av figurene, gav deformasjonene som ble beregnet med den numeriske modellen relativt godt samsvar med data fra ekstensometrene (deformasjonsmålinger). De beregnede bergspenningene fra den numeriske modellen stemte imidlertid ikke så godt overens med de målte resultatene som tilfellet var med deformasjonsmålingene. Det kan være at den kontinuerlige modellen som er benyttet kun kan estimere en «gjennomsnittlig spenningsverdi» for komplisert bergmasse ved Huseby. Spenningsnivåene som er fremkommet i modellen samt registrert i LTDM-ene, viste imidlertid rimelig godt samsvarende verdier. Verdiene gir et inntrykk av samlet stabil tilstand for komplekset.

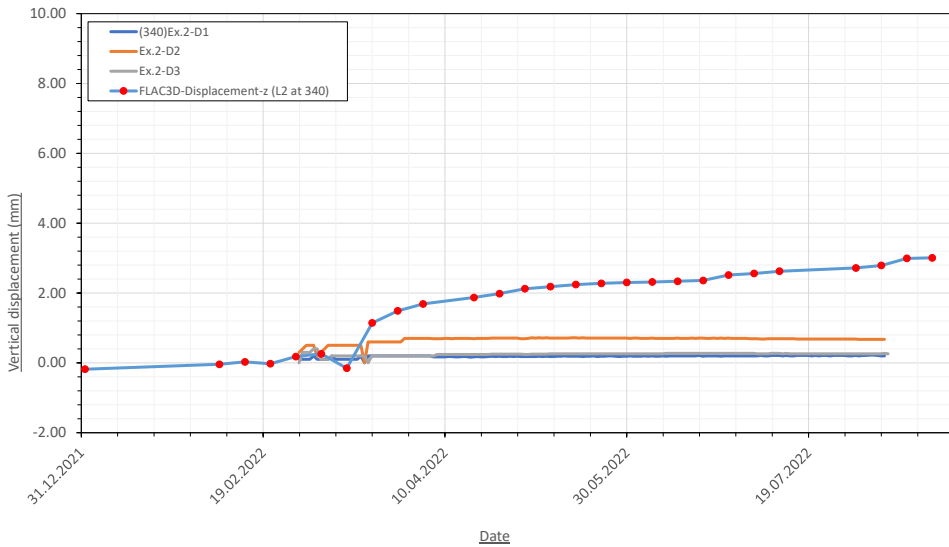
Modellen brukes fortsatt som et planleggingsverktøy for evaluering av stabilitetstilstand under drivingen og planen er at det skal den gjøre til man har drevet underjordsanlegget ferdig.

## Minitoring at VAV Oslo - MPBX1 (cavern 350)



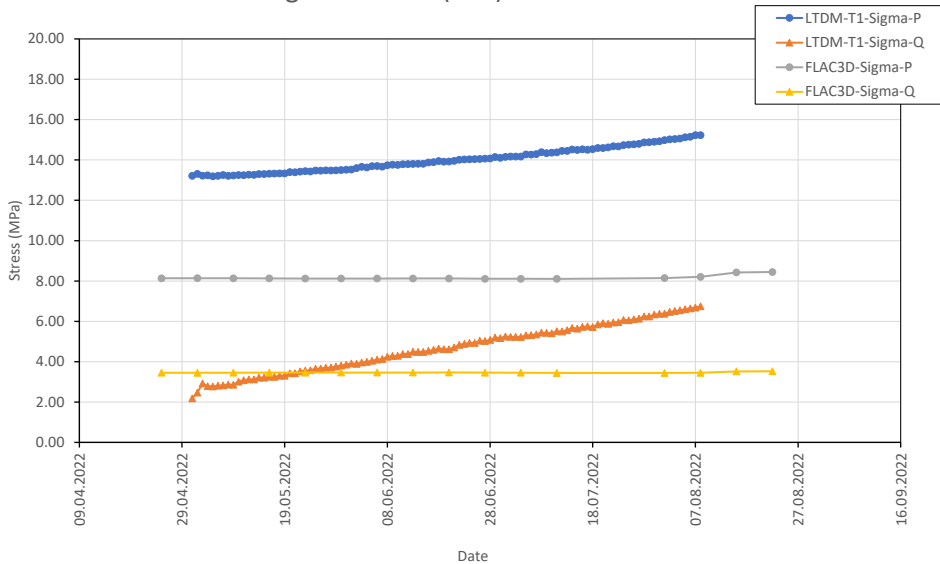
Figur 10 Deformasjoner modellerte versus registrerte deformasjoner til gitte tidspunkt i ekstensometer MPBX1.

