2023

FJELLSPRENGNINGSDAGEN
Oslo, 23. november 2023

BERGMEKANIKKDAGEN
Oslo, 24. november 2023

GEOTEKNIKKDAGEN
Oslo, 24. november 2023



Foto: Hans-Magnus Bjølgerud

ARRANGØRER:

NFF

NORSK BERGMEKANIKKGRUPPE

NGF 1950 NORSK GEOTEKNISK FORENING

Tekna

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK

Oslo, 23. november 2023

BERGMEKANIKK

Oslo, 24. november 2023

GEOTEKNIKK

Oslo, 24. november 2023

Arrangører:
Norsk forening for fjellsprengningsteknikk, Norsk Bergmekanikkgruppe og Norsk Geoteknisk Forening

Redaksjon:
Fredrikke Syversen, Hanne Wiig, Trude Ørbech, Siri Engen

C Forfatterne, 2023

ISBN: 978-82-8208-078-1

Fjellsprengningsdagen
23. november 2023
Arrangør: *Norsk forening for fjellsprengningsteknikk*

Bergmekanikkdagen
24. november 2023
Arrangør: *Norsk Bergmekanikkgruppe*

Geoteknikkdagen
24. november 2023
Arrangør: *Norsk Geoteknisk Forening*

FORORD

Boken inneholder referat fra foredrag på Fjellsprengningsdagen, Bergmekanikkdagen og Geoteknikkdagen, arrangert i Oslo 23. – 24. november 2023.

Årets arrangement er det 61. i rekken og emnene er i likhet med tidligere års valg, hentet fra en rekke områder som faller inn under interesseområdet til Norsk forening for fjellsprengningsteknikk (NFF), Norsk Bergmekanikkgruppe (NBG) og Norsk Geoteknisk Forening (NGF).

Programmet for årets arrangement er fastlagt og godkjent av foreningenes styrer.

Arrangørene vil takke alle medvirkende forfattere for den innsatsen som er nedlagt i utarbeidelsen av forelesningene og referater. Den enkelte forfatter er ansvarlig for foredragets innhold, ortografi og billedmateriale.

Norsk forening for fjellsprengningsteknikk
Norsk Bergmekanikkgruppe
Norsk Geoteknisk Forening

FJELLSPRENGNINGSDAGEN
Radisson Blu Scandinavia Hotel, Holbergsgt 30, Oslo
Arrangør: Norsk forening for fjellsprengningsteknikk (NFF)

Programkomite:
Fredrikke Syversen, VAV Oslo kommune
Heidi Berg, Trimble Solutions
Brede Nermoen, Bane NOR
Vegard Olsen, Forcit
Ragnhild Rostad, Multiconsult
Torgeir Sandøy, Norconsult
Werner Stefanussen, Rambøll Norge

07.30-08.45 NFF medlemsmøte / frokostmøte

08.00 Registrering

Hovedtema FELLESSESJON: Energi og bærekraft

Møteleder: Fredrikke Syversen, Oslo Kommune VAV

0900 1. **Åpning og velkommen**
Amund Bruland, NTNU, styreleder NFF

0920 2. **Nytt statsbudsjett – Hva betyr det for Bygg & Anleggsbransjen i fremtiden?**
Christine Holtan Bøgh, Entreprenørforeningen Bygg & Anlegg

0940 3. **Vi fornyer verden med fornybar energi**
Christian Rynning Tønnessen, Statkraft

1000 4. **Lessons learned, Tideway**
Maurice Gallagher, Tideway London

1020 Kaffepause

1040 5. **Historisk innlegg: Verdien av liv**
Henrik Syse

1100 6. **Bærekraft i energi- og anleggsprosjekter – muligheter, utfordringer og eksempler**
Rasmus Nord, Sweco

1130 7. **Forurensede masser som en ressurs i Kvænangsfjellet med vernet vassdrag**
Tuva Flor Lien, LNS

1150 8. **«Live reports» fra utstillingsområdet**
Heidi Berg, Trimble / NFF

1200 Lunsj

Møteleder: Torgeir Sandøy, Norconsult

1300 9. **Kåring av vinneren av fotokonkurransen, og hils på konferansens studenter**
Arve Brekkhus, Byggeindustiren og Kjersti K. Dunham, Norconsult

1320 10. **Oppdrettsanlegg på land. Nytenkende og bærekraftig**
Jostein Nilssen, Andfjord Salmon

1340 11. **Erfaringer vi har gjort oss i oppfølgingen av SHA (HMS) i våre utbyggingsprosjekter. Hva erfarer vi det er som har effekt og som kan bidra til å redusere skader og ulykker**
Asbjørn Nilssen Aadnevig, Nye veier

1400 Kaffepause

SPLITTE TIL TO SALER

Sesjon A

Hovedtema sesjon A: Pågående prosjekter i bransjen med fokus på injeksjon

Møteleder: Brede Nermoen, BaneNOR

1430 12. **Bergåstunnelen løsmassesone – erfaringer ved driving av en uforutsettløssesone**
Helle Nilsen, LNS

1450 13. **Innovativ forinjeksjonsmetodikk med tørr tunnel som mål. Erfaringer fra drivingen av Hestnestunnelen**
Karl Gunnar Holter, NGI

1510 14 **Blir tunnelene på Fornebubanen tette?**
Ola Woldmo, og Arild Neby, Fornebubanen Oslo kommune

1530 *Kaffepause*

1550 15 **Håndtering av lekkasjer ved TBM driving på Follobanen – Erfaringer og læringspunkter** *l*
Anne Kathrine Kalager, BaneNOR

1610 16 **Injeksjon i rombeporfyr – erfaringer fra Sollihøgdtunnelen**
Lovisa König, Statens vegvesen

1630 17 **Forinjeksjon under fullprofilboring på prosjektet « Ny vannforsyning Oslo**
Martin Stormoen, VAV Oslo kommune

1650 Slutt for dagen

1945 Middag

Hovedtema sesjon B: Innovasjon og nytekning

1430 18 **Utbygging av t-banen i Stockholm, studie som sammenligner B&S mot TBM**
Johan Brantmark, Tunnelbanen i Stockholm

1450 19 **Fra dobbeltarbeid til direkte BIM-dokumentasjon av bergsikring**
Harald Juvland, AF Gruppen

1510 20 **Har vi kraften som kreves for utslippsfrie anleggsplasser?**
Balder Bryn Morsund, Norconsult

1530 *Kaffepause*

1550 21 **TUNNELSPRENGNING OPTIMALISERING MED GROVERE HULL PÅ E18, BJØNNÅSTUNNELEN**
Jiri Sach, Austin Norge

1610 22 **Bulkeksplosiver – fra ammoniumnitrat til hydrogenperoksid**
Tron Nytrøen, Hypex Bio Norge

1630 23 **Bærekraft i anleggsbransjen**
Petter A. Olsen, Petter A. Olsen AS

FREDAG 24 NOVEMBBER

DEL II Fellessesjon Bergmekanikk / Geoteknikk 2023

0900 24 **Driving av tunnel og byggegroper på Fornebu svært nært naboer**
Grete Tvedt, Fornebubanen, Oslo kommune

0920 25 **Arcgis-verktøy for å vurdere innlekkasjekrav og konsekvenser av tunnel i urbane områder**
Jenny Langford, NGI

0940 26 **A critical review of methods for design of backfill and tangent soil modulus**
Dan Sergei Sukuvara, Multiconsult

1000 27 **KI-BASERT PREDIKSJON AV POTENSIELL SQUEEZING I EN TBM-TUNNEL: JERNBANEFORBINDELSEN RISHIKESH-KARNAPRAYAG (INDIA**
Georg Erharter, NGI

1020 – 1050 OMRIGG AV SALEN – OG KAFFEPAUSE

SESJON BERGMEKANIKK

1050 28 **Lederens 10 minutter**
Hanne E. Wiig, Leder i NBG

1100 29 **Modellforsøk og numerisk simulering av overbelastning av forankringsstag i friksjons- og lavkohesive materialer**
Hanna M Høgset, Rambøll

1130 30 **Digitalisering i bergmekanikk: et parametrisk design for numeriske modeller i Norge**.
Mario Morales, SINTEF

1300 31 **HYDROGEOLOGISK OPPFØLGING I BYGGEFASE FOR TUNNEL OG BERGANLEGG – ERFARINGER FRA E39 KRISTIANSAND VEST – MANDAL ØST**
Vibeke Brandvold, Norconsult

1330 32 **Bruk av parametrisk modellering i forbindelse med sikring og injeksjon av Høviktunnelen - E18 Vestkorridoren, E103**.
Sindre Ekene Johansen, Geovita

1400 *Kaffepause*

1420 33 **3D-DOKUMENTASJON PÅ MACGYVER VIS**
Martin Hovda Haugsand, Fornebubanen, Oslo Kommune

1450 34 **Forinjisering av transport tunneler i oppsprukket berg for vellykket kontroll av vann**
Dr Nick Barton (Nick Barton &Associates),
Prof Steinar Roald (Dr S Roald A/S, Norway

1520 35 **Optimal bergsikring med digital bergmasseklassifisering – Erfaringer fra Sogn- Ulven kabeltunnel (Statnett)**
Silje Hatlø Hagen, Bever Control , Kristian Kr. Dahl,NGI

SESJON GEOTEKNIKK

1050 36 **Lederens 10 minutter**
Trude Ørbech, Leder i NGF

1100 37 **Numerical simulation and experimental studies of submarine landslides**
Erik Sørlie, NTNU

1120 38 **Proaktiv forebygging av kvikkleireskred: Bruk av data og teknologi for effektiv identifisering av utsatte områder**
Cristian Godoy, NVE

1140 39 **Premortem-analyser kan forhindre ulykker og uforutsette kostnader**
Kjetil Brqttlien, BaneNOR

1200 Lunsj

1330 40 **E6 Kvithammar – Åsen: fylling på leire med vertikaldren og forbelastning**
Åse Marit Wist Amdal, NGI

1320 41 **Rv.4 -Roa -Gran grense**
Thomas Bjørhusdal, Cowi

1340 *Kaffepause*

1410 42 **Erfaringer fra opptil 150 m lange rammede stålrørspeler med boret ytre rør for å begrense påhengslaster Kattegat ii kaia, Drammen**
Kjell Karlsrud og Marit Skaug Løyland, Norges Geotekniske Institutt (NGI)

1430 43 **Assessment of the impact of pile driving on slope stability**
Yegane. Attari, Multiconsult

1450 *Kaffepause*

1520 44 **Presentasjon av NVEs sikringshåndbok**
Priska Helene Hiller,NVE

1540 45 **Erfaringer med rørspunt på fleire t-banestasjoner på Fornebubanen**
Vegard Søderholm, Fornebubanen, Oslo kommune

1600 Slutt for dagen / Pause med aperitif

1700 Bjerrum

1830 Middag – Geoteknikk

DEL I **FJELLSPRENGNINGSDAGEN 2023**

Hovedtema **FELLESSESJON: Energi og bærekraft**

01 **Åpning og velkommen**
Amund Bruland, NTNU, styreleder NFF

02 **Nytt statsbudsjett – Hva betyr det for Bygg & Anleggsbransjen i fremtiden?**
Christine Holtan Bøgh, Entreprenørforeningen Bygg & Anlegg

03. **Vi fornyer verden med fornybar energi**
Christian Rynning Tønnessen, Statkraft

04 L**essons learned, Tideway**
Maurice Gallagher, Tideway London

05 H**istorisk innlegg: Verdien av liv**
Henrik Syse

06 . **Bærekraft i energi- og anleggsprosjekter – muligheter, utfordridnger og eksempler**
Rasmus Nord, Sweco

07 **Forurensede masser som en ressurs i Kvænangsfjellet med vernet vassdrag**
Tuva Flor Lien, LNS

08 **«Live reports» fra utstillingsområdet**
Heidi Berg, Trimble / NFF

09 **Kåring av vinneren av fotokonkurransen, og hils på konferansens studenter**
Arve Brekkhus, Byggeindustrien og Kjersti K. Dunham, Norconsult

10 **Oppdrettsanlegg på land. Nytenkende og bærekraftig**
Jostein Nilssen, Andfjord Salmon

11 **Erfaringer vi har gjort oss i oppfølgingen av SHA (HMS) i våre utbyggingsprosjekter. Hva erfarer vi det er som har effekt og som kan bidra til å redusere skader og ulykker**
Asbjørn Nilssen Aadnevig, Nye veier

12 **Bergåstunnelen løsmassesone – erfaringer ved driving av en uforutsettløssesone**
Helle Fyhn Nilsen, LNS

13 **Innovativ forinjeksjonsmetodikk med tørr tunnel som mål. Erfarlinger fra drivinngen avHestnestunnelen**
Karl Gunnar Holter, NGI

14 **Blir tunnelene på Fornebubanen tette?**
Ola Woldmo, og Arild Neby, Fornebubanen Oslo kommune

15 **Håndtering av lekkasjer ved TBM driving på Follobanen – Erfaringer og læringspunkter** *l*
Anne Kathrine Kalager, BaneNOR

16 **Injeksjon i rombeporfyr – erfaringer fra Sollihøgdtunnelen**
Lovisa König, Statens vegvesen

17 **Forinjeksjon under fullprofilboring på prosjektet « Ny vannforsyning Oslo**
Martin Stormoen, VAV Oslo kommune

18 **Utbygging av t-banen i Stockholm, studie som sammenlighner B&S mot TBM**
Johan Brantmark, Tunnelbanen i Stockholm

19 **Fra dobbeltarbeid til direkte BIM-dokumentasjon av bergsikring**
Harald Juvland, AF Gruppen

20 **Har vi kraften som kreves for utslippsfrie anleggsplasser?**
Balder Bryn Morsund, Norconsult

21 **TUNNELSPRENGNING OPTIMALISERING MED GROVERE HULL PÅ E18, BJØNNÅSTUNNELEN**
Jiri Sach, Austin Norge

22 **Bulkeksplosiver – fra ammoniumnitrat til hydrogenperoksid**
Tron Nytrøen, Hypex Bio Norge

23 **Bærekraft i anleggsbransjen**
Petter A. Olsen, Petter A. Olsen AS

DEL II **Fellessesjon Bergmekanikk / Geoteknikk 2023**

24 **Driving av tunnel og byggegroper på Fornebu svært nært naboer**
Grete Tvedt, Fornebubanen, Oslo kommune

25 **Arcgis-verktøy for å vurdere innlekkasjekrav og konsekvenser av tunnel i urbane områder**
Jenny Langford, NGI

26 **A critical review of methods for design of backfill and tangent soil modulus**
Dan Sergei Sukuvara, Multiconsult

27 **KI-BASERT PREDIKSJON AV POTENSIELL SQUEEZING I EN TBM-TUNNEL: JERNBANEFORBINDELSEN RISHIKESH-KARNAPRAYAG (INDIA**
Georg Erharter, NGI

SESJON BERGMEKANIKK

28 **Lederens 10 minutter**
Hanne E. Wiig, Leder i NBG

29 **Modellforsøk og numerisk simulering av overbelastning av forankringsstag i friksjons- og lavkohesive materialer**
Hanna M Høgset, Rambøll

30 **Digitalisering i bergmekanikk: et parametrisk design for numeriske modeller i Norge**.
Mario Morales, SINTEF

31 **HYDROGEOLOGISK OPPFØLGING I BYGGEFASE FOR TUNNEL OG BERGANLEGG – ERFARINGER FRA E39 KRISTIANSAND VEST – MANDAL ØST**
Vibeke Brandvold, Norconsult

32 **Bruk av parametrisk modellering i forbindelse med sikring og injeksjon av Høviktunnelen - E18 Vestkorridoren, E103**.
Sindre Ekene Johansen, Geovita

33 **3D-DOKUMENTASJON PÅ MACGYVER VIS**
Martin Hovda Haugsand, Fornebubanen, Oslo Kommune

34 **Forinjisering av transport tunneler i oppsprukket berg for vellykket kontroll av vann**
Dr Nick Barton (Nick Barton &Associates),
Prof Steinar Roald (Dr S Roald A/S, Norway

35 **Optimal bergsikring med digital bergmasseklassifisering – Erfaringer fra Sogn- Ulven kabeltunnel (Statnett)**
Silje Hatlø Hagen, Bever Control , Kristian Kr. Dahl,NGI

SESJON GEOTEKNIKK

36 **Lederens 10 minutter**
Trude Ørbech, Leder i NGF

37 N**umerical simulation and experimental studies of submarine landslides**

Erik Sørlie, NTNU

38 **Proaktiv forebygging av kvikkleireskred: Bruk av data og teknologi for effektiv identifisering av utsatte områder**
Cristian Godoy, NVE

39 **Premortem-analyser kan forhindre ulykker og uforutsette kostnader**
Kjetil Brqttlien, BaneNOR

40 **E6 Kvithammar – Åsen: fylling på leire med vertikaldren og forbelastning**
Åse Marit Wist Amdal, NGI

41 **Rv.4 -Roa -Gran grense**
Thomas Bjørhusdal, Cowi

42 **Erfaringer fra opptil 150 m lange rammede stålrørspeler med boret ytre rør for å begrense påhengslaster Kattegat ii kaia, Drammen**
Kjell Karlsrud og Marit Skaug Løyland, Norges Geotekniske Institutt (NGI)

43 **Assessment of the impact of pile driving on slope stability**
Yegane. Attari, Multiconsult

44 **Presentasjon av NVEs sikringshåndbok**
Priska Helene Hiller,NVE

45 **Erfaringer med rørspunt på fleire t-banestasjoner på Fornebubanen**
Vegard Søderholm, Fornebubanen, Oslo kommune

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2023

Amund Bruland, NTNU
Styreleder i Norsk forening for fjellsprengningsteknikk

ÅPNING - VELKOMMEN

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2023

Christine Holtan Bøgh
Entreprenørforeningen Bygg & Anlegg

Nytt statsbudsjett – Hva betyr det for Bygg og anleggsbransjen i fremtiden

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2023

Christian Rynning-Tønnessen
Statkraft

Vi fornyer verden med fornybar energi

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

A UK Chartered Civil Engineer (CEng) and Fellow of the Institute of Materials, Minerals and Mining (FIMMM), Maurice is experienced in heavy civils and tunnels with both UK and overseas experience.

Maurice commenced his career underground as a Contractor in 1987 for Miller Construction on an London Docklands Development project and undertook numerous electricity and water projects in London, Folkestone and on the Isle of Wight. Maurice then joined the Murphy team constructing the London Underground Angel Station before moving on to the Jubilee Line with the Aoki Corporation. After a stint in Singapore, Maurice returned for the Channel Tunnel Rail Link with Hochtief-Murphy.

In 2005 Maurice joined Balfour Beatty Management / Parsons Brinkerhoff as the client side Tunnel Delivery Manager for the London Underground Kings Cross Project and subsequently carried out several consultancy rolls including Doha Metro, Bond Street Station, London Bridge Station, Crossrail, LU Northern Line Extension and the Tel Aviv Metro.

Maurice is now working for Jacobs, previously in a role as Delivery Construction Manager for the eastern section of the Tideway Project and is currently the clients Construction lead on Dublin MetroLink.

He has contributed to several publications including *Construction of the CTRL Thames Tunnel*.



Having spent many years on Tideway starting with the preparation of the planning statements, progressing through the procurement of the main works contracts and taking the project into the construction phase, Maurice will provide an update on the current status of the project and outline some of the key lessons he has learned along the way.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2023

Henrik Syse

Verdien av liv

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK

BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2023

BÆREKRAFT I ENERGI- OG ANLEGGSPROSJEKTER – MULIGHETER, UTFORDRINGER OG EKSEMPLER

Sustainability in energy- and construction projects – Opportunities, challenges and examples

Rasmus Nord, administrerende direktør Sweco Norge AS
Eirik Thøgersen Ølnes, ingeniørgeolog Sweco
Jan K.G. Rohde, ingeniørgeolog Sweco
Torbjørn Yri, ingeniørgeolog Sweco
Åse Hestnes, ingeniørgeolog Sweco

SAMMENDRAG

Sweco har brukt definisjonen fra Verdenskommisjonen for miljø og utvikling, som utgangspunkt for vårt arbeid med bærekraft. Definisjonen lyder «*En bærekraftig utvikling er en utvikling som imøtekommer dagens behov uten å ødelegge mulighetene for at kommende generasjoner skal få tilfredsstilt sine* behov». For å konkretisere dette har vi tatt utgangspunkt i FNs bærekraftsmål og kommet frem til fire innsatsområder: «*klima, natur, sirkularitet, og godt å være menneske».*

Sweco benytter den norske anleggsbransjens ledende kunnskap innenfor faget, sammen med et tverrfaglig team av rådgivere, til å videreutvikle våre prosjekter mot en så optimal og bærekraftig profil som mulig.

SUMMARY

Sweco has used the definition from the World Commission on Environment and Development as the basis for our work on sustainability. The definition reads, "Sustainable development is development that meets the needs of the present without compromising the ability of future generations to meet their own needs." To concretize this, we have based our work on the United Nations Sustainable Development Goals and identified four focus areas: "climate, nature, circularity, and human well-being."

Sweco Sweco uses the Norwegian construction industry's leading knowledge in the field, along with a multidisciplinary team of advisors, to further develop our projects as optimally and sustainably as possible.

INNLEDNING

I 1996 satte Verdenskommisjonen for miljø og utvikling begrepet bærekraft på agendaen med følgende setning «*En bærekraftig utvikling er en utvikling som imøtekommer dagens behov uten å ødelegge mulighetene for at kommende generasjoner skal få tilfredsstilt sine* behov».

På 1990-tallet var miljøhensyn og samfunnsansvar sjelden sterkt prioritert i byggeprosjekter. Maskiner, materialer og råstoff ble brukt uten særlig tanke på deres miljøpåvirkning, og energieffektivitet var ikke et hovedanliggende.

I løpet av de siste tre tiårene har strengere miljøreguleringer og økende bekymringer rundt klimaendringer gjort bærekraft til en svært viktig premissgiver. Det har blitt en forutsetning for lønnsom vekst og videre utvikling i anleggsbransjen.

Samtidig stilles det stadig høyere krav fra myndigheter, finansinstitusjoner og kunder til bærekraftige produkter og tjenester. Som rådgivere opplever vi sterkere fokus på bærekraftige løsninger i våre råd. Likevel er det flere utfordringer vi som bransje må løse før vi kan bidra til at Norge når sine forpliktelser innen klima- og bærekraftsmål.

Swecos innsatsområder for bærekraft

Som en ledende europeisk leverandør av ingeniør-, miljø- og arkitekttjenester, har Sweco som mål å bidra til en bærekraftig utvikling av våre byer og samfunn. Sweco jobber aktivt med å finne bærekraftige løsninger for sine kunder og for samfunnet som helhet. I praksis betyr dette å skape gode løsninger gjennom å ta hensyn til miljømessige, sosiale og økonomiske forhold samtidig. Dette krever dyktige og framoverlente rådgivere som tenker helhetlig, jobber tverrfaglig og som tør å utfordre "slik har vi alltid pleid å gjøre det".

FNs 17 bærekraftmål ligger gjerne til grunn for de fleste bedrifters bærekraftmål. Disse målene kan ofte virke overordnede og derfor har vi ved hjelp av teori og Swecos vesentlighetsanalyse kommet frem til våre fire innsatsområder:

1. Klima
2. Natur
3. Sirkularitet
4. Løsninger hvor det er godt å være menneske

Innsatsområdene er en forenklet, praktisk tilnærming til bærekraft, tilpasset den type arbeid vi normalt gjør. De fire innsatsområdene går på tvers av de 17 FN-målene, og oppsummert kan man si at når våre prosjekter leverer godt på de fire innsatsområdene, leverer det også godt på FNs bærekraftmål.

For å nå disse målene har Sweco integrert bærekraft i alle aspekter av virksomheten, fra prosjektplanlegging og -gjennomføring til drift og vedlikehold. Sweco jobber også aktivt med å involvere alle interessenter i prosjekter, fra kunder og leverandører til lokale samfunn og myndigheter. Vi former fremtidens samfunn og byer, og sammen med kundene skaper vi de beste og mest bærekraftige løsningene.

BRANSJENS ARBEID FREM TIL I DAG

Norges anleggs- og tunnelbransje har gjennom generasjoner bidratt til å bygge landet. Utbyggingen av vannkraft og energi, infrastruktur og industri, har vært essensiell for fremveksten av det samfunnet vi ser i dag. For ikke å glemme, olje og gass, offshore og landbasert.

Ren energi og vannkraft er et varemerke for Norge, og en av grunnpilarene i vår bransje. Noe vi har holdt på med i generasjoner, bygget opp solid kompetanse og teknologi på, og som i

dag også er med på å forsyne Europa med ren energi. I tillegg har vi bygget veier og jernbane gjennom et variert landskap. Vi har måttet løse utfordringene med mange og lange tunneler, bruer, skjæringer og fyllinger. Erfaringene har gjort at Norge i dag er i verdenstoppen innen bergarbeider og underjordsanlegg.

Dagens høye kompetanse har bidratt til realiseringen av en rekke prosjekter som ville vært utenkelige for bare noen tiår siden. Vår samlede kunnskap har blant annet bidratt til byggingen av frølageret på Svalbard, som skal sørge for at fremtidige generasjoner har tilgjengelig frø fra hele verden. Samt deponi for middels- og lavaktivt kjerneavfall med 30 000 års perspektiv, berghaller til lagring av industriavfall, og avløpsrenseanlegg for å sørge for god vannkvalitet for alle.

Videre er det i dag også mange spennende prosjekter under planlegging. Disse inkluderer prosjektering og bygging av nye vannkraftverk og andre energikilder, bygging av nytt nett og nye transformatorstasjoner, utbedring av europaveier og jernbane som sikrer sikker fremkomst for alle samt utbedring av vannforsyning og vannrenseanlegg.

I tillegg foregår det betydelig forsknings- og utviklingsarbeider i universitets- og forskningsmiljø, blant store utbyggere, rådgivere, entreprenører og leverandører. Som eksempel kan nevnes bruk og gjenbruk av lokale materialer, prosjektet «Kortreist Stein», og utvikling av mer miljøvennlige materialer som lavkarbon stål, betong, eksplosiver og andre materialer som benyttes i anleggs- og tunnelindustrien. Det jobbes også mye med overgangen til ren energi og elektrifisering av utstyr og maskinpark.

I internasjonal sammenheng er Norge blant de ledende nasjoner innen utvikling av teknologi, metoder og strategier for tetting av berg med injeksjon og kontroll av sigevann fra berget med tilhørende setningsrisiko i bebygde områder og drenering av våtmark, vassdrag og naturområder. I NFF kan det vises til rapporter og publikasjoner mht. rensing og utslipp av tunnelvann samt den nylig utgitte publikasjon 30 – «Sustainability in Norwegian Tunnelling (Norwegian Tunneling Society, 2022)» der bransjens «State of the Art» presenteres. Fjellsprengningsdagen i 2022 hadde også en egen sesjon med bærekraft som tema, og det har vært holdt konferanse med tittelen «Bærekraftig tunnel- og anleggsdrift – hva nå?».

SWECOEKSEMPLER

Bærekraft har lenge stått sentralt i Swecos prosjekter. Det har vært en prioritet å delta i prosjekter som sørger for at fremtidige generasjoner skal ha tilgang til energi og ressurser, og at de tiltak og avgjørelser vi gjør i prosjekter, gir minst mulig avtrykk og påvirkning på klima, natur og landskap.

Vannkraft – en ekstra miljødimensjon i anleggsfasen

Sweco er opptatt av å bidra til at vi har energi som trengs til det grønne skiftet og har vært med å utvikle vannkraftindustrien i Norge. Tidligere ble det å være involvert i vannkraftprosjekter i seg selv sett på som bærekraftig, men i dag er det også et økende fokus på å optimalisere selve anleggsfasen i samme retning.

Erfaringer viser at det ofte er de bærekraftige løsningene som er de mest kostnadseffektive. Dette inkluderer blant annet å utnytte steinbrudd i nærhet til fyllingsdam, gjenbruk av rivemasser fra eventuelt gamle konstruksjoner, redusere tverrsnitt i tunneler og på

konstruksjoner og å avdekke samfunnsnyttige formål for å redusere nødvendig massetransport ut av anlegget og begrense deponeringen av stein.

Videre ser vi nå en ønskelig endring i bransjen hvor bærekraft kommer inn i prosjekteringsfasen i større grad, og hvor det stilles krav til utførelsen. Kravene som stilles gir nødvendigvis ikke lenger de billigste løsningene, men resulterer i mer bærekraftige prosjekter.

Eksempler på krav kan være til maskinpark og rigg, differensiert bruk av lavkarbonbetong, eller krav til sertifisering av materialbruk, og dokumentasjon på gjenvinning. Disse tiltakene er ikke nødvendigvis bare motivert av å redusere klimaavtrykket, men like mye for å gi et bedre fysisk og psykisk arbeidsmiljø for arbeiderne på anlegget.

Bevaring av sårbar natur I

Å bevare sårbar natur, som myrlandskap, og samtidig sørge for full utnyttelse av lokale ressurser er en viktig del av det pågående arbeidet på **E6 Fjerdingelv-Grøndalselv** i Grong kommune. Prosjektet er en totalentreprise som inkluderte regulering, detaljprosjektering og bygging av 10 km ny E6, hvor Sweco har bistått i alle deler av prosjektet (Bilde 1).

I planleggingen var fokus på å unngå områder med myr og kvikkleire, og heller velge områder med god bergkvalitet og grus som var egnet til bruk i prosjektet. Prosjektet ligger langt fra gode pukkforekomster, og det er viktig å utnytte de lokale bergmassene på en best mulig måte.

Veilinjen ble planlagt slik at det ble etablert skjæringer i hver ende av veilinjen, samt en i de sentrale deler. Alle skjæringene ble prosjektert for mest mulig effektivt uttak av stein til bruk i prosjektet, samt for å kunne forsyne tilstøtende entrepriser som er i gang. Nødvendig mengde berg til å være "selvforsynt" blir hentet ut, og grøfter langs veien planlegges å være opptil 10 meter brede, noe som igjen reduserte mengden nødvendig sikring. Prosjektet klarer å hente ut berg til både forsterkningslag, bærelag, asfalt og frostsikringslag med planlagt massetransport på maks 2,5 km. I tillegg er det planlagt for å gjenbruke freset asfalt fra eksisterende E6, også med omtrent samme distanse for massetransport. Veien åpner sommeren 2024.

Denne typen prosjekt åpner for mange besparelser, særlig når prosjektet er plassert i lite bebygde områder, samtidig som man har mulighet til å planlegge for å skåne ulike typer

natur. Prosjektet viser også fordelen med å kunne bruke lokale masser, da transport av masser er kostbart og kan stå for høye utslipp av klimagasser.



Bilde 1: E6 Fjerdingelv-Grøndalselv.

Bevaring av sårbar natur II

Å bevare sårbar natur kan også gjøres ved å legge vei i tunnel. Et eksempel hvor veilinje ble vurdert opp mot terrenginngrep og å bevare natur var under prosjektet E39 Mandal – Lyngdal øst. Her var det to alternativer for en omtrent 25 km lang veitrasé; en veilinje gjennom urørt natur og en veilinje som inkluderte en omtrent 3 km lang tunnel.

Analyser av de ulike veilinjene viste at det å anlegge tunnel resulterte i færre irreversible landskapsendringer. Det reduserte overflatelandskap brukt til veianlegg, reduserte tap av landskapsverdier både på et nasjonal og internasjonalt nivå, og reduserte barrierer over vei-korridoren.

Videre viste analyser at totalt sett ble det en reduksjon i utslipp av klimagasser ved å anlegge tunnel, inklusiv den stål og betong som måtte til, fremfor å legge vei på overflater hvor myrer da måtte fjernes.

Forarbeid kan redusere klimagassutslipp

Behovet for transport av masser kan være omfattende i prosjekter. Å redusere denne transporten ved grundig forarbeid, og detaljerte bergmodeller, kan gjøre en betydelig forskjell i for eksempel mengde utslipp av klimagasser. Dette har blant annet blitt demonstrert i planleggingen av **E39 Lyngdal-Flekkefjord**.

På strekningen ble det laget en omfattende bergmodell- og en bunn masseutskiftningsmodell, som ble slått sammen til en flate. Ved å benytte bunn masseutskiftning der det var hard morene i stedet for berg, ble det sikret stor nøyaktighet i mengde/kostnadsoverslag for masser. Dette vil resultere i en reduksjon i mengden masser som må sprenges ut under driving av vei.

Gjennom å redusere mengden berg som må sprenges og eventuelt overskudd som må deponeres, oppnås flere fordeler; det blir mindre utslipp i form av sprengningsarbeid, mindre sikring vil kreves og mengde transporterte masser reduseres. Dette er bare et eksempel som viser at det å lage bergmodeller og masseutskiftningslag er gunstig både fra et økonomisk og et bærekrafts-perspektiv.

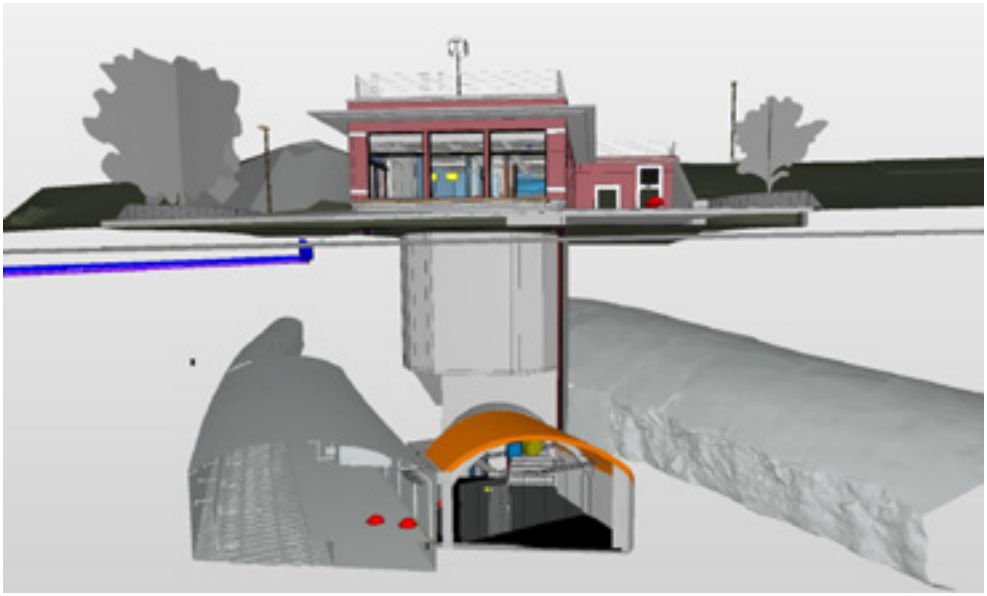
Menneskevennlig gjennomføring i urbane strøk

Bærekraft handler også om det å skape gode løsninger for oss mennesker. Prosjektet på **Tøyen stasjon** er et eksempel på hvordan tilgjengelighet og flyt i hverdagen skal gå hånd-i-hånd med utbygging på en av Oslos travle T-banestasjoner (Bilde 2).

I prosjektet skal det etableres en ny inngang og tilkomst til T-banestasjonen på Tøyen. Målet er å avlaste den eksisterende inngangen og sørge for etablering av rømningsvei. Hele 2000 m3 berg skal tas ut på en skånsom måte, samtidig som stasjonen og t-banetrafikken skal være åpen og driftes som normalt gjennom hele arbeidet. Dette er en stor utfordring, siden det passerer og stopper t-baner på stasjonen omtrent hvert 3. minutt gjennom store deler av døgnet. Området for berguttak ligger ikke mer enn 6-7 meter fra spor 1 og 2, og tett på perrong for spor 4.

For å sørge for at stasjonen kan holdes åpen og driftes som normalt under arbeidet, er det ikke et alternativ å sprenge massene. I stedet vil omrisset av byggegropen bli vaiersaget og massene vil bli tatt ut ovenfra. Dette krever nytenkning og innovative løsninger. Kun i en kort periode vil perrong 4 være stengt, når åpningen mellom den nye tilkomsten og perrongen skal etableres.

Prosjektet på Tøyen stasjon viser at bærekraft ikke bare handler om å redusere CO2-utslipp og å ta vare på miljøet, men også om å ta hensyn til menneskenes behov. Det handler om å sørge for at det er godt å være menneske.



Bilde 2: Utklipp fra prosjektet sin visningsmodell av ny adkomst til Tøyen Stasjon. Sjakt etableres fra dagen og ned til dagens to eksisterende tunneler på stasjonen. Fasade på stasjonsbygningen er ikke endelig bestemt.

Godt å være menneske – også i fremtiden

Sweco har også fokus på at det skal være godt å være menneske for de kommende generasjoner, blant annet ved å sørge for at nødvendige ressurser er tilgjengelige for de som trenger det. Et eksempel er prosjektet **Kapasitetsøkning Rælingsåsen** i Rælingen kommune, der Sweco utarbeider planer for Nedre Romerike Vann- og Avløpsselskap IKS.

Dagens vannforsyning over Rælingsåsen ble etablert for 35-60 år siden og har ikke lenger kapasitet til å dekke behovet for vannleveranse til eierkommunene på Nedre Romerike og bidra til gjensidig reservevannforsyning til og fra Oslo over Karihaugen.

Den foreløpige planen innebærer driving av tunneltrasé fra ny pumpestasjon og inn mot Rælingsåsen hvor det etableres to høydebassenger i berg, samt tunneltrasé for påkobling til kommunalt nett.

Målet er en kapasitetsøkning ved høydebassengene på 25 000 000 m^3. Denne økningen skal bidra til tilstrekkelig og sikker vannforsyning til eierkommunene i Nedre Romerike og gjensidig reservevannforsyning til/fra Oslo-området, også for fremtidige generasjoner.

UTFORDRINGER

Som rådgivere erfarer vi et stadig sterkere engasjement og fokus på bærekraft under prosjektering av anlegg. Det er likevel ikke alltid dette gjenspeiles i byggefasen. Da har fremdrift og kostnader en tendens til å dominere. Bærekraftige alternativer får ikke like mye gehør som i tidligere prosjektfaser.

Omfang av sementforbruk gjennom styring av berginjeksjon og valg av bergsikringsmetodikk er eksempler på problemstillinger i byggefasen som kan gi stor variasjon i anleggets klimapåvirkning. Et annet eksempel kan være valg av større tunneltverrsnitt enn det som kreves for prosjektet av hensyn til valgt driveutstyr.

Vi ser også at timingen mellom stor masseproduksjon på anlegget og behovet i markedet ikke samsvarer. Blant annet kan masser som er godt egnet for byggeformål bli deponert på en slik måte at det er vanskelig å bruke dem senere.

Skal vi lykkes med bærekraftige prosjekter må vi fortsette å lete etter gode løsninger i hele prosjektets levetid, fra de tidligste skissefaser til driftsfasen.

Ikke alle initiativer kan følges. Det er ikke alltid kostnadene til den mest bærekraftige løsningen kan forsvares. Dette kan gjelde på flere av innsatsområdene for bærekraft. Da må vi imidlertid tørre å dokumentere dette. Gode ideer må løftes frem og vurderes. Tiltakshavere, entreprenører og rådgivere må kunne stå for beslutningen om hvorfor den mest bærekraftige løsningen ikke ble valgt. Kanskje kan løsningen man utviklet bli benyttet på andre prosjekter, selv om den ikke ble valgt denne gangen.

Som rådgivere har vi også blitt oppfordret til å utfordre regelverket. Dette er ikke ukjent i bransjen i dag. Eksempelvis er det funnet gode løsninger ved å utfordre bestemmelser for vegbredde, masseutskiftning og lignende. Dette sporet et det viktig å følge, og sannsynligvis kan det utfordres i enda større grad. Slike initiativer kan også medføre endring av rutinene vi følger i dag.

OPPSUMMERING

Miljø og bærekraft får stadig større oppmerksomhet i så vel nasjonal som internasjonal sammenheng. Energi- og anleggsbransjen, som også Sweco er en del av, er ikke noe unntak.

Det er viktig at miljø og bærekraft er i fokus gjennom hele prosjektets levetid, fra tidlig fase til planlegging, anleggsgjennomføring, drift og vedlikehold. For deponier må også fasen etter lukking være inkludert. Nødvendige krav og tiltak må defineres og tas med i tilbuds- og kontraktsgrunnlag og følges opp gjennom hele prosjektets levetid.

Viktige verktøy som må utvikles og innarbeides i prosjektene er risiko- og sårbarhetsanalyser, utarbeidelse av miljøoppfølgingsprogram og tiltak i anleggs- og driftsperioden. I tillegg må massehåndterings- og massedisponeringsplaner utvikles og innarbeides i prosjektene.

Det er viktig at innsatsen mot bærekraft og miljø videreføres med stor innsats innen forskning, utvikling og forbedringer av teknologi, metoder, materialer og gjenbruk innen bransjen.

Det er også meget viktig at politikerne legger til rette med gode insentivordninger og/eller subsidier av grønne og bærekraftige prosjekter og løsninger. Dette er spesielt viktig der de økonomiske insentivene ennå ikke er gode nok, men potensialet for bærekraftige løft er stort.

Vi oppfordrer bransjen, fra offentlige og private byggherrer, til leverandører, konsulenter og entreprenører til å fortsette og ha fokus på bærekraftige løsninger. Sammen vil vi kunne nå våre mål, om en utvikling av dagens samfunn, uten å ødelegge for kommende generasjoner.

Referanser

Norwegian Tunneling Society. (2022). *Sustainability in Norwegian tunneling.*

FJELLSPRENGINGSTEKNIKK

BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2023

FORURENSEDE MASSER SOM EN RESSURS I KVÆNANGSFJELLET MED VERNET VASSDRAG

Contaminated soils as a resource in Kvænangsfjellet with protected waterways

Tuva Lien og Maja Bernhoff, Ytre Miljøledere Anlegg, Leonard Nilsen & Sønner (LNS)
Astrid Drake, Petter Snilsberg, Håkon Rødal Asplan Viak AS

SAMMENDRAG

Nye Veiers prosjekt E6 Kvænangsfjellet (2021-2024) på grensen mellom Nordreisa og Kvænangen kommuner i Troms og Finnmark fylke er til sammen ca. 14 km med to tunneler på til sammen ca. 5900m, vei i dagen og utbedring av ei bru. I et sårbart naturområde med vernet vassdrag, har Nye Veier i samarbeid med Asplan Viak og LNS i søknader til Statsforvalteren i Troms og Finnmark fått godkjent og nyttiggjort forurensede masser i form av bunnrensk, syredannede masser, og restbetong innenfor tiltaket der ytre miljø sikres. Gjennom et konstruktivt samarbeid med Statsforvalteren har vi fått muligheten til å oppnå positive erfaringer med å utfordre regelverket og finne gode klimagass- og sirkulære løsninger.

SUMMARY

Nye Veiers Project (2021-2024) E6 Kvænangsfjellet traversing Troms and Finnmark county-is approximately 14 kilometers, including two tunnels with a combined length of approximately 5,900 meters, surface roads, and the refurbishment of a bridge. In a project situated in a vulnerable natural area with protected waterways, Nye Veier has in co-operation with Asplan Viak and LNS successfully obtained approvals in applications submitted to the County Governor of Troms and Finnmark to utilize lightly contaminated materials, including tunnel ground masses, acid-generating materials, and residual concrete, within the scope of the project while ensuring the preservation of the external environment. Through a

constructive collaboration with the County Governor, the project has been afforded the opportunity to acquire positive experiences in challenging regulatory frameworks and identifying environmentally advantageous and circular solutions.

INNLEDNING

Nye Veiers prosjekt E6 Kvænangsfjellet (2021-2024) gjennom Troms og Finnmark fylke er til sammen ca 14 km med to tunneler på til sammen ca. 5900m- vei i dagen og utbedring av ei bru. Vegstrekningen som utbedres går igjennom Nordreisa og Kvænangen kommune (figur 1). Nye Veier er byggherre og LNS er totalentreprenør for prosjektet. Prosjektering utføres av Asplan Viak. Fjellovergangen over Kvænangsfjellet er svært vær- og skredutsatt. Ved stengning blir omkjøringsveien på rundt 70 mil der deler av veien går gjennom Finland. Hovedformålet til prosjektet er derfor å bygge en vei som sørger for mer forutsigbarhet, og tryggere fremkommelighet i vinterhalvåret.

De innledende beregningene på prosjektets massebalanse viste et sannsynlig overskudd, og det ble derfor også søkt om tillatelser til å kunne deponere rene masser på to ulike steder innenfor tiltaket. Prosjektet har også hatt eget mobilt knuseverk for produksjon av ulike fraksjoner til bruk i tiltaket.



Figur 1. Oversiktskart over prosjektet (Nye Veier)

På sørsiden av fjellet ligger Oksfjordvassdraget, som ble vernet i 1986 (figur 2).
I begrunnelsen av vernet fremheves graden av urørthet og områdets betydning for bestander av anadrom laksefisk. Oksfjordvatnet har bestander av stasjonær og anadrom røye og ørret, samt laks. Disse bestandene har stor verdi for fritidsfiske i området. Vassdraget inkluderer også flere bekker og mindre elver som brukes som gyte- og oppvekstområder, samt til næringssøk. Den økologiske tilstanden karakteriseres som god eller svært god i samtlige av vassdragets vannforekomster, Storelva Oksfjordvassdraget, id 208-7-R og Oksfjordvassdraget bekkefelt, id 208-85-R (Vann-nett).



Figur 2. Oksfjordvatnet avbildet høsten 2022. Foto: Tuva Lien og Maja Bernhoff.

Totalt har prosjektet fått 8 tillatelser etter søknader til Statsforvalteren i Troms og Finnmark.

Den planlagte veitraseen krysser flere steder gjennom Oksfjordvassdragets vannforekomster, og både avrenning fra anleggsarbeider i dagen, ombygging av bru samt utslipp av tunneldrivevann fra Mettevolltunnelen og Kvænangsfjelltunnelens vestre del ville kunne påvirke vannforekomstene. Derfor ble det stilt tydelige krav fra Statsforvalter i utslippstillatelsene.

I tillegg til krav til utslipp av drivevann fra begge tunnelene, beskrev tillatelsene en rekke vilkår når det gjaldt avrenning og håndtering av avfall, inkludert forurensede masser. I løpet av tunneldrivingsperioden kom det opp flere problemstillinger knyttet til forurensede masser,

der vi ønsket å se på mulighetene for gunstigere klimagassløsninger og samfunnsøkonomisk tilnærming til bruk av disse som ressurs/byggeråstoff.

Forurensningsloven § 27a annet ledd (1) sier at avfall som oppstår i forbindelse med samferdselsutbygging er å regne som næringsavfall. Videre følger det av § 32 første ledd at næringsavfall enten skal gjenvinnes eller bringes til godkjent avfallsanlegg (1).

Forurensingsloven §11 kan etter søknad om gjenvinning gi tillatelse til virksomhet som kan medføre forurensning (1). Når forurensningsmyndigheten fastsetter vilkårene etter § 16, skal det legges vekt på de forurensningsmessige ulemper ved tiltaket sammenlignet med de fordeler og ulemper som tiltaket for øvrig vil medføre.

Gjennom et konstruktivt samarbeid med Statsforvalteren fikk Nye Veier tillatelse til å bruke tre ulike typer forurenset masse innenfor tiltaket i stedet for å deponere disse i godkjente deponier. Vilkårene stilte krav til at normverdier og akseptkriterier ikke ble overskredet ved bygg og gravearbeider slik som fastsatt i tilstandsklasse for forurenset grunn (TA-2553/2009) (3). (figur 3). Ifølge vilkårene måtte det også dokumenteres at utlekking til grunnvann og resipient ikke medfører at grunnvann som benyttes til drikkevann blir uegnet til dette, eller at utlekkingen kan medføre miljøskade i vassdrag eller naturområder.

Det ble i prosjektet gitt tillatelse til tre typer forurenset masse;– syredannende masser, lettere forurenset bunnrensk og restbetong/avfallsbetong.

Tilstandsklasse	1	2	3	4	5
Beskrivelse av tilstand	Meget god	God	Moderat	Dårlig	Svært dårlig
Øvre grense styres av	Normverdi	Helsebaserte akseptkriterier	Helsebaserte akseptkriterier	Helsebaserte akseptkriterier	Nivå som anses å være farlig avfall

Figur 3: Tilstandsklasser for forurenset grunn.

HOVEDDEL

Syredannende masser

I reguleringsfasen ble det gjort innledende kartlegging av potensialet for syredannede bergarter. Kartlegginga viste at det var svært lavt potensiale. Høsten 2021 oppdaget prosjektet i forbindelse med driving av vestsiden av Kvænangsfjelltunnelen et lengre område med potensielt syredannende bergarter. Syredannende bergarter er et fellesnavn på en gruppe bergarter med spesielle egenskaper. Når disse kommer i kontakt med luft eller vann, forvitrer sulfider som kan gi avrenning med lav pH og høye konsentrasjoner av løste tungmetaller, jern, aluminium og uran. I henhold til forurensningsforskriftens kapittel 2 må masser med syredannende potensial på grunn av sine iboende egenskaper håndteres som forurenset masse og leveres til godkjent mottak eller deponi (2).

Prøver var hentet fra området som var mistenkt å ha syredannede egenskaper og gav derfor ikke et fullstendig bilde av bergmassene i forskjæringen, men viste gulforvitring og spredte mineraler, antatt pyritt. I det samme området er også innholdet av kalsium relativt høyt og uraninnholdet relativt lavt. En vurdering av prøveresultatene ift syredannende egenskaper samt håndholdte XRF målinger av påhuggsflaten, ble gjennomført og med basis i disse ble det laget et detaljert undersøkelses program for kartlegging av bergartene videre framover i tunnelen ift syredannede potensiale. (4).

Undersøkelsesprogrammet baserte seg på analyser av bergartene samt erfaring fra tidligere prosjekter med syredannende bergarter, og beskrev fremgangsmåte for analyse med håndholdt XRF og grenseverdier (fargekoder) for drivingen og mellomlagring og bruk av massene (figur 4 og 5) (5). Grenseverdiene (fargekodene) ble satt ut fra et forholdstall mellom svovel og kalsium+Magnesium (bufferkapasitet) og ble inndelt i fire fargekategorier fra svært lavt svovelinnhold til høyt svovelinnhold. Basert på svovelinnhold og bufferkapasitet ble det gjort faglige vurderinger av mellomlagring og plassering av massene. Masser med middels til høyt svovelinnhold (oransje og røde masser) måtte plasseres over masser med høy bufferkapasitet (grønn farge), være sporbare (figur 5), og plasseres uten fare for vanngjennomstrømming.

Svovelinnhold (S)	
Svært lavt	< 0,15
Lavt	0,15-0,8 %
Middels	0,8-1,5 %
Høyt	> 1,5 %

Kalsium+Magnesium/Svovel-forholdet ([Ca+Mg]/S)	
Veldig høy bufferkapasitet	>12
Høy bufferkapasitet	3,7 -12
Lav bufferkapasitet	< 3,7

Figur 4: Kategorisering ift potensialet for syredannede bergart og innhold av svovel, kalsium, magnesium og jern i pelområdene der var mistanke om syredannede målt med håndholdt XRF under drivingen.



Figur 5: Flytskjema for håndtering av bergarter på anlegget.

Det er de røde massene som er syredannede bergarter og anses å være forurenset. For å være på den sikre siden ble det også gjort tiltak for oransje masser med middels svovelinnhold da disse potensielt kan være syredannede. En eventuell utlekking av metaller, er en langsom prosess og derfor ble det besluttet å mellomlagre eventuelle røde og oransje masser som ble avdekket i veglinja på Kvænangsfjellet vest på særskilt sted i maksimalt 6 måneder mens man vurderte videre håndtering.

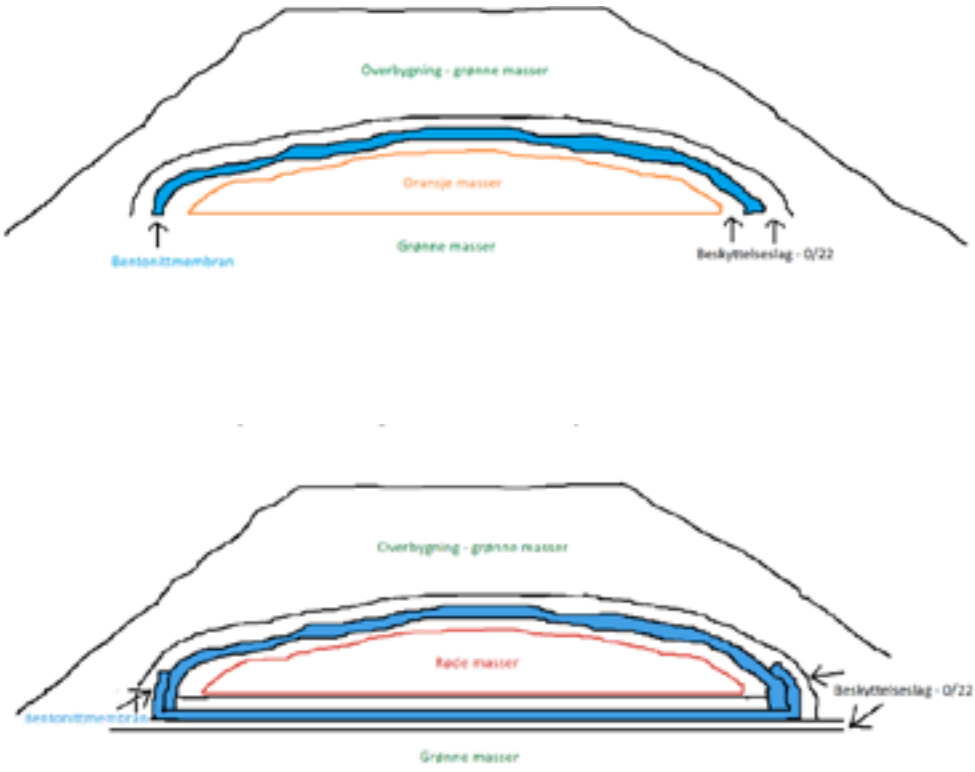
De oransje og røde massene var naturlig forekommende på vestsiden av Kvænangsfjellet, men selv med tiltak mot avrenning og utlekking var vurderingen at innbygning av de syredannende bergartene i veilinja kunne utgjøre en risiko for skadelig avrenning til det lakseførende og vernede Oksfjordvassdraget. Eventuell avrenning vil også potensielt kunne påvirke bekker som går til drikkevannskilder i Eidelva. Det ble derfor vurdert at de potensielle syredannede (oransje) massene kunne permanent plasseres i veglinja på vestsiden av Kvænangsfjellet, men med tiltak mot gjennomstrømming (figur 6).