## Monitoring at VAV Oslo - MPBX2 (cavern 340)

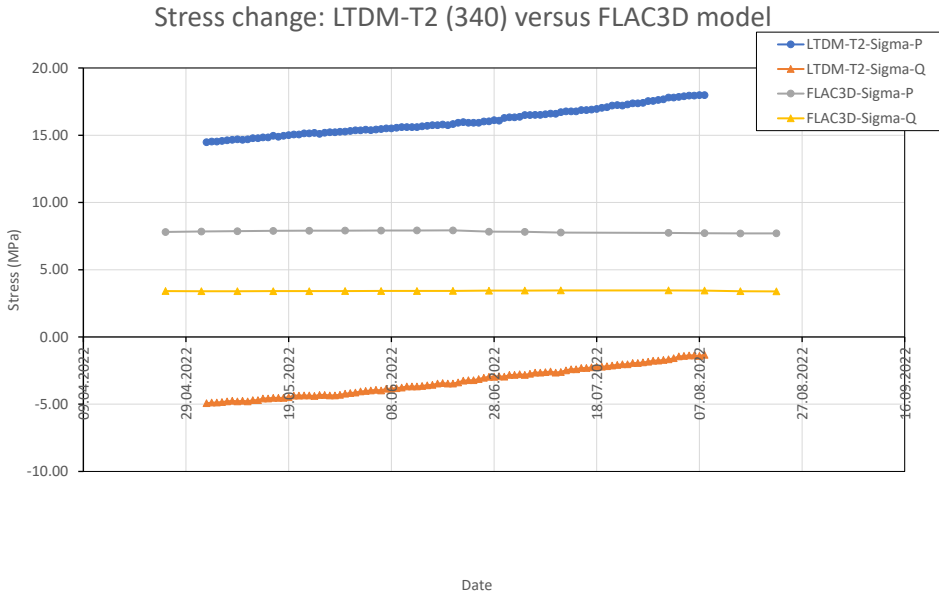


Figur 11 Deformasjoner modellerte versus registrerte deformasjoner til gitte tidspunkt i ekstensometer MPBX2

## Stress change: LTDM-T1 (350) versus FLAC3D model



Figur 12 Spenninger fra den numeriske modelleringen versus data registrer i LTDM-T1.



Figur 13 Spenninger fra den numeriske modelleringen versus data registrer i LTDM-T2.

## VEIEN VIDERE

Underveis i arbeidet med bestemmelse av sikringen har det blitt gjort en del antakelser knyttet til sprekkegeometri og parametervalg i modelleringen. Nå når hallene begynner å bli ferdige, kan vi verifisere antakelsene med kontroller. Bergoverflaten i hver av hallene er skannet og dokumentert i en detaljert punktsky. Punktskyen analyseres i en modell slik at vi kan hente ut eksakte sprekkeorienteringer for hver hall og beregne størrelsen på de faktiske kilene og verifisere at bergsikringen er tilstrekkelig for å sikre hallene.

I Unwedge er det antatt at vanntrykket står til terreng. For å verifisere at denne parameteren er konservativ, skal vi måle vanntrykk i berg fra tunnel på utvalgte punkter.

I et par kompliserte kryss i nærheten av sjakter er det montert instrumenterte bolter. Dette er vanlige endeforankrede kambolter, som er instrumentert med streklapper som måler tøyning, etter hvert som bolten strekker seg. Tøyningen blir så brukt til å beregne strekkraften via stålets e-modul.

Det gjøres fortløpende visuell kontroll av oppsprekking av sprøytebetongen i hele anlegget. I tillegg har SINTEF hjulpet VAV med å identifisere områder som skal inspiseres hyppigere for å sikre at vi tidlig oppdager en eventuell utvikling.

Overvåkingen som er satt i gang av spenningsomlagringen og deformasjonsmålinger skal fortsette til anlegget er ferdig.

Det vil bli utført en utvidet bomkontroll sent i prosjektet for å fange opp eventuelle deformasjoner som har oppstått etter den initiale bomkontrollen ble utført.