I forbindelse med drivingen ble det kartlagt 6 salver (ca. 3000 Fm3) med potensielt syredannede masser (oransje masser), og to salver med syredannende bergarter (røde masser). De syredannede utgjorde ca. 1000 m3 fastfjell som ble ansett som forurenset, og som etter regelverket måtte leveres til godkjent mottak eller deponi. Prosjektet ønsket å søke til Statsforvalteren i Troms og Finnmark om å få gjenvinne disse forurensede massene innenfor tiltaket jamfør §11 i forurensningsloven. Det ble vurdert tre ulike alternativer for plassering (figur 7): bruke massene innenfor tiltaktet (KVF-vest og KVF-øst), deponere på et av prosjektets egne deponier (Storbukteid) eller å deponere massene på deponi for ordinært avfall med tillatelse til å ta imot syredannede masser enten i Alta eller Tana.



Figur 6. Oversikt over alternative områder for plassering av syredannende masser i prosjektet.

I søknaden anbefalte Nye Veier østsiden av Kvænangsfjellet som et velegnet område. Dette var et veiparti som skulle utbedres og hadde ingen kryssende bekker. Veglinja var prosjektert slik at massene kunne legges uten fare for kontakt med grunnvann og med god overdekning i veikroppen. Eventuell avrenning ville i så fall filtreres i terreng med bufferkapasitet og ned i Badderfjorden. I begge tilfeller med syredannede og potensielt syredannede masser ble det utarbeidet en prosedyre for disponering av massene som innebar å pakke dem inn i bentonittmembran for å hindre vanngjennomstrømning og dermed redusere avrenning fra massene til et minimum (figur 7).



Figur 7. Prinsippskisse for innbygning av potensielt syredannende (oransje) masser overdekt med bentonittmembran og innbygd i grønne bufrende masser og innbygning av syredannende (røde) masser med bentonittmembran.

I søknadsvurderingene ble kostnader og klimagassutslipp beregnet. I tillegg ble det gjort vurdering av mengde masser og hvilke areal-/volummessige konsekvenser en deponering av massene på godkjente mottak i Alta eller Tana ville få. Deponering på prosjektets egne deponi

på Storbukteidet ville ha lave konsekvenser for økonomi og klimagass – men da ville massene ikke lengre blitt en ressurs, men heller opptatt landareal. På basis av miljø-, klimagass- og kostnadsmessige vurderinger fikk prosjektet aksept for de sirkulærøkonomiske vurderingene som ble gjort, og tillatelse med vilkår ble gitt av Statsforvalteren i Troms og Finnmark til å deponere på Kvænangsfjellet øst i JP10 (figur 6) (14).

Bildene i figur 8 nedenfor viser arbeidet med innbygning av de syredannende massene utført av underentreprenør Anlegg Nord høsten 2022.



Figur 8. Innpakking av de syredannede massene i membran. Foto: Mats Jørgen Masvik.

Bunnrensk

Ved driving av tunnel blir de deler av massene som benyttes som midlertidig kjørebane omtalt som «bunnrensk». Bunnrensk-massene må fjernes når driving er ferdig og permanent kjørebane skal etableres. I de opprinnelige tillatelsene gitt av Statsforvalter sto det at bunnrenskmasser skulle deponeres på godkjent mottak, så lenge ikke resultater av analyse viste at massene var under normverdiene i forurensningsforskriften kapittel 2. I utgangspunktet er bunnrenskmasser rene bergmasser, men de kan bli forurenset av rester av sprøytebetong, injeksjonsmasser, syredannende masser, diffus forurensning fra sprengstoff, oljesøl fra kjøretøy og eventuelle oljeforbindelser fra tunneldrivingen. For å kartlegge graden av forurensning i bunnrensken ble det utarbeidet en prøvetakingsinstruks som ble benyttet i begge tunnelene. Instruksen baserte seg på fremgangsmåte utarbeidet av Multiconsult for prosjektet E39 Svegatjørn-Rådal (7). Tunnelløpene ble delt inn i soner på 250 meter. Det ble tatt ut en prøve for hver 50. meter, deretter ble disse fem prøvene blandet til en blandeprøve. For hvert prøvepunkt ble det også tatt en enkeltprøve som ble beholdt i tilfelle verdiene i

blandeprøven overskred normverdier. Ved slike tilfeller ble alle fem enkeltprøver sendt til separat analyse i etterkant slik at område med forurensning kunne avgrenses. (8).



Figur 9. Prøvetakning av bunnrensk. Foto: Tuva Lien og Maja Bernhoff.

For å vurdere om bunnrenskmassene var under normverdiene ble vedlegg 1 i forurensningsforskriftens kapittel 2 benyttet. Det ble vurdert at alifatforbindelser/oljeforbindelser C12-C35 var mest aktuelle å analysere for- i tillegg til PAH, BTEX og aromater. Det ble ansett som lite hensiktsmessig å analysere for tungmetaller ettersom disse ville være naturlig forekommende i berget. Analyser av prøvene ble utført av Eurofins sin miljøavdeling i Moss.

Resultatene av analysene dannet grunnlag for å klassifisere massene i henhold til helsebaserte tilstandsklasser i forurenset grunn (TA 2553/2009) (3). Resultater fra Kvænangsfjelltunnelen viste 12 prøver i tilstandsklasse 2 eller høyere der høyeste tilstandsklasse var 3. I Mettevolltunnelen viste resultatene 8 prøver i tilstandsklasse 2 eller høyere der et område hadde tilstandsklasse 4.

Med basis i analyseresultatene og erfaringen med søknaden om disponering av syredannende masser der et egnet område med lav miljørisiko ved eventuell avrenning på østsiden av fjellet allerede var beskrevet, ble det søkt Statsforvalteren om disponering av lettere forurenset bunnrensk innenfor tiltaket. Igjen ble argumentasjonen om god sirkulærøkonomi og klimagassbesparelser ved å redusere transportbehov og unngå å begrense deponikapasitet når

massene blir brukt innenfor tiltaket. I mars 2023 fikk prosjektet tillatelse til å omdisponere ca. 7700 m3 lettere forurenset bunnrensk i samme område som de potensielle syredannende massene og syredannende massene (9).

Betongrester/betongavfall

Prosjektet E6 Kvænangsfjellet er stort i omfang, og i byggingen av to tunneler kreves det store mengder betong. Betongen er i form av sprøytebetong til midlertidig og permanent sikring, konstruksjonsbetong til portaler, tekniske bygg og bankett/jersey. I tillegg trengs betongplater til telt og andre konstruksjoner på midlertidige riggområder. Grunnet det store behovet for betong og prosjektets lokalitet ble det søkt om tillatelse til å opprette et midlertidig blandeverk i Oksfjordhamn. I løpet av prosjektets levetid genereres ulike typer betongavfall. Dersom det av ulike årsaker ble produsert betong som ikke kunne brukes, ble denne overskuddsbetongen støpt i lodd («legoklosser») som igjen kan gjenbrukes eller selges. I perioder har det likevel oppstått restbetong som ikke kunne støpes i lodd. I starten av prosjektet ble denne typen betong levert til deponi.

I tilknytning til betongstasjonen ble det også etablert en egen vaskestasjon med tilhørende renseanlegg for vask av tromler på betongbiler. Når betongslammet sedimenteres i containerne i renseanlegget vil det regelmessig være behov for tømming. Dette må gjøres med en egen type sugebil som er kraftig nok til å suge opp det kompakte slammet. Ettersom nærmeste firma med denne typen sugebil var i Tromsø, ca 253 km fra betongstasjonen- ble klimagassavtrykket og kostnadene for tømming og frakt av betongslammet svært høye.

Den tredje typen betongavfall som har blitt generert i prosjektet er prelltap i forbindelse med bruk av sprøytebetong. Sprøytebetong med stålfiber blir i første omgang brukt til midlertidig sikring i forbindelse med driving av tunnel, og deretter som brannsikring av PE-skum med PP-fiber. Særlig sprøyting av første lag med brannsikring på PE-skum genererer prelltap, der det er estimert et tap på 5-10% av arealet som sprøytes (10).

Avfall, slik som restbetong, som oppstår i forbindelse med samferdselsutbygging er definert som næringsavfall etter forurensningsloven paragraf 27a. Videre følger det av forurensningslovens paragraf 32 første ledd at næringsavfall kan gjenvinnes eller bringes til lovlig avfallsanlegg. I utgangspunktet kan restbetong gjenbrukes dersom den oppfyller kravene i avfallsforskriftens kapittel 14A. Dersom prøveresultater viser verdier som

overskrider kravene i forskriften må det søkes forurensningsmyndighet om bruk av massene. Ved prøvetaking av avfallsbetong viste resultatene at prøvene overskred grenseverdiene for oljeforbindelser (Alifater C5-C35), noe som sannsynlig kommer av bruken av formolje. Videre var enkelte tungmetaller noe over grenseverdiene som ble antatt kunne komme av typen tilslag.

Betongslammet fra renseanlegget inneholder mye vann, og for å sikre avrenning på en trygg måte ble det støpt et dekke med varmekabler like ovenfor vasketeltet der slammet ble lagt (se figur 10). Avrenningen gikk på selvfall ned mot vaskesumpen, der det igjen ble pumpet opp i renseanlegget og justert for pH og turbiditet før utslipp.



Figur 10. Støpt dekke med varmekabler der betongslam fra vaskesump og dumpet betong lagres for avrenning til renseanlegg i teltet. Foto: Tuva Lien.

På bakgrunn av at knust betong er et godt egnet byggråstoff, og de økonomiske og klimgassbelastningen som kunne unngås med transport og deponering av restbetong, ble det søkt Statsforvalteren om tillatelse til å benytte betongavfallet innenfor tiltaket i november 2022. Dette med forutsetning om at restbetongen ble lagt på samme sted som de øvrige forurensede massene, med unntak av prelltap. I januar 2023 ble det søkt om alternativ disponering av prelltapet som fyllmasse bak jerseykanten i tunnelen (betongkant) slik at massene ble innkapslet og ikke var i kontakt med grunnvann som ledes i underliggende drensrør (11).

Tillatelse til gjenbruk av betong ble gitt 28. februar 2023, og 02. mars 23 kom innvilgelse av tilleggsvilkår om bruk av prelltap (12) (13). Igjen la Statsforvalteren vekt på ressursperspektivet med gjenbruk kontra deponering.

Miljøovervåkning og oppfølging

Alle gitte tillatelser har satt vilkår om dokumentasjon og innmålinger av de gjenbrukte forurensede massene. Disse skal være registrert i grunnforurensningsdatabasen til Miljødirektoratet. Prosjektet utfører også en kvalitetskontroll av de plasserte massene ved å følge et vannovervåkningsprogram både under produksjonsfasen, men også fem år etter prosjektets ferdigstillelse.

Suksessfaktorer

Med gitte tillatelser og tilleggsvilkår har vi totalt bespart å kjøre 1300 m^3 syredannendemasser, 7700 m^3 bunnrensk og ca. 4000 tonn betong ut av tiltaket.

Argumentene for gjenbruk av ulike typer forurensede masser, gitt at nødvendige miljøhensyn er tatt, er mange. Det er bevaring av ressurser, der gjenbruk reduserer behovet for å utvinne nye materialer. Det reduserer mengden avfall til deponier, noe som sørger for å ikke begrense deponikapasitet og reduserer behovet for flere deponier med arealinngrep. Det vil gi en positiv reduksjon av klimagassutslipp, ettersom utslippene knyttet til transport av massene reduseres betydelig ved å bruke dem innenfor tiltaket (figur 12) (5). Sekundært vil det også gi reduserte klimagassutslipp kontra det å måtte produsere andre masser dersom prosjektet må erstatte deponerte masser med nye. I tillegg er det en klar økonomisk fordel å gjenbruke slike masser ved å redusere kostnader knyttet til avfallsdisponering og -håndtering. Dette regnestykket blir ytterligere positivt forsterket dersom kostnader for eventuelle nye masser som må produseres for å erstatte de forurensede tas med. Med andre ord, med gode miljørisikovurderinger og tiltak vil gjenbruk/omdisponering av forurensede masser være en verdifull praksis for bygg- og anleggssektoren i en sirkulærøkonomisk sammenheng, der målet er å minimere avfall og bevare ressurser.

	Kvænangsfjellet Øst	Storbukteid	Alta	Tana
Transport kr	200.000	50.000	750.000	2 500 000
Barrierekostnader kr	200.000	200.000		
Deponiavgift kr			2 125 000	5 560 000
Totale kostnader* kr	400.000	275.000	2 875 000	8 060 000
CO_{-2} utslipp kg CO_2	19500	7800	264 000	977 000

*Figur 12. Transport- og barrierekostnader samt klimautslipp ved disponering av de syredannede massene ved de fire ulike alternativene. * inkluderer ikke arbeid med tilrettelegging av deponi.*

KONKLUSJON

Nye Veier, LNS og Asplan Viak har med grunnlag i prosjektets visjon om best mulig masseutnyttelse vist at det er mulig å få til en høy grad av masseutnyttelse dersom det jobbes godt med temaet. En Breeam Infrastructure-sertifisering av prosjektet har hatt betydning for fokuset. Statsforvalteren i Troms og Finnmark har utvist vilje til å finne løsning og lagt til rette for det i sine tillatelser. Massedisponering var et tema fra Statsforvalteren før oppstart av reguleringsplan. Pr dato ha det vært en svært god masseutnyttelse i prosjektet og det er kun et overskudd på ca 50 000 m^3 sprengstein som er mellomlagret på deponi Stakkvollen som rene masser. Nye Veier er i dialog med Nordreisa kommune om de er interessert i å ta over massene som ressursbank slik at det på sikt kan bli 100 % utnyttelsesgrad.

REFERANSER

1. Forurensningsloven §11, §16, §27 a annet ledd og §32 første ledd
2. Forurensningsforskriften kapittel 2
3. Miljødirektoratet, 2009. Helsebaserte tilstandsklasser for forurenset grunn. TA2553/2009.
4. 2022.03.29 E6-Kvænangsfjellet. Potensielle syredannende bergarter ifm håndtering av sprengstein fra tunneldriving. Presentasjon for Statsforvalteren i Troms og Finnmark og Nordreisa kommune, Asplan Viak
5. 2022.06.09 Notat syredannende masser -avsluttende tiltak, Asplan Viak
6. 2022.06.23 Endring av tillatelse for midlertidig utslipp fra for E6 Kvænangsfjelltunnelen - disponering av syredannende masser-Nye Veier AS
7. Miljøringens temamøte 8-9 November 2017. Håndtering av bunnrenskmasser på ny E39 Svegatjørn-Rådal. Anne Kristine Søvik- Multiconsult Norge AS
8. 2023.03.06 Notat omdisponering av bunnrenskmasser fra Kvænangsfjelltunnelen og Mettevolltunnelen., Asplan Viak.
9. 2023.03.28 Tillatelse med vilkår til bruk av bunnrenskmasser-E6 Kvænangsfjellet - Nye Veier AS
10. 2012.07.20 Spredning av plastfibre fra sprøytebetong. Kartlegging av spredningsmåte og mottiltak, Statens vegvesen, rapport 146
11. 2022.11.02 Notat Utnyttelse av overskuddsbetong og avfallsbetong E6 Kvænangsfjellet, Asplan Viak.
12. 2023.02.28 Tillatelse til gjenbruk av betong-E6 Kvænangsfjellet-Nye Veier AS
13. 2023.02.02 Tilleggsvilkaar til tillatelse til gjenbruk av betong-E6-Kvaenangsfjellet-Nye Veier AS
14. 2023.04.13 Sluttdisponering av syredannende bergarter, Asplan Viak

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2023

Heidi Berg
NFF / Trimble

Live reporter hos utstillere

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2023

Arve Brekkhus, Byggeindustrien
Kjersti K Dunham, Norconsult

Kåring av vinner i fotokonkurransen
Hils på Studentene

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

OPPDRETTSANLEGG PÅ LAND – NYTENKENDE OG BÆREKRAFTIG

Landbased fishfarming – Innovative and sustainable

Jostein Nilssen, Prosjektdirektør, Andfjord Salmon AS

SAMMENDRAG

Andfjord Salmon benytter fullgjennomstrømnings-teknologi for sine landbaserte oppdrettsbasseng på Kvalnes (Andøya). Dette betyr at alt vann i bassengene kontinuerlig skiftes ut hver 1-2 timer.

I neste utbyggingstrinn på Kvalnes, hvor det skal bygges 12 bassenger i betong, vil det benyttes tunneler som vannveier for å frakte sjøvann til- og fra bassenger (fra sjø via innløpstunnel, gjennom basseng, for så å strømme tilbake til sjø via utløpstunnel).

Teknologien til Andfjord Salmon er at bassengene er sprengt ned i fjell hvor vannoverflata i bassengene er på samme høyde som sjøen utenfor, dette for å minimere energibehov ifm. pumping (vannet løftes ikke, det «skyves» gjennom anlegget).

Dette betyr at tunnelene – som vil ha sine tunnelbaner under bassenggropene/bassengene – også inne på land vil ligge ca. 40 meter under havoverflata.

Behov for store mengder vann, samt minimering av inngrep i sjø & -fotavtrykk på land har gjort at Andfjord Salmon har gjort at det er mest hensiktsmessig å ta i bruk «kjeller-etasjen» med tunneler for transport av vann til sine oppdrettsbassenger.

SUMMARY

Andfjord Salmon uses full-flow technology for its land-based fish farming pools at Kvalnes (Andøya). This means that all water in the pools is continuously changed every 1-2 hours.

In the next development stage at Kvalnes, where 12 concrete pools will be built, tunnels will be used as waterways to transport seawater to and from pools (from the sea via an inlet tunnel, through the pool, and then flow back to sea through an outlet tunnel).

Andfjord Salmon's technology is that the pool-basins are blasted into mountains where the surface of the water in the pools are at the same height as the sea outside, in order to minimize energy demand in connection with water pumping (the water is not lifted, it is "pushed" through the plant).

This means that the tunnels – which will have their paths under the pool pits/basins – will also on land be located about 40 meters below sea surface.

The need for large volumes of water, as well as minimizing footprint at the seabed as well as on land, has made Andfjord Salmon the most expedient to use the "basement floor" with tunnels for transport of water to its fish farming basins.

INNLEDNING

Andfjord Salmon har – fra juli 2022 til juli 2023 – gjennomført sin første produksjons-syklus på sitt landbaserte fullgjennomstrømnings pilot-basseng på Kvalnes, Andøya.

Hovedprinsippet for fullgjennomstrømningsanlegget er at vannet i bassenget (l x b x h = 45 x 40 x 20 = ca 30.000 m3) byttes ut ila. 1,5 timer. Andfjord Salmons patenterte teknologi med laminær stempelstrøm, resulterer i komplett utskiftning av alt vann i alle tverrsnitt av bassenget.

Vann blir ført inn- og ut av pilotbasseng via rør (2,2 m i diameter). Friskt sjøvann hentes fra 40 m dybde, som er under «belte» for lakselus.

Det andre hovedprinsippet for teknologien til Andfjord Salmon, er at bassenggropa er sprengt ned i fjell og vannoverflaten i bassenget ligger på samme høyde som sjøen utenfor. Dette medfører at vannet – ved hjelp av 3 strømsettere – kun «dyttes» gjennom anlegget. Her er ingen energikrevende løfthøyde som må overvinnes. Energiforbruket pr. strømsetter er i størrelsesorden det samme som èn 40 hk påhengsmotor …

Slam samles opp vhj.a støvsugere på bassengbunn.

Nøkkelparametre fra første syklus:

- 2,5% dødelighet (gjennomsnitt for bransjen - ca 16%)
- God stabil vekst hele året pga tilgang på temperert golfstrømvann (40% høyere enn forventning - basert på tall fra konvensjonelt oppdrett).
- Fòr-faktor: 1,05 (bransjestandard 1,2-1,3), dvs Andfjord gir fisken 1 kg fòr hvorpå den vokser 1 kg. Tilnærmet null fòr-spill.
- Minimalt energiforbruk – konkurransedyktig med tradisjonelle sjøbaserte anlegg

Når Andfjord Salmon nå starter videre utbygging på Kvalnes med 12 nye bassenger, eget havneområde og nye vannveier, har særlig behov for større kapasitet på vannveiene vært en av faktorene som har gjort at selskapet har måtte tenke annerledes. Framtidig vannbehov vil være (20.000 m3/t x 12 bassenger) 240.000 m3/t, noe som gjør at selskapet har valgt å bruke tunneler for å transportere vann mellom sjø og bassenger.

OVERSIKT

Bildet under viser planene Andfjord Salmons har for neste byggetrinn (Fase 2) på Kvalnes. Med 13 bassenger (inkl. pilot-bassenget), eget havneområde med kai og molo, vannveier (under overflata) og hub'er for teknisk infrastruktur som gir støtte til alle bassenger.

Breivika og Fiskenes som er de to andre lokasjonene på Andøya hvor Andfjord Salmon planlegger å ha landbaserte gjennomstrømningsanlegg vises i bakgrunnen.



Bilde 1: Neste utbyggingstrinn Andfjord Salmon, Kvalnes, Andøya

Masser til havneområde og molo hentes fra bassenggroper og tunneler, som gjør at prosjektet har massebalanse.

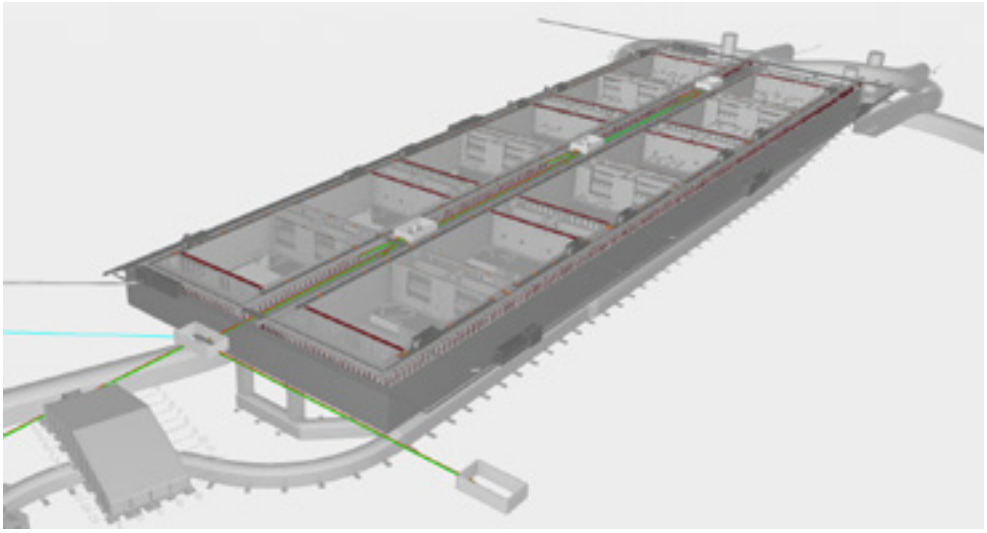
Pilotprosjekt

Dagens pilot-basseng på Kvalnes er bygget i kompositt. For å oppnå ytterligere robusthet og styrke, samt for å kunne etablere tilstrekkelig grensesnitt mot tunneler, er de 12 neste bassengene bestemt bygget i betong.

Stedlige masser er funnet svært godt egnet som tilslag til betong-produksjon, og det vil bli satt opp egen betong-fabrikk på anlegget for produksjon av betong til både bassenger og ifm. tunnel-drift.

Bassengene bygges primært vhj.a elementer som produseres i egen elementfabrikk på anlegget. Transport av elementer fra elementfabrikk til bassenggroper gjennomføres med midlertidig traverskrane (montert over bassenggropene).

Bassengene skal individuelt kunne tømmes for vann (for vedlikehold og rengjøring mellom utsett). I tillegg vil grensesnitt mot vannveier (tunneler) sikre at det ikke vil være mulig med krysskontaminering av vann mellom bassengene, ei heller muligheten for at «skittent» vann fra utløpstunnel skal kunne komme tilbake til «rent» vann i innløpstunnel.



Bilde 2: Bassenger og infrastruktur, Fase 2-utbygging Andfjord Salmon, Kvalnes, Andøya

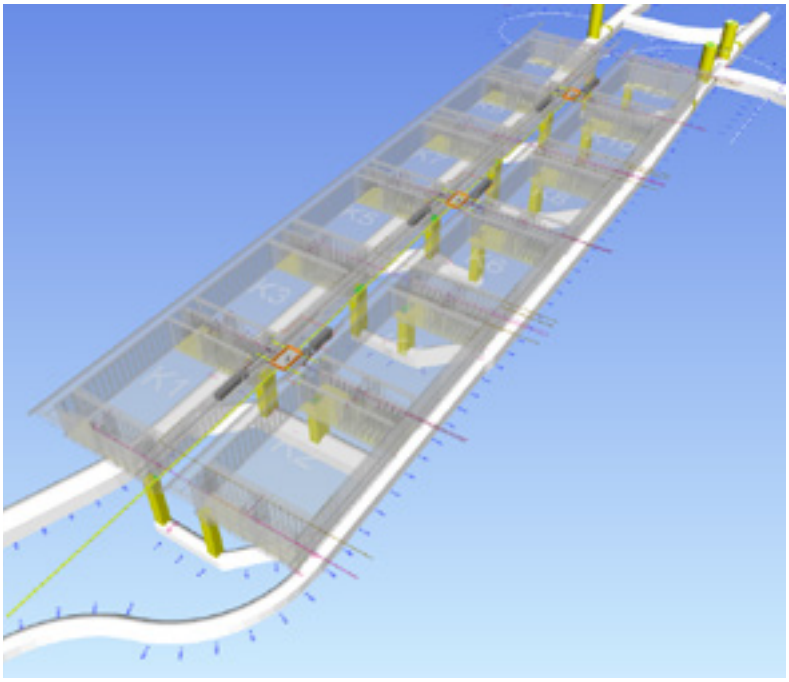
Vannveier

Vannveier for dagens pilot-basseng benytter 2,2 meters diameter rør for transport av vann mellom sjø og basseng. Underveis i prosjektet ser man at tunneler gir høyere kapasitet og bedre arealutnyttelse.

Det vil derfor – for neste utbyggingstrinn – bygges to separate tunneler, en innløpstunnel og en utløpstunnel, som går fra to ulike lokasjoner i sjø og inn under basseng-områdene. Størrelser på de ulike delene av tunnelen vil være fra 16 m2 – 90 m2. Tunnelene vil bygges – under bassengene – på ca. 40 meters dybde. Innløpstunnel går fra sjø og inn under bassenger, hvor en reis-borer/sjakter seg opp i en innløpssjakt (del av bassengkonstruksjon), hvoretter vannet pumpes og strømmer gjennom bassenget, for så strømme ut via en utløpssjakt og en reis/sjakt ned i utløpstunnel og så videre til utløpspunkt i sjø (se *Bilde 3 og 4* under). Total lengde på tunneler/nisjer vil være i overkant av 4 km, og de planlegges for å være ferdigstilt i 1. halvdel av 2025, dvs 1 år+ byggetid. Estimert volum sprengt fjell i tunneler vil være 390.000 fm3.

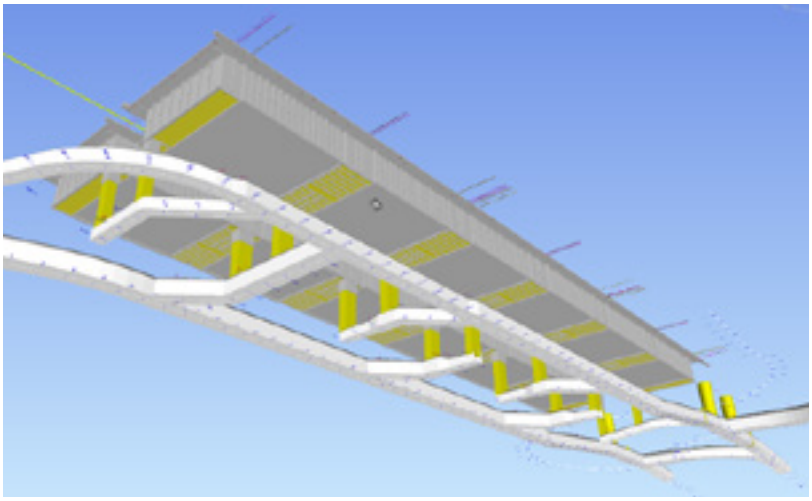
Inntakspunkt for innløpstunnel vil ligge på 40 meters dyp (som er samme dybde som innløpsrør til pilot-basseng). Erfaringer fra pilot-bassenget viser at denne dybden er gunstig både ifht. at det ligger betydelig under området hvor lakselus oppholder seg. I tillegg har dybden vist seg å være gunstig ifht. tilgang på optimal «sommer-temperatur» men også med tanke på tilgang på varmt golfstrøm-vann fra dypet på vinteren.

Utløpspunkt for utløpstunnel vil ligge på 70 meters dyp. Denne dybden skyldes primært ønsket om også å ha størst mulig vertikal avstand mellom inn- og utløpspunkt, for å minimere/unngå krysskontaminering.



Bilde 3: Sett oven-fra: Bassenger og tunnel-systemer med sjakter, Fase 2-utbygging Andfjord Salmon, Kvalnes, Andøya

Ved å benytte tunneler til vannveier minimeres natur-inngrep både i sjø og på land. Dette ved at eneste inngrep i sjø er inn-/utslippspunkter for tunnelene, versus å skulle legge store rør. Inne på land benytter en «kjeller-etasjen» under bassengene til å frakte vann inn og ut, som gjør at fotavtrykk for basseng-områder minimeres (bassengene kan bygges back-to-back).



Bilde 4: Sett unnen-fra: Bassenger og tunnel-systemer med sjakter, Fase 2-utbygging Andfjord Salmon, Kvalnes, Andøya

Massebalanse

Havneområdet med fylling, kai og molo gjør at prosjektet har massebalanse. Primært planlegges det for at det meste skal «gå over kai» ifm. produksjonsbehov og -logistikk for anlegget på Kvalnes. Dette vil sikre nødvendig regularitet rundt mottak av smolt, uttak av slaktefisk, mottak av fòr og utskipning av slam.

Mengde fòr som skal inn til Kvalnes når en er i normal produksjon vil være i størrelsesorden 70 tonn pr. uke. Tilsvarende vil mengde slam under normal produksjon vil være ca. 60 tonn pr. uke.

Konklusjon

Neste utbyggingstrinn for Andfjord Salmon på Kvalnes vil gjennomføres ved bruk av tunneler til vannveier, samt at nye bassenger bygges i betong. Norske entreprenører anses som verdensledende innenfor begge disipliner.

Muligheten til å bruke «kjeller-etasjen» for å frakte vann inn- og ut av anlegget samt minimering av naturinngrep i sjø & -fotavtrykk inne på land, gjør at metode og utførelse er det optimale for prosjektet.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2023

Asbjørn Nilsen Aadnevig
Nye veier

Erfaringer vi har gjort oss i oppfølgingen av SHA (HMS) i våre utbyggingsprosjekter. Hva erfarer vi det er som har effekt og som kan bidra til å redusere skader og ulykker

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2023

BERGÅSTUNNELEN LØSMASSESONE – ERFARINGER VED DRIVING AV EN UFORUTSETT LØSMASSESONE

Bergås tunnel soil zone – experiences from tunnelling through an unexpected soil zone

Helle Ragnete Fyhn Nilsen, Sivilingeniør, Leonhard Nilsen & Sønner AS (LNS)

Pål Drevland Jakobsen, Senioringeniør, NGI

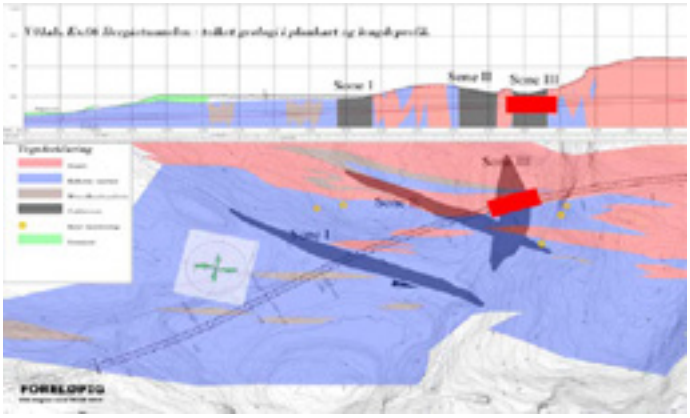
SAMMENDRAG
Denne løsmassesonen var fra konkurransegrunnlaget en uforutsett sone på 75 meter i Bergåstunnelen som er en del av Statens vegvesens (SVV) prosjekt «E6 Svenningelv-Lien» hvor LNS er totalentreprenør for prosjektet. LNS drev seg inn i sonen 9. desember 2022, og tunneldrivingen ble umiddelbart stoppet. Rådgivere på ingeniørgeologi, geoteknikk og konstruksjon for løsmassesonen var NGI og Aas Jakobsen m.fl. og de brukte 3,5 måneder på dette. Løsmassesonen er prosjektert med observasjonmetoden i henhold til Eurokode 7, og valgt løsning for driving av arbeidssikringen var rørspiling, for så å ta ut et fullt uttak samt sikre tunnelen med sirkulær dobbeltarmert sprøytebetongbue. LNS brukte 3 måneder på å drive seg igjennom denne sonen.

SUMMARY
This soil zone is an unforeseen zone of 75 meters in the Bergås tunnel which is a part of The Norwegian Public Roads Administration project “E6 Svenningelv-Lien”. LNS is the general contractor of the project. LNS encountered the zone the 9th of December 2022, and the tunnel works was immediately stopped. The designers for engineering geology, geotechnics and construction of the soil zone were NGI and Aas Jakobsen, and they utilized 3,5 months for the design. It is designed by using the Eurocode 7 and the selected construction method was to install pipe umbrellas, then excavate the full face, before reinforcing the soil material with shotcrete and a shotcrete circular double-reinforced arch (RRS2). It took LNS 3 months to excavate the tunnel through this zone.

INNLEDNING

LNS er totalentreprenør for SVV prosjekt E6 Svenningelv - Lien. Prosjektet er totalt 10,5 km bestående av vei, bruer og to tunneler. Den lengste tunnelen, Bergåstunnelen, er en 2,0 km lang tunnel drevet i hovedsakelig kalksteinmarmor og granitt.

Den 9. desember 2022 ble tunnelen drevet inn i en uforutsett løsmassesone bestående av en siltig leirmorene og forvitret berg. Figur 1 viser plasseringen av løsmassesonen, mens Figur 2 viser fordelingen av materialet på stuff da sonen påtraff. Løsmassesonen var lokalisert mellom to kartlagte svakhetssoner, men det var ikke tolket til å være løsmasser.



Figur 1 - Tolket geologi i plankart. Markert område for faktisk løsmassesone i rødt. Fra pel 6772 til 6844,5 (Statens vegvesen. 2019)

Tunneldrivingen ble stoppet fra 9. desember, og ekstern prosjektering ble bestilt av byggherre. Aas-Jakobsen, NGI med GeoVita fikk oppdraget til å gjennomføre dette arbeidet. I tillegg ble Bent Aagard i Aagard Geoconsulting engasjert av Aas-Jakobsen.



Figur 2 - Stuff 9. desember 2022. Inndeling av materiale tegnet (Foto: LNS)

GRUNNUNDERSØKELSER

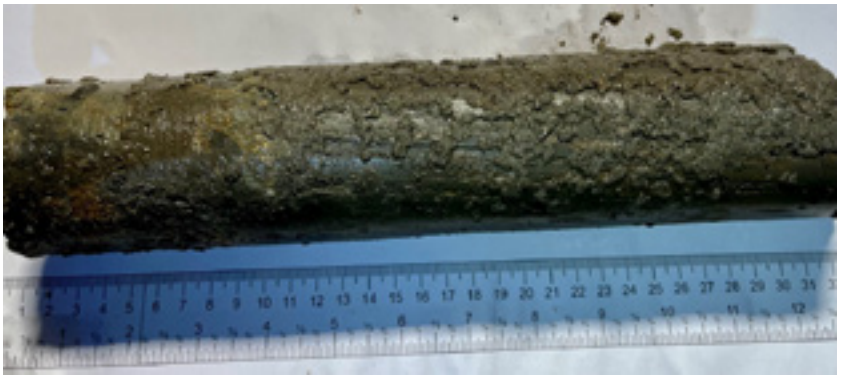
Fra prosjekteringen ble det bestilt kjerneprøver og totalsonderinger av området. Fra januar til februar ble det gjennomført 5 kjerneboringer fra tunnelen, samt 3 kjerneborehull og 11 totalsonderinger i dagen over tunneltraseen. I forbindelse med totalsonderinger ble 11 poretrykksmålere installert for å ha kontroll på grunnvannstanden både før, under og etter drivingen av løsmassesonen. Laboratorietestene bestod av:

- Vanninnhold
- Visuell beskrivelse av materiale
- Siktekurve
- Mineralogi
- Svelletrykk og fri svelling
- Tri-aksiell test for å bestemme kohesjons og friksjonsvinkel

Under kjerneboring var det vanskelig å få tatt ut gode kjerneprøver. Det ble prøvd flere metoder, både med lavere matetrykk og innblanding av polymer for å forsegle kjernene. Det ble kartlagt at lengden til fast fjell var 68,5 til 70 meter fra eksisterende stuff.

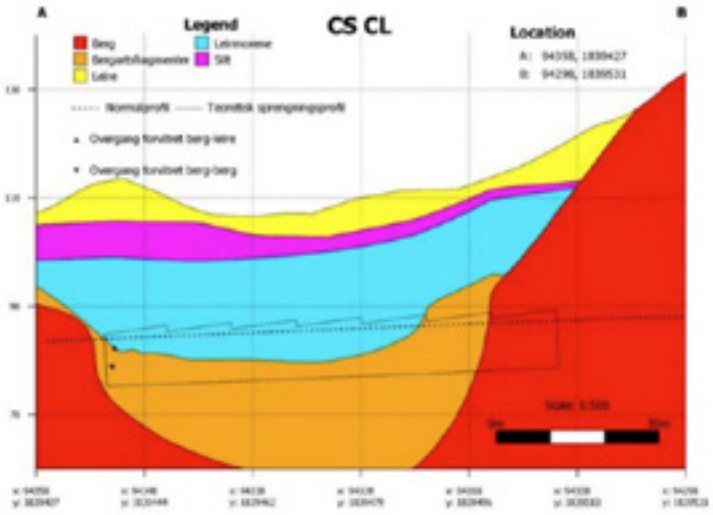


Figur 3 – Kjerneboring - dårlig kjernefangst. (Foto: LNS)



Figur 4 - kjerne fra tunnel (Foto: NGI)

Fra resultatene av totalsonderingen og kjerneboringen ble tolket grense til materialene kartlagt og tolket grense til berg ble skissert. Figur 5 viser tolket grense til de forskjellige materialene.



Figur 5 - Geoteknisk modell av jordartsgrenser langs Bergåstunnelen. Rød viser massivt berg, cyan er leirmorene og oransje farge er forvitret berg (NGI, Aas-Jakobsen. 2023)

PROSJEKTERING OG VALG AV DRIVEMETODE

Tidlig i prosjekteringen var det flere prinsipper diskutert og presentert som mulige løsninger av prosjekterende. Det var følgende:

1. Frysing
2. Jetpeling fra dagen
3. Åpen byggegrop
4. Korte uttak med full utstøping med membran
5. Spiling
6. Rørspiling/rørparaply

Alternativ 1 til 4 var raskt konkludert som ikke aktuelle. Det ble jobbet videre med løsning ved bruk av rørspiling og tradisjonell spiling med tilhørende sprøytebetongbuer installert.

Observasjonsmetoden ble valgt som prinsipp for prosjektering da det var vanskelig å forutse geoteknisk oppførsel av materialet, denne gjør det også mulig å tilpasse prosjekteringen ila produksjonen, etter hvert som erfaringer med materialoppførsel fås. Her blir prosjekteringen etterprøvd under bygging. For å kunne bruke observasjonsmetoden må flere krav være oppfylt i starten. Blant annet ble det utarbeidet beregninger som indikerte:

- Akseptable grenser for materialoppførsel (eksempel forskyvinger av masser over tunnelheng under uttak, og forskyvinger av sprøytebetongbuer)
- Variasjonsområde for det overnevnte
- Overvåkningsplan og mottiltak

(NGI, 2023a)

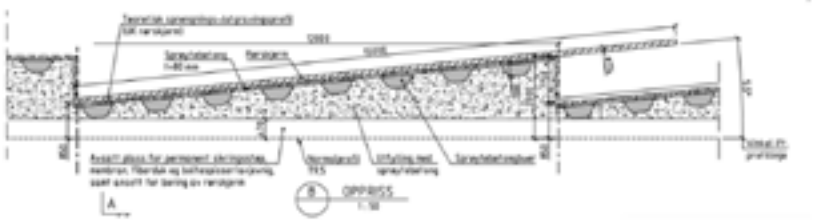
Mot slutten av prosjekteringen ble siste del av driveprinsippet diskutert og valgt. Det var to fremgangsmåter som ble diskutert.

- Driving og sikring av tunnelen med toppstoll i hele lengderetningen, deretter ta ut bunnen og sikre denne for å få den sirkulære buen.
- Driving av hele profilet i en eller flere sekvenser, for deretter å sikre hele profilet med en sirkulær sprøytebetongbue fortløpende.

For begge løsningene skulle det først drives 10-12 meter med vanlig spilingbolter for utvidelse til rørspiling. I tillegg skulle det sikres med sprøytebetongbue. Det er også satt av ekstra plass til en permanent sikring vist i Figur 6 og Figur 7.

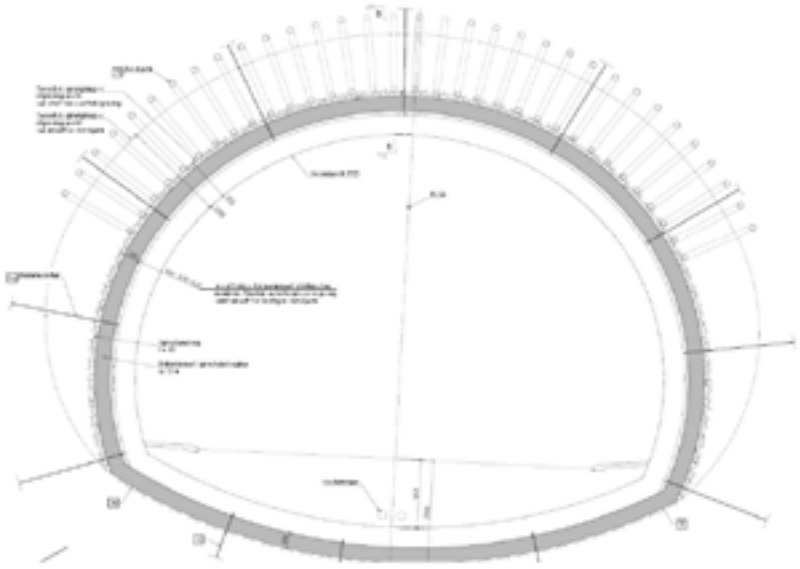
Til slutt ble siste alternativ valgt som drivekonsept. Valgt metode bestod av:

1. Pigging/fresing av sprøytebetong fra stuff.
2. Utgraving med piggmaskin eller fres og deretter kontroll av profil.
3. Sikring av 8 til 10 cm E1000 sprøytebetong iht. SVV N500 (referanse) langs profilet samt stuff og ligg. Innmåling og kontroll av profil og betongtykkelse.
4. Installasjon av 4 m radielle NC-bolter til bruk som oppheng til sirkulær, dobbeltarmert sprøytebetongbue (RRS2).
5. Installasjon av RRS2 og kontroll av plassering av armeringslagene c/c-avstand på disse var mellom 1,5 til 2,0 meter avhengig av uttakslengden.
6. Innsprut av RRS2 og kontroll av profil.
7. Nytt uttak.



Figur 6 - Sikringsprinsipp under rørspiling (NGI, 2023b)

Hovedgrunnen til at valgt metode ble benyttet var at man fikk sikret hele profilet umiddelbart, samt at man fikk en spenningsfordeling langs hele det sirkulære profilet, som er gunstig i slike løsmasser. Dette gjør også at den permanente sikringen kan bli installert etter at hele tunnelen er ferdigdrevet. Det er per november 2023 ikke bestemt hvilken permanent sikring som skal benyttes.



Figur 7 - Sikringsprinsipp med rørspiling (NGI, 2023b)

OPPFØLGNING OG OBSERVASJON

Som følge av observasjonsmetoden, ble det gjennomført daglige møter mellom prosjekterende, byggherre og entreprenør for kartlegging av faregrad og tiltak, tilsvarende som ble utført under driving av løsmassesone i Jobergtunnelen. Faregradene var delt i tre kategorier:

- Farenivå 0: Normale forhold med tørr tunnelstuff og normale poretrykksmålinger. Deformasjoner og deformasjonsforløp innenfor farenivå 0 i tabell 1 og 2. Tiltak iht. prosedyre.
- Farenivå 1: Deformasjoner og deformasjonsforløp iht. farenivå 1 i tabell 1 og 2. Lokal deformasjon med avtakende deformasjon over tid.
  Mindre hendelser i tunnel (eks. utrasing, vannlekkasje, mindre endringer i grunnforhold etc.). Supplerende sikring som tiltak – bestemmes på daglig møte.
- Farenivå 2: Deformasjoner og deformasjonsforløp som angitt for farenivå 2 i tabell 1 og 2. Deformasjon over større områder med utviklende deformasjonsforløp.
  Kritiske hendelser i tunnelen, større utrasinger, betydelig endring i grunnforhold osv. Betydelige supplerende sikringstiltak, eventuelt stopp i tunneldrift og evakuering.

Avstand mellom målepunkt	Måleintervall	
	Avstand til stuff	Intervall
Tunnel 3-10 meter	>10 meter	Daglig
	10-30 meter	Annenhver dag
	>30 meter	To ganger i uka

Måling av deformasjoner			
Avstand fra stuff	Farenivå 0	Farenivå 1	Farenivå 2
0-10m	d < 5mm/døgn tot.d < 25mm	5mm/døgn < d < 10mm/døgn 25mm < tot.d < 30mm	d > 10mm/døgn tot.d > 30mm
10-30m	tot.d < 35mm	35mm < tot.d < 40mm	tot.d > 40mm
>30m	tot.d < 40mm	40mm < tot.d < 50mm	tot.d > 50mm

Tabell 1 og 2 - Måleintervall og farenivåkategori for gitt deformasjon (NGI, Aas-Jakobsen. 2023)

For å følge opp kravene til måleprogram og oppfølgning ble det installert deformasjonsmålere over hengen i tunnelen for kontinuerlig oppfølgning i av deformasjoner. I tillegg ble det installert prismer langs buene for daglig innmåling av buer for deformasjoner. Poretrykksmålerne ble også benyttet for evaluering.

For å bestemme farenivå, ble en møtemal med fastsatte diskusjonspunkt tatt opp. Det bestod av følgende:

- Vannlekkasjer og potensiell erosjon av tunnelen på stuff
- Ustabilitet av stuff under uttak
- Ustabilitet mellom spilingbolter/rørspiling
- Ustabilitet under spilingbolter/rørspiling
- Deformasjoner/ødeleggelser av sprøytebetongbuer
- Visuell observasjon av sprekker i sprøytebetong
- Visuell observasjon av liggen med fokus på overgang fra vegg til ligg.
- Ustabilitet bak foran stuff.

Basert på disse punktene, ble det definert 13 tiltak som kunne benyttes som tiltak for reduksjon av faregrad. Tiltakene er listet under, hvor rødmarkert tekst er tiltak som ikke kom til anvendelse:

1. Reduksjon av uttaksareal
2. Reduksjon av uttakslengde
3. Injeksjon av lekkasjer foran stuff
4. Bore drenshull på stuff og rundt profilet
5. Øke boltelengde.
6. Endre bolteavstand.
7. Installasjon av spiling i nedre del av tunnelvegger.
8. Installasjon av bolter mellom sprøytebetongbuer.
9. Drenere vann bort fra ligg.
10. Innsprøyting av liggen.
11. Utbytting av masser i liggen for å opprettholde denne.
12. Forundersøkelser (sonderboringer med measurement while drilling (MWD) eller kjerneboring.
13. Installasjon av RRS2 mellom allerede installerte RRS2.

Det ble totalt gjennomført 110 møter for å avgjøre farenivå. Samtlige uttak var karakterisert med farenivå 0.

MASKINPARK

Følgende maskiner ble benyttet til gjennomføringen av løsmassesonen. Maskinene merket i rød var tiltenkt en toppstollproduksjon og måtte være tilgjengelig på prosjektet dersom observasjonsmetoden tilsa at toppstoll måtte benyttes. For å sikre kontinuitet og reduksjon i kostnader ble det prioritert å bruke utstyr som allerede var på prosjektet.

Maskin	Merke
Borerigg	Epiroc EX3 m/rørspilingsats Epiroc E2
Sprutrigg	Normet Spraymec NorRunner 140VDC
Gravemaskin	Volvo EC250El m/pigghammer og fres EW210, EC145
Dumper	Volvo A45GFS
Hjullaster	Volvo L350, L260, L120 + servicemaskiner
Injeksjonsrigg	AMV

Tabell 3 - Maskinpark for uttak med fullt profil og toppstoll.

I hovedsak ble EX3 benyttet som hovedrigg både for sikring og ved installasjon av rørspiling. Mellom rørspilinginstallasjonene ble rørspilingssatsen montert på riggen. Dette tok erfaringsmessig 2 timer på to bommer, samt tilpasning av løftekorg på 2 timer. Injeksjonsriggen ble benyttet for injeksjon av rørspilingen.

PRODUKSJON

På grunn av tverrsnittsutvidelse for rørspiling, var de første 10-12 meterne prosjektert med vanlig spilingbolter men med likt sikringsprinsipp og måleprogram. Tunneldrivingen begynte den 14. April etter over 3,5 måneders stopp i produksjonen.

Samtlige skift hadde oppstartsmøter i forkant av oppstart av produksjonen. Her ble erfaringene fra tidligere uttak presentert, samt faktiske risikoer. I tillegg var dette en mulighet for skiftene og ta opp deres aspekter samt forslag til optimalisering av sikringsprinsipp.

Det ble gjennomført 4 oppstartsmøter for uttakssekvensen i tillegg til 4 oppstartsmøter for installasjon av rørspiling.

Uttak og installasjon av rørspiling

Iht. prosjektert grunnlag, var førsteuttaket planlagt i 4 sekvenser, med sprut av E1000 sprøytebetong mellom uttakene. Allerede i løpet av første del av uttakssekvensen ble antallet redusert fra 4 til 3. Dette var på grunn av god korttidsstabilitet som følge av kohesjon i massene. Figur 8 viser første uttak. Siste del av uttaket ble utført ved sprengning.



Figur 8 - første uttak pel 6772 (Foto: NGI)

Da det ikke var problemer ved første uttak, det ble besluttet å ta ut neste uttak i to deler. Deretter, ble det besluttet å drive før hele profilet i en sekvens. Dette ble gjort på alle uttakene foruten om uttak nummer 22 på grunn av utfall under uttak. 15 av 38 uttak ble tatt med 1,5 meters lengde, mens resterende ble gjennomført med 2,0 meters lengde.

Selve uttakene ble det brukt både pigghammer og fres, avhengig av hvordan massene oppførte seg under uttaket. For kontroll av uttakslengde og profilet, ble det benyttet en pick-up med påmontert profiler fra Bever hvor piggoperatøren kunne kontrollere uttaket kontinuerlig. Figur 9 viser uttak samt profileren.



Figur 9 - Uttak av masser med pigghammer. Kontroll av uttakslengde og profil ved hjelp av montert profiler på bil fra Bever (Foto: LNS)

De første 23 meterne ble utgravet med en hastighet på gjennomsnittlig 1m/døgn. Etter at samtlige skift hadde jobbet en periode og gjennomført rørspilingrunde nummer 2, ble syklustiden redusert betraktelig. Dette på grunn av større nøyaktighet i rørspilinginstallasjon som førte til lettere uttak og sikring. Tabell 4 viser gjennomsnittlig produksjonstid på tunnelen. Rørspilinginstallasjon og andre stopptider er trukket fra.

Pel fra	Pel til	Tid	Tid/m	Faktisk tid	Tid/m
6773	6784,5	275	24	242	21,0
6784,5	6796	312	27	306,75	26,7
6796	6808	235	20	180	15,0
6808	6820	221	18	161	13,4
6820	6832	211	18	177,5	14,8
6832	6846	239	17	145,5	10,4

Tabell 4 - Gjennomsnittlig aktiv produksjonstid mellom rørspilinginstallasjon, faktisk tid er fratrukket hviletid og eventuell stopptid. Konvergensmålinger er inkludert i faktisk tid.

Det ble installert totalt 5 runder med rørspiling. Dette bestod av 33 rør som ble installert i 15-meterslengder. Tid benyttet på installasjonen vises i tabell 5.

Rørspilingrunde	Dager	Timer	Faktisk tid
1	4,79	115	93
2	2,22	53	53
3	2,42	58	58
4	1,92	46	46
5	3,36	80,75	47,75

Tabell 5 - installasjonstid rørspiling. Faktisk tid er hviletid mellom skift på helg fratrukket. Første rørspilingrunde var det totalt 93 timer produksjon, mens det etter hvert ble redusert til rundt 46 timer. Gjennomsnittet var på 59,5 timer for samtlige runder. Dette inkluderer innstøping av rør.

Etter første rørspilinginstallasjon var det 5 av 33 rør som hadde plassering innenfor profilet. Dette gjorde det vanskelig å gjennomføre uttakene og det var trangt for installasjon av RRS2. Enkelte rør måtte derfor kappes før sikring. Dette gikk fint og ingen utfall var observert inntil sikringen var installert. Prosedyrene ble revidert før neste rørspilinginstallasjon, for å unngå at dette skulle skje igjen.

Det ble også benyttet fiberbuer med E1000-sprøytebetong i RRS2 før neste bueinstallasjon, på grunn av plassmangel ved installasjon av rørspilingen. Samtlige av disse buene ble installerte med deformasjonsmålere, og disse viste ikke større deformasjoner enn andre RRS2 under produksjonstiden. Bruk av fiberbuer ble benyttet på flere ganger før installasjon av rørspiling.

HMS OG PROSEDYRER

Kontinuerlig gjennom hele prosessen har HMS vært et stort fokus. Det har vært gjennomført flere revideringer av risikovurderingen, fra tidligfase i prosjektering til driftsfasen. Under daglige møter med vurdering av farenivå var HMS et fokus, og det var møter med skiftene for oppdatering av driften samt sikkerhet.

I forbindelse med drivingen av løsmassesonen har det blitt laget nye prosedyrer:

- Prosedyre for armering av dobbelsirkulær bue
- Prosedyre for innsprut av dobbelsirkulær bue
- Prosedyre for sprøytebetong på løsmasser
- Prosedyre for installasjon av rørspiling
- Prosedyre for injeksjon av rørskjerm
- Prosedyre for utbytte av sålemateriale

Disse er gjennomført i samarbeid med fagarbeiderne og funksjonærene og har hatt høyt fokus på god gjennomførelse og sikkerhet.

Det har ikke vært noen H1-skader på prosjektet under drivingen løsmassesonen.

KONKLUSJON

Bergåstunnelen løsmassesone ble drevet ved bruk av observasjonmetoden hvor hele profilet ble tatt ut i en sekvens for deretter å bli sikret med dobbeltarmert sirkulær sprøytebetongbue. Det tok totalt 3,5 måneder å prosjektere og 3 måneder å drive løsmassetunnelen. Det var ingen H1-skader eller maskinskader under drivingen av løsmassetunnelen.

Under hele prosjekteringsprosessen har rådgiverne vært inkluderende og holdt entreprenør og byggherre oppdatert gjennom hele prosessen. SVV, rådgiverne og LNS har vært proaktive, hatt en åpen dialog og vært løsningsorienterte både gjennom prosjekteringsprosessen og under drivingen av tunnelen. Byggherre har hele tiden hatt fokus på finne gode løsninger og har vært åpne for alle forslag. Den åpne dialogen har gjort informasjonsflyten lett, og har gjort samarbeidet lettere.

I tillegg har LNS en sterk stab med fagarbeidere og funksjonærer med lang tunnelerfaring med på laget under drivingen av løsmassetunnelen, disse var med på møter og kom med innspill til alternative løsninger under tunneldrivingen. Summen av alle disse ovennevnte faktorene, tror LNS er en av årsakene til at drivingen gikk så bra.

REFERANSER

NGI. (2023a). *Obersvasjonsmetoden.*

NGI. (2023b). *Prosjekteringsgrunnlag F252.*

NGI, Aas-Jakobsen. (2023). *E6 Svenningelv-Lien, Rapport, R-GEOL-33, Prosjekteringsrapport løsmassesone Bergåstunnelen.*

Statens vegvesen. (2019). *Geologi E6 Svenningelv-Lien, Tunnel 1. Ingeniørgeologisk rapport til reguleringsplan.*

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2023

INNOVATIV FORINJEKSJONSMETODIKK MED TØRR TUNNEL SOM MÅL. ERFARINGER FRA DRIVINGEN AV HESTNESTUNNELEN

Innovative pre-excavation grouting methodology with the goal of achieving a completely dry tunnel. Experiences from the construction of the Hestnes railroad tunnel

Karl Gunnar Holter, Teknisk ekspert, Norges Geotekniske Institutt
Marte Hyllseth, Ingeniørgeolog, Veidekke Infrastruktur AS
Helene Strømsvik, Seniorforsker, SINTEF AS
Kjetil Bøyeie Myren, Byggeleder, Bane NOR Utbygging

SAMMENDRAG

Hestnestunnelen, på strekningen Eidsvoll-Hamar på Dovrebanen, er en dobbeltsporet høyhastighets jernbanetunnel som bygges med moderne funksjonskrav og lang levetid. Byggingen av denne tunnelen utgjør et pilotprosjekt i å utføre en innovativ forinjeksjonsmetodikk, der tettemålet for injeksjonsarbeidene er en funksjonelt tørr tunneloverflate. Det overordnede målet vil være å redusere behovet for vann/frost sikring i tunnelen mest mulig.

Som et ledd i prosessen med å forbedre prosjektets bærekraftsytelse, uten å inngå kompromisser med prosjektets levetidsmål og funksjonalitet, ble det utviklet en injeksjonsmetodikk med et tettemål som fjerner behovet for vanntetting med foliemembran og innvendig kontaktstøp av betong.

For å oppnå et slikt tettemål, var det behov for en injeksjonsmetodikk som var egnet for å tette både de fineste og groveste sprekkene i bergmassen. Derfor ble en injeksjonsprosedyre basert på fintetting ved systematisk injeksjon med det lavviskøse injeksjonsmaterialet kolloidal silika med et definert stopptrykk utviklet. Teknisk-økonomisk gjennomførbarhet av denne tilnærmingen, begrunnet en to-trinns tettestrategi i injeksjonsmetodikken. Det første trinnet var en grovtetting med mikrosement, som gav en homogenisering av bergmassen slik at fintettingen kunne finne sted uten at det forekom en ukontrollert spredning i bergmassen av det lavviskøse injeksjonsmaterialet. Tetthetsmålet ble definert som oppnådd når en injeksjonsskjerm med fullstendig geometrisk dekning og hulltetthet er injisert til et fastsatt maksimaltrykk.

Prosedyrene vektla enkle praktiske kriterier å styre etter, slik at kapasitetene på injeksjonsboring, blanding og pumping kunne utnyttes maksimalt og tettemålet kunne oppnås med minst mulig ressursinnsats.

Den innovative injeksjonsmetoden viste tidlig gode resultater på Kleverud-siden med lav overdekning. Praktiske justeringer av metoden ble gjennomført og til foreliggende resultatet pr dags dato er meget tilfredsstillende. Ressursforbruket sammenliknet med budsjett viser at det trengs mer injeksjonsboring enn planlagt, men at forbruket av injeksjonsmasse med den anvendte metodikken er lavere. Spesielt forbruket av kolloidal silika er lavere enn forventet.

SUMMARY
The Hestnes tunnel on the Eidsvoll-Hamar section of the Dovre Railway Line is a double-tracked high-speed railway tunnel constructed with modern functional requirements and a long service lifetime. The construction of this tunnel represents a pilot project to carry out an innovative pre-excavation grouting methodology where the sealing objective for the pre-excavation grouting works is a functionally dry tunnel surface. The overarching goal is to minimize the need for water/frost protection within the tunnel as much as possible.

As part of the process to enhance the project's sustainability performance without compromising its lifespan and functionality goals, a grouting methodology was developed with a sealing objective that eliminates the need for waterproofing using sheet membranes and cast-in-place concrete lining.

To achieve such a sealing objective by grouting only, a methodology capable of effectively addressing both the finest and coarsest joints in the rock mass was necessary. Therefore, a grouting procedure based on sealing of the finest joints by systematic grouting by the use of colloidal silica, which is a low-viscosity grout, and a defined stop pressure was developed. The technical and economic feasibility of this approach justified a two-step sealing strategy in the grouting methodology. The first step involved coarse sealing with micro cement, which homogenized the rock mass so that fine sealing could take place without uncontrolled spreading of the low-viscosity grouting material in the rock mass. The grouting target was defined as achieved, when a grout screen with complete geometric coverage and hole spacing is completely injected to a specified maximum pressure.

The procedures emphasized simple practical criteria, so that the capacities of the drilling of the grout holes, mixing, and pumping could be maximized, and the sealing target could be achieved with minimal resource input.

The innovative grouting method showed promising results early after the commencement of works on the Kleverud side with low cover. Practical adjustments to the method were made, and the current results are very satisfactory. Resource consumption compared to the budget shows that more grout hole drilling than planned is required, but the consumption of grout using the applied methodology is lower. Especially, the consumption of colloidal silica is significantly lower than expected.

INNLEDNING
Denne artikkelen beskriver en fullskala anvendelse av en innovativ forinjeksjonsmetode for å oppnå svært høy tetthet av bergmassen. Tettemålet for injeksjonsarbeidene er en funksjonelt tørr tunneloverflate i en høyhastighets jernbanetunnel med moderne krav til funksjonalitet og levetid.

Målet med tilnærmingen på dette prosjektet er å oppnå en tetthet som muliggjør en behovsprøvd vannsikring i lokale partier, og i store partier eliminering av vannsikring.

Injeksjonsmetodikken som er anvendt for tetting av Hestnestunnelen, baserer seg på prinsipper som er kjent bl.a. fra to-stegs damfundamentinjeksjon, men hittil ikke anvendt systematisk i full skala for høyt tettemål i tunneler i Norge. Et sentralt punkt i metoden er anvendelsen av et lavviskøst injeksjonsmaterial, som ved oppnåelse av et fastsatt sluttrykk under injeksjon forventes å gi svært høy tetthet.

FUNKSJONS- OG LEVETIDSKRAV

Moderne jernbanetunneler har strenge krav til den innvendige tunneloverflaten. Det forlanges i prinsippet en helt tørr overflate over jernbanetekniske installasjoner. Dette har medført et behov for en endelig vannsikringsløsning som er gjennomgående for hele tunnelen.

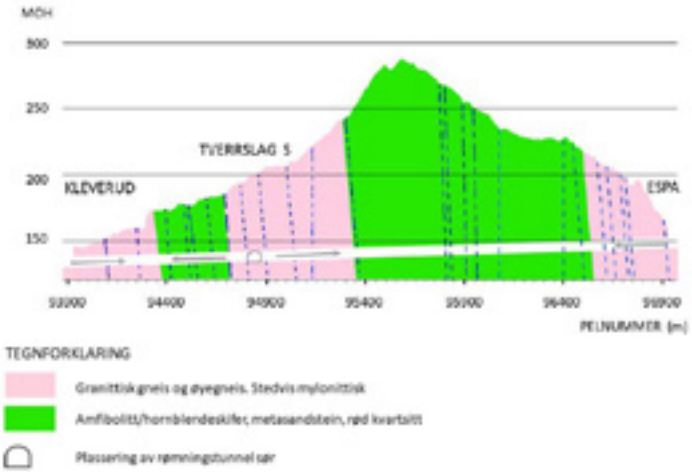
Formålet med vannsikringsløsninger i jernbanetunneler som bygges i dag, er å sikre at det unngås direkte drypp, rennende vann og isdannelse som kan treffe jernbanetekniske installasjoner. Bane NOR sitt tekniske regelverk beskriver to løsninger for tetting av tunneler drevet som D&B (drill and blast). Kontaktstøpt betonghvelv med membran, og sprøytebetongkledning, vanntettet med sprøytbar membran. Kontrakten hadde en opsjon der kontaktstøpt betonghvelv med membran var beskrevet.

Bergmasseklassifisering og bergsikring utføres etter Q-systemet. Bergsikringen skal ivareta bergstabiliteten med en forutsatt brukslevetid på 100 år (Kilde: RAM og risikovurdering Vann- og frostsikringsløsninger, Jernbaneverket 2015). Dimensjonerende brukslevetid til tunnelkonstruksjonen (sikret tunnel inkludert vannsikring) settes også til 100 år (Kilde: Bane NOR, Teknisk regelverk).

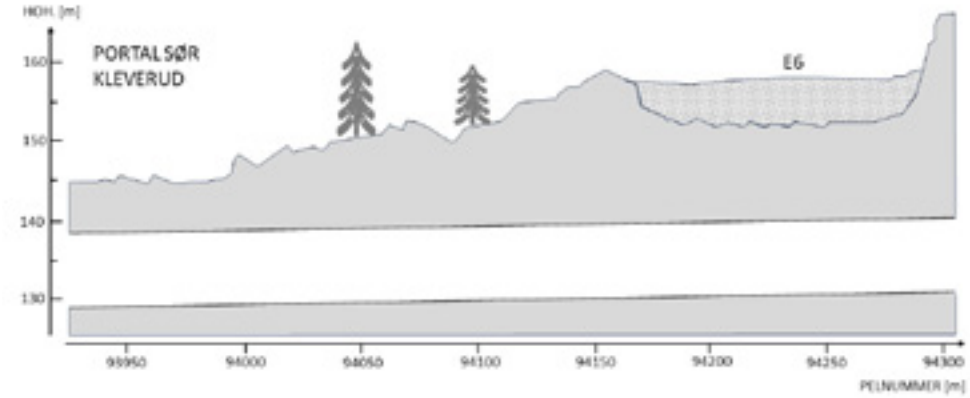
PROSJEKTBESKRIVELSE

Hestnestunnelen er en dobbeltsporet jernbanetunnel med lengde 3000 m og går fra Kleverud i sør til Tangenvika i nord. Tunnelen ligger ved Mjøsa på strekningen Eidsvoll-Hamar på Dovrebanen. Tunneltraseen passerer under E6 firefelts motorveg på to lokaliteter. Bergmassen langs tunneltraséen består i hovedsak av to bergartsformasjoner: granittisk gneis – øyegneis, og amfibolitt/hornblendeskifer-metasandstein-rødkvartsitt. Bergmassen er stedvis meget tektonisert med utpreget foldning som gir veksling i bergartstypene over korte avstander. Flere markerte soner med tettere oppsprekking forekommer langs traséen. Et geologisk lengdesnitt av tunnelen er vist i figur 1.

Et viktig punkt er den lave bergoverdekningen i tunnelens sørlige del. De første 300 m av tunnelen fra portal sør ved Kleverud har meget lav bergoverdekning. Dette er illustrert i figur 2, og vist på bildene i figur 3.



Figur 1. Forenklet geologisk lengdesnitt av Hestnestunnelen. Tunnelen drives fra begge sider og fra tverrslag sør mot begge sider.



Figur 2. Lengdesnitt av tunneltraseen av partiet ved søndre portal Kleverud. Bergoverdekningen var på det minste ca 4-5 m.

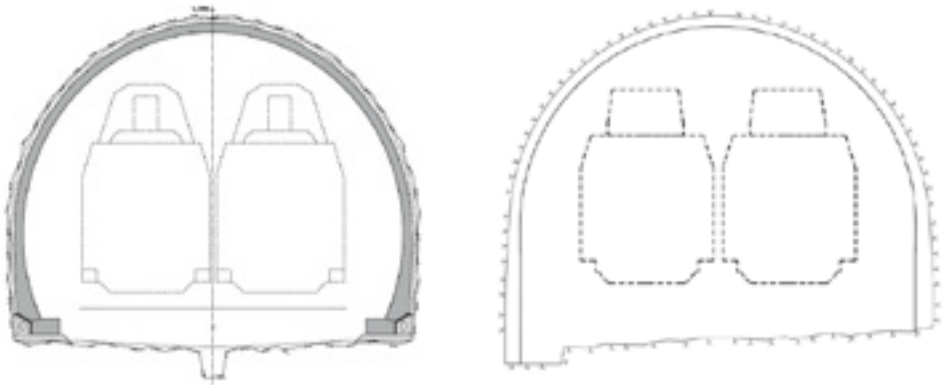


Figur 3. Hestnestunnelen, søndre påhugg ved Kleverud med liten overdekning de første ca 300 m av tunnelen.

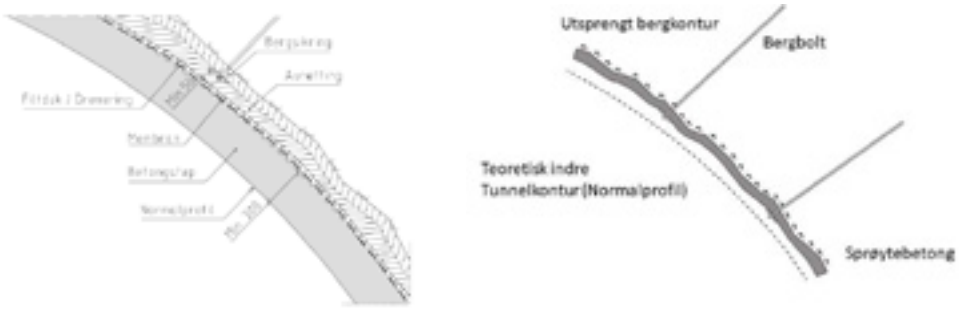
OPTIMALISERINGSPROSESS FOR TUNNELKLEDNING OG VANNTETTING

For KS-1 Hestnestunnelen har Bane NOR valgt kontraktsformen NTK-15, med Bane NOR sine tilpasninger. Det innebærer en EPC kontrakt der det er entreprenøren Veidekke sitt ansvarsområde er å utføre prosjektering, innkjøp og bygging.

Veidekke og Bane NOR fant i samarbeid fram til en innovativ løsning som reduserte CO_2 avtrykk i form av redusert sementbehov samtidig med en betydelig kostnadsbesparelse. Kravet til den innovative løsningen var at kravene til funksjonalitet og levetid skulle ivaretas. Det sentrale punktet i denne endringsprosessen var å unngå å utføre kontaktstøp av betong i hele tunnelens lengde.



Figur 4. Tunneltverrsnitt for opsjonens teknisk løsning med kontaktstøpt betonghvelv til venstre og innovativ løsning med endelig kledning med bergsikringskledning av sprøytebetong tettet med forinjeksjon til høyre. De to tverrsnittene har bredde og areal 14,5 m og 128 m^2 og 14,3 m og 125 m^2 for hhv kontaktstøp med foliemembran og tett bergsikringskledning.



Figur 5. Tunnelkledningsopsjoner for Hestnestunnelen. Venstre: opsjonens prosjekterte løsning med kontaktstøp og vanntetting med foliemembran. Høyre: Innovativ og realisert teknisk løsning endelig sprøytebetongkledning med forinjisert bergmasse med funksjonelt tørt tetteresultat.

TEKNISK LØSNING FOR Å OPPNÅ TETT TUNNEL: TO-TRINNS METODE FOR FORINJEKSJON

Det ble utarbeidet en strategi for tetting som baserer seg på en todelt prosess, der den endelige tettingen foretas med det lavviskøse injeksjonsmaterialet kolloidal silika, også benevnt silikasol i tunnelfagmiljøet. Dette er et injeksjonsmiddel som består av en suspensjon av silikapartikler (SiO_2) med nanometrisk kornstørrelse. Stoffet herder ved en fysisk reaksjon med partikler som tiltrekkes og danner en gel som gradvis gir økt mekanisk styrke. Gelingsprosessen kan styres nøyaktig med presise geltider med en katalysator som tilsettes i vanlig blander. Stoffet kan blandes med svært lav viskositet ca 5 – 10 mPas, der vann til sammenlikning har 1 mPas. Flere feltforsøk viser at dette materialet kan gi svært høy tetthet når det anvendes med riktige rammebetingelser (Krokedal, 2022: Funehag & Emmelin, 2011). En viktig teknisk-økonomisk rammebetingelse for at fintetting av bergmassen med kolloidal

silika skal fungere, er at det foretas en grovtetting av bergmassen før injeksjon med kolloidal silika iverksettes.

Denne erkjennelsen baserer seg på at bergmassen er et oppsprukket medium der sprekkene i bergmassen har en ulik hydraulisk transmissivitet, dvs en kontrast i lekkasjer i ulike sprekker. Derfor må man forvente at inntrengningen av injeksjonsmasse alltid vil forekomme langs sprekkene med høyest transmissivitet (dvs grovest) først, før inntrengningen i de fineste sprekkene kan finne sted.

For å oppnå tettemålet om tørr tunnel, vil det være nødvendig å tette sprekkene med lavest hydraulisk transmissivitet i tillegg til de med høyere hydraulisk transmissivitet.

Strategien baserer seg på følgende hypotese:

Tettemålet ansees som oppnådd når en injeksjonsskjerm med tilstrekkelig geometrisk dekning og lav nok hullavstand forinjiseres med kolloidal silika med et oppnådd sluttrykk.

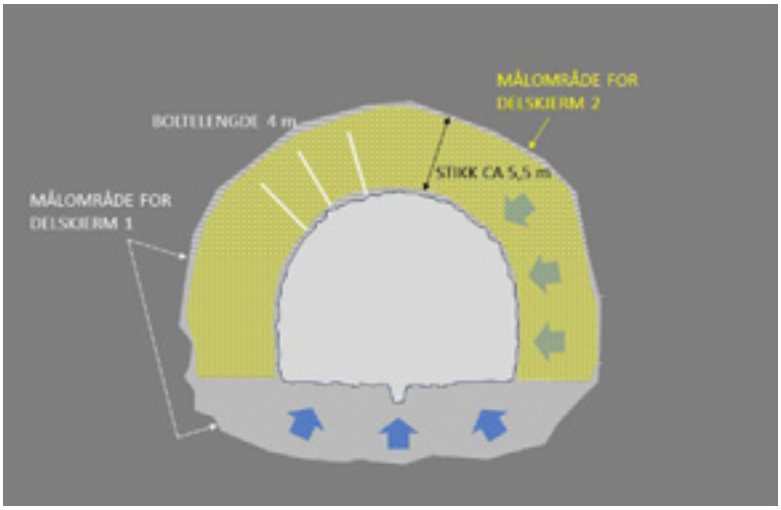
Prosedyre for to-trinns injeksjon

Prosedyren var i utgangspunktet basert på erfaringer fra et feltforsøk ved Fornebubanen våren 2022 (Krokedal, 2022). Feltforsøket til SKB i TASS-tunnelen i Oskarshamn i 2010 viser at en fullstendig fintetting med svært høyt tettemål, med kolloidal silika, er teknisk mulig. I prosedyren for Hestnestunnelen er det ett trinn for grovtetting og ett trinn for fintetting. Grovtettingen foretas med mikrosementinjeksjon og siktet på en reduksjon av hydraulisk konduktivitet, eller en homogenisering av bergmassen til ca 10^{-8} m /s. Fintettingen med kolloidal silika sikter på en ytterligere reduksjon av hydraulisk konduktivitet til ca 10^{-9} m/s målt i bergmassen ut til ca 5 m utenfor tunnelkontur. Ved oppnåelse av sluttrykket i delskjerm 2 og 3 fintetting med kolloidal silika, blir kontrollhull sløyfet.

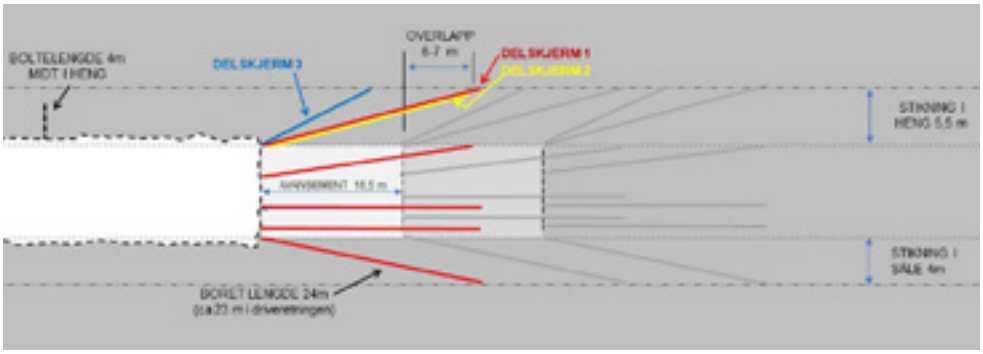
Grovtettingen med mikrosementinjeksjon er omtalt som delskjerm 1 og fintettingen med kolloidal silika som delskjerm 2. Kriteriet for å iverksette delskjerm 2 var oppnådd tilfredsstillende grovtetting i delskjerm 1. Dette påvises ved vanntapsmålinger. Målt vanntap i 5 hull blir benyttet som vurderingskriterium. Ved for høyt målt vanntap blir hullene planlagt for delsskjerm 2 injisert med mikrosement. Ny delskjerm 2 blir boret opp etter en ny salve, evt kort salve for å få "ren" stuff, uten for mange borhull i konturen.

Injeksjonshullene i delskjerm 2 bores slik at de lå marginalt innenfor delskjerm 1 og ca 1 m kortere enn delskjerm 1 i enden av hullene.

Grovtettingen i delskjerm 1 inkluderte sålen. Fintettingen i delskjerm 2 adresserte kun vegger og heng uten såle. Dette er illustrert i figur 6. Geometrien til injeksjonsskjermene i vist i figur 7 og 9.

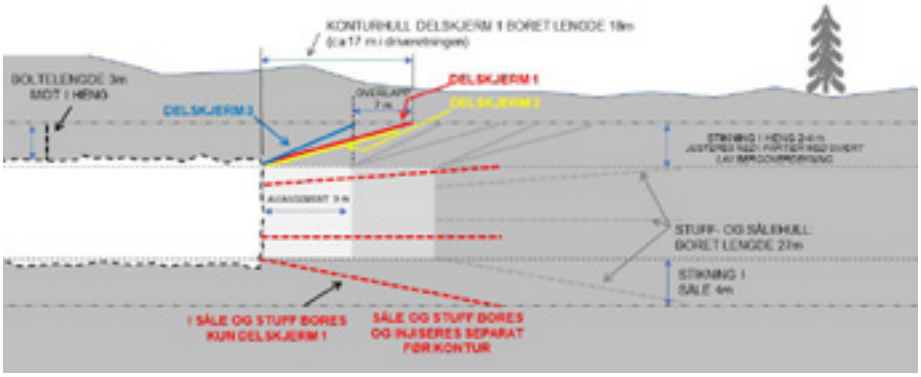


Figur 6. Prinsippskisse med målområder for grovtetting delskjerm 1 og fintetting delskjerm 2. I sålen foretas kun delskjerm 1 mikrosement og det tillates derved noe mer innlekkasje i sålen. I vegger og heng tillates kun helt minimal innlekkasje.

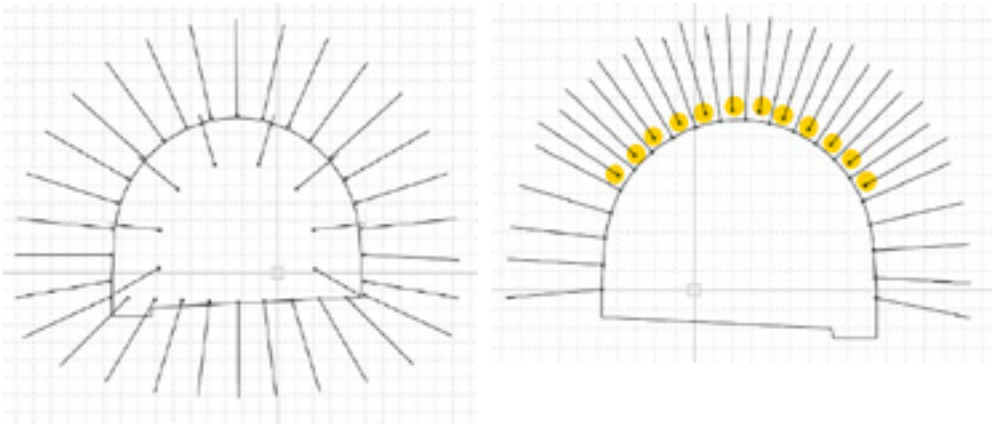


Figur 7. Vertikalt lengdesnitt av tunnel med illustrasjon av forinjeksjonsprosedyren benyttet på Hestnestunnelen. Røde hull angir grovtetting delskjerm 1 mikrosement, gule hull angir fintetting delskjerm 2 kolloidal silika, blå hull angir fintetting delskjerm 3 i kritisk punkt i overlapp mellom injeksjonsetappene.

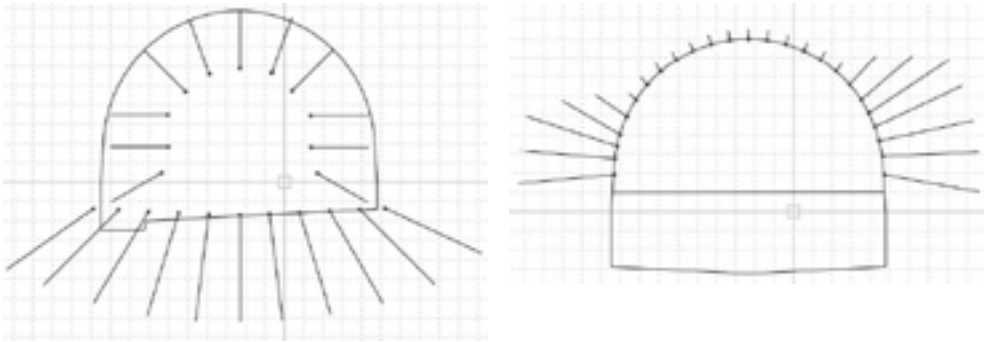
I partiet med lav overdekning ved Kleverud ble det utviklet en egen variant av prosedyren som tok hensyn til den svært lave bergoverdekningen. På det minste var bergoverdekningen 4 m over et parti, og 5-7 m over flere salvelengder. Stikningen til injeksjonshullene i heng og vederlag ble justert, slik at det alltid var minst 3 m fra enden av hullet til antatt bergflate i dagen. I dette partiet ble delskjerm 1 delt opp i en nedre og øvre del som ble injisert hver for seg. Dette viste seg å gi en betydelig økt kontroll under injeksjonsarbeidene, ved at injeksjonen i flere hull kunne stoppes på mengde, og at oppfølgende hull umiddelbart ble utført. De fleste av disse lot seg stoppe på trykkriteriet. Ved fintettingen med kolloidal silika ble injeksjonstrykket holdt lavt, og fastsatt basert på observerte utganger i stuff. Et svært godt tetteresultat ble oppnådd med denne fremgangsmåten. Metodikken anvendt for partiet med lav overdekning er illustrert i figurene 8 og 10.



Figur 8. Vertikalt lengdesnitt av tunnel med illustrasjon av forinjeksjonsprosedyren benyttet i partier med lav overdekning ved søndre portal Kleverud, med angivelse av typiske overdekningsforhold de første ca 200 m. Delskjerm 1 grovtetting, angitt med rødhull er delt opp i to deler 1a og 1b med såle- og stuffhull som bores 27 m og utføres kun på annen hver injeksjonslokalitet. Stikning på hullene ble løpende justert etter bergoverdekningen.



Figur 9. Eksempler på borplaner for injeksjon, tverrsnitt sett mot stuff. Til venstre delskjerm 1 for mikrosementinjeksjon hullengde 24m. Til høyre delskjerm 2 med lengde 23 m og i gult, delskjerm 3 med lengde 15 m begge for injeksjon med kolloidal silika. Delskjerm 3, indikert med gult på ansettpunktene, besto av noe kortere hull med større stikk for å adressere området i overlappet mellom skjermene som var spesielt utsatt for punktering av hull for bergbolter.



Figur 10. Borplaner for injeksjon i parti med lavest overdekning på Kleverud. Sementinjeksjon delskjerm 1 ble delt i to trinn for å oppnå kontrollert injeksjon med overdekning ca 4 m på det minste. Til venstre delskjerm 1a mikrosement, borlengde 27 m. Til høyre delskjerm 1b mikrosement borlengde 18 m.

Injeksjonsmaterialer

Med tørr tunnel som tettemål ble det besluttet å gjennomføre injeksjonsmetodikken systematisk gjennom hele tunnelen. Et viktig punkt ved en slik fremgangsmåte er å holde fremgangsmåten enkel, beslutningskriteriene tydelige og injeksjonsmaterial-paletten enkel og funksjonell.

For delskjerm 1 grovtetting ble det utelukkende benyttet NORCEM Mikrosement. Begrunnelsen for dette er todelt: raskere herdetid sammenliknet med andre bulk-leverbare sementer, og høyere finmalingsgrad som antas å gi bedre inntrengingsevne. For delskjerm 2 ble det benyttet kolloidal silika MapeJet fra Mapei. Dette stoffet kan blandes i samme utrustning som for injeksjonssementblanding. Logistikk og produksjon av injeksjonsblandinger foregikk derfor meget effektivt, uten forsinkende omstilling mellom ulike injeksjonssystemer.

For å redusere herdetiden på NORCEM Mikrosement ble det benyttet en størkningsakselerator som ble tilsatt i blanderen. Denne akseleratoren må ikke forveksles med akseleratoren som benyttes til styrt herding. Størkningsakseleratoren til vårt formål ga reduserte herdetider, slik at venting på herding ble redusert. De benyttede injeksjonsmaterialene er vist i Tabell 1.

Tabell 1. Injeksjonsmaterialer og resepter

Injeksjonsmaterial	Anvendelse	Blanding	Tilsetning	Settingtid - geltid
NORCEM Mikrosement	Delskjerm 1	v/c 0,6 – 0,9	1 % SP Mapei GroutTech System W 2 % Størkningsaks Mapefast SA	v/c 0,9: 3-4 t v/c 0,6: 2,5t
Kolloidal silika Mapejet	Delskjerm 2	15 -18 % akselerator		40-50 minutter

Injeksjonstrykk

Ved berginjeksjon er det viktig å finne balansen mellom effektiv bruk av høyt trykk og uheldig bruk av høyt trykk. En generell pekepinn for å velge injeksjonstrykk er overdekning.

Overdekningen er relevant på grunn av 1) risiko for utgang i dagen, 2) risiko ved heving av overdekning og 3) grunnvannstrykket er mindre med lav overdekning. Overdekning er en god begynnende veileder for å angi maksimumstrykket, men er ikke helt dekkende, da de lokale bergspenningene i kombinasjon med bergmassens oppsprekking, har stor betydning for hvilket injeksjonstrykk det oppstår hydraulisk jekking. Trykket bør derfor også justertes basert på erfaringer underveis i drivingen.

Hydraulisk jekking av en sprekk i bergmassen under injeksjon kan defineres som en dilatasjon av sprekken, når trykket i injeksjonsmassen lokalt overgår normalspenningen som virker på sprekken. Normalspenningen avhenger av bergsprekkens orientering i forhold til bergspenningene. Hydraulisk jekking av sprekker er en relativt vanlig hendelse under berginjeksjon i Norge, på grunn av at det brukes relativt høyt injeksjonstrykk i forhold til minste hovedspenning (Strømsvik, 2019).

Det er svært vanskelig å forutsi ved hvilket trykk det vil oppstå jekking i forkant av utførelsen av berginjeksjon grunnet følgende:

1. Lokale variasjoner i bergspenninger grunnet trykkavlastende svakhetssoner, intrusjoner og overganger mellom ulike bergartstyper. Det er ikke vanlig å måle bergspenninger, da det er ressurskrevende/kostbart.
2. Orienteringen av de injiserbare sprekkene i forhold til bergspenningene er ukjent. Når sprekken er orientert vinkelrett på minste hovedspenning er det størst risiko for at det skal oppstå hydraulisk jekking.
3. Injeksjonstrykket som leses av på injeksjonsriggen er som oftest ikke det samme som det stedlige injeksjonstrykket der det oppstår hydraulisk jekking i sprekken. Dette er på grunn av trykktap i sprekkene.

De geologiske forholdene som gir størst risiko for hydraulisk jekking er lav overdekning med horisontalt orienterte sprekker og høye horisontalspenninger. Her er også konsekvensen av hydraulisk jekking størst, da det kan føre til heving av overdekningen.

Hydraulisk jekking av sprekker under injeksjon kan gi flere konsekvenser for selve injeksjonen:

- Økt forbruk av injeksjonsmasse (Strømsvik, 2019)
- Utgang av passe på stuff
- Risiko for heving av overdekning
- Økning av sprekkeåpning utenfor injisert sone (Stille, 2015)
- Kompresjon av finere sprekker (Stille, 2015)

Det er et betydelig trykktap i injeksjonsmassen innover i sprekkene og i fine sprekker er det betydelig større trykktap, enn i mer åpne sprekker. I fronten av injeksjonsmassen er trykket tilsvarende grunnvannets stedlige trykk. Under injeksjon vil grunnvannet få noe økt trykk, samtidig som det skyves bort. Relativt høyt injeksjonstrykk er effektivt og i mange tilfeller nødvendig for god injeksjon, da det gir god inntrengning i fine sprekker der trykktapet er størst, så lenge det ikke oppstår hydraulisk jekking.

I Hestnestunnelen er det valgt å benytte et relativt høyt injeksjonstrykk for å ivareta inntrengning av injeksjonsmasse i finere sprekker, men ha fokus på å oppdage hydraulisk jekking under injeksjon, for å kunne redusere injeksjonstrykket i det spesifikke hullet der

jekkingen har oppstått. Krav til stopptrykk ved sementbasert injeksjon, spesifisert i Tabell 2. For injeksjon med kolloidal silika gjelder Tabell 3. Definisjonen for stopptrykk er strømning på ca. 2 liter/min når det angitte trykket er oppnådd målt over ett minutt.

Tabell 2. Generelle krav til stopptrykk ved sementbasert injeksjon.

Bergoverdekning	Stopptrykk [bar]		Redusert stopptrykk ved tegn til HJ [bar]	
[m]	Øvre del av stuff	Nedre del av stuff	Øvre del av stuff	Øvre del av stuff
<15	20	25	15	20
15-30	35	40	30	35
30-80	60	60	50	50
>80	70	70	60	60

Tabell 3. Generelle krav til stopptrykk ved injeksjon med kolloidal silika

Bergoverdekning	Stopptrykk [bar]		Redusert stopptrykk ved tegn til HJ [bar]	
[m]	Øvre del av stuff	Nedre del av stuff	Øvre del av stuff	Øvre del av stuff
<15	15	15	-	-
15-30	20	20	-	-
30-80	50	50	45	45
>80	60	60	50	50

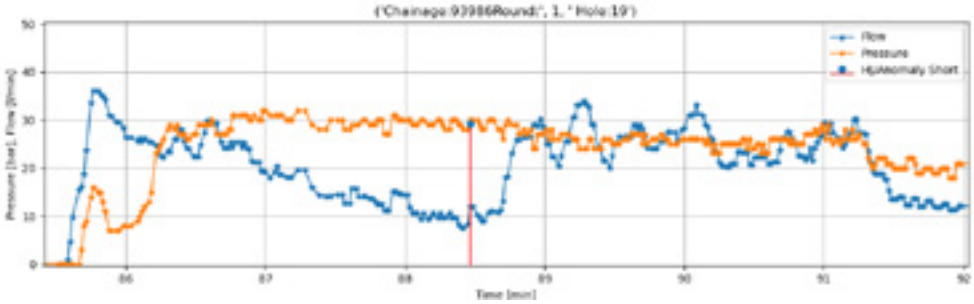
Det er fortløpende vurdert om det oppstår hendelser som kan indikere hydraulisk jekking av sprekker i bergmassen og det er anbefalt det at stopptrykket reduseres i slike tilfeller, som angitt i Tabell 3 og Tabell 4. Med gjentakende hendelser etter at stopptrykket er redusert, anbefales det at stopptrykket senkes ytterligere.

Sammenlignet med data fra (Strømsvik, 2019), har det vært få tilfeller av hydraulisk jekking under injeksjon i Hestnestunnelen. Ved systematisk forinjeksjon av ca. 1000 meter av tunnelen er det registrert hydraulisk jekking i under 3% av injeksjonshullene. Injeksjonstrykket har i praksis blitt redusert i flere tilfeller der det har det har vært tegn til jekking.

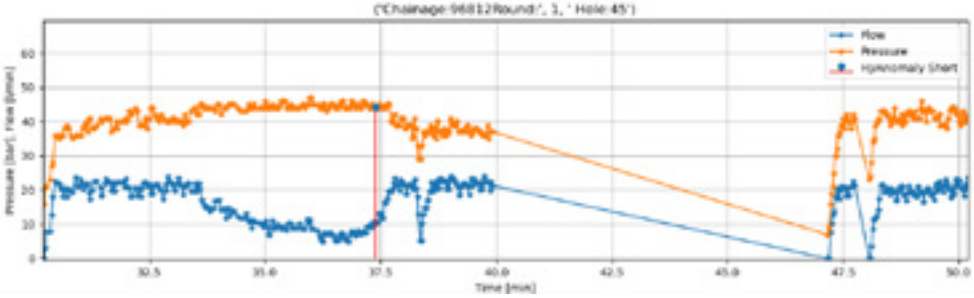
En av riggene som benyttes til injeksjon har sanntidsanalyse for å detektere hydraulisk jekking. Denne funksjonen har blitt aktivt benyttet under prosjektet, for å vurdere om trykket skal reduseres. Programvaren på denne riggen har i prinsippet tre hovedfunksjoner:

- Grafisk fremstilling som viser injeksjonsforløp i sanntid.
- Markering av hendelser/anomalier som med høy sannsynlighet er hydraulisk jekking.
- Markering av hull der det er risiko/potensiale for høyt forbruk av injeksjonsmasse.

Figur 11 og Figur 12, viser av eksempler fra Hestnestunnelen av hendelser som indikerer hydraulisk jekking.



Figur 11. Markert indikasjon for hydraulisk jekking, der det er en betydelig økning i strømningsrate, samtidig som trykket reduseres under sementbasert injeksjon av hull 19 på Pel 93986.



Figur 12. Markert indikasjon for hydraulisk jekking, der det er en betydelig økning i strømningsrate, samtidig som trykket reduseres under sementbasert injeksjon av hull 45 på Pel 96812.

Figur 13 viser skjermbilde av sanntidsanalyse på injeksjonsriggen. En hendelse om indikerer en mulig hydraulisk jekking er markert som oransje strek i trykk-/flowdiagrammet, samt en oransje firkant er lagt på hullnummeret (rød sirkel).



Figur 13. Skjermbilde med grafisk visning under pilottesting av sanntidsanalyse i Hestnestunnelen. Oransje markering viser mulig hydraulisk jekking i sanntid.

OPPLÆRING, KOMMUNIKASJON OG OPPFØLGING

Den innovative injeksjonsmetodikken inneholdt flere detaljer som var ukjent for både tunnelmannskap, ingeniørgeologer, ledelse, kontrollingeniører og byggherre. Kommunikasjon og faglig oppfølging ble derfor tidlig identifisert som viktige suksessfaktorer. Før oppstart ble det gjennomført to halvdags workshoper, som omfattet samtlige tunnelskift, entreprenørens driftsledelse, anleggsledelse og ingeniørgeologer, samt byggherrens ledelse og kontrollingeniører. Dette gav samtlige involverte muligheten til å stille spørsmål, samtidig som det ble gitt en grundig gjennomgang med begrunnelse for de ulike tekniske grepene som injeksjonsmetodikken inneholdt.

RESULTAT

Etter oppstarten med den innovative injeksjonsmetodikken på Kleverudstuffen fikk man tidlig gode resultater i form av tørr tunnel. Man fikk etablert en praksis med et visst handlingsrom i å justere selve injeksjonsprosessen av delskjermene. Dette gjelder spesielt respons på ulike hendelser som utganger, hydraulisk jekking, langsom trykkoppbygging. Det tekniske resultatet i form av oppnådd tetthett er meget tilfredstillende. Det er lange partier som er fullstendig tørre, og noen partier forekomst av enkelte fuktpunkter. En utfordring var punktering av injisert sone med boltehull. Egne tiltak er definert for håndtering av dette. Eksempler på oppnådd tetteresultat i tunnelen er vist på bilder i figurene 14, 15 og 16.



Figur 14. Stuff Kleverud med ferdig tettet tunnel i parti med lav overdekning. Bergsikring med RRS vekselvis med 15 cm tykk fiberarmert sprøytebetong E 1000 J og systematisk bolting.



Figur 15. Stuff mot Espa fra tverrslag S. Tetteresultatet er meget tilfredsstillende og viser kun noen få sporadiske fuktutslag



Figur 16. Tverrslag S med stuff mot Espa. Meget tilfredsstillende tetteresultat med enkelte fuktpunkter.

ERFARINGER MED GJENNOMFØRING OG PRODUKSJON

Det har vært avgjørende for gjennomføringen av injeksjonsstrategien med kompetente fagfolk, spesielt ingeniørgeologer, injeksjonsoperatører og formenn. Opplæring i nytt utstyr, og ny prosedyre var svært viktig i startfasen av prosjektet. Det har vært viktig med høy tilstedeværelse av ingeniørgeolog under injeksjon, spesielt ved injeksjon av de første skjermene med ny prosedyre.

For gjennomføring benyttes det tre stk AMV-injeksjonsrigger, hvorav to stk. er av nyeste generasjon, mens den siste er av forrige generasjon. De nyere har innebygd egen modus for injeksjon med kolloidal silika. På den eldre riggen er det blitt påmontert egen tank for dosering av kolloidal akselerator. Til injeksjonsboring og vanntapsmåling benyttes borerigger fra Epiroc med innebygd eller installert program for å utføre vanntapsmålinger med boreriggen.

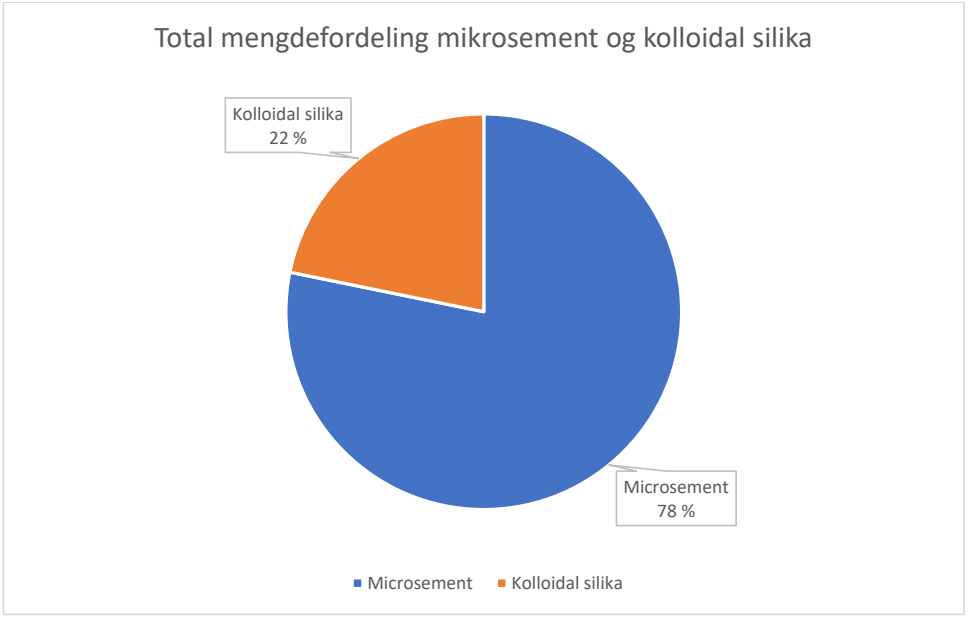
Underveis i utførelsen av prosjektet har det også oppstått utfordringer i forhold til teoretisk prosedyre. Det har blant annet vist seg at det ikke nødvendigvis er tilstrekkelig å basere beslutninger kun på vanntapsmålinger for å avgjøre om bergmassen har oppnådd tilstrekkelig tetthet for å starte med fintetting med kolloidal silika. Informasjon fra pumping av forrige injeksjonsskjerm, samt erfaringer under boring av vanntapsmålingshull har også vist seg viktige elementer å ta med i den helhetlige vurderingen.

Mengder og forbruk
Per uke 41 2023 er hovedløpet 53 % ferdigdrevet. Følgende erfaringstall baserer seg på data frem til denne uken.

Under følger noen foreløpige nøkkeltall:

- Injisert mengde mikrosement: 1 694 000 kg.
- Injisert mengde kolloidal silika: 464 000 kg.
- Gjennomsnittlig mengde mikrosement per injeksjonsskjerm: 10 tonn (Dette tallet er medregnet injeksjonsskjermer som er oppdelt, total injisert mengde mikrosement per profilnummer vil derfor være høyere).
- Største mengde på en injeksjonsskjerm med mikrosement er 29 430 kg, i forbindelse med kryssområdet ved tverrslag sør og hovedløpet
- Gjennomsnittlig mengde injisert kolloidal silika pr. injeksjonsskjerm er 4 179 kg.
- Den største skjermen som er pumpet med kolloidal silika er 12 118 kg, (da ble omtrent 90 % av hullene stoppet på maksmengde).

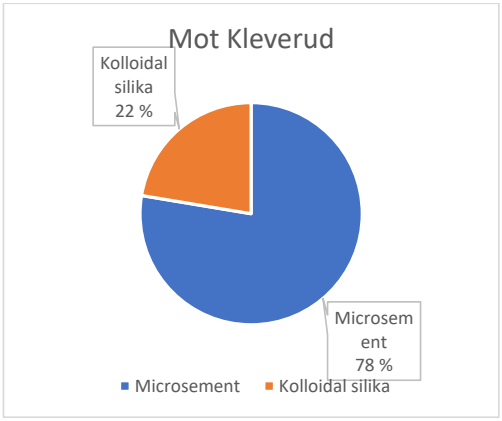
Det totale forbruket og mengdefordelingen av kolloidal sililka i forhold til mikrosement vises i diagrammet under (Figur 17). Per uke 41 2023 er 22% av injeksjonsmassen som pumpes inn i fjellet kolloidal silika, mens 78 % er mikrosement.



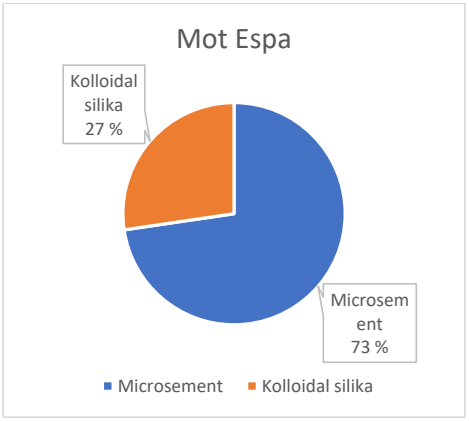
Figur 17. Mengdefordeling mikrosement og kolloidal silika pr. uke 41 2023.

Forskjeller i mengdefordelingen mellom de ulike stuffene vises i diagrammene nedenfor (Figur 18 - Figur 21). Fordelingen er nokså jevn, men med noen variasjoner. Stuffen som har hatt mest utfordrende injeksjoner er stuffen som er drevet fra Espa. Her har det vært større vannmengder i fjellet kombinert med dårligere bergmassekvalitet med uoversiktlig oppsprekking og leirig sprekkefylling. Dette har ført til at det ofte har vært behov for flere skjermer med mikrosement og grovtetting før det kan injiseres med kolloidal silika. Årsaken

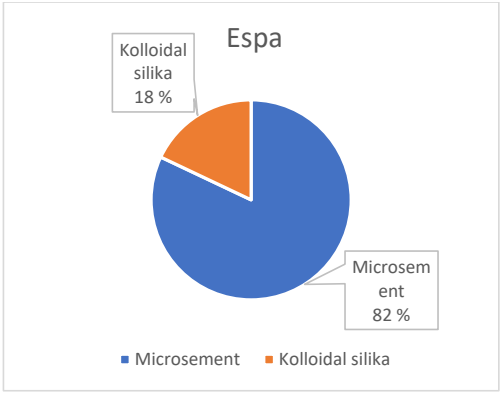
til lavere andel kolloidal silika her er derfor trolig på grunn av større mengder mikrosement for å utføre nødvendig grovtetting.



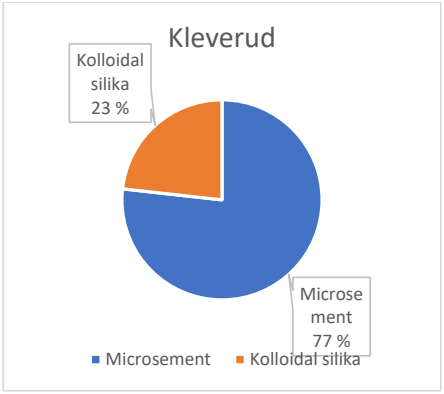
Figur 18. Mengdefordeling mikrosement og kolloidal silika tverrslag sør mot Kleverud.