Modelleringen i Undwedge og SINTEFs modellering oppdateres med verifiserte parametere.



*Figur 14 Foto fra endevegg i en av hallene. Bildet viser sikringen av endeveggen i takskiva og stoffen på liggerpall. Foto VAV*

## **OPPSUMERING**

Det bygges store haller i flere nivåer innenfor et lite område til nytt vannbehandlingsanlegg på Huseby.

Nivået på beskrevet sikring i kontrakten er konservativt minimum Ø32mm 6m lange bolter c/c 2 m og 20 cm sprøytebetong. For fjellhaller ble det også beskrevet systematisk bruk av gitterbuer uavhengig av registrering og kartlagt bergmassekvalitet.

Det viste seg ganske fort etter anleggsstart at bergmassen var bedre enn forutsatt i forprosjekteringen. Det ble derfor fort aktuelt å revurdere behovet for gitterbuer i hallene.

For å finne ut om det kunne la seg gjøre å fjerne gitterbuer, ble SINTEF involvert med et eget program kalt Tripod, der hensikten var å beregne spenningsforholdene og deformasjonsforløpet i hallene samt finne ut hvordan de største svakhetssonene ville påvirke stabilitet i bergmassivet. Beregningene blir justert og oppdatert med målinger av deformasjon og spenninger underveis i byggeprosessen.

Det faktiske sikringsnivået har blitt dimensjonert ved bruk av Unwedge, et program for beregning av verste mulige kile gitt inngangsparametere basert på kartlegging.

Nivået på sikringen er fremdeles svært konservativt, den numeriske modellen gir et mindre sikringsomfang enn Unwedge, men det foreligger god dokumentasjon på at de planlagte buene kan kuttes ut. I tillegg er det justert noe på boltetyper og mønster.

I sum har besparelsene en verdi over 100 mill NOK sammenlignet med de opprinnelige prognosene.

Resultater så langt:

- I det alt vesentlige gir spenningsomlagringen en største hovedspenning rundt kavernene som varierer fra 2 til 10 MPa i trykk, avhengig av dybden på kavernene. Dette spenningsnivået anses å være rimelig og gunstig med tanke på innspenning.
- Minste hovedspenning rundt noen kaverner er mindre enn 0,5 MPa i trykk. Dette nivået anses å være lavt, noe som kan bety en redusert innspenning, som igjen kan føre til at potensielle instabile blokker kan falle ut.
- Deformasjonene viser ca. 4 til 8 mm i konvergens i hengen på forskjellige steder, og i sålen er det også modellert konvergens hvilket faktisk betyr gulvheving. Konvergens i heng er mer relevant for stabilitetsvurderingen, mens gulvheving på 10 mm under bygging i praksis kan neglisjeres da det ikke utgjør et sikkerhetsproblem.

Resultatene av målte deformasjoner viser en god sammenheng mellom det som blir målt mot de som ble beregnet på forhånd. Når det gjelder spenningsmålingene er det betydelig forskjell mellom det målte og det beregnede. Forskjellen kan kanskje tilskrives lokale spenningsvariasjoner.

---

## REFERANSER



---

/i/ Multiconsult Cowi og Asplan 2019 «Ny vannforsyning Oslo E8 – Forberedende arbeider, Ingeniørgeologisk og hydrogeologisk rapport» NVO-MCA-30-CK-002-0, rev 04C

Referanser

/ii/ Multiconsult Cowi og Asplan 2019 «Ny vannforsyning Oslo E8 – Forberedende arbeider, Ingeniørgeologisk og hydrogeologisk rapport» NVO-MCA-30-CK-002-0, rev 04C

/iii / Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk NFF 2008, håndbok «Tung bergsikring i undergrunnsanlegg» nummer 5

/iv / Vann- og Avløpsetaten Oslo kommune, Bjørnar Gammelsæter 2022 «Analyse av mulige blokkdannelser og sikkerhet mot utgliding i hall360 – NVO E8»

/v/ Vann- og Avløpsetaten Oslo kommune, Bjørnar Gammelsæter 2022 «Analyse av mulige blokkdannelser og sikkerhet mot utgliding i hall350 – NVO E8»

/vi/ Vann- og Avløpsetaten Oslo kommune, Bjørnar Gammelsæter 2022 «Analyse av mulige blokkdannelser og sikkerhet mot utgliding i hall330 – NVO E8»