Figur 19. Mengdefordeling mikrosement og kolloidal silika tverrslag sør mot Espa.



Figur 20. Mengdefordeling mikrosement og kolloidal silika, stuff Espa.

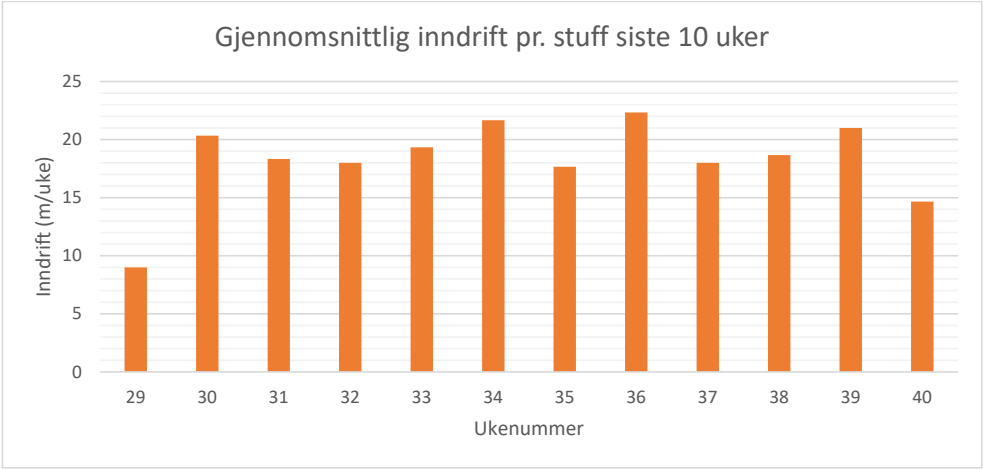


Figur 21. Mengdefordeling mikrosement og kolloidal silika, stuff Kleverud.

Inndrift og syklustider

Dersom injeksjonene går bra og fjellkvaliteten er god er det mulig å ha en god fremdrift på tross av omfattende injeksjon. Underveis i drivingen ble det byttet skiftordning fra 11-10 til 12-16, som antas å ha påvirket inndriften noe.

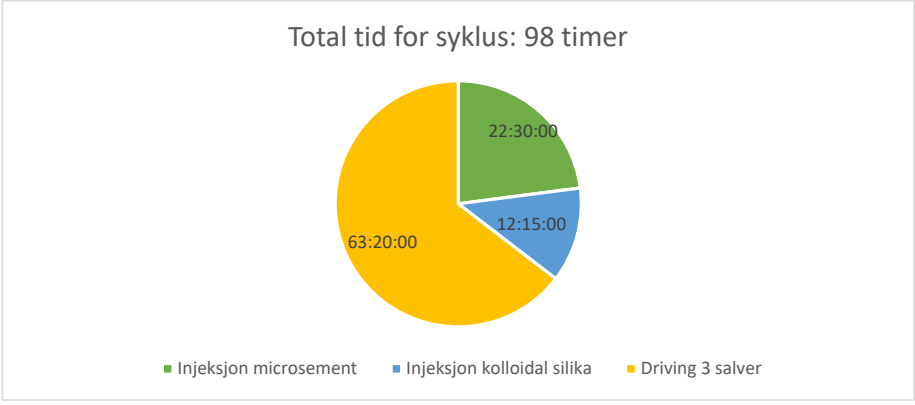
Gjennomsnittlig inndrift siste 10 uker (etter sommeren og innføring av ny skiftordning) ligger på 18 m/uke pr. stuff. Det er pr. uke 41 2023 tre stuffer som er aktive i drift. Dette gir en total inndrift på 54 m/uke. Ukeinndriftene for ukene 29-40/2023 er vist i Figur 22.



Figur 22. Gjennomsnittlig inndrift pr. uke pr. stuff siste 10 uker.

I diagrammene under gis det eksempler på ulike syklustider ved ulike ingeniørgeologiske forhold fra ulike injeksjonsrunder.

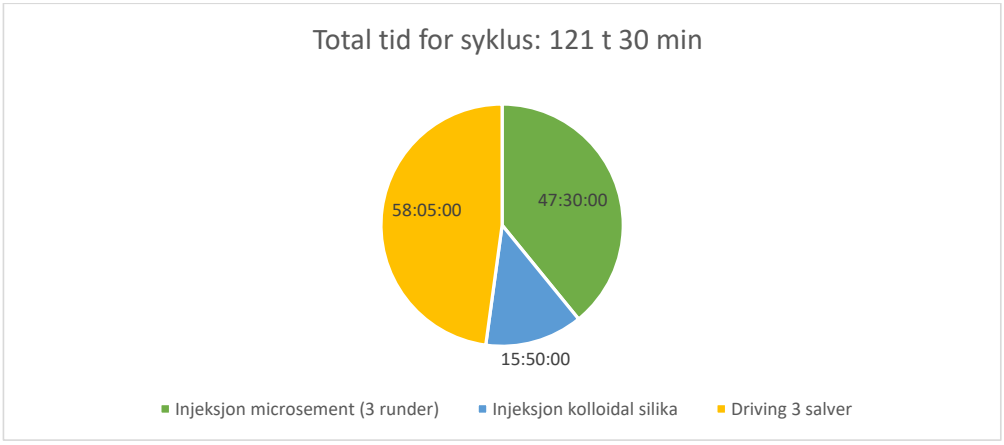
Diagrammet i figur 23 viser et eksempel på syklustid ved «normale forhold». Bergmassen er klassifisert til å ha Q-verdier mellom 4 og 5,8 i området som ble injisert, altså middels bergmassekvalitet. Det var noe belegg på sprekkeflater, men nokså massivt fjell. Det ble injisert en skjerm med mikrosement, som viste seg å være tilstrekkelig for å injisere delskjerm 2 og 3.



Figur 23. Syklustid "Normale" forhold. Injeksjonene inneholder injeksjonsboring, pumping og eventuell herdetid. Driving innebærer skyting av salver og sikring av disse.

Diagrammet i Figur 24 viser et eksempel på noe mer utfordrende injeksjon. Her ble første skjerm med sement delt opp, slik at liggen/stuffen og konturen ble injisert hver for seg. Det viste seg likevel at bergmassen ikke ble tilstrekkelig tettet og det var behov for en ekstra skjerm med sement i konturen. Deretter ble det injisert med kolloidal silika (delskjerm 2 og 3). Bergmassen i injisert område er klassifisert til å ha Q-verdier mellom 0,57 og 0,7 altså

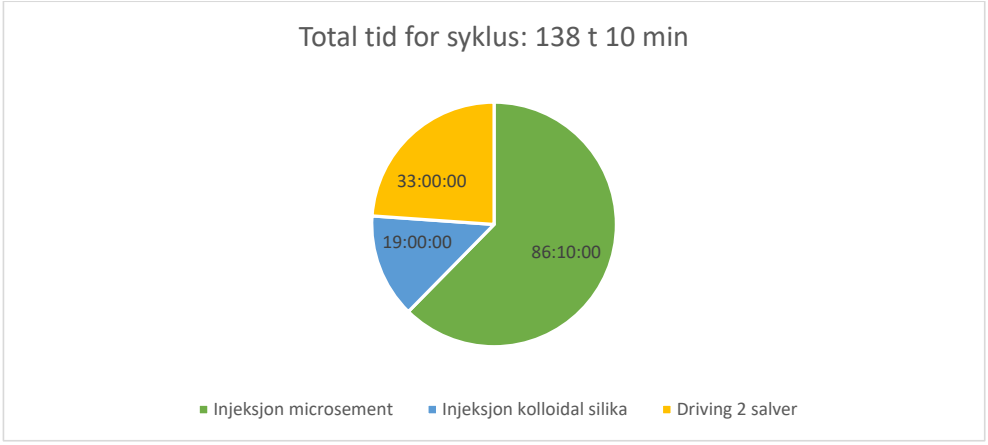
svært dårlig bergmassekvalitet. Sprekkegeometrien var svært uoversiktlig med mange sprekkesett, samt gul leirholdig mineralfylling.



Figur 24. Syklustid ved oppdeling av sementskjermen i tillegg til behov for en ekstra sementskjerm.

Diagrammet i Figur 25 viser et eksempel på en ekstremsituasjon ved behov for fire sementskjermer før fintettingen med kolloidal silika kunne iverksettes. Etter fire skjermer på samme profilnummer måtte det skytes en kortsalve for å få boret opp hull til delskjerm 2 og 3. Skjermlengden ble også redusert på grunn av utfordringene, som førte til at det kun var mulig å ta to salver før neste skjerm.

Bergmassen er klassifisert til å ha Q-verdier mellom 0,42 og 1,7, altså svært dårlig til dårlig bergmasse. De store problemene med injeksjonen antas å skyldes bergartsskille, vekslende bergarter samt sprekkefylling/-belegg på sprekkeflater.

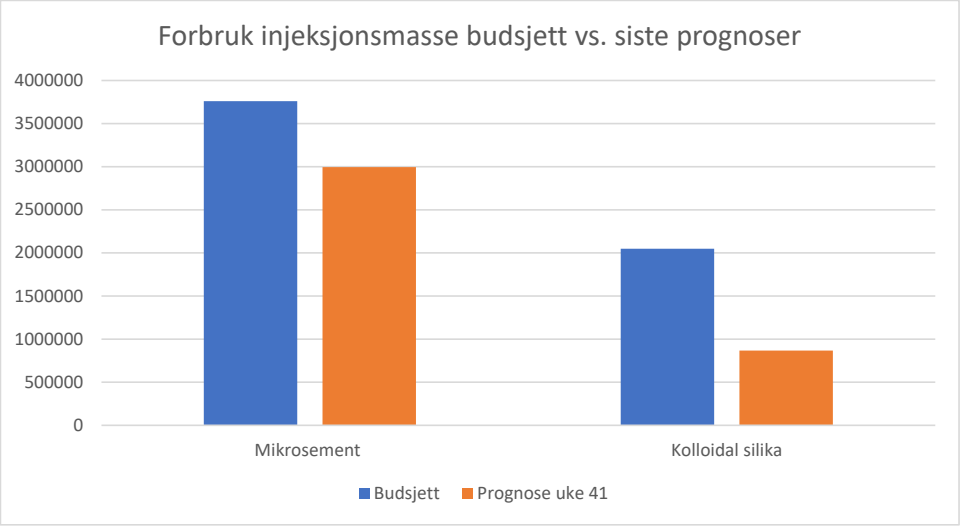


Figur 25. Ekstremt tilfelle med behov for fire skjermer med mikrosement før injeksjon med kolloidal silika kunne påbegynnes. Det ble benyttet korte skjermer så man kunne kun drive to salver før det ble injisert på nytt.

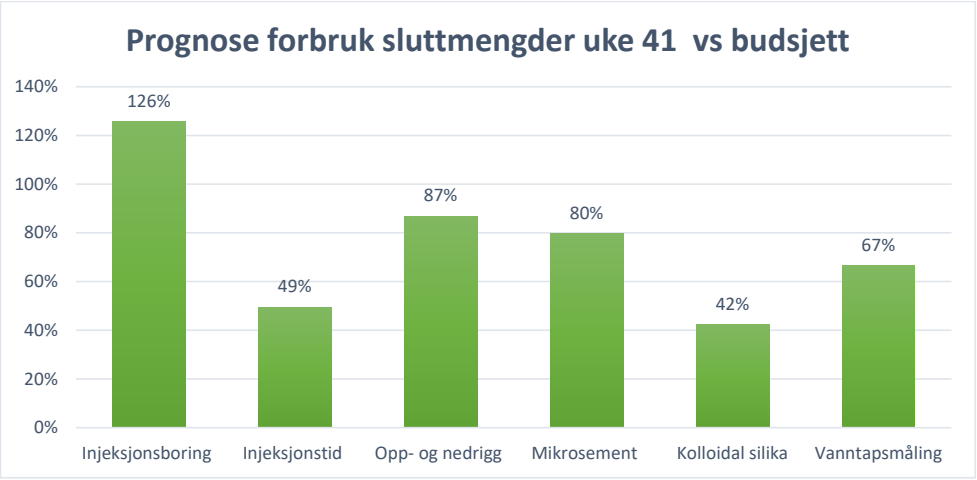
Eksemplene over viser at det i stor grad er injeksjonen med mikrosement som varierer og er avgjørende for syklustiden, mens injeksjonen med kolloidal silika holder seg nokså stabil ved ulike forhold.

Forbruk av injeksjonsmasse

Figur 26 og 27 sammenligner prognoser fra foreløpige erfaringstall fra driving med estimert budsjett før start. Disse viser at forbruket av injeksjonsmasse er lavere enn hva som var forventet før start. Aktiviteten som ser ut til å bli høyere enn forventet er injeksjonsboring der det ligger an til å ende på 126 % av forventet mengde.



Figur 26. Prognoser for forbruk av injeksjonsmasse (kg).

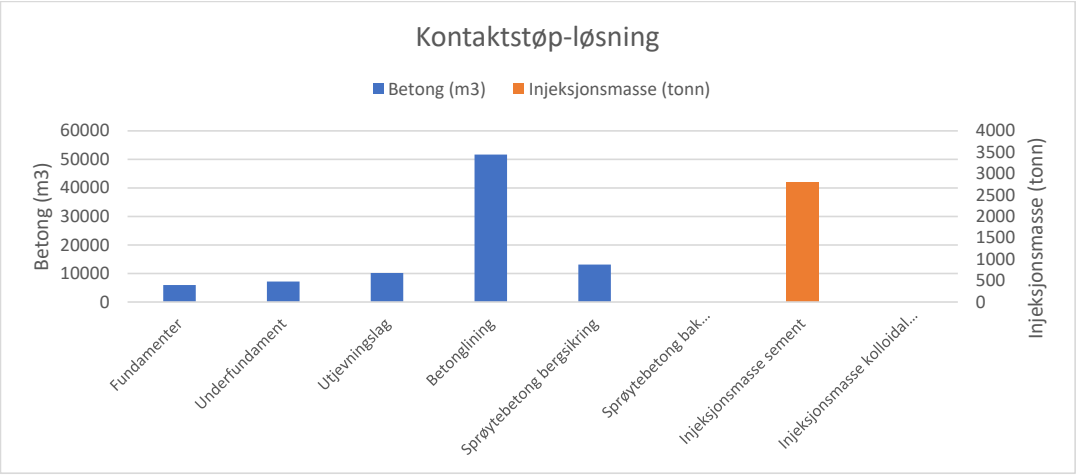


Figur 27. Prognose på forventet forbruk sluttmengder i prosent av forventede mengder fra budsjett.

SAMMENLIKNINGER PROSJEKTERT LØSNING MED KONTAKTSTØP OG PROGNOSE FOR ENDELIG RESSURSFORBRUK INNOVATIV LØSNING

Betong- og sementforbuk kontaktstøp-løsning sammenliknet med ny injeksjonsstrategi
Antatt betongforbruk ved kontaktstøp-løsning og ved den nye injeksjonsstrategien ses i figurene under. Forbruk av betong ved kontaktstøp (Figur 28) er hentet fra erfaringer fra UDK01 Drammenstunnelen, der denne løsningen ble brukt. Sprøytebetongmengden ved kontaktstøp inneholder både sikringssprøytebetong til bergsikring og nødvendig utjevningslag før støp.

Mengdene injeksjonsmasse ved ny injeksjonsstrategi, se Figur 29, er beregnet fra de nyeste prognosene etter foreløpig forbruk. Figurene viser at det er stort potensiale for å kunne spare store betongmengder ved å benytte den nye injeksjonsstrategien.



Figur 28. Betong- og sementforbruk ved opprinnelig løsning med betongkontaktstøp.



Figur 29. Antatt forbruk av betong- og injeksjonsmasse ved ny injeksjonsstrategi.

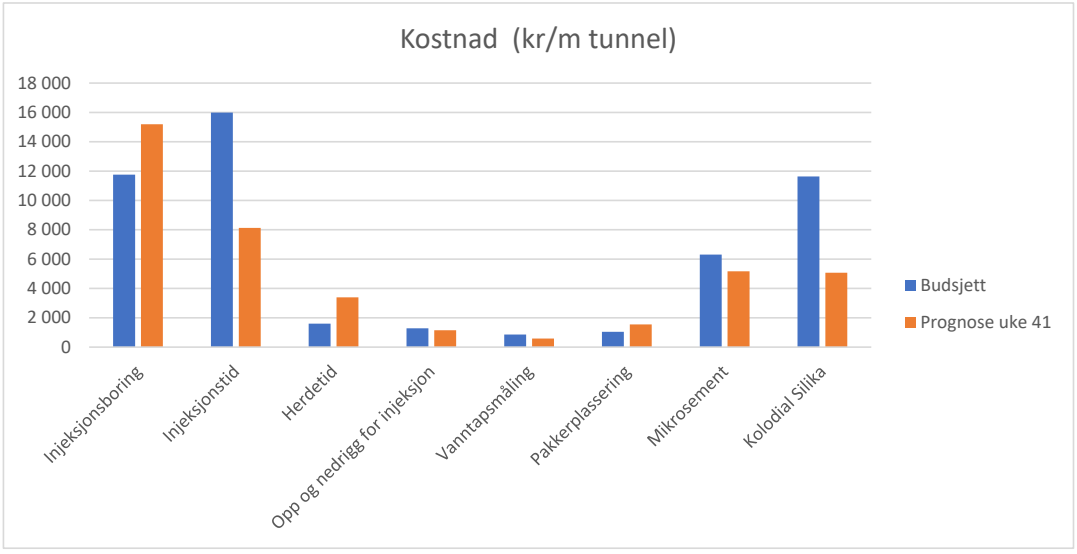
Kostnader kontaktstøp-løsning sammenliknet med ny injeksjonsstrategi

Ved å unngå kontaktstøpt kontaktstøp vil kostnadsbesparelsen pr. m tunnel være betydelig. Dette til tross for at ny injeksjonsstrategi vil gi en betraktelig økt kostnad pr. m med injeksjon. I opprinnelig kontrakt var det lagt til grunn behovsprøvd injeksjon med 10 l/min/100 m krav. Kostnaden for injeksjon pr. m tunnel var estimert til å øke med 27 500 kr. Ved å kutte ut kontaktstøpen gir likevel prognosen en estimert besparelse på ca. 49 000 kr /m tunnel.

Tabell 4. Kostnader for kontaktstøp løsning og ny injeksjonsstrategi.

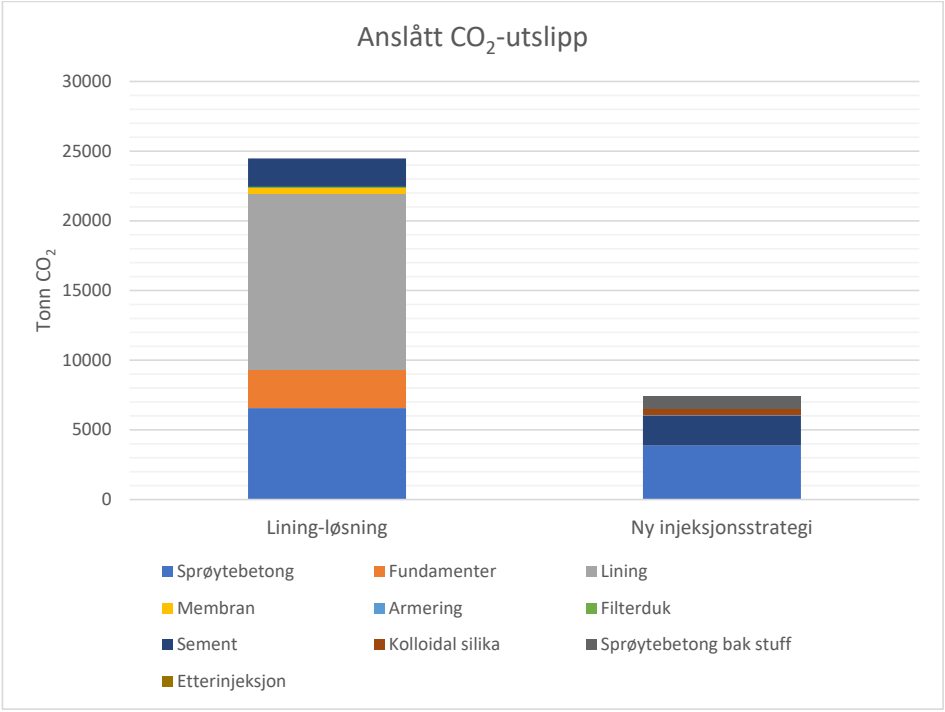
Aktivitet	Kostnad (kr/m tunnel)
Kontaktstøp opprinnelig kontrakt	92 000
Injeksjon tett tunnel prognose	40 000
Behovsprøvd injeksjon opprinnelig kontrakt	12 500
Etterinjeksjon/tettetiltak (anslag)	10 000
Prognose besparelse	**49 000**

Kostnader pr. m injisert tunnel med ny strategi
Figur 30 viser oversikt over kostnader pr. m tunnel fra prognose fra uke 41 sammenliknet med budsjett fordelt på de ulike aktivitetene. Total besparelse fra budsjett ligger på ca. 10000 kr/m tunnel.



Figur 30. Kostnader for gjennomføring av ny injeksjonsstrategi (kr/m tunnel) fra budsjett sammenlignet med prognose uke 41 2023.

Bærekraft og CO_2-avtrykk ved kontaktstøp-løsning og ved bruk av ny injeksjons-strategi.
I diagrammet i Figur 31 sammenliknes CO_2-avtrykk ved opprinnelig kontaktstøpløsning med CO_2-avtrykket ved bruk av den nye injeksjonsstrategien.



Figur 31. Fordeling av CO_2 utslipp (tonn) ved kontaktstøp-løsning og den nye injeksjons-strategien for hele tunnellengden.

Foreløpig er det usikkerhet knyttet til omfanget av sprøytebetong bak stuff og bruk av eventuell SUPERCON-betong (Holter, et. al, 2023) eller andre tettetiltak bak stuff. Omfanget av etterinjeksjon er også fremdeles usikkert. Foreløpig antatt fra estimater gir en reduksjon på 70% CO_2 ved å benytte den nye injeksjonsstrategien sammenliknet med opprinnelig kontaktstøp-løsning. Dette tallet er medregnet et estimat på 1 m^3/m tunnel med sprøytebetong bak stuff. Dette gir et totalt redusert CO_2-utslipp for hele prosjektet, inkludert alle aktiviteter, på 36 %.

KONKLUSJONER

Hestnestunnelen er en moderne høyhastighets dobbeltsporet jernbanetunnel som bygges med strenge krav til funksjonalitet og langtidsholdbarhet. Byggherre og entreprenør har i fellesskap, innen rammen av en totalentreprise, gjennomført en optimaliseringsprosess for å endre den tekniske løsningen for tunnelkledning og vanntetting. Den tekniske løsningen med "opsjon kontaktstøpt betonghvelv med foliemembran og behovsprøvd forinjeksjon" er erstattet med et vanntettingskonsept basert på systematisk forinjeksjon med funksjonelt tørr tunnel som tettemål. Begrunnelsen for denne tekniske løsningen er et sterkt redusert CO_2-avtrykk og lavere total investeringskostnad for tunnelen.

En innovativ injeksjonsmetodikk med tørr tunneloverflate som tettemål ble utviklet av totalentreprenøren i samarbeid med rådgiverteamet. Viktige punkter i tillegg til oppnåelse av tettemålet, er at injeksjonsmetodikken er praktisk gjennomførbar med klare kriterier å styre etter på stuff, og at et fokus på avansement i tunneldrivingen ivaretas parallelt med injeksjonsarbeidene.

Injeksjonsmetodikken baserer seg på en strategi der tettemålet oppnås i en to-trinns prosess. Denne strategien baserer seg på erkjennelsen av at bergmassens oppsprekking alltid vil vise en kontrast i hydraulisk transmissivitet. Betydningen av denne kontrasten øker med strengere tettemål for injeksjonen. To-trinns prosessen i den innovative metodikken gjenspeiler hensikten med tetting av sprekker med ulik hydraulisk transmissivitet i to ulike operasjoner.

Den endelige tettingen av bergmassen utgjør det andre trinnet i prosessen, og foretas med injeksjon av det lavviskøse injeksjonsmaterialet kolloidal silika til et oppnådd sluttrykk. For at denne tilnærmingen skal fungere teknisk og være økonomisk forsvarlig, er det første trinnet i prosessen med en homogenisering eller grovtetting av bergmassen helt vesentlig.

Resultatet av injeksjonsarbeidene etter at ca 53% av tunnellengden er drevet er meget tilfredsstillende. Det oppnås gjennomgående tørr tunneloverflate med sporadisk forekommende fuktpunkter. En utfordring har vært lekkende boltehull på lokaliteter med tettere oppsprekking i bergmassen.

Erfarte produksjonsdata for injeksjonsarbeidene så langt, viser et totalt gjennomsnittlig ressursforbruk lavere enn forventet. Det benyttes en større mengde injeksjonsboring og en lavere mengde injeksjonsmaterial. Både mengden injisert kolloidal silika og andelen kolloidal silika i forhold til mikrosement er lavere enn prognostisert. Dette indikerer at trinn 1 i injeksjonsprosessen, med grovtetting og homogenisering av bergmassen med mikrosement fungerer etter hensikten.

Med de foreliggende resultater og erfaringer etter mer enn 50% drevet tunnellengde, er den innovative injeksjonsmetodikken egnet for å oppnå en funksjonelt tørr tunneloverflate. Den tilegnede kunnskapen gir grunnlag for å videreutvikle metoden på flere punkter, bl.a. med ytterligere rasjonalisering av produksjon og logistikk, mer fleksibilitet i optimalisering av borplaner og en ytterligere utvikling av beslutningskriterier for styring av arbeidene på stuff, spesielt under krevende bergforhold.

REFERANSER

Funehag, J. og Emmelin, A. (2011) Injekteringen av TASS-tunneln. Design, genomförande och resultat från förinjekteringen. Rapport nummer SKB R-10-39. Svensk Kärnbränslehandtering AB, Stockholm

Holter, K.G., Hammer, T.A.M. & Trussell, N. (2023). New development of sprayed concrete with improved waterproofing, durability and sustainability performance. In Proc. ITA-AITES World Tunnel Congress, Athens. London, Taylor & Francis

Krokedal, S. (2022) Forinjeksjon med strenge krav til tetthet. Undersøkelser av injeksjonsmaterialer og oppnådd injeksjonsresultat på Fornebubanen ved bruk av kolloidal silika. Masteroppgave. Institutt for Geovitenskap og Petroleum, NTNU, Trondheim

Stille, H. (2015). Rock Grouting -Theories and applications. Stockholm: BeFo.

Strømsvik, H. (2019). The significance of hydraulic jacking for grout consumption during high pressure pre-grouting in Norwegian tunnelling. Tunnelling and Underground Space Technology, 90, 357-368.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2023

BLIR TUNNELENE PÅ FORNEBUBANEN TETTE?

Will Fornebu Metro Line tunnels be watertight?

Arild Neby, Fornebubanen Oslo Kommune
Ola Woldmo, Fornebubanen Oslo kommune

SAMMENDRAG
Fornebubanen er en ny T-banestrekning i et sammenhengende tunnelsystem, mellom Fornebu og Majorstuen stasjon. Artikkelen beskriver berggrunnen og hydrogeologiske forhold som påvirker valg av injeksjonsstrategi i prosjektet.

Rådgiver PGF har angitt tetteklasser som skal ivareta tettebehovet relatert til omgivelsenes sårbarhet og skadepotensiale ved større setninger. Disse tetteklassene danner grunnlag unike injeksjonsprosedyrer som implementeres i hver delstrekning. Innlekkasjemålet er ambisiøst og strengere enn NFF Håndbok 06 laveste kategori som er < 5 l/min/100m tunnel.

Injeksjonsarbeidene er byggherrestyrt, svært omfattende og utgjør en større del av kost og tidsforbruk i prosjektet. Kompetanse i alle ledd, “state of the art” utstyr og bruk av injeksjonsmaterialer med egenskaper som gir optimal tetting har gitt gode resultater.
Halve tunnellengden og fem sjakter er ferdig drevet og innlekkasjekravet er oppnådd på hele strekningen. Dette har gitt store besparelser ved at flere områder med prosjektert udrenert utstøpning i tunneler, stasjoner og sjakter kan bygges som drenert løsning.

SUMMARY
The Fornebu Line is a new metro line in a continuous tunnel system, between Majorstuen metro station downtown Oslo and the old Fornebu Airport. The article describes the bedrock and hydrogeological conditions that affect the choice of rock mass grouting strategy in the project.

Adviser PGF has specified residual in leakage classes to address the need for grouting related to the vulnerability of the surroundings and the potential for damage in the event of larger settlements. These grouting classes is the base for unique injection procedures that are implemented in each section. The leakage target is ambitious and stricter than NFF Handbook 06 where the lowest given category is < 5 l/min/100 m tunnel.

The rock mass grouting work is client-controlled, very extensive and constitutes a larger part of the cost and time spent in the project. Expertise in all aspects, "state of the art" equipment and the use of injection materials with properties that provide optimal sealing of fissures and apertures have yielded good results.
Half the tunnel length and five shafts have been completed and the leakage requirement has been met on the entire section. This has resulted in major savings in tunnel sections where the designed massive undrained concrete linings can be replaced with light drained lining solutions.

INNLEDNING

Fornebubanen er en ny T-banestrekning i et sammenhengende tunnelsystem, mellom Majorstuen og Fornebu. Banen er 8 km lang, og har seks underjordiske stasjoner - Skøyen, Vækerø, Lysaker, Fornebuporten, Flytårnet og Fornebu. Banen skal gi betre kollektivbetjening til et sentrumsnære områder som skal bygges ut med boliger og næringsarealer. Ved Majorstuen skal banen kobles sammen med eksisterende T-banenett, og vil bidra til styrking av det øvrige kollektivtilbudet i Oslo-området. På Fornebu skal det bygges endestasjon og driftsbase for togmateriell. Prosjektet er organisert som en etat i Oslo kommune og prosjekteres av Prosjekteringsgruppen Fornebubanen (PGF) bestående av COWI og Multiconsult.

Prosjektet valgte i tidlig fase konvensjonell tunneldriving med boring og sprengning, grunnet stadige variasjoner i tunneltverrsnitt og krav om midtstilte plattformer. Det var ved igangsetting av prosjektet forventet store ingeniørgeologiske utfordringer knyttet til vibrasjoner fra berguttak, bergsikring og ikke minst vanntetting av tunneler. Prosjektet har mange store bergrom med liten overdekning og sjakter rett ned i bergrommet, dype sjakter på siden av store bergrom og krevende byggegroper gjerne lokalisert nær eller i sensitiv leire. Spesielt utfordrende ingeniørgeologiske og hydrologiske forhold var ventet å være:

- Mulige setninger som følge av poretrykksenkning, og derfor strenge krav til vanntetthet
- Behov for omfattende systematisk forinjeksjon, stedvis supplert med vanntett utstøpning
- Sprengning og sikring av store bergrom og sjakter for stasjoner
- Adkomst til midtstilt plattform krever enten sjakter opp til dagen fra hengen i stasjonshallene, eller høye adkomsttunneler med plass til gangbru over spor.
- Tunnelstrekninger og stasjoner med liten bergoverdekning.
- Injisering i områder under og nært Lysakerelva og Hoffselva.
- Kryssing av dyprenne forårsaket av en svakhetssone bestående knusningssoner på hver side med en kjerne av berg omvandlet til silt og leire med spredte større bergfragmenter.
- Kryssing under eksisterende tunneler og annen infrastruktur med minimal overdekning

BERGGRUNNEN OG HYDROGEOLOGISKE FORHOLD

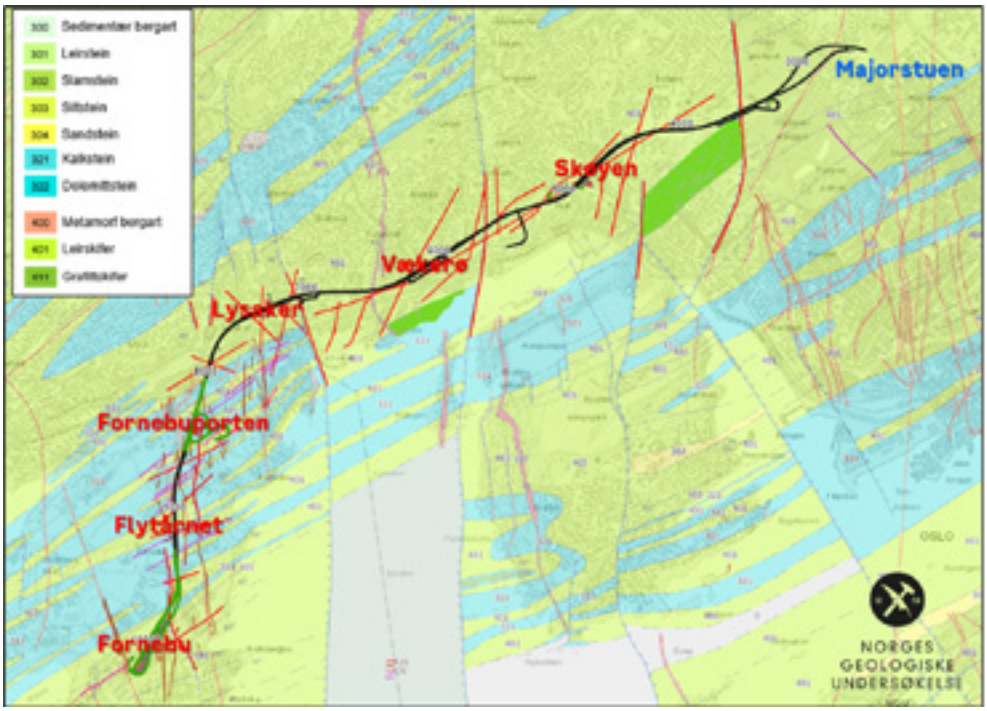
Berggrunn

Berggrunnen i prosjektområdet hører til Oslofeltets kambrosilurbergarter, og består av sedimentære bergarter (skifer og knollekalk samt leirskifer og kalkstein i veksling) som er ble dannet for 470-445 millioner år siden. Disse er stedvis er gjennomskåret av vulkanske gang-bergarter/intrusiver (diabas, mænaitt, syenitt, rombe- og syenittporfyr) i perm (300-270 Ma).

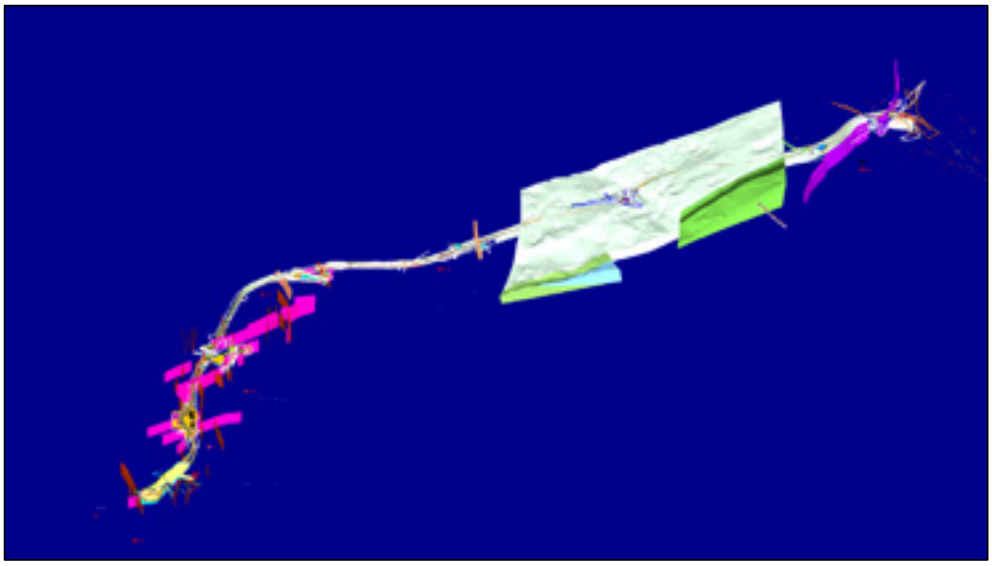
Tunneltraséen følger stort sett Oslogruppens lagpakker bortsett fra ved Madserud hvor Røykengruppen er representert. Ettersom Røykengruppen inneholder en del syredannende svarte skifre som bl.a. alunskifer, er traséen forsøkt lagt klar av disse bergartene. Se berggrunnskart og utsnitt fra BIM-modell i figur 1 og 2). Bergartene er generelt foldet om en akse med retning ca. NØ-SV. Lagdelingen har dermed samme strøkretning som foldeaksen.

Gangbergartene er harde og stive bergarter med helt andre mekaniske egenskaper enn skiferbergartene, som er svakere og lettere deformerbare. Intrusivgangene er derfor ofte oppsprukket med en åpen sprekkestruktur som er mer vannførende enn skifrene. Traséen

krysser en rekke forkastninger som vist med rød-lilla farge på figur 3. Strøkforkastninger kan forekomme over lengre strekninger.



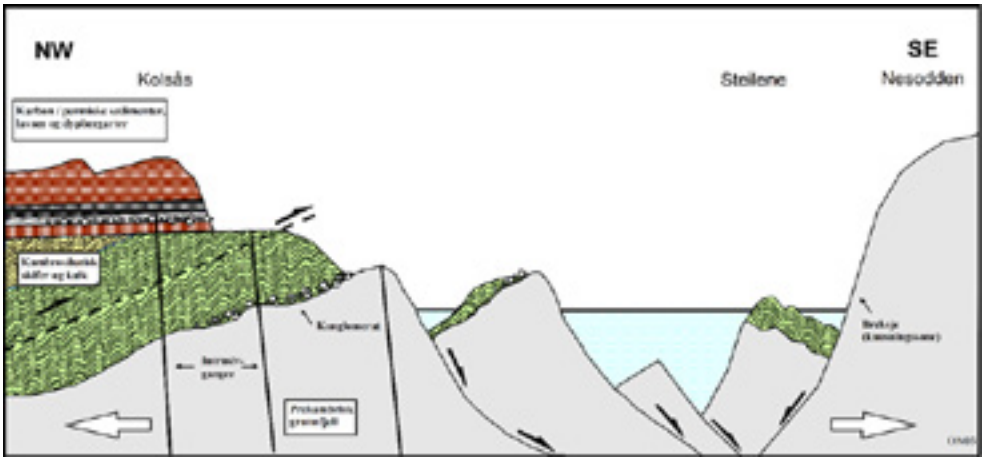
Figur 1: Berggrunnskart med tunneltrasé og nye stasjoner. Røykengruppens bergarter er vist med skarpere grønn farge i to områder ved Vækerøstranda og ved Madserud



Figur 2: Utsnitt av berggrunn i Fornebubanens BIM-modell. Bildet viser bl.a. kjernehull, svakhetssoner, intrusiver og Røykengruppens svarte skifere med alunskifer i mørkegrønt

Regional geologi – Oslofeltet og bergspenningers innvirkning på injeksjon
På figur 4 er det vist et kart over det geologiske området av Norge vi kaller Oslofeltet. Dette feltet utgjør en graben-struktur som er knyttet til oppsprekking i jordskorpen i permtiden - en såkalt paleorift. Denne oppsprekkingen medførte at de allerede foldede og overskjøvne ordoviciske bergartene fra kambrosilur, ble forkastet (forskjøvet) mange hundre meter både vertikalt og lateralt.

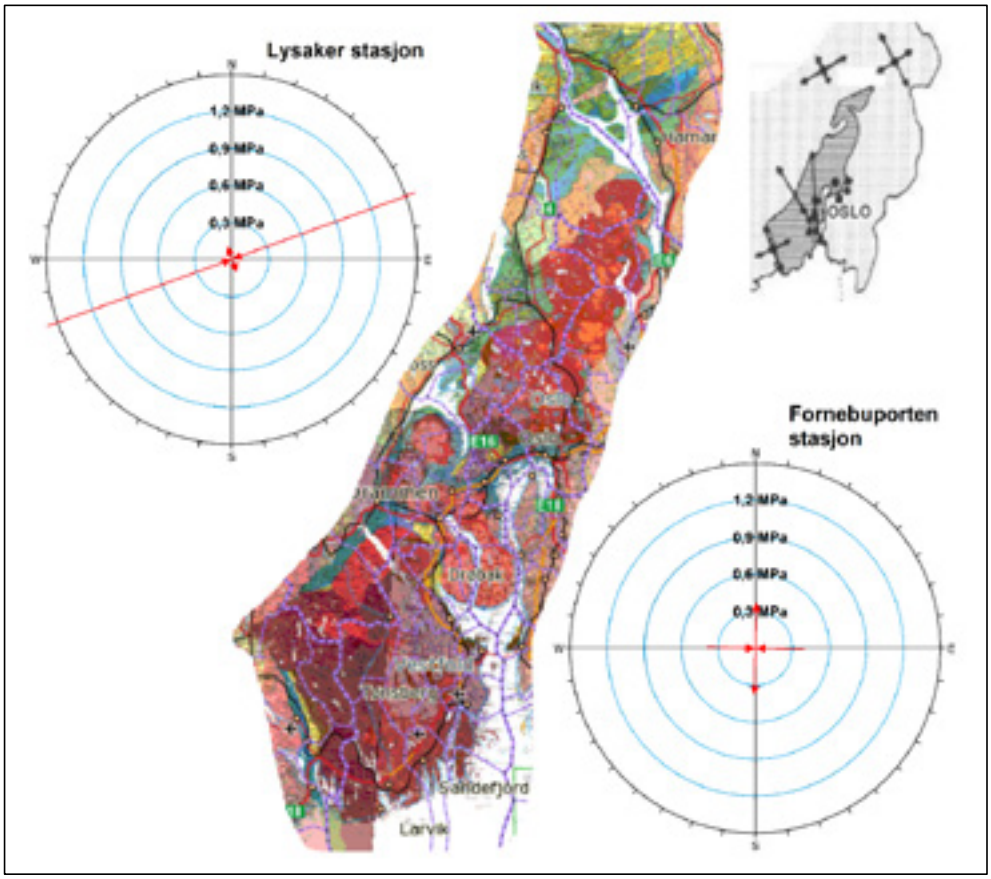
Slike rift-strukturer dannes ved at jordskorpen heves opp og ikke minst strekkes slik at en del av skorpen synker ned og det dannes da sedimentbassenger. Magma strømmer opp langs deler av slike riftdaler og det dannes magmatiske bergarter, ganger og størknede lavastrømmer (se figur 3).



Figur 3: Skjematisk snitt gjennom Oslofjorden forkastningsstrukturer med hvite piler som viser strekkbevegelsen. Etter K. Bjørlykke.

Riftdaler er i de fleste tilfeller asymmetriske og vi ser av kartet i figur 4, at syd for Oslo går hovedforkastningen på østsiden fra Nesodden og sydover langs Østfold (hvor vertikal-forskyvningen er på sitt største, opptil flere kilometer) mens nord for Oslo er hoved-forkastningen på vestsiden av Mjøsa.

Effekten av disse strekk-kreftene i jordskorpen kan vi tilsynelatende måle i dag. I figur 4 er horisontalspenningsresultater fra spenningsmålinger utført som både 3D-overboring og 2D-doorstopper for to av Fornebubanens stasjoner gjengitt, i tillegg til et utsnitt av området rundt Oslofeltet fra bergspenningskartet for Norge. Felles for resultatene fra begge målestedene (Fornebuporten og Lysaker), er at de viser svært lave horisontale minste-spenninger. Selv om feilmarginen er stor ved måling av så små spenninger, er det faktisk målt strekkspenninger. Det er antagelig ikke utført så mange spenningsmålinger i Oslofeltets sedimentære bergarter tidligere – så resultatene var kanskje litt overraskende sett i lys av de kraftige foldestrukturene som er synlige, men disse oppsto under den kaledonske fjellkjedefoldingen, altså mer enn hundre millioner år før riftdannelsen og strekkbevegelsene antagelig avløste opplagrede spenninger. Alt er imidlertid ikke dødt spenningsmessig i Oslofeltet, ettersom måling i permiske intrusiver (drammensgranitt, larvikitt og monzodioritt) i noen tilfeller har vist svært høye horisontalspenninger.



Figur 4: Geologisk kart (NGU) som viser Oslofeltet sammen med bergspenningsmålinger for Fornebubanen.

Fornebubanen har ved detaljert og systematisk gjennomgang av masseinngangshistorikken til et stort antatt hull, sett at det oppstår jekking av berget på forholdsvis lave trykk. Disse funnene har bidratt til at injeksjonsprosedyrene tilstreber å operere med akkurat tilstrekkelig trykk til at vi både oppnår en god inntrengning av masse samtidig som vi unngår ukontrollerte utganger pga. hydraulisk jekking ($p > \sigma_3$) i områder hvor det er liten bergoverdekning.

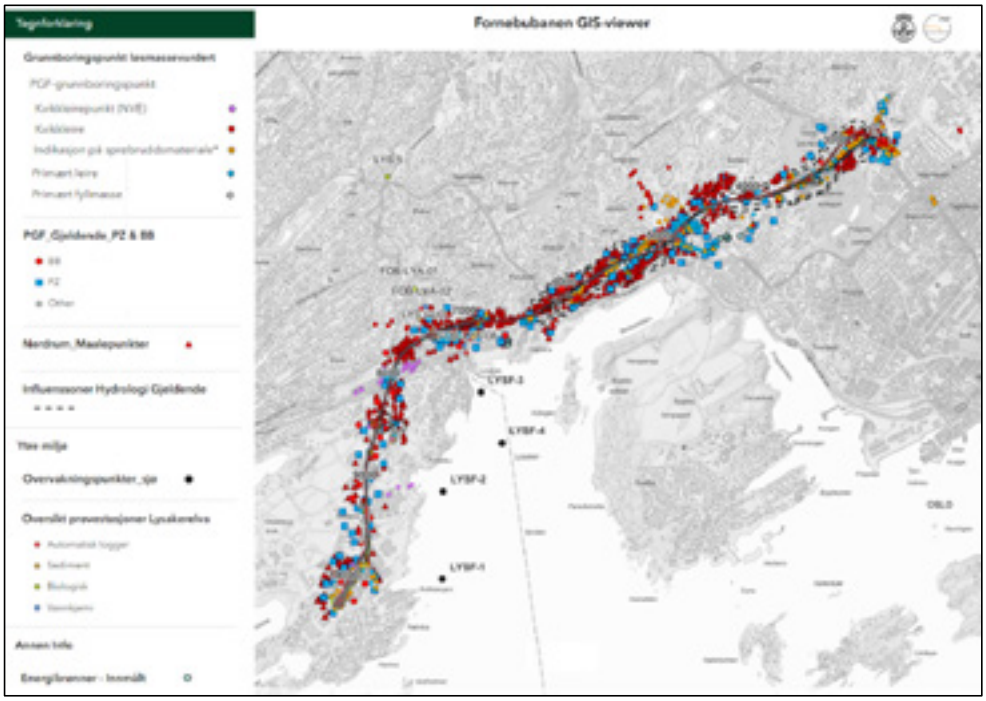
Hydrogeologi

De kambrosiluriske bergartene, kalkstein, knollekalk og ulike typer leirskifer, er i seg selv forholdsvis tette. Grunnvannet vil derfor hovedsakelig strømme via sprekker i forbindelse med svakhetssoner, intrusiver/gangbergarter og forvitringslag i overgangene til disse. Løsmassefylte dyprenner indikerer ofte svakhetssoner i berget, og det forekommer intrusiver av varierende omfang langs hele traseen. I disse vannførende områdene forekommer sprekkeplan med sprekker som både krysser laggrenser/bergartsgrenser og sprekker som følger lagflatene. Erfaringer fra VEAS-tunnelen og Bærumstunnelen (jernbanetunnelen fra Lysaker til Sandvika), som ble drevet i tilsvarende bergarter, tilsier at de største lekkasjene vil komme i tilknytning til tett-oppsprukne intrusiver/gangbergarter eller i overgangen mellom disse og sidebergarten.

OVERVÅKNING OG HENSYNET TIL OMGIVELSENE

Det er etablert et generelt innlekkasjemål som er < 4 liter/minutt/100 m tunnel for tunnel og stasjoner i bygge og driftsfasen. Dette innlekkasjemålet gjelder uansett antall parallelle løp, størrelsen på tunnelprofil og geometri.

Et omfattende måleprogram som overvåker grunnvannsnivået i poretrykksmålere og grunnvannsbrønner har vært operativ siden 2018. Parameterne følges kontinuerlig og gir grunnlag for evaluering av skadepotensialet og eventuell justering av injeksjonsprosedyrene for å redusere risiko for grunnvannssenking over tid. I tillegg har Fornebubanen et samarbeid med Ny vannforsyning Oslo (VAV) på InSAR-målinger med satellitt.

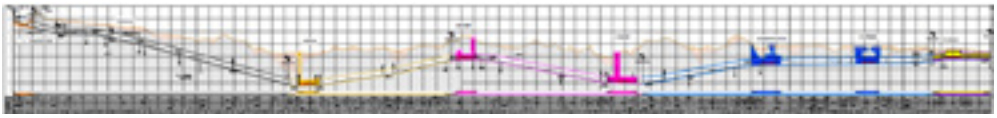


Figur 4: Kart som viser piezometre, bergbrønner, grunnboringspunkter for beredskapsmessig vanninfiltrasjon, setningsmålepunkter og vannmiljøovervåkning, i og utenfor tunneltraséen (minimum 100 m ut til hver side).

Kontrakter og omfang

Prosjektering av bergarbeiderne utføres av COWI og Multiconsult i arbeidsfellesskapet Prosjekteringsgruppen Fornebubanen. PGF har prosjekteringsansvaret for alle tunnel-kontraktene.

Prosjektering ble påbegynt i 2018 og arbeid med forskjæring for tverrslag på Fornebu (K2E) og tunnelarbeidene i kontrakt K2A på Fornebu ble påbegynt i 2020. K1B som er den siste av de 4 tunnel kontraktene ble tildelt i juni 2023.



Figur 5: Lengdeprofil Majorstuen – Fornebu, 6 stasjoner og ca. 7,7 km tunnel trasé.

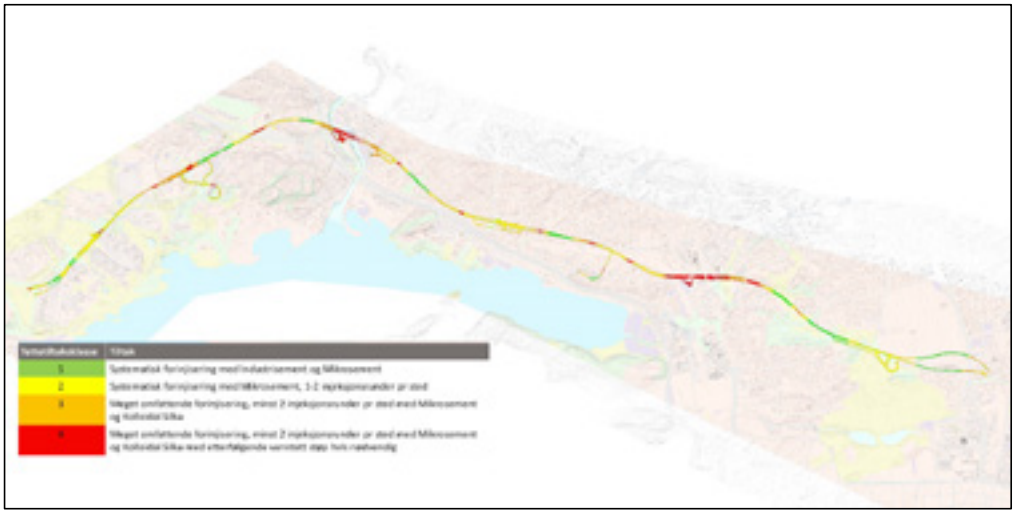
Alle kontraktene er enhetspriskontrakter med beskrivelse basert på prosesskodene i SVV. Fornebubanen er delt i 4 tunnelkontrakter og alt berguttak samt helt eller delvis etablering av udrenert "vanntett" støp er inkludert i disse kontraktene. Betongarbeidene i stasjoner og adkomstsjakter til stasjonene utføres i egne entrepriser.

Kontrakt.	Tunnel parsell	Entreprenør	Leverandør av injeksjonsmaterialer.
K1B	Majorstuen - Skøyen	Veidekke	Mapei
K2D	Skøyen - Vækerø	Implenia Norge	Master Builders Solutions
K2B	Vækerø - Lysaker	Veidekke	Mapei
K2A	Lysaker - Fornebu	Implenia Norge	Master Builders Solutions

Figur 6: Kontraktstruktur med entreprenører og leverandører.

INJEKSJONSKLASSENE VS. INNLEKKASJEMÅLET

På bakgrunn av de forventede variasjoner i grunnforhold og risiko for uakseptable skader på omgivelsene, så er det behov for et spekter av tettetiltak langs traseen. Disse tiltakene er beskrevet i figuren under. Inndelingen må oppfattes som en grov inndeling, der mellomløsninger kan bli aktuelle og tilpasses erfaringene som en gjør underveis i byggefasen. Endelig omfang av tiltak langs traseen vil først bli kartlagt under driving, samt tett oppfølging og kontroll av piezometer, brønner og eventuell setningsutvikling.



Figur 7: Oversiktskart fra PGF som viser hele tunneltraséen med injeksjonsklasser angitt som fargekoder.

INJEKSJONSSTRATEGI I FORNEBUBANEN

Fornebubanen skal bygges slik at innlekkasje av vann til sjakter, tunneler og bergrom ikke medfører setninger i løsmasser som igjen kan forårsake skader på omgivelsene. Denne forutsetningen har vært med i prosjektet gjennom hele reguleringsprosessen og i en tidlig fase var det forslått å bygge hele Fornebubanen med en udrenert, vanntett betongutforing i hele tunnelens lengde. Udrenert betongutforing er en svært komplisert og kostbar løsning, og i de endelige planene er det bare prosjektert udrenert løsning i de med sensitive områdene hvor man ikke forventet å oppnå tilstrekkelig tetthet med forinjeksjon. Disse områdene er angitt som røde soner i kartet som viser injeksjonstiltaksklassene.

Tettestrategien gjennomføres i to faser:

Fase 1 – Forinjeksjon av bergmassen med en injisert tettesone som ligger 5 – 7 m utenfor teoretisk sprengningsprofil. Dybden på tettesonen tilpasses lengde på sikringsbolter for å unngå punktering med sikringsbolter.

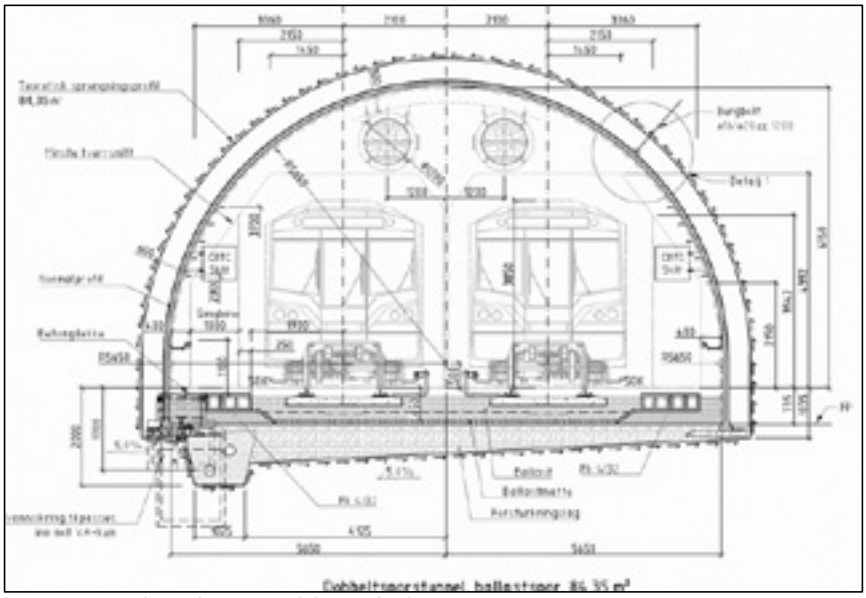
Fase 2 – Etablering av membranhvelv sikret med sprøytebetong. Vannsikringshvelvet består av forankring - opphengs bolter, sveiset membran, nettarmering og sprøytebetong med polypropylen fiber som brannisolasjon. Hvelvet bærer alle tekniske installasjoner i tunnelen ved at montasjebolter for tekniske installasjoner forankres i sprøytebetongen uten gjennomgående bolter til berget.

Innlekkasjemålet i Fase 1 skal oppnås slik:

- Prosjektering av differensierte intensitetsklasser for injeksjon som tar hensyn til berg overdekning, løs masse mektighet og områder med sensitiv leire.
- Kontrakter som har prosesser og mengder tilpasset forventet injeksjonsomfang.
- Bruk at flere typer injeksjonsmaterialer tilpasset optimalt resultat. Fokus på verifisering av angitte materialegenskaper.
- Krav til injeksjonsutstyrets kapasitet, styrings- og registreringsenheter.
- Entreprenøren skal ha en injeksjonsansvarlig ingeniør i sin organisasjon.
- Det stilles krav til injeksjonsmannskapenes erfaring og kvalifikasjoner.
- Byggherrestyrt injeksjon med prosedyrer som inneholder alle injeksjonsdetaljer og tydelige stoppkriterier for gjennomføring av en injeksjonsrunde.
- Gjennomføre injeksjonsseminar tidlig i anleggsfasen som involverer alle medarbeidere hos entreprenør og byggherre som skal delta i injeksjonsarbeidene.
- Tett oppføling av dedikert ingeniørgeolog og kontrollingeniører i hver kontrakt. Avholde evalueringsmøter og korrigere prosedyren basert på erfaring og oppnådde resultater.

Innlekkasjemålet i Fase 2 skal oppnås slik:

Trafikkrommet skal ha et tilnærmet "tørt" klima som sikrer gode driftsforhold og lang levetid for tekniske installasjoner. Trafikkrommet vannsikres med membran og armert sprøytebetong som bærende konstruksjon og brannsikring.



Figur 8: Vannsikringsløsning med drenert hvelv.

Hovedtrekkene i injeksjonsstrategien for driving av Fornebubanen

- Målet for innlekkasjer er < 4 l/minutt/100 m tunnel uansett tverrsnitt og antall tunnelløp.
- Unngå setninger i løsmasser over tunnelen som gir skade på natur, eiendom og infrastruktur.
- Oppnå «innlekkasjemålet" med forinjeksjon før berguttak slik at vanntett støp kan erstattes med drenert løsning.
- Injeksjonsprosedyre som tilpasses geologi og overdekning i soner med forskjellige injeksjonsklasser.
    - Skjermlengde varierende fra 15 m til 27 m
    - Hullavstand på odd varierende fra 1,5 til 2 m avhengig av injeksjonsklasse.
    - Stikk varierende fra 5 m til 7 m utenfor profilet og tilpasset boltelengde.
    - Avstand mellom skjermene varierer med 1 salve, 2 eller 3 salver avhengig av injeksjonsklasse.
    - Kontrollboring gjøres systematisk for verifisering av vellykket inj.runde.
    - Alltid minimum 9 m overlapp mellom injeksjonsskjermene.
    - Stoppkriterier gitt både på trykk og mengde for hvert hull.
    - I områder med lav overdekning benyttes samme v/c-tall og trinnvis redusert injeksjonstrykk med økende mengde som stopp kriterium (GIN prinsippet).
    - Benytte så høyt injeksjonstrykk som berget tåler før det jekkes (25 – 35 bar)
    - Mengdebegrensning per hull tilpasset overdekning (500 – 2000 kg)
    - Bruk av sperreskjermer med kolloidal silika ved liten overdekning mot elver og bekker.
    - Styrt herding for å stoppe utganger i stuff eller til omgivelsene.
    - Resepter/materialer tilpasset injeksjonsklassene.

Material type	Kornstørrelse mikron d_{95}	Herdetid timer ved +10C	Kostnad Index	Merknader
Standard inj. sement	< 40	8	3	pH > 12
Mikrosement	< 25	4	7	pH > 12
Spesial Mikrosement	< 20(16)	2	9	pH > 12
Ultrafin sement	13	6	12	pH > 12
Kolloidal silika	>10mpa-s	10 - 120min	20	pH ca. 9

Figur 9: Injeksjonsmaterialer

Resultat og erfaringstall hittil
Ved utgangen av oktober 2023 er ca. 3525 m eller 46 % av tunnelene på Fornebubanen ferdig drevet. Det er bygget 15 stk. måleterskler for kontroll av faktiske innlekkasjer i hovedløpet og i tverrslagstunneler. Med unntak av tverrslagstunnelen på Skøyen viser ingen målt strekning i hovedtunnelen verdier over innlekkasjemålet på 4 liter/minutt/100 m tunnel. Målt innlekkasje i hovedtunnelen ligger i området 0,5 - 3,8 liter/minutt/100 m tunnel.
Alle sjaktene fra dagen blir forinjisert før berguttak, og de sjaktene som er ferdig sprengt og sikret har lekkasjer som ligger lavere enn innlekkasjemålet.

Prosjektet har så langt oppnådd tilfredsstillende resultater med forinjeksjon. Områder med prosjektert udrenert utstøpning er risikovurdert og evaluert opp mot en omfattende sjekkliste etter at tunnelen har passert disse områdene. Bortfall av udrenert sikringsstøp har hittil i prosjektert gitt besparelser i størrelsesorden 300 til 500 mill. og bidrar til redusert byggetid i forhold til opprinnelig plan.

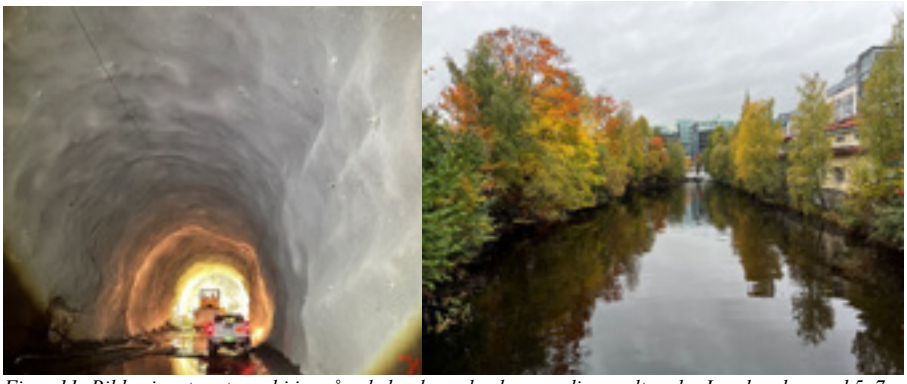
PROSESS	MENGDER
Samlet lengde utsprengt tunnel i hovedløp	3 525 m
Antall injeksjonsskjermer inkl. sperreskjermer	465 stk.
Injeksjonsboring	410 000 m
Forbruk injeksjonsmaterialer alle typer	7 068 tonn
Forbruk injeksjonsmaterialer per m tunnel	1 752 kg
Forbruk injeksjonsmaterialer per boremeter inj. hull	17,2 kg
Pumpekapasitet per time inkl. bestilt ventetid.	1 128 kg
Andel Standard Industrisement	0 %
Andel Mikrosement	79 %
Andel Spesial mikrosement	1 %
Andel Ultrafin sement	8 %
Andel kolloidal silika	12 %

Figur 10: Tabell med mengder og erfaringstall for kapasiteter

Oppsummering
Tunnelene på Fornebubanen blir drevet med stort fokus på injeksjon tilpasset berggrunnen og omgivelsene. Injeksjonsarbeidene har gitt bedre resultater enn forventet også i de områdene hvor PGF vurderte at det ikke var mulig å oppnå innlekkasjer < 4 l/min/100 m uten vanntett utstøping.

Byggherren følger kontraktens intensjon om byggherrestyrt injeksjon og har med kompetanse i egen organisasjon i alle kontrakter utarbeidet detaljerte injeksjonsprosedyrer. Det holdes injeksjonsseminar hvor alle tunnelskiftene, formenn og kontroll ingeniører deltar.

Kontrakt K2A på Fornebu var først ute med innovativ bruk av skjermgeometri og injeksjonsmaterialer tilpasset hydrogeologiske forhold og strenge innlekkasjemål. Entreprenørene er godt kjent med forinjeksjon som metode og benytter "state of the art" injeksjonsrigger fra Andersen Mekaniske Verksted. Leverandørene av injeksjons-materialer har etablert solide logistikkløsninger basert på sement siloer og bulk tanker for KS og tilsetningsstoffer. De deltar også aktivt med informasjon og erfaringsoverføring i prosjektet.



Figur 11: Bilde viser tørr tunnel i inngående løp hvor den krysser diagonalt under Lysakerelva med 5–7 m bergoverdekning opp til elvebunnen.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2023

HÅNDTERING AV LEKKASJER VED TBM DRIVING PÅ FOLLOBANEN – ERFARINGER OG LÆRINGSPUNKTER

Control of water leakages during TBM excavation at the Follo Line project – Experiences and Lessons learned

Anne Kathrine Kalager, Bane NOR

SAMMENDRAG

Erfaringer fra TBM-drivingen av de to 20 km lange tunnelene på Follobanen understreker viktigheten av god forståelse for de stedlige geologiske og hydrogeologiske forholdene for å oppnå en tett tunnel. Ulike tiltak som ble implementert, både under driving og etter gjennomboringen med de fire dobbeltskjold TBM'ene, har definert en liste over forhold som må vies spesiell oppmerksomhet for å sikre kontroll på lekkasjer ved gjennomføring av fremtidige TBM prosjekter.

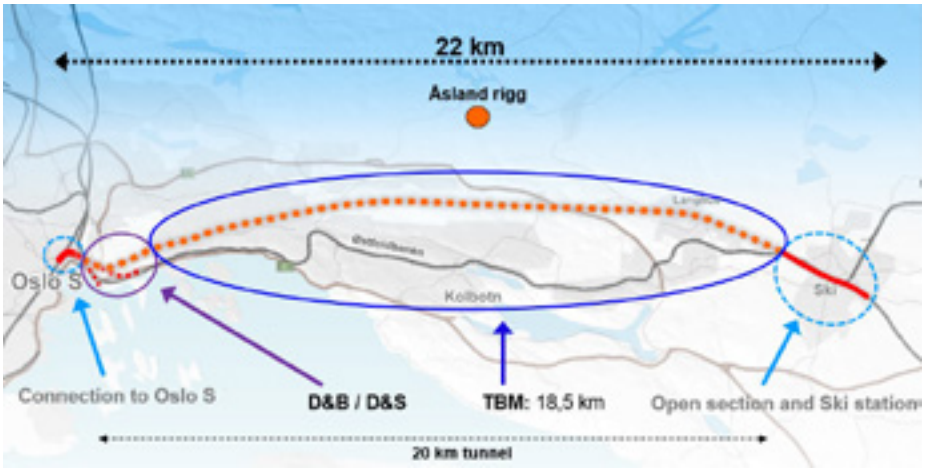
SUMMARY

Experiences from the execution of the two 20 long Follo Line tunnels with TBMs may pave the way for the importance of a good understanding of how the geological and hydrogeological conditions may affect the achievement of a watertight tunnel. Different mitigations implemented, both during and after excavation by the four double shield TBMs, have defined a lesson learned for the performance of future TBM tunnels in order to control water leakages.

FOLLOBANEPROSJEKTET – EN OVERSIKT

Follobanen er en ny 22 km lang dobbeltsporet jernbanestrekning, som nylig er ferdigstilt og tatt i bruk mellom Oslo Sentralstasjon og Ski. Mesteparten av strekningen består av en 20 km lang tunnel, bygget med to separate løp. 18,5 km av tunnelstrekningen ble drevet med tunnelboremaskiner (TBM), som opererte fra ett angrepspunkt på Åsland, beliggende sentralt på tunnelstrekningen, se figur 1.

INTERN



Figur 1: Follobanen- En oversikt over de entreprisene som prosjektet var delt opp i

TBM brukt til å drive det meste av tunnel seksjonen

Fra et stort riggområde på Åsland, beliggende sentralt langs den 20 km lange tunnelstrekningen, ble 2x18,5 km av de nye trafikktunnelene drevet med til sammen fire dobbeltskjold TBM'er. Oppstartområdet hadde en overdekning på ca 100 meter og var forbundet med det store riggområdet på overflaten via to ca 1 km lange atkomsttunneler. Foruten disse atkomsttunnelene, ble det sprengt ut et system med ytterligere logistikktunneler og to store haller hvor TBM'ene ble montert. Avstanden mellom disse hallene var på ca 400 meter. To av maskinene ble montert i den nordre hallen, og boret i retning av Oslo. De to andre maskinene ble montert i den søndre hallen, og boret i retning av Ski. TBM'ene boret ca 9 km hver. Alle fire maskinene startet boringen i løpet av perioden september – november 2016.

Basert på tidligere erfaringer med bruk av TBM i Norge, ble maskinene, som skulle drive på Follobanen, designet spesifikt for de forventede geologiske forholdene på strekningen.

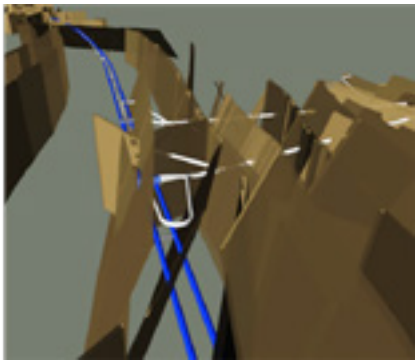
Geologiske forhold

Overdekningen av tunnelseksjonen varierte fra ca 5 meter til 180 meter, med et maksimalt vanntrykk på 16 – 17 bar. Bergmassen var i hovedsak homogen, svært sterk og impermeabel, med medium til liten oppsprekking. En del av sprekkesonene var å karakterisere som knusningssoner av ulik mektighet.

Bergoverflaten hadde gjennom ulike geologiske perioder og gjentatte istider vært utsatt for stor grad av erosjon. Områder med mye oppsprekking hadde i større grad vært eksponert for erosjon enn områder med liten eller ingen oppsprekking, noe som etterlot en bergoverflate bestående av «daler» og «topper». Etter siste istid stod havnivået i dette området ca 220 meter over dagens havnivå, og mange av «dalene» i dette området ble da fylt med marine sedimenter, i hovedsak leire.

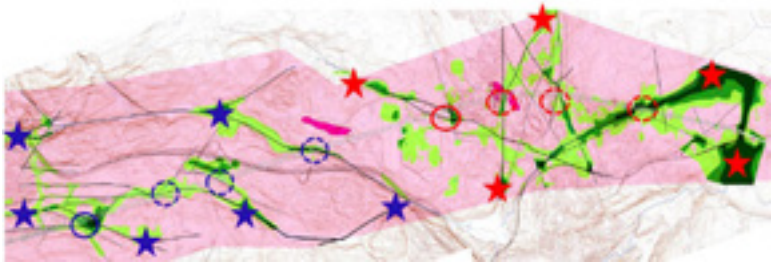
INTERN

Vannførende sprekke-/ knusningssoner, som krysser tunnelen, kan fungere som effektive drenskanaler ved driving gjennom disse. Se figur 2. Erfaringer fra andre prosjekter viser at punktering av slike soner i løpet av kort tid kan forårsake betydelige lekkasjer inn i tunnelen med påfølgende reduksjoner av poretrykkene i overliggende sedimenter, noe som igjen resulterer i setninger på bygninger og andre objekter på overflaten.



Figur 2: Tunnelene på Follobanen krysser identifiserte sprekke-/ knusningssoner

Geologiske undersøkelser utført før oppstart av tunnelboringen viste også at disse sprekkesonene i stor grad var forbundet til hverandre i et nettverk. Dette betydde at forholdsvis store influensområder kunne bli berørt ved lekkasjer forårsaket av kryssing av en vannførende sone i dette nettverket. Dette er illustrert i figur 3 nedenfor.



Figur 3: Tunnelen krysser en rekke sprekkesoner (blå og røde ringer), her illustrert innenfor to forskjellige sprekkesystemer. Stjernene illustrerer influensområdene tilhørende ringene i samme farge. Sprekkesonene som er illustrert på figuren har alle en mektighet på > 1 meter

God kunnskap om de geologiske og hydrogeologiske forholdene, herunder mekanismer knyttet til sprekkesystemenes innvirkning på influensområdets størrelse, er viktig ved driving av ethvert tunnelanlegg, uavhengig av hvordan tunnelen drives. At alle involverte parter hadde den samme forståelsen av dette, viste seg også å ha større betydning enn først antatt for TBM drivingen på Follobanen.

ERFARINGER GJORT VED TBM DRIVINGEN AV TUNNELENE

Krav i kontrakten

Kontrakten, med alle vedlegg, ga en omfattende beskrivelse av de geologiske forholdene på tunnelstrekningen mellom Oslo S og Ski. Kart og illustrasjoner av nettverket av sprekke-/

INTERN

knusningssoner lå ved tilbudsgrunnlaget, i tillegg til alle resultater fra utførte grunnundersøkelser. I tilbudsfasen ble tilbyderne også gitt tilgang til alle kjernene fra utførte kjerneboringer.

Tunnelens to hovedløp skulle bygges som en udrenert løsning, med en vanntett 40 cm tykk armert betonglining, bestående av sju elementer i en ring, og vanntette pakninger mellom alle elementene. Pakningene var testet mot et vanntrykk, som var dobbelt så høyt som det forventede maksimale vanntrykket på strekningen.

Som et ledd i etableringen av en udrenert løsning, ble det 20 cm brede hulrommet mellom den installerte betongringen og det bakenforliggende berget fylt med en to-komponent, sementbasert fyllmasse, med gode herdeegenskaper. Kontraktens krav til vanntetthet var strenge, med følgende utforming;

"*Contractor shall ensure a dry tunnel, which permits damp spots with no visible signs of water remaining on a hand immediately after touching the spot. No dripping/ visible flow of water is permitted whatsoever.*"

Mellom de to hovedløpene ble det delvis sprengt og delvis splittet tverrforbindelser hver 500 meter i hht internasjonale krav for å sikre gode evakueringsmuligheter mellom de to tunnelløpene. Tverrforbindelsene ble bygget som drenerte løsninger, med konvensjonell injeksjon der hvor det ble truffet på lekkasjer, men med en membran og støp for å sikre fullstendig vanntetthet. Foruten å skulle fungere som effektive evakueringsveier, tjente også disse tverrforbindelsene som tekniske rom, hvor utstyr sensitivt for lekkasjer ble installert.

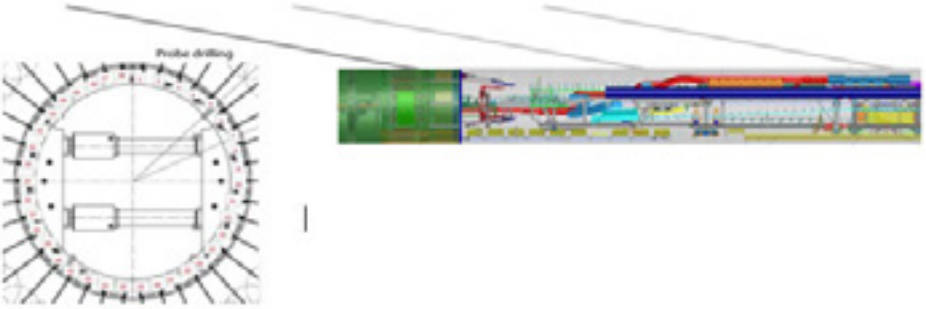
Alle atkomsttunneler, logistikktunneler, samt de to store berghallene hvor TBM'ene ble montert og hadde sin oppstart, ble sprengt ut og sikret konvensjonelt med injeksjon, bolting og sprøytebetong. Denne delen av tunnelsystemet ble derved etablert som drenerte løsninger.

Lekkasjer under driving ble pumpet ut på Åsland, og håndtert gjennom renseanlegget som var installert på dette riggområdet. Etter gjennomboring, ble alt lekkasjevann sluppet ut gjennom det permanente drensanlegget i sålen på hovedløpene, og sluppet ut via et renseanlegg på Sydhavna, i sydenden av den 20 km lange tunnelseksjonen.

Betongelementene, som skulle sikre to vanntette hovedløp, ble fortløpende installert mens maskinene boret. Det var forventet å oppnå en vanntett tunnel med det samme komplette ringer var installert og hulrommet mellom ringen og berget var fylt opp med nevnte tilbakefyllingsmasse. På den 18,5 km lange tunnelstrekningen, som ble boret med TBM'er, ble det installert 20.000 ringer med betongelementer og 141.000 elementer totalt sett. Gummipakninger, designet for å motstå et vanntrykk dobbelt så høyt som det forventede maksimaltrykket, ble montert rundt hvert element som en del av støpeprosessen. Liningen bestod således av ca 1.700 km med pakninger.

Det var et krav i kontrakten å gjennomføre kontinuerlig, overlappende sonderboringer fra TBM'ene i begge tunnelløpene. Sonderborehullene var 35 til 40 meter lange. Dette er illustrert i figur 4 nedenfor. Det skulle bores minimum ett sonderborehull, men TBM'ene tillot boring fra 38 ulike posisjoner. Videre var det forutsatt å bore flere hull i områdene med mye oppsprekking, hvor lekkasjer var forutsatt, og i områdene som var definert som spesielt følsomme for lekkasjer og poretrykksreduksjoner.

INTERN



Figur 4: Mulighet for å bore sonderhull fra 38 ulike posisjoner. Overlappende sonderboringer fra hver av TBM'ene

Ett av formålene med sonderboringen var å identifisere vannbærende sprekkesoner foran TBM'ene. Hvis vann ble detektert, og mengden oversteg på forhånd definerte akseptverdier for de ulike områdene, skulle forinjeksjon igangsettes for å begrense vannlekkasjen under boring. Formålet med forinjeksjon var i utgangspunktet ikke å stoppe lekkasjene totalt, men kun å oppnå kontroll på vannlekkasjene inntil den vanntette liningen med nevnte tilbakefyllingsmasse var installert. Så snart lining med tilbakefyllingsmasse var installert, var intensjonen at dette skulle fungere som hovedtiltaket for å oppnå en totalt vanntett tunnel i hht kontraktens krav.

Noen områder på tunnelstrekningen var definert som spesielt sensitive for poretrykksreduksjoner, og i disse områdene var det obligatorisk å utføre forinjeksjon. En fastpris i kontrakten dekket kostnadene for en viss mengde forinjeksjon. Kontrakten inneholdt også mekanismer for å regulere og kompensere for mer injeksjon enn hva som var dekket opp gjennom denne fastprisen.

I frostsonene i hver ende av tunnelene, ble det under drivingen instruert til å gjennomføre kontaktinjeksjon bak liningen, for å fylle eventuelle hulrom og hindre at vann ble stående mellom ringen og bakenforliggende berg. Dette ble gjort for å hindre at eventuelt vann i slike hulrom skulle fryse og ødelegge både tilbakefyllingsmassen og elementene.

Hva skjedde?

Til å begynne med, ble det kun boret sonderborehull fra én posisjon i profilet. Denne ble lokalisert i klokken 12 posisjonen, fra toppen av TBM'ene. Det ble med dette ikke tatt hensyn til de allerede kjente geologiske forholdene, hvor sprekkesoner med ulike vinkler ville krysse tunnel traséen. Sprekker som kom inn med en liten vinkel fra en av sidene mot tunnel traséen, ville for eksempel ikke bli oppdaget ved den overlappende sonderboringen før det var for sent til å starte injeksjon som et tiltak for å begrense innlekkasjen.

En annen erfaring, var at entreprenøren aldri boret mer enn 20 hull for etablering av injeksjonsskjermene, til tross for at det var mulig å injisere fra 38 ulike posisjoner rundt TBM'enes skjold. Kontrakten stilte krav om at det måtte bores minst 20 hull for å få kompensert for injeksjonen, derfor var det kun dette antall hull som ble boret.

Forventningene om at liningen med tilbakefyllingsmaterialet, en sementbasert to-komponent masse med forventet rask herdetid, som ble pumpet inn for å fylle hulrommet mellom betongringene og det bakenforliggende berget, skulle fungere som en effektiv stopper for

INTERN

innlekkasje, ble ikke innfridd. Det nevnte tilbakefyllingsmaterialet var ikke i tilstrekkelig grad resistent mot det vanntrykket det ble eksponert for, i alle fall ikke i tiden rett etter at det var fylt inn bak ringen. Dette materialet ble pumpet inn bak betongringene i flere runder. Den første fyllingen fant sted rett bak skjoldet hvor ringen var montert. Her ble de nedre 265 gradene av hulrommet bak ringen fylt. Deretter ble de resterende 95 gradene i øvre del av hulrommet bak ringen fylt, seks ringer bak den sist installerte ringen. I mange av områdene hvor tunnelene krysset vannførende sprekkesystemer, var vanntrykket mellom 8 og 14 bar. Dette førte til en massiv utvasking av den nylig fylte tilbakefyllingsmassen i disse områdene, noe som resulterte i ufullstendig fylling bak ringene som var eksponert for denne utvaskingen.

Kontrakten beskrev en tredje runde med påfyll av tilbakefyllingsmasse, nettopp for å sikre en komplett fylling av hulrommet mellom betongringene og det bakenforliggende berget, og samtidig tette «utgravde» hulrom og kanaler, hvor vann kunne få tilgang bak betongliningen. Denne kompletterende fyllingen var forutsatt at skulle finne sted på TBM'enes bakrigg, men det nødvendige utstyret for slik fylling ble aldri installert, med det resultat at denne tredje fyllingsrunden aldri ble gjennomført.

Med et høyt vanntrykk inn mot tunnelen i områder med sprekkesoner, ble hulrom og kanaler i den ufullstendige tilbakefyllingsmassen over tid fylt med vann, noe som utviklet seg til å bli et lekkasjeproblem for prosjektet.

Uavhengig av situasjonen bak betongliningen, var det forutsatt at denne skulle være fullstendig vanntett, med pakninger i skjøtene, som skulle stå imot et vanntrykk dobbelt så høyt som vanntrykket som i de ulike områdene var forventet. Likefult fant det sted lekkasjer gjennom skjøtene mellom elementene i noen områder. Det kunne være ulike årsaker til at disse lekkasjene fant sted, men en av dem kan ha vært at gummipakningene i noen områder kan ha vært for stive, sammenliknet med vanntrykket de skulle motstå. Ved montasje kan det enkelte steder ha oppstått et bend på pakningslisten, uten at den har vært myk nok til å slutte tett mot tilgrensende pakning på naboelementet. Det ble brukt samme stivhet på pakningslistene som ble montert på alle betongelementene. Disse var dimensjonert for å stå imot det dobbelte vanntrykket som maksimalt kunne forventes på tunnelstrekningen, uten at det var tatt høyde for at dette vanntrykket ville variere fra 0,5 bar og opp til ca 17 bar over tunnelens lengde. Det ble ikke gjort noen tilpasning til forventet vanntrykk på de ulike delene av tunnelstrekningen.

En erfaring gjort i etterkant, var også at tykkelsen på elementene kunne vært tilpasset forventet vanntrykk på de ulike delene av tunnelstrekningen. Dette var imidlertid mer å regne som en mulig optimalisering for å redusere forbruk av betong, og ikke et tiltak for å begrense vannlekkasjer.

I andre områder var det installert elementer med små sprekker i hjørnene, noe som i enkelte tilfeller også ga veg for små lekkasjer.

En annen «vannveg» gjennom betongliningen var gjennom de på forhånd installerte injeksjonshullene for fylling av tilbakefyllingsmaterialet. Allerede under driving av tunnelene, ble det konstatert at de opprinnelige pakningene, som ble installert i disse injeksjonshullene, ikke stod imot lekkasjer. Entreprenøren utviklet derfor en ny type mekanisk pakning, hvor det samme materialet som var brukt i pakningslistene rundt elementene ble brukt. Montasje av de nye pakningene forbedret situasjonen betydelig, men i noen injeksjonshull fortsatte det å lekke, selv om lekkasjemengdene i disse lokasjonene var sterkt redusert. Pakningene som ble brukt er vist i figuren nedenfor.

INTERN



Figur 5: En EPDM mekanisk pakker, utviklet av AGJV for å tette injeksjonshull i betongliningen

Vannet, som hadde vært i kontakt med det sementbaserte tilbakefyllingsmaterialet, var sterkt alkalisk, med en pH-verdi på opptil 13. Dette alkaliske vannet angrep og ødela aluminiumsinstallasjoner i tunnelen. Dette var en viktig grunn til etablering av et strengt regime hos byggherren for å sikre leveranse av en vanntett tunnel, i hht kontraktens krav.

Erfaring viste også nødvendigheten av å fullstendig unngå lekkasjer i tunnelenes frostsoner. Før entreprenøren hadde ferdigstilt kontaktinjeksjon i frostsonene, ga en periode over 4 – 6 uker med temperaturer ned til -15 ºC i januar/ februar 2021, en massiv oppbygging av issvuller i sålen og istapper i profilet for øvrig. Dette fant sted i områder hvor lekkasjene i utgangspunktet var minimale. Dette er vist i figur 6 nedenfor.



Figur 6: Istapper i Blixtunnelen vinteren 2021, i et område hvor lekkasjene i utgangspunktet var begrenset, som vist på bildet til venstre.

TILTAK FOR Å FÅ KONTROLL PÅ VANNLEKKASJENE

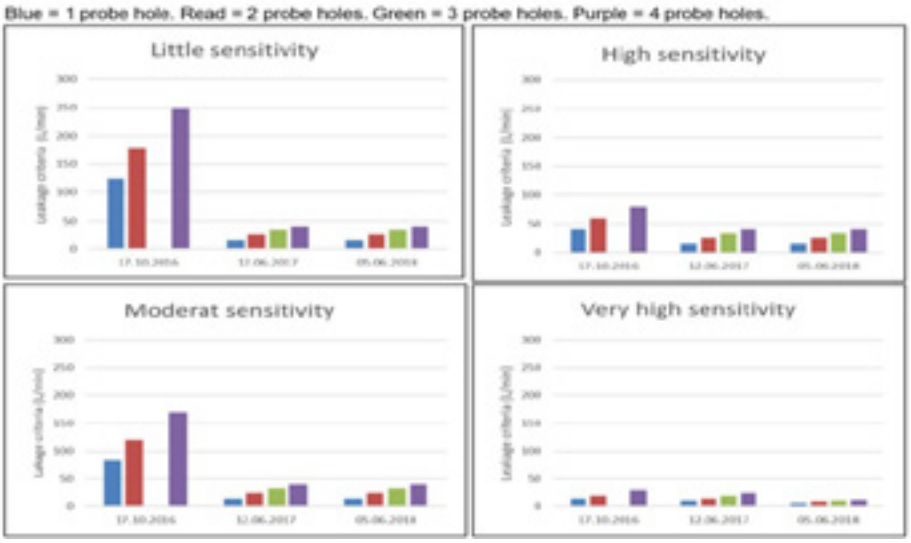
Tiltak implementert under tunneldrivingen

Siden betongliningen, med den anvendte tilbakefyllingsmassen, ikke fungerte som forventet med hensyn på å motstå lekkasjer og høyt vanntrykk, måtte det gjøres tiltak under tunneldrivingen for å redusere vanntrykket før passering av vannførende sprekkesoner.

Akseptverdiene for lekkasjer fra sonderborehullene, som opprinnelig var satt i hht sensitiviteten for setninger i de ulike områdene, var basert på at lekkasjer kunne finne sted over et kort tidsrom, inntil en velfungerende lining var etablert som vanntetting. Denne forutsetningen måtte revurderes og akseptkriteriene for lekkasjer fra sonderborehullene før

INTERN

iverksetting av forinjeksjon, måtte justeres kraftig ned for å unngå skader på bebyggelse og annen infrastruktur innenfor det berørte influensområdet. Dette er illustrert i figur 7 nedenfor.



Figur 7: Justering av akseptverdier, basert på ett til fire sonderborehull, for når forinjeksjon måtte iverksettes i områder med ulik sensitivitet for setninger.

Så snart innslagsverdiene for å starte forinjeksjon var redusert, ble også problemene med lekkasjer i tunnelanlegget tilsvarende redusert, men de opphørte ikke fullstendig.

Etter en stund, med utvikling av hensiktsmessige rutiner for håndtering av et større omfang av sonderboringer og hyppigere etablering av injeksjonsskjermer, oppnådde også entreprenøren god fremdrift på arbeidene. I uker hvor det ikke var behov for å gjennomføre forinjeksjon, hadde de normalt en inndrift på 120 til 140 meter pr uke. I uker hvor det ble gjennomført to til tre runder med forinjeksjon, var inndriften som regel redusert til 40 til 60 meter. Tatt de geologiske forholdene i betraktning, var også denne inndriften meget god, men i noen områder var det åpenbart at resultatene fra forinjeksjonen kunne vært forbedret.

Dersom antall tilgjengelige hull for boring av injeksjonsskjermene hadde vært utnyttet og skjermene i tillegg hadde vært bedre orientert i forhold til de kjente geologiske forholdene, ville det vært mulig å oppnå bedre resultater.

Entreprenøren boret aldri mer enn 20 hull for etablering av en injeksjonsskjerm, til tross for at det var 38 posisjoner tilgjengelig for setting av en skjerm. Jo flere hull som bores, jo bedre resultat er det mulig å oppnå. De 20 hullene ble også bare jevnt fordelt rundt profilet, i stedet for å legge inn flere hull i retningen hvor sprekkesoner kom inn for å krysse tunnelen. Skjermene kunne også vært satt tettere for å oppnå bedre overlapp og resultater med hensyn til å redusere lekkasjer fra kryssende sprekkesoner. Bedre kvalitet på skjermene kunne redusert vanntrykket på tilbakefyllingsmassen, redusert utvasking av denne og redusert etterfølgende innlekkasje gjennom liningen.

36 km av den 2x20 km lange tunnelstrekningen ble boret, og mer enn 7,6 km av den totale tunnelstrekningen ble injisert fra TBM'ene. Fordelingen av hvor mye som ble injisert fra de fire maskinene er vist i tabellen nedenfor.

INTERN

	TBM 1 (Nordover)	TBM 2 (Nordover)	TBM 3 (Sydover)	TBM 4 (Sydover)	Totalt
Total borelengde (meter)	8.898	8.907	9.121	9.108	36.034
Gjennomført forinjeksjon (meter)	1.449	1.351	2.197	2.641	7638

Tabell 1: Boret lengde og mengde forinjeksjon gjennomført fra hver av de fire TBM'ene

Tiltak som ble gjennomført etter at boringen var ferdig

Etter at boringen med de fire maskinene var sluttført, september 2018 i nord og februar 2019 i syd, var det i utgangspunktet forutsatt at alt arbeid med liningen også skulle være sluttført og at tunnelen skulle være fri for lekkasjer. Dette var ikke tilfelle. I noen områder var det fremdeles lekkasjer, og i flere tilfeller tiltok lekkasjene i takt med at vanntrykket ble bygget opp bak liningen, hvor det på grunn av utvasking under drivingen stedvis var ufullstendig fylling med tilbakefyllingsmasse.

Kontrakten tillot ikke noen form for lekkasje inn i tunnelen, og siden vannet som lakk inn var sterkt alkalisk, måtte det iverksettes en rekke ulike tiltak for å tilfredsstille kontraktens krav og hindre skade på installasjoner. Lekkasjene måtte stoppes eller reduseres betydelig og da kontrolleres for å unngå at alkalisk lekkasjevann ødela installasjoner i tunnelanlegget. Nedenfor er det beskrevet en del tiltak som ble iverksatt for å få kontroll på de gjenværende lekkasjene i anlegget.

<u>Identifisering av hulrom bak liningen</u>
Bane NOR mente at en av hovedårsakene til at det fortsatt var lekkasjer i anlegget, kunne spores tilbake til den ufullstendige fyllingsgraden mellom betongringene og det bakenforliggende berget. Det var grunn til å anta at hulrom og kanaler bak liningen var fylt med vann i områder med oppsprekking og høye vanntrykk.
Slike hulrom bak liningen var nødvendigvis ikke lokalisert akkurat der hvor lekkasjer ble observert. Det var tegn som tydet på at vann strømmet til/ fra hulrom i kanaler bak liningen, frem til et svakt punkt i enten pakningslisten mellom elementene eller i pakningen som var montert i injeksjonshullene. Lekkasjene fremstod i hovedsak som drypp, men i noen tilfeller piplet det også ut en mer kontinuerlig tynn strøm av vann.

Utfordringen ble å identifisere hvor «vannmagasinet» i form av hulrom befant seg bak den 40 cm tykke betongliningen. Det viste seg at på Hallandsås prosjektet i Sverige, hadde de stått overfor et liknende problem da den tunnelen ble bygget. Der hadde de utviklet et apparat som sendte ut lyd med en spesifikk frekvens. Basert på analyse av styrken på returlyden, eller «ekkoet» fra denne utsendelsen av lyd, var det mulig å detektere hulrom av en viss størrelse. Mindre kanaler og små hulrom lot seg ikke identifisere.

Det ble gjennomført en systematisk «Ekko-måling» i punkter distribuert rundt profilet på hver femte ring gjennom hele tunnelanlegget.

<u>Kontaktinjeksjon og PU-injeksjoner</u>
Kontaktinjeksjon med en sementbasert masse ble i hovedsak foretatt for å fylle identifiserte hulrom bak betongliningen. Kontaktinjeksjon med lavt trykk inn bak liningen ble gjennomført for å unngå skader på eller forflytninger av betongringene.

INTERN

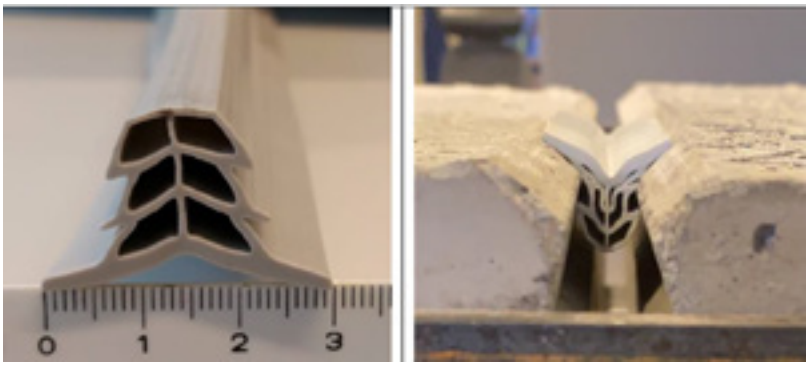
Resultatet av disse injeksjonene var basert på hvorvidt vannfylte hulrom i de ulike områdene hadde vært gjenstand for en vellykket fylling eller ikke. I noen områder gikk det inn mye materiale. Det var eksempler på at opptil 70 m^3 ble injisert inn. Det kan nevnes at en komplett fylling bak en ring utgjør ca 11 m^3 med tilbakefyllingsmasse. I andre områder var det lite eller ikke noe masse som gikk inn. Stoppkriteriet var basert på mengde masse som gikk inn, men erfaringen tilsier at stoppkriteriet burde vært basert på trykk i stedet.

I frostsonene i hver ande av tunnelene, ble det gjennomført systematisk kontaktinjeksjon med ganske godt resultat. I tilfeller hvor det fremdeles ble observert lekkasjer, både i frostsonene og i tunnelanlegget for øvrig, ble kontaktinjeksjonen supplert med punktvise PU-injeksjoner for å oppnå et tilfredsstillende resultat. Det ble også injisert inn PU-ringer bak liningen med det formål å opptre som «barrierer» og stoppe flyt av vann over lengre strekninger gjennom kanaler og hulrom i den bakenforliggende massen.

Andre tiltak

I områder hvor det til tross for en rekke runder med injeksjon, både sementbasert kontaktinjeksjon og PU-injeksjoner, ikke ble oppnådd tilfredsstillende tetthet, og hvor drypp fremdeles fant sted i skjøtene mellom elementene, ble det introdusert en løsning hvor vann kontrollert ble ført ned til drenskanalen i tunnelens såle. Et gummiprofil med mothaker, spesialdesignet til å kunne bli montert i skjøten mellom to elementer, ble installert over partier hvor det fremdeles forekom drypp. Dette er vist i figur 8. Vannet ble da ført ned bak gummiprofilet til nevnte drenssystem. På denne måten unngås drypp på sensitive installasjoner.

Slike gummiprofiler er installert i områder hvor lekkasjene er små og kun opptrer som drypp. Siden vannet med denne løsningen tillates å komme gjennom liningen, var det ikke tillatt å bruke denne metoden i frostsonene. Der ble lekkasjene utelukkende håndtert ved nødvendige runder med injeksjoner.



Figur 8: Gummiprofil som ble installert mellom elementer for å lede vanndrypp kontrollert ned til drenssystemet i sålen

En annen utfordring som gjenstod mot slutten, før ibruktaging av anlegget, var å håndtere gjenværende drypp fra injeksjonshullene, hvor det var montert mekaniske pakkere. Her var det ikke sprekker hvor gummiprofilene kunne monteres, så andre løsninger for å hindre drypp var nødvendige.

I noen tilfeller ga det gode resultater å enten rengjøre pakningen eller bytte den ut med en ny, mens i andre tilfeller forekom det fremdeles mindre drypp. Fyllingsgraden for den

bakenforliggende massen var nok minst fullstendig i toppen, og det var også i injeksjonshull i øvre posisjon hvor det viste seg vanskeligst å oppnå fullstendig tetthet.

For å unngå drypp fra injeksjonshull i øvre del av profilet, ble det derfor montert på et glassfiberpanel over punktet med drypp. Dette panelet var langt nok til å lede vanndrypp kontrollert fra hengen og ut til veggene i profilet, og derifra ned i drensanlegget i tunnelens såle. Se figur 9.



Figur 9: Glassfiberpanel som ble installert over lekkasjepunkter inne på et element for å lede vanndrypp kontrollert ned til drenssystemet i sålen

ERFARINGER OG LÆRINGSPUNKTER

For å oppfylle lekkasjekravene som var gitt i kontrakten, gjennomførte entreprenøren, med varierende intensitet og bruk av ressurser i perioden etter sluttføring av boringen og frem til overlevering av jernbaneanlegget, ulike former for etterinjeksjoner, i tillegg til installasjon av gummiprofiler og glassfiberpaneler. Det manglende fokuset under boringen på å oppnå best mulig kvalitet på injeksjonsskjermene og god kvalitet på tilbakefyllingsmassen, med høy fyllingsgrad i hulrommet mellom elementene og det bakenforliggende berget, måtte betales tilbake med en rekke tiltak etter at boringen var avsluttet. Det er et paradoks at selve boringen av 4 x ca 9 km tok omkring 2 år, mens tiltak for å oppnå tilfredsstillende tetthet i henhold til kontraktens krav pågikk i 3 ½ til 4 år etter at boringen var avsluttet og frem til overlevering av jernbaneanlegget.

For hele den 2 x 20 km lange tunnelseksjonen, inklusive atkomsttunneler, logistikktunneler og tverrforbindelser, ble det målt lekkasje i størrelsesorden 15 l/sek rett etter gjennomboring for de fire tunnelboremaskinene. Her må det nevnes at det kun er de borede 36 km med TBM-tunneler som er bygget som en udrenert løsning med vanntett lining installert. De øvrige tunnelene er drevet konvensjonelt ved sprengning, og bygget som drenerte løsninger. De største bidragene med lekkasjer kom fra disse delene av tunnelsystemet. På det tidspunktet var ikke driving av tverrforbindelser ferdig ennå, og heller ikke pågående injeksjon knyttet til disse arbeidene.

Etter ferdigstillelse av tverrforbindelsene og gjennomføring av all etterinjeksjon i hovedløpene, er den totale lekkasjen fra dette langstrakte anlegget målt til mindre enn 2 l/sek. Det er ut i fra dette åpenbart at tiltak med både ferdigstillelse av de drenerte delene av anlegget og ettertetting av TBM tunnelene har hatt stor effekt.

Erfaringer og læringspunkter fra gjennomføring av TBM-driving på Follobanen, med bruk av vanntett betonglining, med tilbakefyllingsmateriale, som beskyttelse mot lekkasjer inn i tunnelen, kan oppsummeres som følgende:

INTERN

- Det er viktig at både byggherren og entreprenøren, med sine underleverandører, har god kunnskap og forståelse for de geologiske- og hydrogeologiske forholdene i området som det skal bores gjennom. Relevant informasjon må være tilgjengelig gjennom tilbudsforespørsel og kontrakt, og det må både innledningsvis og underveis verifiseres at begge parter har lik forståelse av disse forholdene
- Både TBM'ene og mannskapene om bord må være godt forberedt på gjennomføring både sonderboringer og forinjeksjon, og ha forberedt en effektiv og kvalitetsmessig god gjennomføring av dette. Antall sonderborehull og triggerverdier for start av injeksjon må tilpasses de geologiske forholdene og funksjonaliteten/ egenskapene til liningen med tilbakefyllingsmasse.
- Ved påvisning av lekkasjer foran TBM'ene, må det gjennomføres tilstrekkelig med forinjeksjon, for å stoppe eller redusere vanntrykket slik at utvasking av tilbakefyllingsmateriale unngås. I dette ligger å etablere så tette skjermer som mulig, etablere skjermene med større grad av overlapp og eventuelt tilpasse lokaliseringen av hull i profilet til retningen på den eller de vannførende sonene. Resultatet av forinjeksjonen bør vektes høyere enn fremdrift på drivingen
- Det må velges tilbakefyllingsmasse som er resistent mot vann, slik at reaksjon med vann og dannelse av uheldig kjemi på lekkasjevannet unngås. Erfaringene fra Follobanen viste at sterkt alkalisk vann angriper aluminiumskomponenter i tunnelen, noe som har vist seg kritisk for kvaliteten på jernbaneanlegget
- Sikre komplett fyllingsgrad for tilbakefyllingsmassen under TBM-boringen
- Tilpasse stivheten til pakningslistene mellom elementene til det forventede vanntrykket i de ulike områdene. Dette vil i mange tilfeller gi ulike stivheter på disse pakningene fordelt over hele tunnelstrekningen
- Det må vies spesiell oppmerksomhet til hvilke løsninger som kan anvendes i frostsonene. I disse sonene må komplett vanntetthet oppnås

Den viktigste erfaringen fra driving av TBM-tunnelene på Follobanen, er at en effektiv reduksjon av lekkasjer ved bruk av forinjeksjon i boreperioden er en god investering, som sannsynligvis gir besparelser i både mannskaper, penger og tid, sammenliknet med å måtte håndtere lekkasjer i stort omfang etter at boringen er sluttført.

Til tross for en del utfordringer med håndtering av vann underveis, kan det pr i dag konkluderes med at dette i stor grad ble løst gjennom et tett samarbeid mellom byggherre og entreprenør underveis. Det hele har bidradd til bygging av økt kompetanse og bevissthet innen TBM driving hvor vannlekkasjer er en potensiell problemstilling, noe fremtidige tunnelprosjekter i Norge vil nyte godt av.

Driving av tunnelene på Follobanen har vist at verken hardt berg eller behov for å gjennomføre forinjeksjon for å håndtere lekkasjer er noe argument mot å benytte TBM på prosjekter i Norge, men i likhet med konvensjonelt drevne tunneler, må det stilles krav til utstyr og kompetanse hos både byggherre og entreprenør for å oppnå et vellykket resultat.

INTERN

INJEKSJON I ROMBEPORFYR – ERFARINGER FRA SOLLIHØGDTUNNELEN
Pre-grouting in Rhomb porphyry – experiences from Sollihøgdtunnelen

Lovisa König, Statens vegvesen

Geir Brevik, Statens vegvesen

SAMMENDRAG

Sollihøgdtunnelen er en 3,4 km lang toløpstunnel på Statens vegvesen sitt prosjekt E16 Bjørum – Skaret. Tunnelen ble drevet mellom 2021 og 2023. Geologien består til største del av rombeporfyr, som er en av Norges mest vannførende bergarter.

Det har vært krevende forinjeksjon i hele Sollihøgdtunnelen. I grensen mellom rombeporfyr-seriene RP6 og RP7 ble det påtruffet en spesielt vanskelig sone med stor innlekkasje.

Et av suksesskriteriene for injeksjonen har vært en endring i sammensetning av injeksjonsmassen. Ved å bytte ut det superplastiserende stoffet (SP-stoffet) ble herdetiden kortet ned, med følge at både injeksjonstiden og sementforbruket gikk ned.

INNLEDNING

Sollihøgdtunnelen er én av to tunneler på prosjektet E16 Bjørum – Skaret på veien mellom Oslo og Hønefoss. Prosjektet er en totalentreprise med Statens vegvesen som byggherre og Skanska som totalentreprenør, hvor det bygges firefelts motorvei fra Bjørum i Bærum kommune til Skaret i Hole kommune. Oppgjør for Sollihøgdtunnelen er en rundsum, men med enhetspriser for injeksjon og bergsikring. Byggherrens kontrollingeniører kartla berget etter hver salve og bestemte permanentsikring. På grunn av dette var det små forskjeller fra en vanlig enhetspriskontrakt, mtp. arbeidsmetodikk i drivetiden.

Sollihøgdtunnelen er en 3,4 km lang toløpstunnel, med tverrsnitt T9,5. Tunneldrivingen ble påbegynt i september 2021 og siste gjennomslag var i august 2023.

GEOLOGI

Geologien i området består av lavabergarter, rombeporfyr (RP5-RP8) og noe basalt i nær flattliggende lavastrømmer, samt intrusjoner av diabas og syenitt som gangbergarter. Mellom lavastrømmene kan det være svake bergartslag som representerer den gamle terrengoverflaten, ofte med forvitret, blokkig lavaberg og innslag av aske og sand/grus av varierende tykkelse fra cm til flere meter. I tillegg kan den øvre delen av en lavastrøm bære preg av forvitring, mens den undre delen er hardt, kompakt berg. Det opptrer også hulrom i varierende størrelse som opprinnelig var gassblærer i lavaen.



Figur 1: Lavagrense med askelag og gassblære i skjæring ved Avtjerna (Statens vegvesen)

Området karakteriseres også av steile forkastninger og sprekkesoner, med åpne sprekker og store vannmengder både i og utenfor svakhetssonene. Det finnes også tynne vannførende sprekker. Rombeporfyr er en av de mest vannførende bergartene vi har i Norge. I prosjektområdet finnes to kommunale vannverk og mange private drikkevannsbrønner.

I tillegg går tunnelen under Rustanbekken med liten overdekning. Rustanbekken er et viktig vassdrag siden det er gyteområder for laks og ørret, og krevde spesielle tiltak under tunneldrivingen.

Av sprekkesoner og grenser mellom lavalag viste det sistnevnte seg å gi størst utfordringer. Fra prosjekteringen var det kjent at grenser mellom lavastrømmer kunne komme til å følge tunnelen over lange strekninger. Det var også kjent at en del grenser kunne bli vanskelige å passere, mens andre skulle kunne passeres problemfritt. En slik brysom grense var mellom to lavastrømmer internt i RP8-serien, et bølgende, nært flattliggende lag som fulgte tunnelen i 800 m fra det søndre påhugget ved Avtjerna. Grensen inneholdt, ved siden av oppsprukket berg, et svakt lag som antas å ha vært vulkansk aske. Dette store utfordringer mht. både stabilitet og forinjeksjon.



Figur 2: Lavagrense med askelag, internt i RP8-serien (Statens vegvesen)

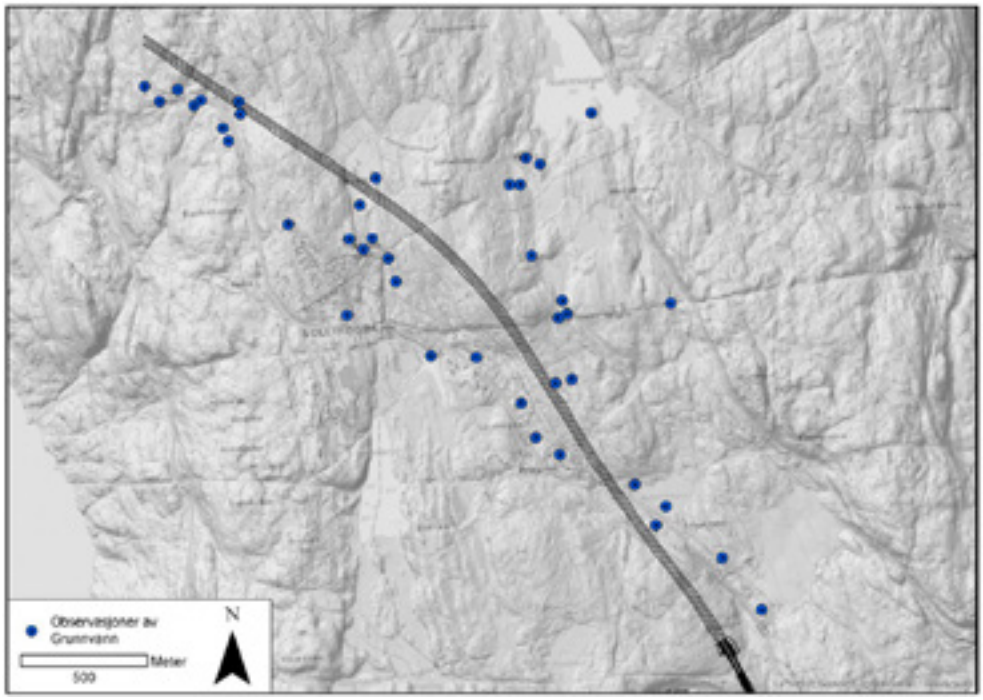
Tunnelens nordre påhugg ved Skaret ligger i RP5. Overgangen mellom RP5 og RP6 gikk problemfritt. En annen grense som skapte store utfordringer, var overgangen mellom RP6 og RP7. Denne grensen ligger ca. 600 m inn fra påhugget på Skaret. Grensen er en flere meter tykk sone med sandstein, knust berg og store vannmengder.



Figur 3: Lavagrense med sandstein synlig i hengen (Statens vegvesen)

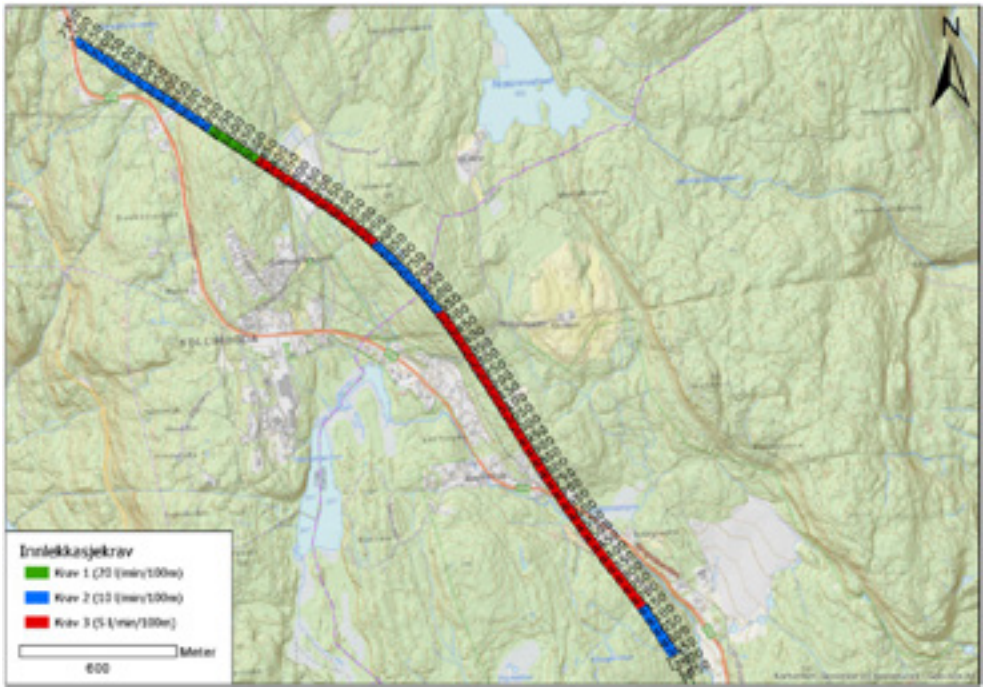
VANNOVERVÅKNING

Prosjektet startet et måleprogram med 44 punkter i 2018. Loggere ble plassert i drikkevannsbrønner, vassdrag og i prosjektets borede grovhull. Vanntrykk ble automatisk logget og lagret for hver time, men dataene måtte hentes ut manuelt for videre behandling.



Figur 4: Målepunkter for vannovervåkning (Rambøll COWI)

Ut ifra data fra loggerne ble det laget en grunnvannsmodell. Input var en antatt permeabilitet for tunnelen, output var grunnvannssenking i området rundt tunnelen. Effekten av grunnvannssenking i forskjellige områder, herunder naturverdier, arealbruk og drikkevannsbrønner, dannet sammen med grunnvannsmodellen grunnlag for tunnelens innlekkasjekrav. Et lite område hadde krav på 20 l/min/100 m tunnelløp, men mesteparten av tunnelen hadde krav på 5 eller 10 l/min/100 m pr. tunnelløp. For det strengeste kravet ble det bestilt systematisk injeksjon, ellers var det behovsprøvd injeksjon ved måling av vann fra sonderhull.



Figur 5: Innlekkasjekrav i tunnelen (Rambøll COWI)

I drivetiden hadde prosjektet 10 punkter med avlesning på nett for å følge med på endringer i realtid.

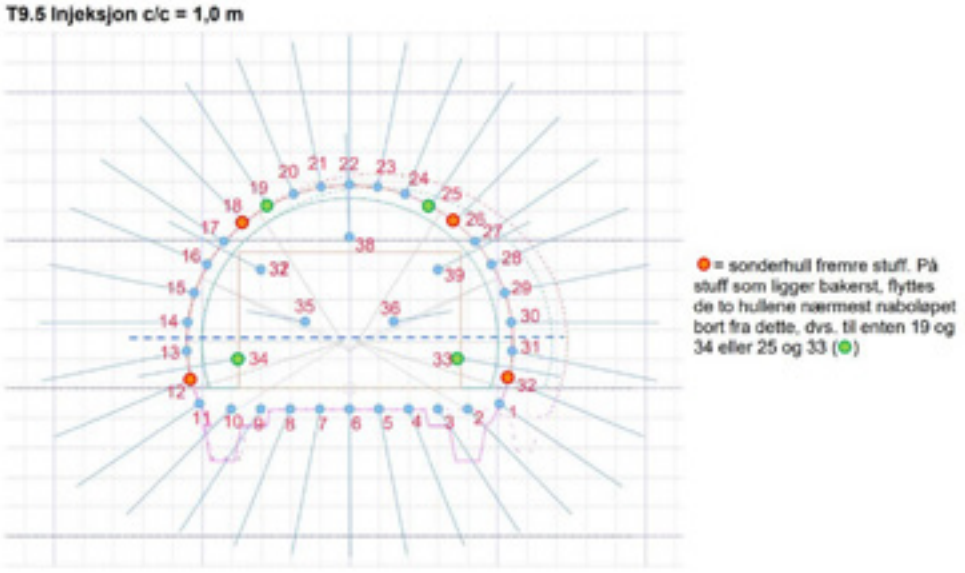
INJEKSJONSSTRATEGI

Under byggherrens prosjektering ble det antatt en fordeling på 70% industrisement og 30% mikrosement. Som mikrosement leverte Skanska knust industrisement fra Norcem, som oppfyller kontraktens krav på «partikkelstørrelse 95% mindre enn 25 µm» *(Statens vegvesen, 2018)*. Rombeporfyr er normalt en lettinjiserbar bergart med åpne sprekker og lite leire som fort kan ta store injeksjonsmengder. Vi ønsket å alltid avslutte på stående trykk, mellom 20 og 60 bar avhengig av overdekning (10-100 m). Dette holdt vi på, selv om vi oversteg prosedyrens angitte mengde sement. Det ble alltid boret kontrollhull for å kontrollere effekten av skjermene. Som et utgangspunkt var det planlagt å bruke styrt herding for å få ned mengdeforbruk i områder med hulrom og åpne sprekker, men dette viste seg vanskelig å få til.

SKJERMGEOMETRI

Injeksjonsskjermene ble som regel boret med 24 m lengde og 5 m stikk. Hullavstand ved ansett var c/c 1,0eller c/c 1,7, som for tverrsnitt T9,5 ga 39 respektive 24 hull pr. skjerm. Ved sonderboring ble 4 av skjermhullene benyttet, iht. figur 6 nedenfor. Det var den tette skjermen som ble brukt mest da det ofte var tørre hull på hver side av hull med store innlekkasjer. Som standard ble det sprengt 3 fulle salver (3 x 20 fot) mellom hver sonderboring/injeksjon.

Kontrollhull ble boret etter 1 salve ved systematisk injeksjon, og avsluttet 3 m før enden på injeksjonsskjermen. Ved tidligere uinjisert berg ble det som regel boret kontrollhull uten å skyte salve først. Dersom innlekkasjen i kontrollhullene oversteg grensen, ble det boret en sekundærskjerm. Denne ble avsluttet på samme pelnr. som primærskjermen. Dette ble gjort for å unngå å få ut injeksjonsmasse i uinjisert berg foran siste skjerm, og i stedet tette små sprekker som ikke hadde blitt tettet innenfor primærskjermen. Sekundærskjermer ble ofte boret som en kombinasjon av de to skjermtypene, hvor c/c 1,0 ble benyttet kun der det ble boret på vann.



Figur 6: Skjermgeometri injeksjonsskjerm, c/c 1,0 m (Skanska)

INJEKSJON I GRENSEN MELLOM RP6 OG RP7

Tunnelen ble drevet fra det nordlige påhugget ved Skaret inn i området, med sørgående løp ca. 30 m foran det nordgående løpet. Ved driving fra nord visste vi at nye lavagrenser skulle komme inn i tunnelen fra hengen bak oss. Grensen mellom RP6 og RP7 var kjent, så når tunnelen nærmet seg den antatte plasseringen ble det boret sonderhull opp i hengen, for å ha kontroll på svake lag som kunne kreve ekstra sikring. Bergkvaliteten i tunnelen er god i dette området, med Q-verdier mellom 10 og 40. Før det i det hele tatt ble avdekket noe dårlig fjell i hengen, ble det boret på 1000 l/min fra sonderhull i driveretningen.

Det ble pumpet vanlige skjermer med industrisement, 35-40 tonn og 50-60 bars trykk, men det ble ikke tett. Dermed ble det prøvd mikrosement, og det ble nokså tett med flere skjermer etter hverandre. Det ble likevel notert lekkasjer på opptil 5 liter/min fra boltehull. Ved pel 6738 støtte vi på grensesonen mellom RP6 og RP7 bestående av oppsprukken sandstein over forvitret lavaberg i hengen. Herfra ble det kartlagt Q-verdier <1. Ved neste sonderboring ble det målt 150 lit/min i sonderhull oppover og >1000 lit på injeksjonsskjermen. Mange av

hullene på denne skjermen var ikke mulige å bore forbi en sleppe ca. 15 m foran stuffen. Etter denne skjermen ble det også funnet vann ved bolteboring.

Vi innså at denne sonen gav problem et stykke bak stuff og det ble besluttet å prøve å etterinjisere med sement. Tanken var å bore 5 raster med 6 hull fra vederlag til vederlag; 25, 20, 15, 10 og 5 m bak stuff. Rastene skulle injiseres hver for seg, for å så presse lekkasjen bakfra og frem foran stuffen. I grensesonen ble det boret på 3000 lit vann/min. Totalt ble det pumpet ca. 100 tonn sement på 15 bars trykk, og vi fikk med dette ned lekkasjen til tett drypping.

Det ble også prøvd split spacing, hvor annenhvert hull bores og injiseres i en primærskjerm før resterende skjermhull bores og injiseres i en sekundærskjerm. Tanken var å bruke split spacing i områder med mye vann, hvor vi uansett måtte regne med doble skjermer. Dette ble heller ikke tett nok, og vi prøvde på ny 3 m senere.

Ved dette tidspunktet hadde vi problemer med å tette innlekkasjer i både nordgående og sørgående løp fra Skaret. Split spacing ble prøvd på begge stuffene, men det gav heller ikke gode nok resultater. Det ble dermed besluttet å gå tilbake til en mer klassisk tilnærming. Samtidig nærmet det nordgående løpet seg det sørgående. Nordgående løp hadde de samme utfordringene som det sørlige, men vi fikk det nesten tett med flere skjermer i samme område. Etter mye injeksjon i et lite område stanset Skanska det nordgående løpet i 2 uker for å drive teknisk nisje.

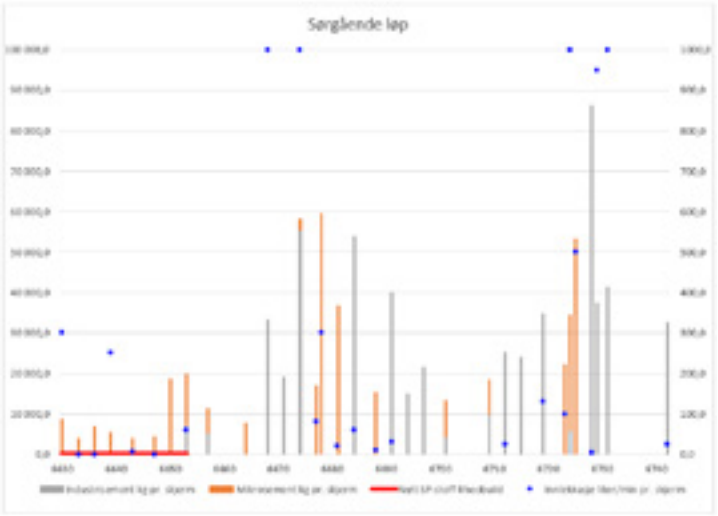
I sørgående løp fortsatte problemene og det ble ikke helt tett. Det ble boret skjermer for hver 3. meter. Det var også problemer med utganger av injeksjonssement på stuff, og borevansker gjorde at noen skjermer måtte bores kortere enn 24 m. For å øke kontrollen ble standardlengde på injeksjonshullene endret til 18 m.

Det var også problemer med vannlekkasjer og mye dårlig fjell ved boring av festebolter for sikringsbuene, og det måtte derfor settes dobbelarmerte buer for å ivareta stabiliteten. På buene ble det montert målebolter i vegger og heng for å holde øye med stabiliteten og oppdage eventuell konvergens av tunnelprofilet.

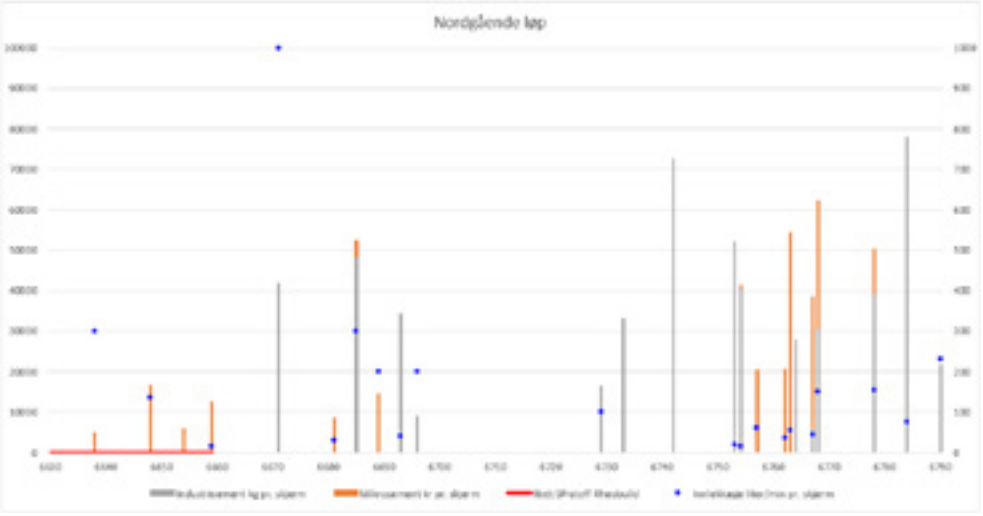
Det fortsetter med utganger på stuff, problemer med å få feste for pakkere i dårlig berg og det kan ikke bores nye skjermer på samme stuff. Vi brukte en god del mikrosement, men det var også en del leveranseproblemer, så det ble pumpet med det som var tilgjengelig.

I ettertid ser vi at injeksjonen i sørgående løp påvirket innlekkasjen i nordgående løp. Vi så sjelden innlekkasjer over 1000 liter der og det ble færre skjermer pr. meter.

I begynnelsen av juni ble sørgående løp stående en uke på samme stuff, 6677. Da var det 13 uker/65 m siden vi kom inn i selve sonen. Da passerte også det nordgående løpet det sørgående og tok over «ledelsen».



Figur 7: Injeksjon mellom RP6 og RP7 i sørgående løp. Profilnr. vises på x-akse, innlekkasje i liter/min på høyre y-akse, sementforbruk i kg på venstre y-akse (Statens vegvesen)



Figur 8: Injeksjon mellom RP6 og RP7 i nordgående løp. Profilnr. vises på x-akse, innlekkasje i liter/min på høyre y-akse, sementforbruk i kg på venstre y-akse (Statens vegvesen)

HERDETID OG NYTT SP-STOFF

Den opprinnelige resepten ga en herdetid på 6-8 timer (kopptest på stuff) og i flere tilfeller over 10 timer. Kontrakten stilte ikke noen konkrete krav til prøveresultater. I NS-EN 12715 (2000) som prosesskoden viser til, er det oppgitt hvilke prøver som skal tas ved injeksjon, men heller ikke der blir det stilt noen konkrete krav til resultater. I prosess 31.6 b) står dette om tilsetningsstoffer: *«Informasjon om sementtyper, tilsetningsmaterialer, tilsetningsstoffer og blandingsforhold skal forelegges byggherren før injeksjonsarbeidene starter.*

Sammensetningen tilpasses i samråd med byggherren underveis i injeksjonen. Alle tilsetningsstoffer, også akselerator, skal være kompatible med den aktuelle sementen. Der det foreligger anvisninger i produktdatabladene skal disse følges.» (Statens vegvesen, 2018) Det går jo an å diskutere om tilsetningsstoffene var kompatible, når herdetiden var så lang. Leverandøren anbefalte et nytt superplastiserende stoff (SP-stoff), Rheobuild, for å få ned herdetiden. Vi endte opp med å skrive en endringsordre på det, heller enn å diskutere kontraktens ordleggelse. Fokus var å få en god sammensetning på injeksjonsmassen og å komme oss videre med tunneldriften. Ved å erstatte SP-stoffet Glenium med Rheobuild fikk vi ned herdetiden til rett under 3 timer i gjennomsnitt, uavhengig av sementtype og v/c-tall.

Det tok litt tid før vi fikk orden på injeksjonsmassen. Sammensetningen og prosedyren måtte justeres litt for å få inn nok sement. I begynnelsen var det små mengder på skjermene og det ble fortsatt en del sekundærskjermer, men etter hvert fikk vi opp mengdene og fikk det tett på første forsøket. Det ble også lettere av at vi gradvis kom oss ut av overgangssonen mellom RP6 og RP7. I sørgående løpet ble det injisert 11 skjermer med Rheobuild, over en strekning på 38 m, før tunnelløpet var drevet helt ut av sonen. I nordgående løp ble det injisert 3 skjermer med Rheobuild. I praksis var vi ute av sonen før vi hadde helt orden på injeksjonsmassen.

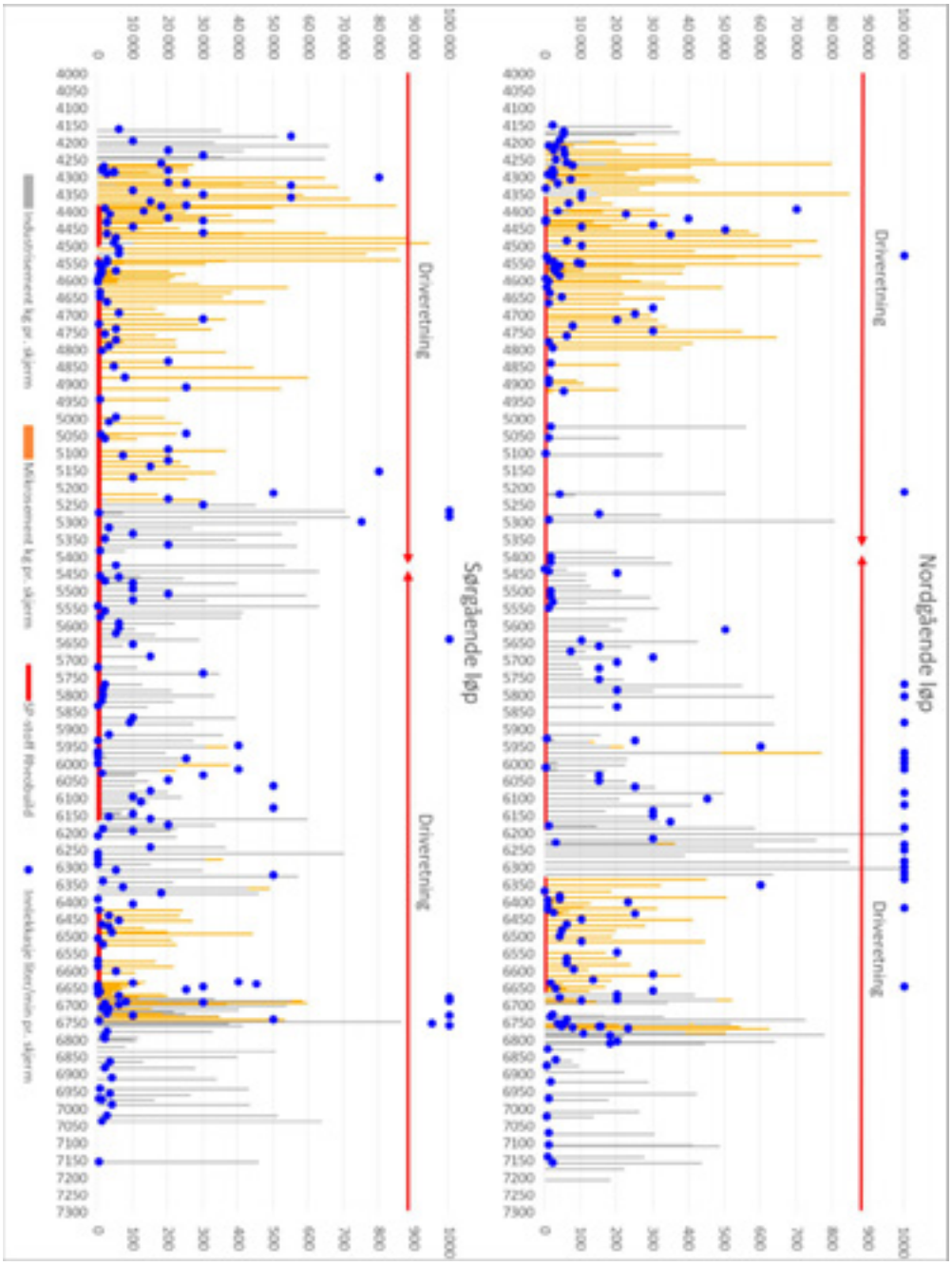
Med det nye SP-stoffet var det fortsatt krevende injeksjon, og fortsatt en del store skjermer, men vi så tidlig forskjell på mengder, injeksjonstid og antall sekundærskjermer.

GENERELT OM INJEKSJON

Det var krevende injeksjon i hele Sollihøgdtunnelen. Mye av problemene kom fra store innlekkasjer i åpne sprekker, sammen med tynne vannførende sprekker. Vår teori er at de åpne sprekkene ble tettet på første forsøket, men de tynne var vanskeligere å få tett og krevde en ekstra skjerm. Områder med dårlig berg, vanskelig boring og utganger på stuff gjorde injeksjonen mer krevende. Områder med mer kompakt, kompetent bergmasse kunne ha store innlekkasjer. Selv om det også i de områdene iblant trengtes sekundærskjermer, var ikke injeksjonen like krevende der. Dersom innlekkasje ved skjermboring er 4000 liter/min, så er en restlekkasje på 10 liter/min et ganske bra resultat. Dersom bergkvaliteten er god, tettes dette enkelt med en sekundærskjerm.

Det kunne ofte være tørre hull mellom de vannførende. Dette visste vi fra hydrogeologiske undersøkelser. Løsningen, som vi så den, var å bore skjermer med mange hull. Det var heller ikke uvanlig med sekundærskjermer hvor det bare var noen få hull med vann i, som vi da ikke hadde truffet i primærskjermen.

I flere områder var det, med den opprinnelige resepten, vanskelig å få sekundærskjermene helt tette. For å få tunnelen tett nok, var det nødvendig å bore og injisere flere sekundærskjermer etter hverandre. Etter at det nye SP-stoffet ble tatt i bruk, ble sekundærskjermene uten unntak tette.



Figur 9: Sammenstilling av injeksjonsdata for Sollihøgdtunnelen. Profilnr. vises på x-akse, innlekkasje i liter/min på høyre y-akse, sementforbruk i kg på venstre y-akse (Statens vegvesen)

KONKLUSJON

Grensesonen mellom RP6 og RP7 var omtrent 120 m i begge løpene. I nordgående løp var også deler av teknisk nisje påvirket av sonen. Inndriften i grensesonen i sørgående løp var 7 m/uke, mens inndriften i nordgående løp var 12 m/uke, medregnet teknisk nisje. Dette skyldes i hovedsak at nordgående løp delvis ble tettet av injeksjonen i sørgående løp, som gjennom større delen av overgangssonen lå foran.

Det er vanskelig å si om injeksjonen i denne sonen hadde gått bedre om det hadde blitt brukt Rheobuild fra begynnelsen. En generell konklusjon vi har kommet frem til er at herdetid er veldig viktig. Dersom vi ikke har kontroll på herdetiden spiller det nesten ingen rolle hvilke andre tiltak som blir utført. Derfor tror vi at det hadde vært gunstig for prosjektet å ha Rheobuild, eller en annen sammensetning som gav kortere herdetid, fra begynnelsen. Selv om alle soner er forskjellige, og det ikke er mulig å gjenskape de samme forholdene, kan vi se at en endring av SP-stoff gjorde forskjell på mengde injeksjonsmasse, injeksjonstid og antall sekundærskjermer. Vi ser også at de områder med størst restlekkasje etter endt driving er i områder hvor det gamle SP-stoffet, Glenium, ble brukt.

En sammenstilling etter ferdig driving viser en betydelig minskning av både injeksjonstid og mengde sement med det nye SP-stoffet. Totalt sett, medtatt overgangen mellom RP6 og RP7, så vi en minskning på 48% for tid, og 49% for mengde sement. Uten denne sonen var det ikke like stor forskjell, men allikevel en minskning på 38% for tid og 40% for sement.

En sammenligning mellom kontraktens mengder og det som faktisk ble utført, viser hvor krevende injeksjonen var. De mest betydelige økningene var mengde injeksjonsmasse og injeksjonstid. Under prosjekteringen ble injeksjonen sett på som den største usikkerheten med tunneldrivingen. Det var godt kjent at det var store vannmengder og kompliserte forhold. Det er greit å lage en strategi, men det er noe annet hvordan problemene lar seg løse i praksis.

Prosess	Mengde i kontrakt	Utført mengde	Økning
Sonderboring	8 500 m	26 500 m	+212 %
Gjenstøping av sonderhull	18 000 kg	40 700 kg	+126 %
Injeksjons- og kontrollboring	290 000 m	317 000 m	+9 %
Opp- og nedrigg	400 stk	442 stk	+11 %
Pakkerplassering	14 000 stk	17 000 stk	+22 %
Industrisement	4 500 000 kg	7 070 000 kg	+57 %
Mikrosement	1 900 000 kg	6 210 000 kg	+227 %
Sement, totalt	6 400 000 kg	13 270 000	+107 %
Styrt herding	8 000 kg	6 900 kg	-14 %
Injeksjonsarbeid	3 600 timer	6 500 timer	+81 %

Figur 10: Sammenligning mellom mengder i kontrakt og utførte mengder (Statens vegvesen)

I byggeplanfase ble det antatt at 80% av tunnelen skulle injiseres, og det var ca. det som ble utført. Den største forskjellen, mot det som ble antatt, var at det ble brukt større mengder og lenger tid pr. meter injisert tunnel. Det var antatt at 30% av sementforbruket skulle være mikrosement, men utført mengde ble 47 %.

Vi ser en utvikling hvor det oftere stilles krav til herdetid og andre testresultater av injeksjonsmassen, dette tror vi er positivt. Både NS-EN 12715 og prosesskoden er under revisjon og i begge blir det krav til herdetid. For vår del betalte vi ekstra for et nytt SP-stoff, som entreprenøren ikke hadde med i sitt opprinnelige tilbud. Den besparelsen prosjektet gjorde, i både injeksjonstid og mengde injeksjonsmasse, var større enn kostnaden for endringen.

KILDER

Statens vegvesen (2018): Håndbok R761 Prosesskode 1, Statens vegvesen

Rambøll COWI (2020): E16 Bjørum-Skaret Hydrogeologisk fagrapport, dokumentnr. Rap_006_VG rev. 1

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2023

FORINJEKSJON UNDER FULLPROFILBORING PÅ PROSJEKTET «NY VANNFORSYNING OSLO»

Pre-excavation grouting during TBM tunnelling for the project "New water supply Oslo"

Martin Austin Stormoen (VAV), Guro Isachsen (VAV), Haakon Jørlo Haugerud (Multiconsult)

SAMMENDRAG

Prosjektet Ny Vannforsyning Oslo (NVO) har siden januar 2023 boret en tunnel mellom Tyrifjorden og Oslo. Råvannstunnelen drives med to identiske dobbeltskjold tunnelboremaskiner, med utstyr for sondérboring og forinjeksjon. Fra Tyrifjorden borer tunnelboremaskinen gjennom store deler av rombeporfyrstratigrafien som er kjent å være en god vanngiver med flattliggende, vekslende ekstrusivbergarter.
Prognosene har vist seg å være ganske sammenfallende med påtruffede forhold. Åpne sprekkesoner i rombeporfyren i tilknytning til agglomeratlag mellom ulike lavastrømmer har vært de mest krevende sonene for forinjeksjon. Fra Oslosiden har TBM-en boret gjennom kambrosilurbergarter omvandlet til hornfels, og ulike intrusivbergarter. Injeksjonsforholdene på de to stuffene er relativt forskjellige og krever ulike injeksjonsprosedyrer. Forinjeksjon fra TBM, har noen vesensforskjeller fra forinjeksjon under konvensjonell driving, og det jobbes kontinuerlig i prosjektet med å gjøre justeringer i injeksjonsstrategi og injeksjonsprosedyre. I denne artikkelen sammenstilles erfaringene så langt med injeksjon fra de to TBM-ene. Bla. hvilke tilpasninger i injeksjonsstrategi og injeksjonsprosedyre som er gjort for at dette skal fungere godt under fullprofilboring, samt erfaringer fra fullprofilboring igjennom varierte geologiske forhold sentralt i Oslo-området.

SUMMARY

The project *New water supply Oslo* (NVO) has since January 2023 had two tunnel boring machines in operation between Tyrifjorden and Oslo. The raw water tunnel is excavated with two identical double shield tunnel boring machines, with equipment for probe drilling and pre-excavation grouting. From Tyrifjorden, the geology consists largely of the characteristic rhomb porphyry lava stratigraphy, which is known to be an area with excessive groundwater, with flat-lying, alternating extrusive rocks.
The geological pre investigations shown to be quite coincident with the conditions encountered. Open fracture zones in the rhomb porphyry rocks adjacent to agglomerate layers between different lava flows have been the most demanding zones for pre-injection. From the Oslo side, the TBM has drilled through cambro-silurian sedimentary rocks transformed into hornfels, and various intrusive rocks.
The grouting conditions have been relatively different from each side and require different grouting procedures. Pre-excavation grouting from a TBM has some essential differences from pre-excavation grouting during excavation by drilling and blasting, and project continuously works to make adjustments to the grouting strategy and procedure.
In this article, the experiences so far with grouting from the two TBMs are compiled. I.e. adjustments to traditional the grouting strategies and procedures adapted to excavation by TBM, as well as experiences through varied geological conditions in the central Oslo area.

INNLEDNING

Oslo er en av Europas raskest voksende byer, og prognosene tilsier fortsatt kraftig vekst. 90 % av Oslos vannforsyning kommer fra Maridalsvannet og Oset vannbehandlingsanlegg. Dagens vannforsyning anses som sårbar og Mattilsynet har derfor satt krav om at Oslo kommune må etablere en fullgod reservevannforsyning innen 1. januar 2028.

Oslo kommune ved Vann- og avløpsetaten (VAV) er ansvarlig utbygger for prosjektet Ny vannforsyning Oslo (NVO). Prosjektet består i hovedsak av tre tunnelsystem; en råvannstunnel, et underjordisk vannbehandlingsanlegg og en rentvannstunnel.

Prosjektets tunneldrift er fordelt på tre entrepriser (Figur 1):

- Råvannstunnelen (entreprise E5): tunnel fra Vefsrud ved Holsfjorden til Huseby. Drivemetode TBM, 19 km. Berguttak: 500 000 pfm3.
- Vannbehandlingsanlegget (entreprise E8): tunnelsystem for renseanlegg lokalisert på Huseby. Drivemetode konvensjonell sprenging. Berguttak: 1 000 000 pfm3.
- Rentvannstunnelene (entreprise E6): tunnel fra Huseby til Stubberud. Drivemetode TBM, 11 km. To haller for rentvannsbasseng og en for pumpestasjon, samt tunnel fra Oset til Sinsen. Drivemetode konvensjonell sprenging, 3,5 km. Berguttak totalt: 1 100 000 pfm3.



Figur 1. Prosjektets geografiske utbredelse. Råvannstunnelen, entreprise E5, går mellom Vefsrud og Huseby.

Detaljer vedrørende valg av drivemetoder, valg av miljøkrav i kontrakt og detaljer vedrørende konvensjonell driving av vannbehandlingsanlegget er tidligere presentert under Fjellsprengningskonferansen (Syversen, Hansen, Mørck, Isachsen, Elden, Eide, 2021; Mørck, Thorsen, Grøv, Trinh, 2022; Karlsrud, Rustøen, Syversen, 2022).

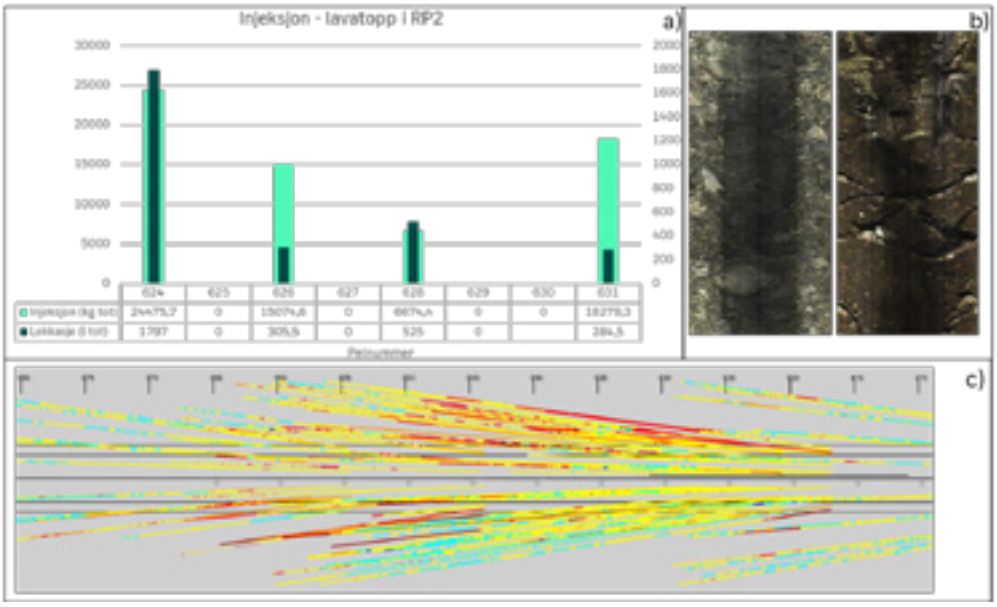
Denne artikkelen tar for seg forinjeksjon i forbindelse med TBM-arbeidene på råvannstunnelen, entreprise E5, hvor det er Skanska Norge AS som er entreprenør. Tunnelen drives nå av en østgående TBM fra Vefsrud, med navn Betzy, og en vestgående fra Huseby, med navn Anne Brit, som per oktober 2023 har drevet hhv. 2304m og 2214m. Boremaskinene er identiske dobbeltskjoldmaskiner med diameter 5,2m, produsert av Herrenknecht og montert i montasjehaller på Vefsrud og Huseby.

GEOLOGI

Fra Vefsrud har boremaskinen drevet seg suksessivt gjennom rombeporfyr av typen RP1 til RP8. Imellom lavastrømmene er det stedvis flere titalls meter med agglomerat, aske og andre sedimenter, ofte referert til som «lavatopper». Boremaskinen har også krysset flere diabasganger. Geologien er godt beskrevet av E. Sæther (1962) og B. T. Larsen (1978).

Fra Huseby har boremaskinen hittil vært gjennom sammenfoldet leirskifer, kalkstein og knollekalk av ulik tykkelse (etasje 4-7), i lengre strekker svært omvandlet til hornfels. I området ved Huseby/Ullernåsen er det også som kjent svært tett med intrusivganger av ulik sammensetning (Dons, 1952).

Overdekningen er opp mot 350m på det meste, og ned mot 45m på det minste. Det er kartlagt flere større forkastinger og svakhetssoner. Den største og mest fremtredende er den regionale forkastningen gjennom Kjaglidalen, som ikke er drevet gjennom enda. Utover dette er de største utfordringene på Krokskogen-siden forventet i sammenheng med de flattliggende lavatoppene. På østsiden har boremaskinen krysset Lysakerelva, hvor bergmassen og lekkasjeforholdene var bedre enn antatt, og etter hvert krysses Ringgangen på hver side av Bærumskalderaen og enkelte andre markante svakhetssoner og flere diabasganger.



Figur 2. a) Viser målt innlekkasje på sonderhull og medgåtte injeksjonsmengder ved ulike pelnummer, gjennom en overgangssone i RP2. b) bildet til venstre viser typisk agglomerat, bildet til høyre viser massiv rombeporfyr (RP2) med store åpne sprekker. c) MWD, som viser en flattliggende svakhetssone, mellom to lavastrømmer.

Lavastratigrafien på Krokskogen er kjent for sin gode vanngiverevne og komplekse hydrogeologi, med svært permeable lag i forbindelse med lavatoppene og nærmest impermeable lavabergarter, krysset av intrusivganger og forkastningssoner. Prosjektene E16, Ringeriksbanen og NVO har alle utført forundersøkelser i området, og alle har konkludert med at forinjeksjonen vil være svært omfattende. E16, som ble ferdig drevet sommeren 2023, har førstehåndserfaring med mye av de samme forholdene, og erfaringsutveksling av de ulike RP-overgangene har vært nyttig. I kambrosilurbergartene på østsiden av tunnelen er det mer erfaring med tunneldriving og her forventes de store lekkasjene å være tilknyttet intrusivganger.

Fortløpende kartlegging og informasjon om geologien er begrenset under TBM driving. Entreprenøren utfører som regel kutterinspeksjon for hver tredje boresteg, hvor det er anledning til å utføre en begrenset kartlegging av stuff. Det gjennomføres også borehullslogging med

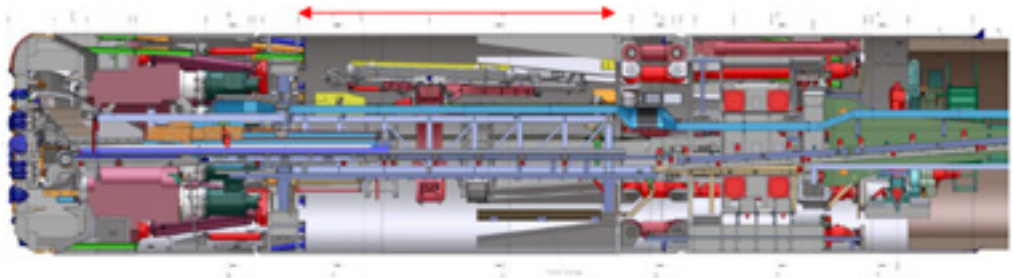
optisk televiewer (OTV) i et oppoverrettet sonderhull per sonderboring. Utover dette gir observasjon av steinmateriale på transportbånd og i tipphaugen informasjon om bergart, brytning etc.

OPPSETT AV TBM TIL FORINJEKSJON

Boremaskinen benyttet for denne entreprisen er en dobbeltskjold TBM, utstyrt med utstyr for sonderboring og forinjeksjon. Systematisk sonderboring og forinjeksjon har historisk sett vært ansett som mindre hensiktsmessig ved TBM-driving, ettersom drivetiden økes betraktelig (Macias, 2022). Det er flere aspekter som er sentrale ved design av TBM med mulighet for sonderboring og forinjeksjon (Log, 2013). Grunnet den lite fleksible plasseringen av borehull i en skjoldmaskin er det spesielt viktig at dette har stort fokus i tidlig designfase. Under TBM-driving har det vært normalt å tillate større lekkasjer over en kortere periode, frem til vanntett lining er montert og stopper lekkasjene. Mer fokus på negative effekter av midlertidig grunnvannssenkning, kanskje spesielt i Norge i nyere tid, gjør at denne strategien ikke lengre er like aktuell (Holmøy, 2019).

Forinjeksjon under fullprofilboring er i Norge utført under driving av VEAS-tunnelene i Oslo (Skjeggedal, 1998), Follobanen (Kalager, 2019) og under driving av tunnel til energiforsyning til nytt regjeringskvartal. Boremaskinene i dette prosjektet er designet for et vesentlig større injeksjonsbehov, sett i sammenheng med tunnelens begrensede størrelse.

Kontrakten har stilt strenge krav til utstyr og kapasiteter for at boremaskinen med tilhørende injeksjonsutstyr skal være godt egnet for de forventede forholdene. Entreprenøren har gjort enkelte designmessige grep som har gjort boremaskinen spesielt godt utrustet for sonderboring og forinjeksjon. Et nytt konsept er å plassere bore-jumboene i et eget «boreskjold», og ikke på samme plass som kranen for montering av betongelementer. Utstyr for forinjeksjon er også permanent plassert i en egen bakriggvogn på boremaskinen, i stedet for å bli hentet frem ved behov slik det ofte gjøres. Utstyr for sonderboring og forinjeksjon er tilsvarende det som blir benyttet under tunneldriving ved boring og sprengning. Disse designmessige grepene gjør at utstyr for sonderboring og forinjeksjon er lett tilgjengelig, godt tilpasset, og kan i større grad benyttes parallelt med andre aktiviteter. Samtidig gjør det at skjoldet blir lengre enn normalt og at boremaskinen totalt sett er svært lang, med hele 310m.

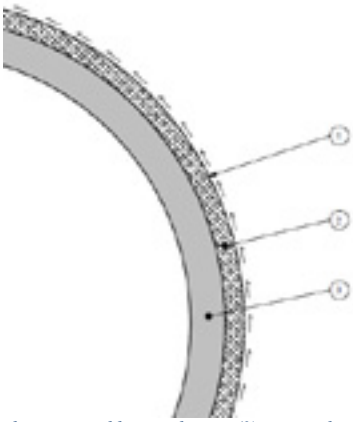


Figur 3. Fremre del av TBM benyttet i prosjektet. Rød pil viser boreskjoldets plassering. Illustrasjon fra Skanska.



Figur 4. Tverrsnitt som viser boreporter. Illustrasjon fra Skanska.

Tunnelen kles med en vanntett betongkledning, med bakfyll av ensgradert grus og sement. Kledningen er dimensjonert for å tåle 15 bar, og vil være tett i deler av tunnelen. Der hvor vanntrykket overstiger 15 bar planlegges det å punktere kledningen for at ikke vanntrykket fra eventuelle restlekkasjer skal bli for stort. Dette har implikasjoner for injeksjonsstrategien i prosjektet.



Figur 5. Prinsippskisse av tunnelkledningen, med betongelement (3), ringspalte som fylles med ensgradert grus og sement (2).

Det er to AMV-borerigger i et eget boreskjold med ansett 8m bak stuff. Boreriggene har mulighet til å bore gjennom 16 porter med 8 graders vinkel fra tunnelaksen, og 8 hull med 5 graders vinkel, 3 hull med 2 graders vinkel og 1 hull parallelt med tunnelaksen. Sondérhullene er 64mm i diameter, normalt sett med en lengde på 40m. Ansettboringen er kjent fra andre prosjekt å være krevende når det bores med slak vinkel mot en slett fullprofilboret tunnel, og det har vært noe justeringer av foringsrør mot berg og styrestenger for å øke suksessraten.

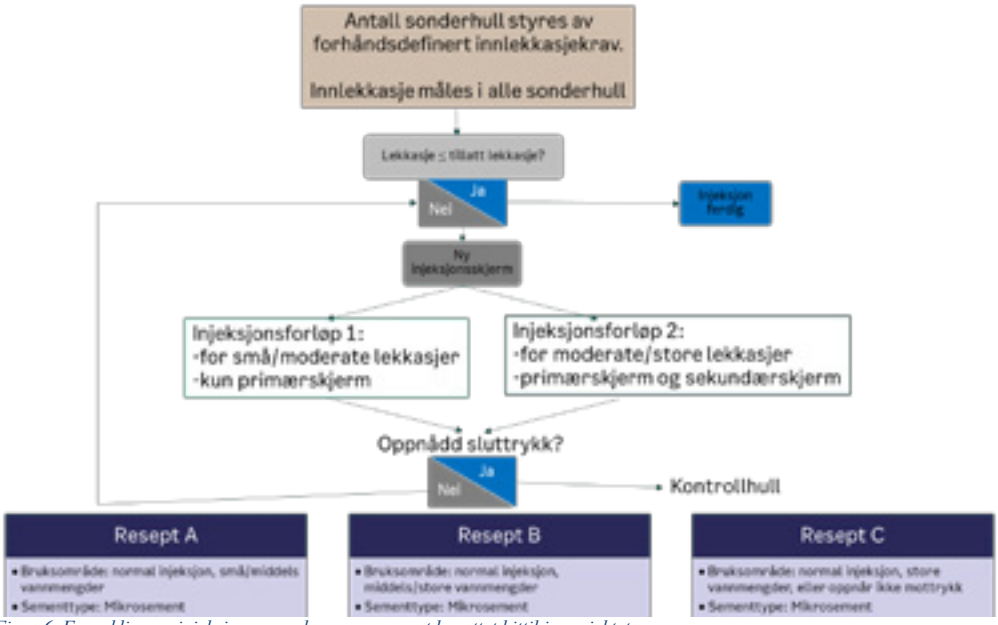
Utstyr for forinjeksjon er også levert av AMV og er permanent plassert i en egen gantry, omtrent 130m fra stuff. Det er utstyr for å pumpe på 4 injeksjonslinjer parallelt, med 2 agitatorer og 2 blandere. Sementtank kjøres inn og ut med skinnedrift, og sement mates til silo med en skrue. Det brukes 9m lange injeksjonsstaver, og det benyttes engangspakker som pumpes opp med håndpumpe.

Forinjeksjon i en TBM-tunnel har en del vesensforskjeller fra forinjeksjon i en sprengt tunnel. Blant annet mindre tunneldiameter, forhåndsbestemte hullplasseringer, lange slangelengder, lange injeksjonsstaver, og dype pakkerplasseringer, er forhold som må tas med i planleggingen av injeksjonsarbeidene. Logistikken i en TBM gir også begrensninger, og det er eksempelvis mer omfattende å skifte mellom ulike sementblandinger. Dette er en av årsakene til at prosjektet har valgt å basere injeksjonsreseptene på microsement alene. I tillegg er tilgjengelig tid, og fravær av muligheten for parallell drift på andre stuffer, en vesentlig faktor. Lang ventetid for flere TBM-arbeidere som følge av lang herdetid på sementen er ikke å foretrekke. Kontrakten har stilt strenge krav til herdetider, og entreprenøren har kommet opp med gode og innovative resepter for dette formålet. Det må også nevnes at temperaturen inne i boremaskinen kan bli svært høy, som må hensyntas ved planlegging av injeksjonsresepter.

Boremaskinen fra Vefsrud drives på synk, og er satt opp med pumper for å håndtere evt. stor innlekkasje. Fra Huseby drives tunnelen på stigning, uten risiko for å oversvømme boremaskinen. Dette gjenspeiles også i risikoprofilen for de ulike injeksjonsprosedyrene.

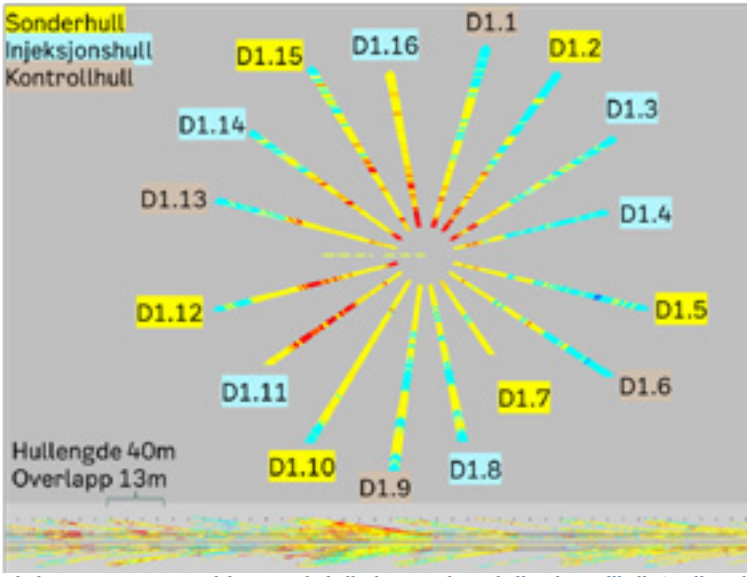
INJEKSJONSSTRATEGI OG -PROSEDYRER

Byggherre og entreprenør jobber kontinuerlig, gjennom halvårlige seminarer og ukentlige møter, med å utvikle en injeksjonsstrategi og injeksjonsprosedyre som er godt egnet for prosjektet og de aktuelle forholdene. Resultatet er en fastsatt injeksjonsprosedyre som et utgangspunkt, hvor byggherres kontrollingeniører må gjøre mindre tilpasninger ut ifra forholdene for hver skjerm (Figur 6). For svakhetssoner, områder med mye energibrønner, og andre spesielle forhold utarbeides det en egen spesielt tilpasset prosedyre i forkant.



Figur 6. Forenkling av injeksjonsprosedyre som er mest benyttet hittil i prosjektet.

Injeksjonen er behovsprøvd, basert på lekkasjemålinger i sondèrhull. Antall sondèrhull er justert ift. forhåndsdefinerte tetteklasser. Sonderhullene bores som hovedregel 40m. Er innlekkasjen under en satt grense drives boremaskinen frem omtrent 27m før ny runde med sonderhull.
Er lekkasjemålingene over en terskelverdi angir prosedyren at det skal bores opp flere hull og injeksjonen forsøkes utført med kun en primærskjerm. Er lekkasjene over terskelverdi skal det etter prosedyren injiseres med en primærskjerm på sondèrhullene og deretter en sekundærskjerm. For ekstreme lekkasjeverdier injiseres hullet umiddelbart.



Figur 7. Viser typisk skjermgeometri, og inndeling i sonderhull, ekstra injeksjonshull og kontrollhull. Antall sonderhull, kontrollhull og overlapp justeres etter forhåndsdefinerte innlekkasjesoner og påtruffede forhold.

Antall resterende uborede boreporter må planlegges for å få plass til kontrollhull, som bores dersom de initielle lekkasjene er over en viss mengde (Figur 7). Er det ikke flere tilgjengelige boreporter kan boremaskinen fremføres 3 meter (2 ringer) for å få nye ansett i upåvirket berg. I områder med stor lekkasje har også 5-graders hullene blitt benyttet, og pakkerne blitt boret opp og injiserte hull blitt injisert på nytt, for å unngå å flytte boremaskinen lengre frem mot lekkasjen.

Pakkerne er plassert 2m foran stuff. Rask mobiliseringstid og oppsettet til maskinen gjør det mulig å bore TBM frem disse 2 meterne direkte etter injeksjon. Dette gjør at herdetiden til injeksjonssementen kan utnyttes på en god måte.

Moderne injeksjonsmaterialer har redusert avbindingstiden til sementbasert injeksjon betraktelig (Holter, 2012), som gjør forinjeksjon enda bedre egnet i TBM-sammenheng, noe dette prosjektet har hatt stor nytte av. Bruk av styrt herding er også en teknologi som er godt kjent for D&B-driving, men ikke i samme grad benyttet i TBM. Kontrakten stiller krav til utstyr for styrt herding, og dette er montert på boremaskinen, men ikke enda tatt i bruk til annet enn testing.

Injeksjonsblandingene baserer seg på microsement, med vann/sement-tall mellom 0,6 og 1,0, og med avbindingstid på mellom 60 og 120 minutter. Entreprenøren har sammen med Master Builders Solutions kommet frem til en godt fungerende resept med angitte avbindingstider. Bruk av hydratiseringsakselerator har vært en et av flere grep for å oppnå kravene. Hydratiseringsakseleratorer øker tidligfastheten til sementen, og er velprøvd innen sprøytebetongteknologien (Dorn, 2022), men er lite kjent innen sementbasert forinjeksjon.

Injeksjonsprosedyren som vises i Figur 6 er ikke så ulik en prosedyre som kunne vært benyttet for en sprengt tunnel. Dette oppsettet har fungert, men det har vært behov for en del løpende justeringer og tilpasninger. Basert på erfaringene er prosedyren nå gjort mer tilpasset TBM-drivingen. Optimaliseringen er i hovedsak et mer standardisert boremønster for sonderboring og injeksjonshull, som reduserer antall mobiliseringer. Det er også blitt en økt forståelse for de hydrogeologiske forholdene, og hvilke lekkasjer som kan tolereres ihht. tett eller drenert tunnelkledning.

LEKKASJEFORHOLD OG ERFARINGER MED INJEKSJONSARBEIDER

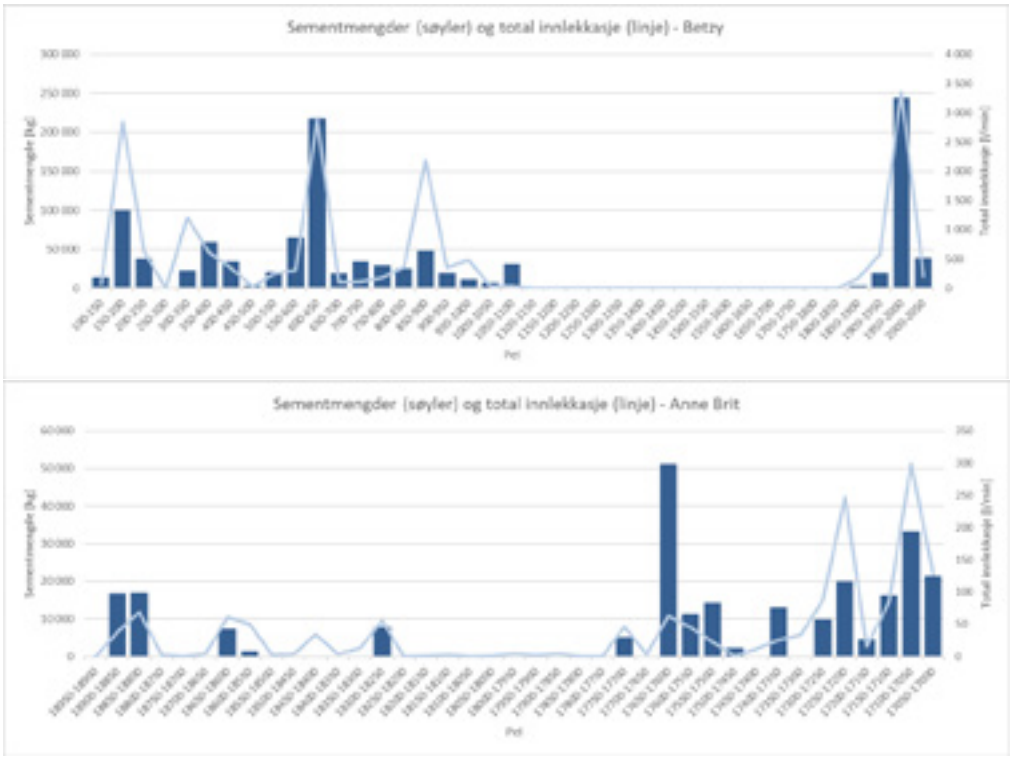
Erfaringer fra sprengningsarbeidene på Huseby antydet lite problemer med innlekkasje i de omvandlede kambrosilurbergartene. Basert på dette ble injeksjonsprosedyren tilpasset noe, mtp. antall sonderhull, terskelverdi for kontrollhull og angitt sluttrykk. De tørre forholdene viste seg å fortsette i TBM-tunnelen, og det har vært svært få injeksjonsskjermer øst for Lysakerelva. Lekkasjene har vært moderate, og har vært tilknyttet intrusivganger. Det var forventet en del innlekkasje under Mærradalsbekken og Lysakerelva, men dette var ikke tilfelle. Under Lysakerelva ble det i en periode systematisk injistert for hver 20m for å unngå å komme for tett på store lekkasjer, og etter erfaringene fra andre tunneler under Lysakerelva. Fra Lysakerelva frem mot Eiksmarka, hvor boremaskinen står i skrivende stund, har lekkasjeforholdene endret seg og det har vært moderate til store lekkasjer, med behov for flere runder injeksjon. Sementforbruk og lekkasjer er oppsummert i Figur 8.

Fra Vefsrud har det stedvis vært stor innlekkasje i forbindelse med steiltstående diabasganger, men disse har blitt tettet ved injeksjon uten spesielle utfordringer. I partier har det også vært moderate lekkasjer i oppsprukket, homogen rombeporfyr, hvor tettingen etter planlagt injeksjonsprosedyre har vært vellykket.

De store lekkasjene og utfordringene med injeksjon har som forutsatt vært tilknyttet overgangssoner mellom lavastrømmer, både mellom RP-typer og internt i en RP-type. RP1 var spesielt massiv, uten større variasjoner, og de største lekkasjene var ifm. diabasganger. I RP2 og RP3, samt i overgangen til RP4 har det vært stor variasjon med tykke lag av agglomerat, og tynnere soner med aske og sandstein vekslende mellom rombeporfyr. De store lekkasjene har vært i kontaktene mellom rombeporfyr og de sedimentære lagene. Lagdelingen har varierende fall mot øst, omtrent 10-20 grader, som medfører at endringer i bergforhold og lekkasjer først observeres i de øvre sonderhullene. Overgangssonen RP6/RP7 har vært tilsvarende krevende, her har det også vært observert store druserom med over 0,5m i diameter. Fra RP4 frem til overgangen mellom RP6 og RP7 har det vært tilnærmet tørt, og svært lite injeksjon.

I problemområdene med lavatoppene har det vært innlekkasjer på flere tusen liter per minutt, stedvis med trykk målt over 25 bar. Injeksjonen har vært krevende å tilpasse, da det i enkelte hull har vært mulig å pumpe enorme mengder sement med v/s-tall på 0,6, og i nabohullet hull behov for å øke v/s-tallet til 1,0 for å få pumpet mer enn kun hullfyll.

Det tolkes som at vannet følger begrensede åpne kanaler som ligger i overgangssonene, hvor vannet strømmer og sement kan pumpes i store volum. Ellers i overgangssonene kan askelag og omvandling medføre leirefyll i sprekkene som gjør det mer krevende å pumpe tykk sementblanding.



Figur 8. Oversikt over forbruk av microsement og lekkasjer etter pelnummer. Tabellen over viser data fra tunnelboremaskinen Betzy, og figuren under Anne Brit.

FORELØPIGE VURDERINGER OG VIDERE ARBEID

Forundersøkelser og antakelser vedrørende grunnforholdene og lekkasjeforholdene er alltid krevende og har stor usikkerhet. Så langt har flere av de forventede problemområdene under Lysakerelva, Mærradalen og flere andre kartlagte svakhetssoner utartet seg mindre problematisk enn man kunne antatt. Samtidig har lavabergartenes lunefulle egenskaper stått ved lag. Prosjektet gjorde et valg ved å gjennomføre forinjeksjonen behovsprøvd, som sålangt har vist seg å være et godt valg, grunnet lengre strekninger uten vann, og at opplegget med systematisk sonderboring ser ut til å fange opp lekkasjene.

Tunnelens begrensede størrelse, sammen med den skånsomme drivemetoden, mtp. fraværet av sprengningsskadesonen (Tveit, 2018), er trolig også bidragsytende til å kunne drive tunnel i slike forhold med minst mulig lekkasjer og påvirkning av grunnvannet. Montering av vanntett lining gir også en ekstra sikkerhet for å redusere permanente grunnvannsendringer, og reduserer behovet for svært omfattende forinjeksjon ved mindre og moderate lekkasjer. Optimalisering av injeksjonsprosedyren med hensyn til drenert eller tett tunnelkledning er sentralt for prosjektet, og jobbes videre med. En tett tunnelkledning har stor innvirkning på akseptert lekkasjenivå og hvilken risiko man er villige til å ta under injeksjon.

Avstanden fra injeksjonsflaket til injeksjonsstavene medfører slangestrekk på 120m, som har vært gjenstand for bekymring mtp. blokkering ved herding av sement i slangene. Det har vært enkelte hendelser, men dette har ikke vært noe problem. Vedlikehold og erstatning av defekte komponenter er generelt mer tidkrevende i en mindre boremaskin, men det lar seg gjøre. Dette fordrer at man må ha enda bedre kontroll på variasjoner i sementkvaliteten, og andre faktorer som påvirker avbindingstid og flyteegenskaper.

Bruk av hydratiseringsakselerator har vært sentralt for å oppnå de ønskede avbindingstidene. Dette er med på å redusere tidsbruken ifm. forinjeksjon, en viktig faktor for å øke inndriften, og er viktig skritt for å gjøre forinjeksjon mer aktuelt under TBM-driving.

Forinjeksjon med styrt herding er ikke velprøvd under TBM-driving. Utstyret er ikke benyttet i dette prosjektet enda, med er klart til bruk, og tiltenkt som et supplerende verktøy ved svært store lekkasjer og evt. problemer med utganger i tunnelen. Det har vært diskutert i prosjektet om styrt herding kunne redusert risiko for blokkering av slanger, ettersom avbindingstiden på sementblandingen kunne vært justert opp ved tilsetning av akselerator ved injeksjonsstaven. Maskinen er satt opp med én injeksjonslinje for styrt herding, så dette ville ikke fungert i stort omfang.

Kontrakten legger opp til en fordeling der forinjeksjon for vanntetting bestemmes av byggherre, og forinjeksjon kun for stabilisering av bergmassen bestemmes av entreprenøren. Forinjeksjon med formål å stabilisere bergmassen er mer benyttet for TBM-driving (Grothen, 2020). Det har foreløpig vært lite problemer med bergstabilitet, så injeksjon for dette formålet alene har ikke vært særlig aktuelt. I enkelte partier har det vært en del sprakefjell, trolig grunnet høye horisontalspenninger, som har medført utfall av større blokker. Injeksjon for stabiliseringsøyemed i slike situasjoner har vært diskutert, men effekten er tvilsom og dette har ikke blitt tatt videre. Injeksjon av polyureasilikat, er et verktøy entreprenøren har i beredskap for situasjoner med mye utfall og fare for større nedfall på skjoldet.

Opplæring og innkjøring av utstyr er en faktor å ta med i oppstarten av alle tunnelprosjekter. Dette er spesielt viktig når boremaskinen, samt borejumboer og injeksjonsrigg, var nytt fra produsent ved oppstart. TBM-operatørene har en nøkkelkompetanse når det gjelder TBM-drivingen, som det har vært viktig integrere med erfaringer fra hullboring og forinjeksjon fra sprengte tunneler i norske forhold.

REFERANSER

Dons, Johannes A.. (1952). Studies on the igneous rock complex of the Oslo Region, XI. Compound volcanic neck, igneous dykes, and fault zones in the Ullern-Husebyasen area, Oslo

Dorn, T., Blask, O., & Stephan, D. (2022). Acceleration of cement hydration–A review of the working mechanisms, effects on setting time, and compressive strength development of accelerating admixtures. Construction and Building Materials, 323, 126554.

Grothen, B., & Kough, D. (2020). Extreme ingress: Managing high water inflows in hard rock TBM tunneling. In Tunnels and Underground Cities. Engineering and Innovation Meet Archaeology, Architecture and Art (pp. 3783-3791). CRC Press.

Holmøy, K. H., Langford, J., Hansen, T. F., Holter, K. G., Karlsrud, K., & NGI, N. G. I. (2019). UTFORDRINGER MED VANN I UNDERGRUNNSPROSJEKT I URBANE OMRÅDER.

Holter, K. G., & Hognestad, H. O. (2012). Modern pre-injection in underground construction with rapid-setting microcements and colloidal silica–applications in conventional and TBM-tunnelling. Geomechanics and Tunnelling, 5(1), 49-56.

Kalager, A. K. (2019, September). Pre-Grouting in a TBM Bored Tunnel-Experience From the Follo Line Railway Tunnel. In ISRM Nordic Grouting Symposium (pp. ISRM-NGS). ISRM.

Larsen, B. T. (1978). Krokskogen lava area. A review and guide to excursions: Norges Geol. Unders., Bull, 337, 143-162.

Log, S., Ofiara, D., Bruland, A., & Jakobsen, P. (2013). Pre-treatment of ground in hard rock TBM tunneling: probe drilling and pre-grouting. World.

Macias, J., & Barton, N. (2022, September). Performance predictions in hard rock TBMs: Experiences with NTNU and QTBM models. In ITA-AITES World Tunnel Congress. Copenhagen: WTC2022 and 48th General Assembly Bella Center.

Skjeggedal, T. (1998). The history of TBM tunnelling in Norway. Norwegian TBM Tunnelling, Norwegian Tunnelling Society, Oslo, 11-19.

Tveit, M. (2018). Undersøkelser av sprengningsskadesonen for vurdering av hydraulisk konduktivitet i bergmassen rundt sprengte tunneler-- (Master's thesis, NTNU).

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2023

Johan Brantmark
Tunnelbanan, Stockholm

Utbygging av t-banen i Stockholm
Studie som sammenligner B&S mot TBM

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

Fra dobbeltarbeid til direkte BIM-dokumentasjon av bergsikring

Harald Juvland, AF Gruppen (presentatør) harald.juvland@afgruppen.no
Silje Hatlø Hagen, Bever Control silje.hagen@bevercontrol.com

Tunnelarbeider gjøres opp etter antall for de fleste operasjoner, så dokumentasjon av hva som er gjort er en viktig men til dels tidkrevende prosess – spesielt på store prosjekter med mange stuffer i drift. Tradisjonell metode for å holde orden er tunnelbasens skjemavelde, hvor det tegnes kryss og noteres i marger og siden tolkes etter beste evne og registreres av skiftlederen. Samtidig genereres det stadig mer tunneldata digitalt, og AF og Bever Control har samarbeidet om en bedre utnyttelse av disse dataene med spesielt fokus på dokumentasjon av bolter. Med utgangspunkt i automatisk genererte boltehullsdata fra boreriggen kan man redigere og legge til informasjon for enkelthull eller hull som gruppe. På den måten kan man effektivt rapportere antall bolter av hver type og lengde, og det er enkelt for kontrollerende parter å verifisere registreringene. Denne typen dokumentasjon vil kunne føre til økt sporbarhet og bedre sikkerhet, fremtidig bruk vil blant annet kunne være å legge til informasjon om batchnummer for boltene. Registreringen foregår på nettbrett, og utføres av riggoperatøren underveis i boresyklusen med de faktiske boltehullsdataene som utgangspunkt.

FJELLSPRENINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2023

HAR VI KRAFTEN SOM KREVES FOR UTSLIPPSFRIE ANLEGGSPLASSER?
Do we have the power required for zero-emissions construction sites?

Balder Bryn Morsund, Sivilingeniør, Norconsult
Tor Mjøs, Sivilingeniør, Norconsult

SAMMENDRAG

Bygge- og anleggsplasser står for 1,2% av landets totale direkteutslipp, 660 000 tonn CO_2-ekvivalenter, hovedsakelig fra fossilt brensel i anleggsfasen. Bruk av nullutslippsmaskiner kan redusere utslippene ned mot null. Når det stilles krav til utslippsfrie anleggsmaskiner, vil elektriske anleggsmaskiner i mange tilfeller være det gunstigste alternativet. Dette fører med seg et kraftbehov. Det må være nok tilgjengelig kraft til å lade de elektriske anleggsmaskinene, slik at fremdriften i prosjektene kan opprettholdes.

Omstillingen vil kreve tilstrekkelig kapasitet i nettet sammen med smarte løsninger, som å ta i bruk battericontainere og god flåtestyring. Byggherre må dermed være tidlig ute med å kartlegge krafttilgangen, slik at leverandør har tid til å planlegge for utslippsfri anleggsdrift.

Kartlegging av krafttilgangen for 30 samferdselsprosjekter i Nasjonal Transportplan viser at det i de aller fleste tilfeller er mulig å etablere nødvendig krafttilgang for utslippsfri anleggsdrift. For hovedtyngden av prosjektene må det påregnes bruk av batterier som effektavlastning. I enkelte tilfeller også for energilagring.

Det er fortsatt et stort behov for å kartlegge, dokumentere og kalkulere anleggenes behov for ladeeffekt og behov for grunnlastforsyning. Slik kartlegging vil være verdifull for framtidig optimalisering og gradvis introduksjon av utslippsfrie anleggsplasser.

I tillegg kan biogass og hydrogen være gode alternativer, der det finnes infrastruktur for det. Det utvikles også nye løsninger for mobil lading, med battericontainere som transporteres innad på anleggsplassen, samt ut av anleggsplassen for å lades opp. Innovative løsninger som å kombinere solcelleanlegg i forbindelse med tunnel og anleggsplasser kan være et godt supplement.

SUMMARY

Construction sites account for 1.2% of the country's total direct emissions, 660 000 tons of CO2 equivalents, mainly from fossil fuels during the construction phase. The use of zero-emission machinery can reduce emissions to near-zero. When requirements are set for emission-free construction equipment, electric construction equipment will often be the most favorable option. This brings with it a need for power. There must be enough available power to charge the electric construction machinery so that project progress can be maintained.

The transition will require sufficient capacity in the grid along with smart solutions, such as the use of battery containers and effective fleet management. Therefore, the developer must be proactive in assessing the power supply so that the supplier has time to plan for emission-free construction operations.

An assessment of power supply for 30 transportation projects in the National Transport Plan shows that in most cases, it is possible to establish the necessary power supply for emission-free construction operations. For most of the projects, the use of batteries for load management must be anticipated, and in some cases, for energy storage as well.

There is still a significant need to assess, document, and calculate the construction sites' requirements for charging power and baseline supply. Such assessments will be valuable for future optimization and the gradual introduction of emission-free construction sites.

In addition, biogas and hydrogen can be good alternatives where there is infrastructure for them. New solutions for mobile charging are also being developed, with battery containers transported within the construction site and away from it for recharging. Innovative solutions, such as combining solar power installations in connection with tunnels and construction sites, can be a useful addition.

INNLEDNING

Bygge- og anleggsplasser står for 1,2% av landets totale direkteutslipp, 660 000 tonn CO_2-ekvivalenter, hovedsakelig fra fossilt brensel i anleggsfasen. 5% av utslippene kommer fra oppvarming og uttørking av bygninger, og 95% fra transport og drift av maskiner. (Wiik, Fjellheim, & Gjersvik, Utslippsfrie bygge- og anleggsplasser. Veikart, 2022)

Bruk av nullutslippsmaskiner kan redusere utslippene ned mot null. Per nå er elektriske anleggsmaskiner kommet lengst i utviklingen. Elektriske maskiner fører med seg et økt energibehov. Mange anleggsprosjekter, foregår i områder lite utbygd strømnett som kan gjøre det utfordrende å skaffe nok energi til anleggsmaskinene. Krafttilgang for utslippsfrie anleggsmaskiner vil være essensielt for å kutte utslippene fra anleggsbransjen.

BAKGRUNN

Bruken av utslippsfrie anleggsmaskiner er effektivt tiltak for å redusere direkte $C0_2$-utslipp fra anleggsbransjen. Både utslipp fra anleggsmaskiner, massetransportkjøretøy og andre fossilt drevne prosesser som for eksempel oppvarming kan erstattes.

Elektriske maskiner

Per nå produseres de fleste elektriske anleggsmaskiner ved å bygge om dieselvarianter. Dette gir høyere investeringskostnader blant annet ved at f.eks. drivlinjer beholdes. Etter som det offentlige stiller krav til utslippskutt, så vil markedsetterspørselen øke og dermed redusere risikoen ved å investere i en utslippsfri anleggsmaskin.

Elektriske maskiner har lavere drivstoffkostnader, lavere vedlikeholdskostnader og lengre forventet levetid. Elektriske anleggsmaskiner rapporteres å operere tilsvarende som sine dieselvarianter, men med et lavere lydnivå. Når investeringskostnaden faller, vil elektriske anleggsmaskiner kunne bidra til å redusere kostnadene for anleggsprosjekter.

Når det stilles krav til utslippsfrie anleggsmaskiner så vil elektriske anleggsmaskiner i mange tilfeller være det gunstigste alternativet. Det fører med seg et kraftbehov. Det må være nok tilgjengelig kraft for å kunne lade de elektriske anleggsmaskinene så man kan opprettholde fremdriften i prosjektene.

Energi versus effekt

Kort fortalt er forskjellen mellom energi og effekt at effekt er strømmen som brukes i løpet et sekund, mens energien er strømmen som brukes over tid. Effekt måles som regel i kilowatt per sekund (kW), mens energi som regel måles i kilowatt over én time (kWh).

En gravemaskin som har en ladeeffekt på 50 kW, vil ha blitt tilført 150 kWh på tre timer med lading. Hvor mye effekt som er tilgjengelig bestemmes av hvor mye effekt som er reservert til tilkoblingspunktet.

Gitt en anleggsperiode så vil det i de fleste tilfeller være mulig å levere nok energi, gitt at det var mulig å spre effektbruken jevnt over hele anleggsperioden. Men, for å minimere nedetid for anleggsarbeidene, så vil det i de fleste tilfeller være nødvendig å hurtiglade med høy effekt, mye energi over kort tid. Det gjør at det er effektbehovet som er dimensjonerende for om det er nok «kraft» for å gjennomføre prosjektet.

Nye krav til klima- og miljøhensyn offentlige anskaffelser
1.1.2024 trer en ny forskrift i kraft. Den innebærer at klima og miljøhensyn som hovedregel *må* vektes 30% i offentlige anskaffelser. Det åpnes for at det alternativt kan stilles andre krav gitt at det gir en bedre klima- og miljøeffekt.

Det vil motivere entreprenører til å tilby utslippsfrie anleggsmaskiner, og dermed øke bruken.

KRAFTTILGANG i UTBYGGINGSPROSJEKTER
Som et ledd i Nye Veiers "Kunnskapsprogram om fossilfrie anleggsplasser» ble Norconsult engasjert til å kartlegge krafttilgang for kommende utbyggingsprosjekter for Nye Veier, Statens Vegvesen og Bane NOR (Norconsult, 2023). Siktemålet med kartleggingen var å få en oversikt over hvor det kan initieres utslippsfrie anleggsplasser i Nasjonal Transportplan (NTP) porteføljen av prosjekter. Oppdragsgiver valgte ut om lag 30 større og mindre prosjekter som ble vurdert. For de 30 prosjektene ble det innhentet tilgjengelig kapasitet fra netteierne og effektbehov ble vurdert ut fra kunnskapen om energibruken til tilsvarende fossil anleggsdrift.

Bakgrunn for rapporten
For å lykkes med å etablere en utslippsfri anleggsplass er det avgjørende å få tilgang til kraft. Alternativet vil være lokal utslippsfri energiproduksjon. I det ligger det at man i tidlig fase må etablere dialog med netteier(e) for å bestille nødvendig kapasitet. Man må samtidig også vurdere behovet for permanent forsyning og mulig synergi mellom disse to behovene.

For å bestille kapasitet er man avhengig av å kjenne prosjektets lastbehov samt hvor behovet skal dekkes rent geografisk og også i forhold til framdrift.

Det innebærer at det er for seint å overlate kartleggingen til entreprenør først når denne er valgt, da kan det i mange tilfeller hende at netteier ikke kan framskaffe ønsket kapasitet eller at slik kapasitet som anleggskraft kommer for seint i forhold til prosjektets framdrift.

Man bør også vurdere behov for krafttilgang til de forberedende arbeidene, som for store entrepriser gjerne er på egne kontrakter, og sammenholde dette med hovedprosjektets behov. Dette vil også kunne innebære at avtaler om midlertidig forsyning må kunne overføres til hoved-entreprenør.

Effektbehov til utslippsfrie bygge- og anleggsplasser
I overgangen mellom tradisjonell fossilbasert anleggsdrift og den utslippsfrie anleggsplassen er det fortsatt stor mangel på kunnskap om energi- og effektbehovet. Det er derfor naturlig å bygge på kjent kunnskap for så å løfte dette over i den nye situasjonen. Det finnes enkelte verktøy for beregning av CO2 utslipp fra tradisjonell drift og dette ble benyttet for å vurdere det framtidige elektriske effektbehovet.

Under er det skjematisk satt opp effektbehov for ulike anleggsområder, men det må understrekes at dette er generelle vurderinger og noe som må sees nøyere på i forhold til det enkelte prosjekt. Disse sjablonmessige vurderingene må derfor ikke brukes uten videre i en planleggingsfase.

Det vil være stor forskjell fra prosjekt til prosjekt i behovet for anleggsmaskiner og riggplass. Det vil kunne variere ut ifra:

- Anleggstyper
    a. Tunnel
    b. Dagsone
    c. Bru/konstruksjoner
- Sesongvariasjoner
- Fremdrift påkrevd for arbeidene
- Avstander og geografi på anleggsstedet

Effektbehovet dimensjoneres ut ifra anleggets topplast. Det kan legges til grunn at de fleste anleggsmaskiner i dag ikke har batterikapasitet til å driftes en full arbeidsdag. Dermed vil maskinparkens topplast trolig forekomme under lengre pauser (lunsjpause) hvor det da vil være ønskelig med maksimal ladeeffekt. Kvelds- og nattladingen vil normalt ikke være dimensjonerende for effekt på grunn av den betraktelig lengre tidsperioden maskinene er tilkoblet, men dette forutsetter at det benyttes et styringssystem som fordeler ladingen mellom maskinene over den tilgjengelige tiden. For anlegg med døgnkontinuerlig drift vil det være ekstra viktig at «ledig tid» benyttes til lading av batteribankene, enten de er ombord eller mobile.

For å estimere forbruk av energi og effektbehov ved de forskjellige anleggene ble det innhentet prosjektspesifikke data fra entreprenører for deretter å bruke standardverktøy (VegLCA og NV-GHG). Dette er supplert med data fra noen månedsrapporter i prosjekter som er hentet fra BaneNOR.

Basert på dette er det regnet ut typiske klimagassutslipp pr type anlegg. Det er sett nærmere på:

- Ett-løps tunnel
- To-løps tunnel
- Bru i linjen
- Nasjonale hovedveger (2+2 felt)
- Øvrige hovedveger (2 felt)

Videre er det benyttet en faktor mellom diesel og elektrisitet, gitt effektivitetsforskjell i motor mellom dieseldreven og elektrisk motor. Virkningsgraden til en større dieselmotor er om lag 40 –45 %, men nyttbar energi på drivhjul og gravearm via mekanisk omforming reduserer effektiviteten mye, samtidig med at den varierer med belastningen. Effektiv utnyttelse av energi-innholdet i diesel sett opp mot tilsvarende for bruk av elektrisk motor settes til 30 % i beregningene som da også inkluderer tilsvarende elektriske tap i likerettere og ledninger. (Wiik, Suul, & Sundseth, 30 tonns utslippsfri gravemaskin. Teknologistatus, kartlegging og erfaringer, 2018)

Tabell 1 Utslipp pr. løpemeter element (tonn CO2-e). Beregnet med NV-GHG.

Type element og antall felt	Klimagass utslipp [tonn CO_2e/lm]	Påslag for Rigg, maskiner og diverse [%	Sum klimagassutslipp [tonn CO_2e/lm]	Direkteutslipp [tonn CO_2e/lm]	Diesel forbruk /lm [liter]
Nasjonale hovedveger 2+2 felt	2	1,1	3,1	0,8	300
Øvrige hovedveger 2 felt	1,5	0,8	2,3	0,6	225
Tunnel 2 løp	8	4,4	12,4	3,1	1 150
Tunnel ett løp	6	3,3	9,3	2,3	850
Vegbru, nasjonale hovedveger 2+2 felt	18	9,9	27,9	1,4	2 600
Enkel bru 2 felt	9	5	14	0,7	1 300

Tabell 2 viser antatt antall dager drift per år og antatt ladesamtidighet for utregningene.

Tabell 2 Antatt driftsgrunnlagsdata

Dager tunneldrift per år	300
Dager dagsonedrift per år	200
Timer tunneldrift per dag	20
Timer dagsonedrift per dag	10
Ladesamtidighet	0,7

Beregning av effektbehovet framkommer med basis i veilengden for den enkelte type veg/tunnel og tilhørende dieselforbruk hentet ut ved bruk av NV-GHG. Dieselforbruket i liter er omregnet til korresponderende energimengde ved elektrisk drift. Avhengig av driftstiden på anlegget beregnes effektbehovet pr døgn og time. Antall kjøretøy framkommer ved å ta utgangspunkt i 100 kW ladeeffekt pr kjøretøy og med et samtidig ladeuttak på 0,7. Samtidighetsfaktoren gjenspeiler batterienes evne til å ta imot lading, det er kun en kortere periode i ladesyklusen de kan motta 100 % kapasitet.

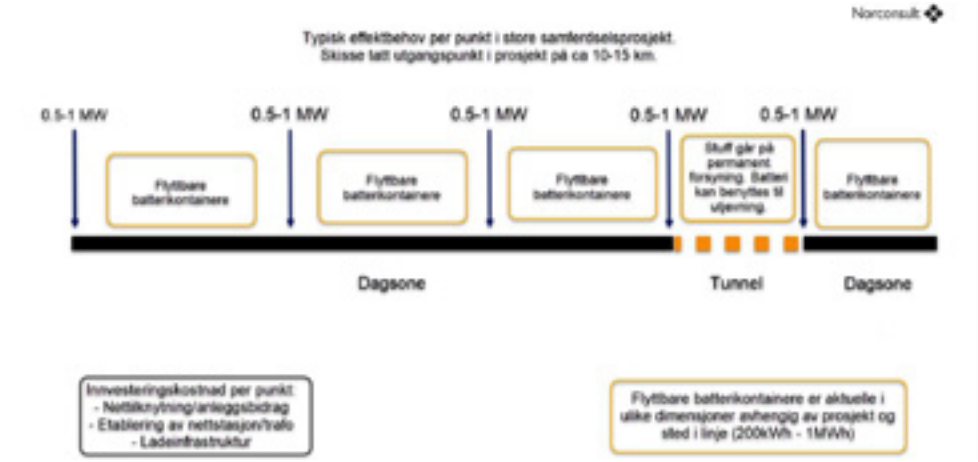
Tabell 3 Effektbehov for eksempelprosjekter

Prosjekter	Type	Dagsone [km]	Tunnel [km]	Bru [km]	Diesel-forbruk over anleggs-periode [millioner liter]	Energi-behov [MWh]	Antatt år anleggs-tid [år]	Daglig energi-behov [MWh/h]	Effekt-behov per time [MWh/h]
E39 Ytre ringvei	2+2 felt	3,3	8,6	0,0	11,0	32 921	4	45,3	2,6
E6 Storhove - Øyer	2+2 felt	7,3	2,7	0,0	5,3	15 966	3	35,2	2,8
E39 Bue - Ålgård	2-felt	13,0	1,0	0,0	3,8	11 348	3	27,4	2,6
E134 Saggrenda Elgjsø	2-felt	15,0	0,0	0,3	3,4	10 348	3	25,9	2,6
E39 Storhaug - Førde	2-felt	0,0	7,7	0,0	6,6	19 899	3	33,2	1,7
E6 Sørelva - Børkamo	2-felt	10,0	0,0	0,0	2,2	6 742	3	16,9	1,7
Rv. 22 Glommakryssing	2+2 felt	2,8	0,0	0,7	0,8	2 438	3	6,1	0,6

Tabell 3 gir da det totale effektbehovet for hele strekningen, mens det praktisk sett vil fordeles til flere tilknytningspunkter.

Figur 1 viser effektbehov per anleggsområde for et typisk samferdselsprosjekt på 10-15 km. De flyttbare battericontainerne med ladere for anleggsmaskinene flyttes på utover

anleggsperioden etter hvor arbeidet foregår. Det minimerer unødvendig forflytning av maskinene.



Figur 1 Typisk effektbehov per punkt i store samferdselsprosjekter

Konklusjon fra kartleggingen
Kartleggingen viser at det i de aller fleste tilfeller er mulig å etablere nødvendig krafttilgang for utslippsfri anleggsdrift.

For hovedtyngden av prosjektene må det påregnes bruk av batterier som effektavlastning. I enkelte tilfeller også for energilagring. Størrelse på disse batteriene samt måten de best bestykkes på vil ha stor betydning for totaløkonomien. Mange prosjekter vil ha behov for effektstøtte over flere år og dermed vil marginalkostnaden over tid reduseres. Markedet for større batterier er i rask utvikling, og selv om prisene den siste tiden ikke har falt så mye, så ventes det at både batteriene, likeretterne og ladeenhetene vil falle betydelig i pris framover.

Det er fortsatt et stort behov for å kartlegge, dokumentere og kalkulere anleggenes behov for ladeeffekt og behov for grunnlastforsyning, se på samspill mellom ombordbatterier og effektstøttebatterier i de kommende pilotprosjektene. Slik kartlegging vil være verdifull for framtidig optimalisering og gradvis introduksjon av utslippsfrie anleggsplasser.

NY TEKNISK SPESIFIKASJON OM KARTLEGGING OG PLANLEGGING AV KRAFTTILGANG SN/TS 3770

Tidligere i høst ble det publisert en ny teknisk spesifikasjon om «Utslippsfrie byggeplasser og anleggsområder» SN/TS 3770:2023. Formålet er å definere roller og ansvar i forbindelse med utslippsfrie anleggsplasser.

Den tekniske spesifikasjonen skisserer hvilke aktører som har ansvar for hva i forberedelse, anleggsperiode, drift og avvikling. Knyttet til krafttilgang er den tydelig på hvilke utfordringer de ulike aktørene har, og hvilken informasjon de sitter på som trengs i prosessen.

Hvis alle aktører som jobber med utslippsfrie anleggsplasser fremover legger standarden til grunn vil man få en omforent forståelse av ansvarsfordeling, og hvilke prosesser det er viktig å sette i gang tidlig, som for eksempel kartlegging av krafttilgang. Dette vil forhåpentligvis bidra til mer sømløse prosjekter med utslippsfrie anleggsplasser.

POTENSIALE FOR SOLKRAFT I FORBINDELSE MED SAMFERDSELSINFRASTRUKTUR

Norconsult har for Solenergiklyngen og VIA (Næringsklyngen for infrastruktur) sett på potensialet for solcelleanlegg i forbindelse med areal knyttet til samferdselsprosjekter. (Norconsult, 2023) Spesielt relevant for krafttilgang for utslippsfrie anleggsplasser så har de sett på potensialet for utbygging i tilknytning til tunnelportaler og anleggsplasser.

Tunnelportaler

Solcelleanlegg montert i forbindelse med tunnelportaler er gunstig fordi effekttoppene for vanlig tunneldrift, belysning i tunnelåpning og ventilasjon, sammenfaller med produksjonstoppene for solcelleanleggene. Solcelleanleggene kan dermed forsyne energi i driftsfasen, i tillegg til tunneldriving i anleggsfasen hvis anlegget blir etablert tidlig nok.

I rapporten sees det på et eksempel med bakkemontert anlegg på 500m^2 utenfor en sørvendt toløpstunnelportal som vil kunne bidra med 122kWp, som i løpet av anleggsperioden kan være med på å redusere effektbehovet, spesielt hvis det er et prosjekt som benytter battericontainere og har hovedtyngden av drift i sommerhalvåret. Da kan energien som produseres kunne spres utover dagen for å dekke de effekttoppene.

Anleggsplasser

Solcelleanlegg kan dekke effektbehovet i forbindelse med anleggsplasser, men vil være mest lønnsomt på steder hvor solcelleanlegget planlegges for permanent drift etter anleggsperioden. Alternativt er det mulig å kombinere solcelleanlegg med brakkerigger, som demonteres og flytter videre til neste prosjekt. For å gjøre dette praktisk gjennomførbart må det planlegges tidlig, og planlegges for kortest mulig avstand mellom solcelleanlegget og planlagt riggområde med ladepunkter for de utslippsfrie anleggsmaskinene.

KRAFFORSYNINGSALTERNATIVER OG MÅTER Å REDUSERE EFFEKTBRUKEN

Effekt- og energireduserende tiltak

Det kan av en eller flere grunner være begrenset tilgang på elektrisk effekt i nærheten til anleggsplassen, eller det kan være dyrt å fremskaffe. Ofte er dessuten behovet for effekt i anleggsfasen større enn det permanente behovet. Det vil derfor alltid være aktuelt å vurdere tiltak for å redusere energibruk og effekttopper. En rekke tiltak er listet opp nedenfor. Deretter drøftes nærmere noen hovedtyper tiltak nærmere.

- Tidlig planlegging, kartlegging av mulighet for kraftforsyning og maskinparkens forventede behov
- Unngå overlapp av effektkrevende byggeaktiviteter eller byggefaser
- Planlegg nøye bruk og lading av anleggsmaskinene – lav- versus høyenergibruk
- Planlegg lading til (lunsj)pauser og annen stopp i anleggsdriften, slik at ikke alle maskiner lades samtidig
- Unngå å lade ekstern transport samtidig som anleggsmaskiner
- Optimer transportlogistikk, f.eks. ved levering av anleggsmaskiner eller varer
- Tilrettelegge for off-site lading av tungtransport på tilrettelagte ladesentraler
- Vurdere fleksibilitet i arbeidsdager/arbeidsuker og justert skiftordning
- Redusere behovet for lading av private elbiler på anleggsplassen gjennom felles inntransport og tilrettelegge for kollektivtransport, sykling eller gange for prosjekter i urbane strøk

- Fokus på massebalanse sett opp mot når masser skal forflyttes i forhold til andre aktiviteter på anlegget
- Bruke battericontainer for å gi fleksibilitet for energibehov og god logistikk på anlegget
- Bruke batteribyttestasjoner
- Hydrogenaggregat til lading av battericontainer eller ladestasjoner for kjøretøy kan bli aktuelt på sikt
- Benytte effekttoppstyring/peak shaving og forbedre batteriteknologi for høyere batterikapasitet og bedre, lengre drift
- Dersom anlegget er tiltenkt solcellepark for permanent drift, etablere dette tidlig og benytte anleggets batterikapasitet i anleggsfasen. Det kan også gjelde i den mørke årstiden hvor batteriet kan brukes som ekstrabatteri
- Gjøre helhetlig vurdering av mobile asfalt- og pukkverk på anleggsplassen

Bruk av batteri i kombinasjon med elforsyning
Som et supplement til konvensjonell nettilknytning kan batterier benyttes for å redusere effektbehovet ved effektknapphet samt å kunne tilføre anleggsplassen høyere effekt i perioder med stort ladebehov. For denne typen bruk er batteriteknologien litium-ion best egnet pr. i dag. Det finnes både produkter der batteri og ladestasjon er en samlet enhet, og frittstående rene batteribanker.

En «alt-i-ett» løsning, der batterier, batteristyresystem, ventilasjonskjøling, AC-ladepunkt og DC-ladere i form av kabler utstyrt med CCS-plugg leveres som prefabrikkerte, ferdigmonterte enheter er allerede tatt i bruk på flere anleggsplasser i Norge. Slike containere har typisk størrelse 20 fot, kan lagre energimengder opptil 500 kWh, og gi 2 x 150 kW DC ladeeffekt, eller opptil 200 kW AC effekt.



Figur 2 Kombinert ladestasjon og batteribank i container

Det finnes også løsninger der ladestasjonen ikke er en del av battericontaineren. Man må da skaffe frittstående ladeenheter i tillegg, noe som kan gi en mer fleksibel løsning. Containerløsninger med kun batterier, ikke integrerte ladere, som finnes tilgjengelig på markedet i dag har typisk størrelse 20 fot, kan lagre en energimengde på opptil 2 MWh og har utladingseffekt på typisk 1 MW.

Det planlegges nå leveranse av høyytelsesbatterier (1-2 MW) på inntil 1000 kWh permanent plassert på lastebil med MCS-plugg for levering medio 2025.



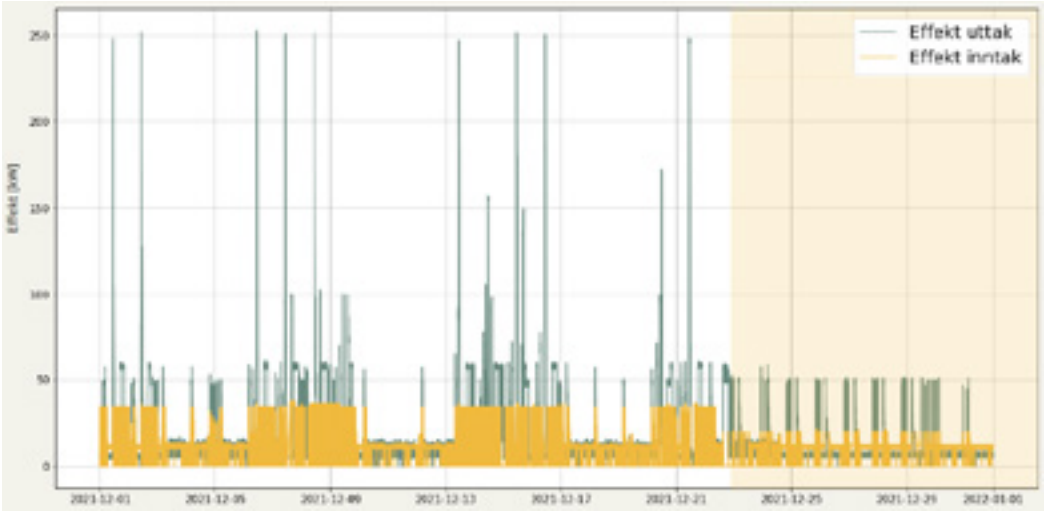
Figur 3 Ren batteribank i container

Det finnes også mindre, mer mobile enheter med batterier som kan benyttes som selvstendig løsning ved at en batteripakke i kombinasjon med ladeenhet lades opp ved nettselskapets tilknytningspunkt for så å fraktes inn på anlegget etter hvor behovet måtte være til enhver tid. Slike satellitter vil lades utenom ordinær arbeidstid og utplasseres i arbeidstiden. Ved kontinuerlig drift kan disse rulleres, men det vil kreve flere containere. For slike løsninger er det viktig for utnyttelsesgraden av enhetene å ha en god oversikt over hvor de befinner seg, og deres state of charge, til et hvert tidspunkt.



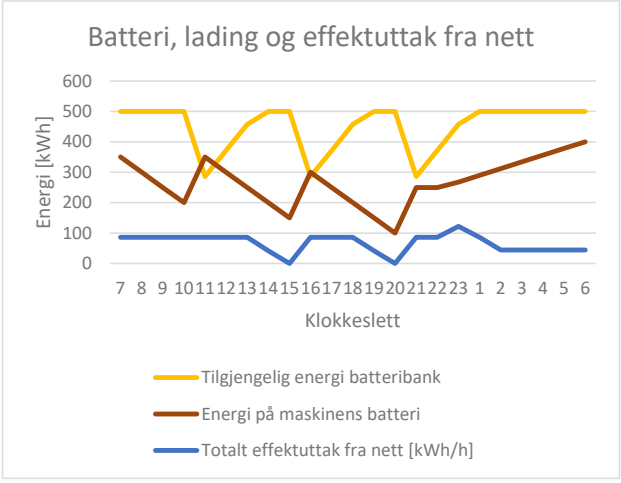
Figur 4 Mindre mobil kombinert ladestasjon og batteribank

Data fra et Enovastøttet prosjekt i regi av Asker kommune, vist i Figur 5, viser at en med bruk av batteri kan holde et lavt effektuttak fra nettet (ca. 40 kW) og likevel tilby over 250 kW effekt i perioder på om lag 1 time. I dette tilfellet er hver ladeøkt på om lag 225 kWh og containerbatteriet er på i underkant av 400 kWh. Det viser at batteribanker kan være et godt virkemiddel for anleggsplasser med lite tilgjengelig effekt.



Figur 5 Eksempel på ladeeffekt og belastning på nettet, mindre ladestasjon med batteri. Kilde: Asker kommune

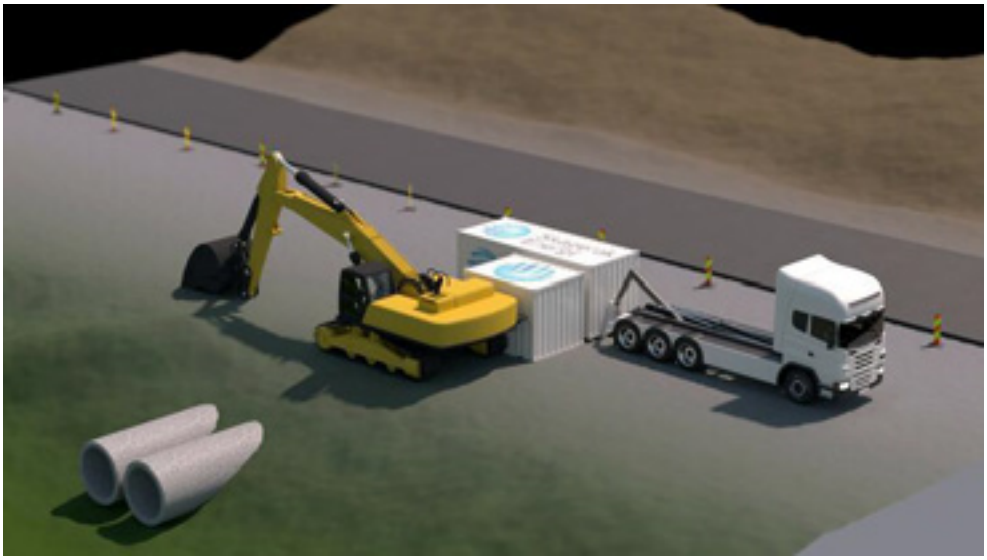
Batteribytte
Enkelte maskiner kan også leveres med mulighet for batteribytte på en måte som gjør at maskinen fortsatt kan være i normal bruk selv når batteriet lades. Maskinen har da to eller flere batterier, hvorav ett eller flere kan tas ut og lades eksternt mens maskinen er i bruk. Avhengig av maskinens belastning kan slik lading skje utenom arbeidstid eller foregå "off peak" i forhold til øvrig ladebehov. Batteriet kan også fraktes ut av anleggsområdet og lades annensteds dersom forsyningen er svak.



Figur 6 Batteri, lading og effektuttak fra nett

Battericontainere som lader utenfor anleggsområde
Skagerak Energi tester ut å lade battericontainere utenfor anleggsområdet, for så å transportere dem til anleggsområdet. Det gjør det mulig å lade elektriske maskiner, selv i områder uten nettilknytning overhode.

Battericontainere på 500 kWh transporteres til anleggsplassen, for å så hentes opp igjen når de er utladet.



Kilde: Skagerak Energi, https://www.skagerakenergi.no/innovasjon/mobil-energi-til-byggeplasser/storsatsing-pa-utslippsfrie-byggeplasser

Bruk av alternative drivstoff
Det er også mulig å se på alternativer til elektrisitet som drivstoff, som biogass, biodiesel og hydrogen.

Biogass dannes ved nedbrytning av organisk materiale som gjødsel, matavfall planterester i oksygenfritt miljø, og består hovedsakelig av metan. Kun maskiner og kjøretøy med gassmotor kan benytte biogass som drivstoff. Det utvikles i dag flere typer større anleggsmaskiner som benytter biogass, mens det for tunge kjøretøy allerede er tilgjengelig i markedet. Biogass er CO2-nøytral, altså at opptaket av CO2 i fremstillingen av råstoffet balanserer utslippene fra forbrenningen. En praktisk utfordring med bruk av biogass er tilgang på fylling, eller leveranse av biogass.

Biodiesel er et fornybart drivstoff som i mange tilfeller kan benyttes på kjøretøy og maskiner som i dag benytter diesel, gitt at motoren tåler det. Det er to forskjellige typer biodiesel, konvensjonelle biodrivstoff og avanserte biodrivstoff. Konvensjonelle biodrivstoff fremstilles fra råstoff som kan benyttes til produksjon av mat eller dyrefor. Avanserte biodrivstoff produseres fra rester og avfall fra næringsmiddelindustrien, landbruk eller skogbruk og kommer fra råstoff som ikke kan utnyttes som mat eller dyrefor. Det er i dag et omsettingskrav om at en andel av dieselen som omsettes skal bestå av biodiesel. For at biodiesel skal ha en klimagevinst må dermed biodieselen kjøpes utenfor omsettingskravet.

Hydrogen produseres primært fra naturgass. Det kan også produseres ved spalting av vann ved bruk av fornybar energi, men dette er i dag kostbart. Det er i dag få tilgjengelige maskiner og kjøretøy, men dette er i utvikling. Som med biogass er det også en logistisk utfordring med fylling av hydrogenkjøretøy. Fordelen med hydrogen er at de benytter kjøretøy med elektrisk drivlinje, og derigjennom sikrer lang rekkevidde i forhold til helelektriske kjøretøy.

KONKLUSJON

Anleggsbransjen står for betydelige utslipp, som bør reduseres kraftig de nærmeste årene. I dag er det primært elektriske maskiner som er det beste alternativet til fossilt drevne maskiner og kjøretøy. Det vil kreve store mengder kraft og smarte løsninger som tar i bruk battericontainere og god flåtestyring. Det krever at byggherre er tidlig ute og kartlegger krafttilgangen så leverandør har tid til å planlegge for utslippsfri anleggsdrift.

Kartlegging av krafttilgangen for 30 samferdselsprosjekter i Nasjonal Transportplan viser at det i de aller fleste tilfeller er mulig å etablere nødvendig krafttilgang for utslippsfri anleggsdrift. For hovedtyngden av prosjektene må det påregnes bruk av batterier som effektavlastning. I enkelte tilfeller også for energilagring.

Det er fortsatt et stort behov for å kartlegge, dokumentere og kalkulere anleggenes behov for ladeeffekt og behov for grunnlastforsyning. Slik kartlegging vil være verdifull for framtidig optimalisering og gradvis introduksjon av utslippsfrie anleggsplasser.

I tillegg kan biogass og hydrogen være gode alternativer, der det finnes infrastruktur for det. Det utvikles også nye løsninger for mobil lading, med battericontainere som transporteres innad på anleggsplassen, samt ut av anleggsplassen for å lades opp. Innovative løsninger som å kombinere solcelleanlegg i forbindelse med tunnel og anleggsplasser kan være et godt supplement.

REFERANSER

Norconsult. (2023). *Krafttilgang utbyggingsprosjekter.* Sandvika: Nye Veier, Statens Vegvesen og BaneNOR.

Norconsult. (2023). *Potensialet for solkraft i samferdsel i Norge.* Solenergiklyngen og VIA.

Wiik, M. R., Fjellheim, K., & Gjersvik, R. (2022). *Utslippsfrie bygge- og anleggsplasser. Veikart.* Oslo: SINTEF akademisk forlag.

Wiik, M. R., Suul, J. A., & Sundseth, K. (2018). *30 tonns utslippsfri gravemaskin. Teknologistatus, kartlegging og erfaringer.* Oslo: SINTEF akademisk forlag.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2023

TUNNELSPRENGNING OPTIMALISERING MED GROVERE HULL PÅ E18, BJØNNÅSTUNNELEN

Optimization of tunnel blasting with larger holes on E18, Bjønnåstunnelen

Jiří Šach, Åsmund Rygnestad, Knut Tanbergmoen — Austin Norge AS
Vidar Myrseth, Francois Bonnafous, Sylvain Lagarde — Eiffage Norge AS
Enes Kubat — Austin Detonator s.r.o.

SAMMENDRAG

Økende bruk av elektroniske tennsystem i tunnelbransjen har også ført til en etterspørsel etter optimalisering av sprengning for å bruke de fordelene nøyaktig timing gir til reduksjon av tids- og materialrelaterte kostnader. Artikkelen beskriver optimalisering av tunnelsprengning med bruk av 64 mm borehull, elektronisk tennsystem, patronert- og bulk emulsjon ved driving av Bjønnåstunnelen på Nye Veier sitt prosjekt E18 Langangen – Rugtvedt. Påvirkning av sikkerhet, syklustid, forbruk av borstål, og fjellkvalitet er diskutert sammen med endringer av sprengstofforbruk og generelt økonomisk bidrag av den optimaliserte løsningen. Artikkelen er skrevet i samarbeid mellom entreprenør (Eiffage) og sprengstoff leverandør (Austin Powder).

SUMMARY

The increased use of electronic initiation systems in tunneling industry has also led to a demand for optimization of blasting to use the benefits of accurate timing towards reduction of time and material related costs. The article describes optimization of tunnel blasting with the use of 64 mm boreholes, electronic initiation system, cartridged and bulk emulsion when driving the Bjønnås tunnel on Nye Veier's project E18 Langangen – Rugtvedt. Impacts on safety, cycle time, consumption of drill steel, and rock quality are discussed together with changes in explosives consumption and general economic contribution of the optimized solution. The article is written in collaboration between the contractor (Eiffage) and the explosives supplier (Austin Powder).

INTRODUKSJON

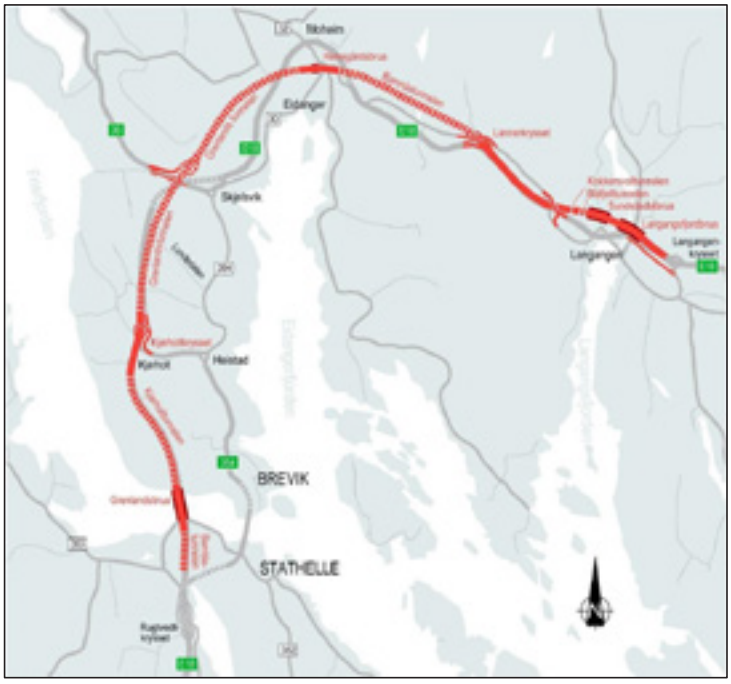
De siste årene har tunnelbransjen sett en enorm ekspansjon i bruk av elektroniske tennere. Det er spesielt på store infrastruktur prosjekt kravet til elektroniske tennsystem har kommet. Bruk av elektroniske tennere åpner videre muligheter for optimalisering av sprengningsarbeid og bruk av større (51 mm, 54 mm eller 64 mm) hull istedenfor eller sammen med de vanlige 48 mm hull, er den mest benyttede optimalisering metode, sett på dagens prosjekter.

Vi skal fortelle om prosjektet E18 Rugtvedt – Langangen, vise hvordan sprengningsarbeider på prosjektet ble optimalisert og presentere en enkel sammenligning av opprinnelig og optimalisert sprengning og dens innflytelse på andre operasjoner.

OM PROSJEKTET OG TUNNELLEN

Strekningen E18 Rugtvedt – Langangen er om lag 17 km lang og er et komplekst prosjekt med blant annet store brukonstruksjoner og tunneler. Prosjektet inkluderer bygging av den nye Grenlandsbrua. Utbyggingen vil løse de til tider store utfordringene med trafikkavviklingen gjennom Porsgrunn.

Utbyggingen av E18 Rugtvedt – Langangen består av tre delparseller, E18 Lanner – Langangen, E18 Rugtvedt – Kjørholt og E18 Kjørholt – Preståsen. Alle tre er under utbygning.



Figur 1 – oversiktskart E18 Langangen – Rugtvedt

E18 Preståsen – Kjørholt strekker seg fra nordre portal i Bjønnåstunnelen, gjennom Skjelsvikdalen, Grenlandstunnelen og til nordre portal i Kjørholttunnelen. Strekningen er omtrent 6 km lang og omfatter etablering av ny firefelts motorvei, med tilhørende kryss, veier og konstruksjoner.

Nye Veier er byggherre på prosjektet og Eiffage Norge er hovedentreprenør.

Krav og regler

All sprengning på prosjektet skal foregå ved bruk av elektroniske tennere, dette er krav fra Nye Veier. Eiffage har bestemt at det ikke skal benyttes dynamitt basert sprengstoff i tunnel som et tiltak for å minske faren for detonasjon av gjenstående sprengstoff ved pigging og boring.

Etter gjennomgang og dokumentering med oppdragsgiver Nye Veier som ønsket nytenkning og innovasjon ble vi enige og fikk aksept for å bruke 64 mm i tunnelsprengningen.

Bjønnåstunnelen

Bjønnåstunnelen er ca. 2 500 m i to løp. I tillegg kommer 10 tverrslag av 30 m^2 og 3 tekniske tverrslag av 120 m^2. Profilen på hovedløpene er T 10,5 (76,8 m^2). Mesteparten av tunnelen drives i Larvikitt.

OPTIMALISERING AV SPRENGNINGSMETODEN

Optimalisering og sprengning er utført i regi av hovedentreprenør Eiffage Norge sin bergsprengningsleder og bergsprengere med støtte og råd fra sprengstoffleverandør Austin Norge og under tilsyn av Nye Veier.

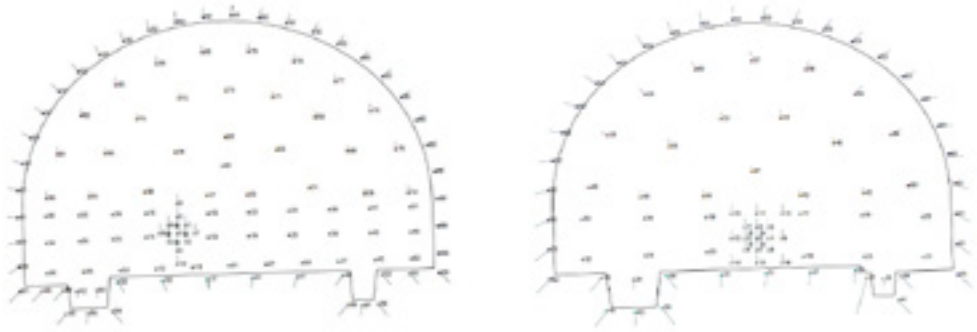
Boreplanen

Sprengning av tunnelen startet med bruk av vanlig 48 mm hulldiameter. Etter ca. 100 m av begge løp var sprengt ut fra Lanner, vurderte entreprenør bruk av 64 mm hulldiameter for å redusere antall hull og fremskynde driving.

Første versjon av boreplan med 64 mm ble tatt i bruk 21. april 2023. På bakgrunn av fjellkvaliteten i tunnelen ble det tatt avgjørelse om å teste 64 mm i kontur også. Løsningen med 64 mm i kontur ble å øke avstanden mellom konturhull slik at vi hadde noenlunde samme ladningsmengde som vi ville hatt ved bruk av 48 mm og mindre c/c avstand.

Den siste boreplanen med 48 mm hull hadde 119 hull pluss 4 grov hull i kutten, den første boreplanen med 64 mm hadde 87 hull og også 4 grov hull i kutten, det er 32 hull mindre.

I løpet av tunneldriving varierte boreplanen litt for å reflektere små endringer i tunnel geometri og/eller fjellkvalitet, men i standart profil holder seg fortsatt rundt 87 hull. Forskjellige typer kutt fra 13 hulls kutt til 11 hulls kutt var også prøvd, 13 hulls kutt benyttes nå.



Figur 2 - Den siste boreplanen med 48 mm hull (til venstre) og den første boreplanen med 64 mm hull (til høyre)

Ladeplanen

Det lades med bulkemulsjon Hydromite 100, elektroniske tennere E*STAR Tunnel og tunnel primere APB 25. Ved endring til 64 mm hull ble patronert emulsjon Emulex 2 Plus introdusert for å gi ekstra energi i bunn av hullet.

Mengde av emulsjon brukt per hulltype var justert for å reflektere større hulldiameter og videre justert basert på sprengningsresultatene for å få best resultatet med minst forbruk.

Også type og mengde av patronert emulsjon har vært optimalisert. På begynnelsen benyttet vi en halvdel av Emulex 2 Plus 35x700 (840 g) patron i enhver hull, når brukes det en tredjedel av Emulex 2 Plus 45x700 (1400 g) patron avhengig av bergsprenger sin vurdering, noen bruker det i kutten, noen også i hjelpe rast og noen ikke i det hele tatt.

Tennplanen

Det brukes elektroniske tenner på prosjektet. Det var ikke store endringer i tennplanen ved endring fra 48 mm til 64 mm hull. Samme prinsipper gjelder for begge varianter:

- Forsinkelsen mellom hull i kutten er 80 ms
- Forsinkelsen mellom hull i sidestross, løftere, overstross og innerkontur er 5-10 ms
- Forsinkelsen mellom hull i konturen er 0 ms

Bergsprengeren har mulighet for å endre timing og gjøre justeringer ut ifra forholdene på stuff. Når timing reduseres mellom hull vil salven bli flatere og lettere å laste.
Total lengde (tidsmessig) for salve har gått ned fra ca. 2250 ms med 119 hull til 1500-1800 ms med 64 mm hull avhengig av forsinkelsen mellom hull.

SAMMENLIGNING AV METODER

Sikkerhet

Det er ikke stor forskjell mellom de to metodene fra et sikkerhetssynspunkt. Det viktigste er at det brukes patronert emulsjon istedenfor dynamitt som primer i 64 mm hull. Det reduserer risiko ved forsage eller funn av gjenstående sprengstoff

Bruk av grovere borehull øker krav til sikkerhetssone og tunnel installasjoner må beskyttes lenger fra stuff.

Sprengstoff og tennmidler forbruk

Den mest synlige forskjellen mellom de to metodene utenfor antall hull er sprengstoff forbruk. Ved øking av hulldiameter og hullavstand må også sprengstoff mengde økes. Samtidig reduserer vi antall tennere og primere. Vi må sammenligne kostnader per salve for å vise hvilken fremgangsmåte er mest økonomisk.

I Tabell 1 brukes det per dagens dato listepriser som er forskjellige fra prosjektpriser, men viser økonomisk bidrag like godt.

Produkt		Produkt pris	48 mm	64 mm (første salve)	64 mm (optimalisert)
Tennere	E*STAR Tunnel	kr 170,00	119 stk	86 stk	86 stk
Primere	APB 25	kr 20,00	119 stk	86 stk	86 stk
Bulkemulsjon	Hydromite 100	kr 20,00	950 kg	1 000 kg	1 000 kg
Patronert emulsjon	Emulex 2 Plus	kr 60,00	0 kg	36 kg	20 kg
Total pris			kr 41 610,00	kr 38 500,00	kr 37 540,00
Forskjellen				-kr 3 110,00	-kr 4 070,00
				-7,5 %	-9,8 %

Tabell 1 – sammenligning av sprengstoff forbruk og kostnader

For å oppsummere tabellen kan vi si at kostnader som spares på tennere og primere er høyere enn økning av kostnaden på sprengstoff, og med optimalisering av sprengstoff forbruk kan man redusere kostnader videre. Akkurat nå pågår testing av sprengning bare med tunnel primere (uten ekstra patronert sprengstoff) som vil kunne redusere kostnader enda mer.

Borstål

Borstål er en annen viktig del av økonomisk bilde når vi skal sammenligne de to metodene. Vi skal bruke listepriser og vanlig levetid. Sandvik borerigger og borstål er brukt på anlegget.

Ved boring brukes Alpha™ 360 borstål med 48 mm og 64 mm borkroner. Samme borstenger, nakkeadaptere og skøyte hylser er brukt, men med forskjellige borkroner har disse forskjellige levetid pga. forskjellig belasting. Vi inkluderer ikke kostnader for boring av grov hull i kutten fordi disse er de samme for begge boreplaner og derfor ikke påvirker forskjell i kostnader.

Utregning av borstål forbruk er presentert i Tabell 2 og Tabell 3. Disse tallene er bare orienterende fordi de er avhengig av mange faktorer, men generelt gjelder det at boring med større borkrone kommer med høyere pris per meter. I dette eksempel er boring med 64 mm 14 % dyrere per meter enn boring med 48 mm. Hvis vi sammenligner kostnad av hele salve er boring med 64 mm 34 % billigere pga. av mindre antall av hull.

	Pris	Levetid	Pris per meter
Nakkeadapter T38	kr 2 500	3 000 m	kr 0,83
Skøyte hylse T38/T38	kr 600	3 000 m	kr 0,20
Borstang T38/R39/α360 20’	kr 4 000	1 500 m	kr 2,67
Borkrone α360 48 mm	kr 700	100 m	kr 7,00
Totalt per meter			kr 10,70
Hele salve (119 hull x 5,8 m)	kr 9 309		

Tabell 2 - borstål forbruk med 48 mm borkrone

	Pris	Levetid	Pris per meter
Nakkeadapter T38	kr 2 500	2 000 m	kr 1,25
Skøyte hylse T38/T38	kr 600	2 000 m	kr 0,30
Borstang T38/R39/α360 20’	kr 4 000	1 000 m	kr 4,00
Borkrone α360 64 mm	kr 700	150 m	kr 6,67
Totalt per meter			kr 12,22
Hele salve (119 hull x 5,8 m)	kr 6 094		

Tabell 3 - borstål forbruk med 64 mm borkrone

Fjellkvalitet

Der var en bekymring over påvirkning av fjellkvalitet utenfor tunnel profilen. Sprengstoff mengde i kontorhull overstiger vanligvis brukt krav for kontorlading av 3,0 GW/m og vi var redd for å få større skadesone rundt kontorhull. Dette ble diskutert med byggherre, testet for så se resultatet.

Geologer fra entreprenør og kontrollingeniører fra byggherren fokuserte på dette og vurderte at det er ingen påvirkning av fjellkvalitet pga. økt hullavstand og hull lading. Sprengning med 64 mm medfører derfor ikke ekstra behov for sikring og kostnader i forbindelse med dette. Det er viktig å fremheve at vi er heldig at det er eksepsjonelt godt fjell som tunnelen drives i. Det som skrives ovenfor gjelder ikke i andre tunneler eller under forskjellige geologiske forhold.

Syklustid

Endring i borehulls diameter og hullantall påvirker også syklustid i tunnel.

Boring av større hull går langsommere, men det er mindre antall hull i salven. Sammenlignet tar boring nesten samme tid.

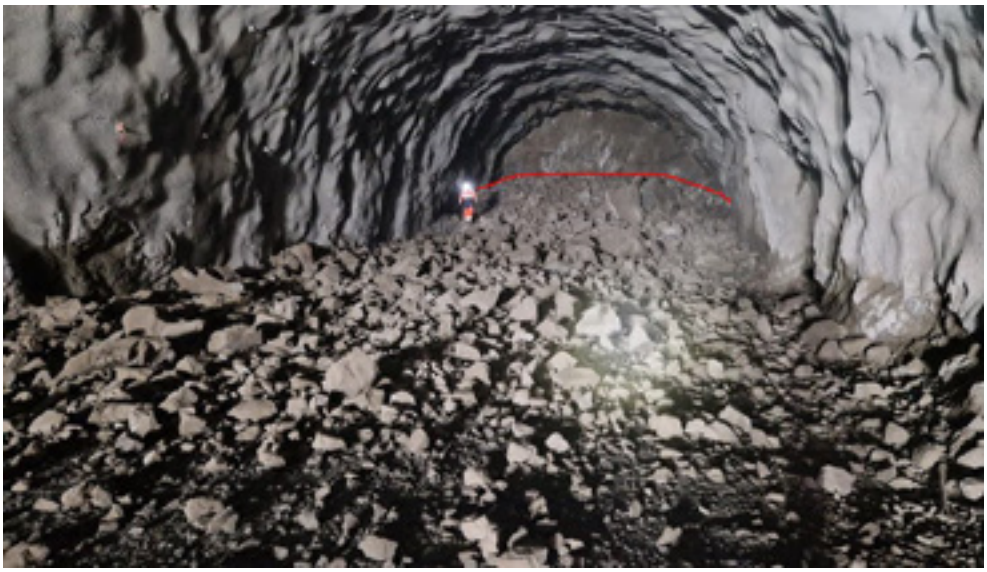
Lading av mindre antall hull tar betydelig mindre tidsforbruk. Her ser vi reduksjon på ca. 35 %.

Lasting av salve skal teoretisk sett ta samme tid fordi det er ingen endring i mengde sprengstein. Lenger og flatere røysprofil lastes enklere og fortere men økt hullavstand kan medføre større stein i røysa som kan være vanskeligere å laste. Dette kan påvirkes med riktig tilpassing av tennplanen. På laste tid ser vi en reduksjon på 0-10 %.

Maskin- og spettrensk kan være påvirket av skader til fjell på grunn av økt lading og hullavstand. Siden vi har godt fjell, ser vi ingen forskjell i lengde av rensk.

Det samme gjelder for sikring. Det er ingen behov for økt mengde av sprøytebetong eller bolter.

Overalt er påvirkning av syklustid positiv og i gjennomsnitt ser vi reduksjon i syklustid på 5-10%.



Figur 3 - røysa etter salve med 64 mm og kort tid mellom hull

Økonomisk bidrag

Alle punktene ovenfor resulterer i økonomisk påvirkning av prosjektet. Vi ser reduserte kostnader av sprengstoff og tennere, borstål og også redusert syklustid som gir reduksjon i faste kostnader og byggetid. Andre operasjoner og kostnader forblir de samme, derfor er totalt økonomisk bidrag positiv.

BEGRENSINGENE FOR METODEN

Der er flere faktorer som kan begrense bruk av større borehull ved tunnelsprengning. Først og fremst er dette fjelltype og fjellkvalitet. Vi ser andre prosjekter og også andre stuffer på det samme prosjektet som ikke kan bruke større hull med større avstand for å få bedre eller sammen resultat av sprengningsarbeid. Myk og/eller fragmentert fjell er vanskelig å sprenge og bruk av større hull vil ikke ha forventet resultat. Også sprekker fylt med leire eller andre material vil påvirke resultat av sprengning. Der kan det være risiko for gass utslipp til nærliggende hull og brudd på emulsjonsstreng eller død-pressing av tenner og/eller emulsjon.

En annen faktor av avstand fra påhugget, eller avstand av sensitiv infrastruktur. Med større hull får man detonasjon av større mengde sprengstoff og derfor større risikoområde for steinsprut. Ved tunnelpåhugg betyr dette større krav for dekning og større sikkerhetssone. Inne i tunnel betyr det større behov for beskyttelse av infrastruktur.

Rystelser kan også være en begrensingsfaktor. Igjen har vi større mengde av sprengstoff som går av samtidig og hullavstand er også større sammenlignet med vanlig brukt 48 mm hull, men dette kan man motvirke til et visst nivå med optimalisert bruk av elektroniske tennere.

AVSLUTTING

Nye Veier på prosjektet i Porsgrunn oppmuntrer til innovasjon og skaper muligheter for testing og utvikling av nye metoder. Drevet av dette har Eiffage Norge med støtte av Austin Norge optimalisert tunnelsprengning med bruk av større hulldiameter som bidrar til reduksjon av syklustid og kostnader ved tunneldriving.

Lignende optimalisering drevet av bred bruk av elektroniske tennere pågår også på andre prosjekter i Norge og er kanskje en av de største endringer innen sprengningsteknikk på flere år. Dette kombinerer teknisk utvikling med økonomisk bidrag til entreprenørene og byggherrene. Dette har også begrensinger og er ikke passende for alle prosjekter eller forhold.

KILDER

Nye Veier (2023) E18 Rugtvedt – Langangen webside, https://www.nyeveier.no/prosjekter/e18/e18-rugtvedt-langangen/om-prosjektet/

Eiffage Norge AS (2023) Salveplaner og salverapporter, E 18 Langangen – Rugtvedt Bjønnåstunnelen (pel 4450- pel 7000), salve nr. 52, 54 og 367

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2023

Bulkeksplosiver – fra ammoniumnitrat til hydrogenperoksid

Bulk explosives – from ammonium nitrate to hydrogen peroxide

Tron Nytrøen, CEO, Hypex Bio Norge AS, Oslo, Norway

Timothy Hunt, CTO, Hypex Bio Norge AS, Oslo, Norway

Sammendrag
Miljøkunnskapen og engasjement til den bredere befolkningen har resultert i et betydelig sosialt press på alle næringer for å minimere deres totale påvirkning, ikke minst på anlegg og gruveindustrien. De fleste globale mineralressurser, entreprenører og eksplosivprodusenter har offentlig kunngjort sine karbonreduksjonsforpliktelser for å være klimanøytrale innen 2050. Søkelys på reduksjon av klimagasser og utslipp av nitrater og ammoniakk til vann og sårbare vassdrag har gradvis større og større miljømessig fokus. Samtidig har de helsemessige konsekvensene for eksponering av NO_X-gasser også fått et langt større fokus. I tillegg til helse- og miljøkonsekvenser har også en gryende energiknapphet kommet til syne som følge av geopolitiske spenninger og økt fokus på bruk av grønne energikilder. Dette har drevet frem forskning og utvikling for å se om bruk av hydrogenperoksidbaserte eksplosiver kan være et reelt alternativ til nitrogenholdige eksplosiver for kommersiell sivil bruk.

Hypex Bio har vært banebrytende innen utvikling, produksjon og levering til sluttbruker av hydrogenperoksidemulsjon (HPE) i industriell skala. HPE består hovedsakelig av hydrogenperoksid (H_2O_2) og en mindre mengde drivstoff og emulgator. HPE produseres nå i industrielle anlegg både i Norge og Sverige i anlegg med lav energiintensitet ved hjelp av velprøvde blandingsteknikker. HPE er en hvit til gul, høyviskøs emulsjon som er lik i konsistens til nitratemulsjoner. For å muliggjøre bruk av slangelading, gasser en mobil ladeenhet HPE til en primerfølsom densitet. HPE er kompatibel med alle dagens priming- og tennsystemer.

Hydrogenperoksideksplosiver gir en betydelig reduksjon i totalt karbonutslipp sammenlignet med nitratbaserte eksplosiver. Produksjonen av ammoniumnitrat (AN) emulsjon er energiintensiv og ikke karbonnøytral. Basert på EU-gjennomsnittet og bare for oksidasjonsfasen, avgir produksjon av 1 kg AN-emulsjon 2,3 kg CO_2 sammenlignet med produksjonen av hydrogenperoksidemulsjon som resulterer i 0,23 kg CO_2. Dette er en forskjell på 90%.

HPE inneholder ingen nitrater og genererer ikke NO_X-gasser ved detonasjon, og heller ikke svært potente klimagasser som eks. lystgass – N_2O. HPE genererer ingen heller ingen vannholdig nitrat- eller ammoniakk-forurensning og er en løsning for å møte stadig mer regulerte grenser for vann fra tunneldriving, anleggs- og gruvedrift.

Hypex Bio har de siste månedene gjennomført flere vellykkede fullskala tester/prosjekter, både over og under jord, med de første testene utført under jord med et stort gruveselskap i Sverige, dernest flere prosjekter over og under jord i Norge. I Norge har man også ferdigstilt et prosessanlegg på Tynset for fremstilling av hydrogenperoksidemulsjon.

Et krav under utvikling har vært at kjente og innarbeidede rutiner som boremønster, salveplanlegging, ladeplaner og tenn-planer etc. skulle være identisk som de som brukes sammen med nitratbaserte emulsjoner. Resultatene fra testene viser at brytning, fragmentering og fremkast av salve er på linje med salver sprengt ut med nitratbaserte emulsjoner.

Abstract

The environmental literacy of the wider population has resulted in significant social pressure on all industries to minimise their total impact, not least the mining industry. Most global mineral resources, entrepreneurs and explosives producers have publicly announced their carbon reduction commitments to be climate neutral by 2050. This CO_2 reduction is in conjunction to an increased focus on discharging nitrates/ammonia into waterways. At the same time, the health consequences of exposure to NO_X gas has also received far more attention in the public sphere. In addition to these health and environmental impacts, an emerging energy shortage has likewise arisen as a result of geopolitical tensions and an increased focus on the use of alternate energy sources, therefore driving research and development to determine if the use of hydrogen peroxide-based explosives can be a real alternative to civil nitrate explosives.

Hypex Bio has pioneered the development, production and delivery to end users of hydrogen peroxide emulsion (HPE) on a commercial scale. HPE consists predominantly of a hydrogen peroxide (H_2O_2) oxidiser emulsified with a fuel. HPE is now produced at room temperature in commercial plants, both in Norway and Sweden, by energy efficient processes, utilizing proven mixing techniques.

HPE is a white to yellow, highly viscous emulsion that is similar in consistency to nitrate emulsions. To enable the use of hose charging, a mobile charging unit sensitises HPE to a detonator-sensitive density. HPE is compatible with all current priming and ignition systems.

Hydrogen peroxide explosives provide a significant reduction in total carbon emissions compared to nitrate-based explosives. The production of ammonium nitrate (AN) emulsion is energy intensive and not carbon neutral. With respect only to the oxidising phase, the production of 1 kg of AN emulsion emits 2.3 kg of CO_2 compared to the production of hydrogen peroxide emulsion resulting in 0.23 kg of CO_2 (based on EU averages). This is a difference of 90%.

HPE contains no nitrates and does not generate NO_X gases upon detonation, nor highly potent greenhouse gases such as nitrous oxide – N_2O. HPE generates no aqueous nitrate or ammonia

byproducts and is therefore a realistic solution to achieve increasingly stringent water discharge regulations for tunnelling, construction and mining.

In recent months, Hypex Bio has carried out a number of successful full-scale tests/projects, in both surface and underground applications. The first test series was completed underground with a large Swedish mining company, followed by surface and underground projects in Norway.

A key requirement for HPE development stipulates that known and established routines, such as drilling patterns, charging plans and initiation plans should be identical to those used with nitrate-based emulsions. The results of the tests show that rock breakage, advance rates and material displacement are on a par with nitrate-based emulsions.

Nitrat baserte eksplosivers monopol

Etter 2. verdenskrig (midten av 1940-tallet) ble potensialet for nitrater (ammoniumnitrat, kalsiumnitrat, natriumnitrat) og hydrogenperoksid for anvendelse som kommersielle eksplosiver for gruvedrift, tunnel- og anleggsprosjekter samt andre industrielle formål kjent. Videreutvikling har ført til at nitratbaserte eksplosiver nå er den nåværende globale standarden.

Generering av NO_X-gasser etter detonasjon, utslipp av nitrat- og ammoniakkholdig prosess- og gruvevann, kostnader og leveringssikkerhet for ammoniumnitrat og utslipp av karbondioksid (CO_2) under fremstilling av ammoniumnitrat, er alle en utfordring i dagens politiske klima som må løses for å nå klimanøytral fremstilling og bruk innen 2050.

"Grønn ammoniakk" er den siste fremstillingsprosessen som markedsføres av store produsenter av ammoniumnitrat av industriell kvalitet. Det vil si – fremstilling av ammoniakk var grønn fra utvikling av gode elektrolyseprosesser fra slutten av 1920 tallet og frem til rundt 1970, hvor man fant ut at steaming av metangass var en langt billigere prosess. Grønn ammoniakk produseres ved hjelp av hydrogen fra fornybare energikilder, og reduserer dermed karbonavtrykket knyttet til ammoniakkproduksjon ved hjelp av fossile brensler. Grønne ammoniakknitratbaserte eksplosiver løser derimot ikke problemene med NO_X-gassutslipp etter detonasjon eller forurensning av vann med nitrater og ammoniakk.

Hydrogenperoksideksplosiver har potensial til å redusere eller eliminere flere av ulempene forbundet med nitratbaserte eksplosiver nevnt ovenfor. Forskning fremmer utviklingen av stabile hydrogenperoksidemulsjons-eksplosiver som effektivt erstatter nitrater i oksidasjonsfasen.

I 2020 lanserte Hypex Bio Explosives Technology AB verdens første kommersielt tilgjengelige hydrogenperoksidemulsjon (Hypex B01). To år senere ble en raffinert versjon av hydrogen-peroksidemulsjon introdusert (Hypex B02). Hypex Bios hydrogenperoksidemulsjoner fremstår som en nyutviklet eksplosivteknologi som muliggjør å fase ut nitratbaserte eksplosiver.

Drivere bak fornyet interesse for hydrogenperoksid eksplosiver

Fra slutten av 1950-tallet til midten av 1980-tallet ble bruken og produksjonen av nitroglyserinpakkede eksplosiver gradvis redusert med de påfølgende implementeringene av pakket og bulk ANFO, vanngeler og emulsjoner. Gjennom denne perioden ble ammoniumnitrat

den primære ingrediensen for kommersielle eksplosiver på global basis, og potensialet for hydrogenperoksid som en basisbestanddel i kommersielle eksplosiver gikk i hovedsak i dvale. I dag utgjør partikkelformet ammoniumnitrat og emulsjoner fremstilt hovedsakelig med ammoniakknitrat pluss andre nitratsalter mesteparten av de kommersielle eksplosivene som forbrukes på global basis.

Fra begynnelsen av 2000-tallet og frem til i dag har det vært en økende interesse og etterspørsel etter et alternativ til ammoniumnitratbaserte kommersielle eksplosiver. Det er flere viktige drivere bak dette, inkludert:

1. NO_X-gasser
2. Kostnad og forsyningssikkerhet
3. Nitrat- og ammoniakkholdig vann
4. Reduksjon i karbondioksid (CO_2) og klimagassutslipp

Hver av de ovennevnte egentlig uavhengige utfordringer, men bør trolig ses i sammenheng for å komme frem til en helhetlig løsning.

NO_X-gass

Genereringen av sprenggasser, nitrogendioksid (NO_2) og nitrogenoksid (NO), kollektivt referert til som NO_X, har lenge vært assosiert med anvendelse av ammoniumnitratbaserte eksplosiver. NO_X-gasser er giftige og utgjør en betydelig langsiktig helsefare selv ved svært lave eksponeringer. Nitrogenoksid er umiddelbart dødelig ved 100 ppm. og nitrogendioksid er dødelig ved 20 ppm.

EU-regelverket har redusert tillatt eksponering for NO_X-gass betydelig, fra august 2023 også fjernet unntaket for eksponering under jord, basert på nye studier som viser langsiktige helseeffekter for operatører i bore- og sprengningsindustrien. Disse reviderte forskriftene kan ha betydelige implikasjoner for ventilasjonskrav og syklustider under sprengningsoperasjoner som involverer nitratbaserte eksplosiver.

NO_X-sprenggasser kan også føre til forsinkelser i produksjon i underjords- og overjords gruver. I underjords gruver og tunneler må sprenggasser, inkludert NO_X, fjernes ved ventilasjon fra respektive stuff og/eller stoll før personell kan gå tilbake for å gjenoppta arbeidet. I dype dagbrudd, og på dager med lite vind, er det kjent at NO_X-gass blir hengende i bunnen av gruven i flere timer før gjenopptagelse av arbeid kan skje. NO_X-gasser kan også bli fanget i hulrom i salven og frigjort først under utlasting.

Kostnads- og forsyningssikkerhet

Fra midten av 2000-tallet har strammere forsyning og eskalerende kostnader for ammoniumnitrat utløst jakten på nye måter å redusere ammoniumnitratinnholdet i bulkeksplosiver. Produsenter forsøkte ulike tilnærminger, inkludert økende vanninnhold til emulsjoner, gassing av emulsjoner med variabel tetthet og tilsetning av tilsetninger som polystyren og andre tilsetninger til emulsjons-blandinger. Men, samtidig begynte forskere også å lete etter alternativer til ammoniumnitratbaserte eksplosiver.

Fra vinter 2022 har også Russland-Ukraina-konflikten pågått, noe som utøver betydelig press på global AN-leveringssikkerhet, og derav betydelig økte kostnader. Dette er også en fremmer for å vurdere/utforske alternativer til dagens eksplosiver, enten i form av alternative eksplosiver og/eller andre mekaniske brytningsformer.

Introduksjon av grønn ammoniakk vil også de nærmeste årene trolig bety en betydelig kostnadsøkning.

Nitrat- og ammoniakkholdig vann

Nitrat- og ammoniakkholdig vann fra tunnel- anlegg- og gruvedrift som slippes ut i vann og sårbare vassdrag har skapt økende oppmerksomhet og det forventes fremtidig strenge reguleringer. NH_3 (ikke-ionisert eller fri ammoniakk) er giftig for marint liv og dødelig i for store konsentrasjoner. Følgelig vil utslipp av Nitratholdig vann i større grad i fremtiden reguleres og overvåkes av myndighetene.

For å få nye driftstillatelser eller utvide eksisterende, kan det være nødvendig å inkludere planer for vannbehandling i den formelle søknaden. I den totale investeringen må investeringer i avløpsrensing inkluderes. I enkelte regioner kan disse investeringene utgjøre en så betydelig del av investeringen av en ny gruve eller infrastrukturprosjekt, at de i noen tilfeller kan de undergrave den økonomiske verdien for utvikling av prosjektet.

I tunnelbygging og underjords utbyggings- og sjaktarbeider i gruver som benytter injeksjonsmasse, betong og/eller sprøytebetong til fjellsikring, er restammoniakk i vannet årsakssammenheng for tilstedeværelsen av luftbåren ammoniakkgass i arbeidsområdet. Selv om ammoniakkdamp ikke nødvendigvis trenger å være spesielt farlig for gruvearbeidere, oppstår det gjerne åndedretts- og øyeirritasjon som skaper ubehagelige arbeidsforhold.

Et eksplosiv med betydelig reduserte mengder ammoniakk og/eller andre nitrater har potensiale for å redusere kostnadene for rensing av avløpsvann fra tunnel og anleggsprosjekter samt fra gruver, og samtidig redusere marin forringelse, samt forbedre arbeidsmiljøet.

Reduksjon i karbondioksid (CO_2) og klimagassutslipp

Hydrogenperoksideksplosiver gir en betydelig reduksjon i totalt karbonutslipp sammenlignet med nitratbaserte eksplosiver. Produksjonen av ammoniumnitrat (AN) emulsjon er energiintensiv og ikke karbonnøytral. Basert på EU-gjennomsnittet og kun for oksidasjonsfasen, avgir 1 kg AN-emulsjon 2,3 kg CO_2 sammenlignet med produksjonen av hydrogenperoksidemulsjon som resulterer i 0,23 kg CO_2. Dette er en forskjell på 90%.

Karbondioksid, metan og lystgass (N_2O) er de tre viktigste klimagassene. Det 100-årige globale oppvarmingspotensialet til en gass brukes til å bestemme CO_2-ekvivalenten (CO_2ekv.). Det er anslått at karbondioksid blir værende i atmosfæren i 300 til 1000 år, fanger varme og bidrar til atmosfærisk oppvarming. Lystgass (N_2O) har en CO_2ekv. på 265-298 ganger så mye som karbondioksid. Med andre ord, å frigjøre 1 kg N_2O tilsvarer å frigjøre 265-298 kg karbondioksid.

Hydrogenperoksidemulsjon

Det svenske selskapet Hypex Bio Explosives Technology AB (Hytech) har utviklet en bærekraftig og miljøvennlig eksplosiv emulsjonsteknologi. Hypex Bio er en forkortelse for "Hydrogen Peroxide Explosive-Biodegradable" og innebærer bruk av hydrogenperoksid som erstatning av nitratsalter som primæroksidasjonsmiddel. Hypex Bio har vært banebrytende innen utvikling, produksjon og sluttbruk av en hydrogenperoksidemulsjon (HPE) beregnet for bruk i sivile emulsjonseksplosiver. I 2020 ble Hypex Bio det første selskapet i historien som med hell introduserte hydrogenperoksid-emulsjon til sivile tunnel- anleggs- og gruveprosjekter i industriell skala.

Usensitert HPE består av +90% hydrogenperoksid 50vol% konsentrasjon (HP50 = 50% H_2O_2, 50% vann) sammen med en mindre mengde drivstoff og emulgator. HPE produseres i kommersielle anlegg med lav energiintensitet ved hjelp av velprøvde blandingsteknikker. HPE er en hvit til gulfarget emulsjon som er lik i konsistens til nitratemulsjoner og har en densitet på 1,16 g/cc. Se bilde 1 - hydrogenperoksidemulsjon.

For sluttbruk blir HPE gass-sensitert av en mobil ladeenhet til en tennerfølsom densitet på 0,80 til 1,05 g/cc. Ytterligere tester viser at detonasjon kan oppnås ved densiteter så lave som 0,5 g/cc. Den ferdige brennhastigheten (VoD – Velocity of Detonation) for detonasjon er 3800 til 4500 m/sek, med verifiserte målinger i 45 mm diameter hull. Den teoretiske energien er 3,51 MJ/k og teoretisk gassgenerering er ca. 1.100 liter per kg. HPE sensiteres på samme måte som nitratbaserte emulsjoner og produktviskositet kan tilpasses applikasjonen, inkludert veldig tykt produkt for grove horisontale hull. HPE er kompatibel med de fleste nåværende priming og tenn-systemene.



Bilde 1: Hydrogenperoksidemulsjon (Hypex B01)

I praksis er hydrogenperoksid et sterkt oksidasjonsmiddel, og personell som lader med HPE må overholde bruk av PPE som inkluderer øyevernbriller og gummihansker. Standard arbeidstøy er greit forutsatt at det blir tilstrekkelig rengjort på slutten av hvert skift. Unnlatelse av rengjøring kan resulterer i forringelse og bleking av arbeidstøyet. Bar hud og øyekontakt bør unngås, men hvis dette skjer, skylles det med vann.

Som et helt nytt eksplosiv, måtte testmetoder etableres for CE godkjenning, samt at produktet(ene) måtte godkjennes. HPE har bestått disse testene og er CE-godkjent i henhold til EUs sivile

eksplosivdirektiv. Den usensiterte HPE emulsjonen er klassifisert som en 5.1-oksidasjonsmiddel og under UN 3085 (oksiderende fast stoff). For dagens bruk er HPE kvalifisert for temperaturer opptil 30 ° C og er et svært godt egnet eksplosivalternativ for bruk i mange både over- og underjords operasjoner.

HP50 er et industrielt tilgjengelig og et vanlig brukt produkt som er lett tilgjengelig i internasjonale og lokale markeder. OP (oljefase) og GA (gassingsvæske) er ikke eksplosiv, farlige eller giftige og produseres i dag i Hypex Bio fabrikker i Sverige.

Tester

Hypex Bio har gjennomført og evaluert flere vellykkede tester med HPE under realistiske forhold. De første testene ble utført i samarbeid med et stort gruveselskap i Sverige. Deretter er det gjennomført mange aktiviteter både i Norge og Sverige for vurdering av egnethet av HPE i flere typer sprengnings applikasjoner. Disse aktivitetene er gjennomført og pågår fortsatt i flere tunnel-prosjekter. Dernest i et stort dagbrudd, hvor det også utvikles og bygges en overjords ladeenhet i samarbeid med pilotkunde og Enova. Det er også gjennomført tester i øvrige typiske anleggs-infrastrukturprosjekter.

Forutsetning har hele tiden vært at driftsformer (boring, lading etc.) skulle være identisk for HPE emulsjon som for nitratbaserte emulsjoner. Det vil si det skulle ikke gjøres, og ble heller ikke gjort endringer på eks. boremønster, hullstørrelse, hull-lengde eller salve- og ladeplan, hverken for aktivitetene over eller under jord. Lading og gassing utføres som for nitratbaserte emulsjoner med slangelading, inklusive automatisert slangetrekk for eks. strenglading.



Bilde 2 – Lading av tunnelsalve med HPE eksplosiv



Bilde 3 - Dette bildet viser en komplett salve med god fragmentering. Noe hullbunn gjenstår på venstre side av salven, men i alle tilfeller mindre enn 10 cm og ble borte under pigging. Halve hullpiper kan ses rundt kransen



Bilde 4 – Prosessanlegg på Tynset under ferdigstillelse – mai 2023



Bilde 5 – Deler av prosessanlegget på Tynset



Bilde 5 – Fornøyde gutter etter verdens første salve på pall med HPE. Fra venstre; Tron Nytrøen, Vegard Strandvik, Stefan Nilsson, Torbjørn Byvold og Tim Hunt

Sluttord

Det brukes årlig mange millioner tonn bulknitratbaserte eksplosiver. Kontroll på utslipp fra sprengning til luft, vann og land koster gruvedrift, steinbrudd og entreprenører milliarder av hvert år. De ekstra kostnadene for helse og sikkerhet og er også svært høye..

Hydrogenperoksidemulsjoner er et produkt som er fri for nitrater og har under mange tester demonstrert og vist deler av sitt potensiale. HPE genererer karbondioksid og vann som detonasjonsprodukter etter sprengning. Siden HPE ikke inneholder nitrater eller ammoniakk, vil det heller ikke bety en merbelastning på vann/vassdrag ved avrenning, rester av HPE spaltes til vann og oksygen.

Når det gjelder reduksjon av karbondioksid, oppnås det meste av karbonreduksjonsfordelen fra HPE fra prosessen som kreves for å produsere hydrogenperoksid sammenlignet med ammonium-nitrat. Ved fremtidig produksjon av grønn ammoniakk vil denne fordelen reduseres, men energi som kreves for fremstilling av respektive sluttprodukter vil være langt høyere for ammoniumnitrat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2023

BÆREKRAFT I ANLEGGSBRANSJEN

Sustainability in the construction industry

Petter A Olsen, daglig leder, Petter A Olsen AS

SAMMENDRAG

Bærekraft er definert som «en utvikling som imøtekommer dagens konsumbehov uten å ødelegge mulighetene for at kommende generasjoner skal få dekket sine behov». I anleggsbransjen ser vi at det ofte fokuseres ganske ensidig på miljø- og klimatiltak. Og det er jo langt fra feil, men vi er av den oppfatning av at for å kunne drive bærekraftig, er det flere faktorer som spiller vel så stor rolle, bl a kompetanse og utdanning, fysisk og psykisk arbeidsmiljø og gjenbruk og ombruk av utstyr og maskiner.

SUMMARY

Sustainability is defined as "a development that meets today's consumption needs without destroying the possibilities for future generations to fulfill their needs". In the construction industry, we see that there is often a rather one-sided focus on environmental and climate measures. And this is far from wrong, but we are of the opinion that to be able to achieve sustainability, there are several other factors that that need to be emphasized, including competence and education, physical and mental working environment, and re-use of equipment and machines.

INNLEDNING

Begrepet Bærekraft eller Bærekraftig utvikling ble første gang lansert i 1987 da FN's Verdenskommisjon for utvikling og miljø, også kalt Brundtlandkommisjonen, la fram sin rapport «Our common future» (eller Brundtland-rapporten, om du vil). I rapporten defineres bærekraft som «en utvikling som imøtekommer dagens konsumbehov uten å ødelegge mulighetene for at kommende generasjoner skal få dekket sine behov» Begrepet har siden vært flittig brukt: Vi har sett flere gode, og mindre gode, eksempler på hvordan samfunnet generelt prøver å styre mot en mer bærekraftig utvikling. Og nå har også dette begrepet gjort sitt inntog i anleggsbransjen.

Omlegging til elektrisk drift av anleggsmaskiner spiller en stor rolle i målet om en mer bærekraftig anleggsbransje, og det er vel ikke tvil om at rent klimamessig er dette et viktig tiltak. Dette er en oppfatning vi deler, men vi mener også at det finnes flere vel så viktige faktorer og tiltak som kan bidra til å gjøre vår hverdag mer bærekraftig. Blant annet har vi fokus på å rekruttere, utdanne og beholde gode medarbeidere i et godt og trygt arbeidsmiljø. Vi ønsker å bruke mest mulig fornybar energi i den daglige driften, og vi er opptatt av gjenbruk og ombruk av maskiner og utstyr.

HVEM ER VI?

Petter A Olsen AS ble etablert i 2005 av en mann med en borvogn og mye pågangsmot. Siden den gang har vi utviklet oss sakte, men sikkert til å bli en av Østlandets ledende bedrifter innen boring og sprengning. I dag teller vi 21 ansatte og har 14 borvogner i drift. Årlig omsetter vi for 45-50 mill. Hovedkontoret ligger på Vesterøy i Hvaler kommune. Her har vi også etablert maskin-, bil- og sveiseverksted

Vi opererer i hovedsak som underentreprenør i vei-, VA-, bolig- og utviklingsprosjekter. I tillegg utfører vi boring og sprengning i flere pukkverk, samt mindre prosjekter for private.



Bilde 1 Hovedkontor

HVA LEGGER VI I BEGREPET BÆREKRAFT?

Bærekraft er altså definert som «en utvikling som imøtekommer dagens konsumbehov uten å ødelegge mulighetene for at kommende generasjoner skal få dekket sine behov». Vi ser i dag at det ofte fokuseres ganske ensidig på miljø- og klimatiltak. Og det er jo langt fra feil, men vi er av den oppfatning av at for å kunne drive forsvarlig, er det flere faktorer som spiller vel så stor rolle. Vi snakker om tre bærebjelker for å sikre en bærekraftig utvikling; Sosiale forhold, økonomi og miljø og klima.



Figur 2 Bærekraftbegrepets tre bærebjelker

Et for stort søkelys på bare en av disse faktorene, kan fort ta drepen på de to andre, så vi mener det er viktig å opprettholde en god balanse mellom disse bærebjelkene. Vi vil her forsøke å belyse hvordan vi gjør dette hos oss.

Lærlinger / lærekandidater

Det å ta inn lærlinger bidrar til vår bærekraft på flere måter; Vi sørger for at folk får en utdannelse og gjennom det også arbeid. Videre sikrer vi at vi får nødvendig kompetanse og arbeidskraft i bedriften, og vi ser gode eksempler på kompetanseoverføring mellom generasjonene. Det gleder oss å se at denne kompetanseoverføringen går begge veier; Våre godt voksne medarbeidere bidrar med sin faglige kompetanse, mens våre unge medarbeidere og lærlinger bidrar med sin digitale kompetanse.

Vi har i dag to lærlinger som står på trappene til å ta fagbrev, og gjennom de siste 16 årene har vi bidratt til 17 fagbrev og ett kompetansebevis. Alle våre lærlinger blir fast ansatt hos oss i det de skriver lærekontrakt, og samtlige lærlinger vi har hatt, har fortsatt sitt arbeidsforhold i en kortere eller lengre periode etter avlagt fagprøve. Fem av disse er fortsatt ansatt hos oss, og utgjør nærmere 25% av arbeidsstyrken vår!

Arbeidsmiljø

For at vi skal kunne kalle oss en bærekraftig arbeidsplass, er det viktig for oss at alle våre medarbeidere føler seg inkludert og ivaretatt. De skal være trygge på oss som arbeidsgiver, og de skal føle seg trygge i sin arbeidshverdag. De skal også føle at de har kompetansen som er nødvendig for å mestre sine arbeidsoppgaver. Da blir det vår oppgave å sørge for at alle får nødvendig grunnopplæring, og senere tilbud om utdanning og kurs i takt med sin egen utvikling. Som medlem av NFF og MEF føler vi at vi er oppdatert på bransjens utvikling.

Når det gjelder lønns- og arbeidsvilkår, så har vi lønnsbetingelser som ligger godt over tariff. Vi praktiserer lik lønn før lik kompetanse og ansiennitet, og vi har en bonusordning som

sikrer litt ekstra penger i pungen hvert år. Vi sparer maks pensjon, og innførte pensjon fra første krone lenge før det ble lovpålagt. Gjennom en egen helseforsikring sikres våre ansatte rask behandling og oppfølging ved sykdom.

Det sosiale arbeidsmiljøet spiller også en stor rolle hos oss. Vår arbeidshverdag styres i stor grad av hvilke oppdrag vi til enhver tid har, og våre medarbeidere er spredt rundt på forskjellige prosjekter. Dette, sammen med en økende grad av digitalisering de senere år, har ført til at det kan gå lang tid mellom hver gang vi fysisk møter våre arbeidskolleger. Derfor ser vi på det som veldig viktig å sette av tid til, og legge til rette for, sosiale aktiviteter av ulik art. Vi mener felles aktiviteter skaper samhold, og at samhold igjen styrker vår motivasjon og vår evne til samarbeid.

Vi har noen faste aktiviteter som går igjen hvert år:

- Sommeravslutning før vi går til sommerferie
- Juleavslutning før vi går til juleferie,
- Julebord m/respektive. Gjerne med overnatting. Avholdes som regel i januar, da dette normalt sett er en rolig periode for oss
- Fagdag. Siste fredag i august er avsatt til faglig oppdatering, samt gjennomgang av våre lønns- og arbeidsvilkår.
- Pølsefredag hver fredag!

I tillegg kommer litt mer spontane aktiviteter som f.eks. fotball- eller hockeykamper, konserter, messer og festivaler. Og sist, men ikke minst: Vi reiser på tur hvert år! Alle ansatte med respektive får tilbud om å være med, og alle kostnader dekkes av firmaet. Vi inviterer også gjerne med en leverandør eller to, for bekjentskap og samarbeid. Omfanget av turene varierer: I fjor reiste vi til Svalbard, men vi har også bl a vært i Oslo, i Dublin, i Strømstad, i Reykjavik og på Storefjell. Erfaringen vår er at destinasjonen ikke nødvendigvis spiller så stor rolle, men det å reise et sted og oppleve ting sammen, gjør at vi blir kjent med hverandre på en helt annen måte. Vi skaper felles minner og gode historier som er med på å styrke og trygge vårt samhold.



Bilde 3 Firmatur til Svalbard 2022

Fornybar energi

I Norge stammer nær 100% av all elektrisk kraft fra fornybar energi; vann, vind og sol. En miljøgevinst på elektrisk forbruk kommer først og fremst som et bidrag med reduksjon i forbruk, og stedegne energitiltak. Vi har gjort tiltak for å imøtekomme dette. Både som følge av en grønnere trend i samfunnet, samt påvirkning fra myndigheter og utbyggere, som belønner firma med miljøsertifiseringer og krav i enkeltkontrakter. Samtidig ser vi at det bidrar til økt lønnsomhet og at vi blir mer konkurransedyktige.

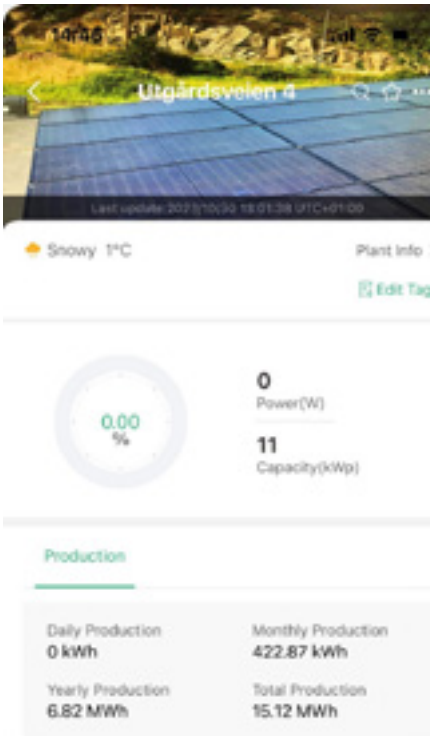
Det er noen praktiske tiltak, små og store, som alle bidrar i riktig retning i så måte.

Av mindre tiltak har vi gjort følgende:

- Vannbåren varme i verksted og lager
- Høytrykksvasker med varmtvann fra varmepumpe på vaskeplassen
- Solceller - 35 stk paneler som lader el-bil

På gode dager produserer vi mer strøm enn vi klarer å bruke, og ved å anskaffe oss en el-bil, får vi gjort nytte av denne overskuddsstrømmen.

Dette er relativt rimelige og enkle tiltak som vi føler gir en relativt stor gevinst i form av redusert energibruk, lavere driftskostnader og mindre CO2 utslipp.



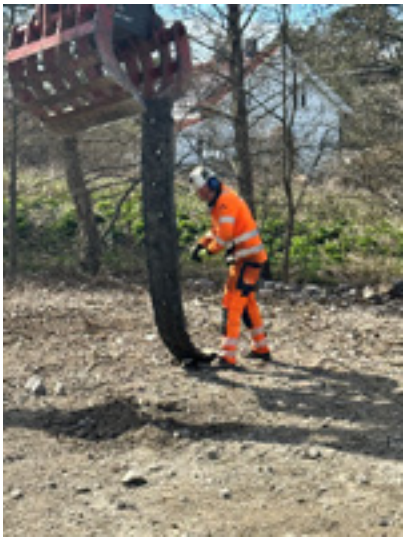
Bilde 4 Solcellepanel i drift

Gjenbruk og ombruk

Anleggsbransjen genererer avfall i mange former. Det er åpenbare ting som husholdningsavfall og større ting som plast og papp og andre materialer i emballasje. Det meste sorterer vi, og vi er en del av det konvensjonelle avfallskretsløpet. Vi har investert i papp-presse, noe som gjør av vi faktisk får betalt for brukt papp. Vi har også avtale om henting av spillolje der vi får betalt pr liter levert. Positivt for miljøet og økonomisk. Vi opplever at det er god økonomi i å begrense mengden av restavfall og for eksempel sortere riktig spesialavfall.

Uavhengig om ting kan resirkuleres eller ikke, så er det et viktig mål i miljøarbeidet å redusere mengden av det som blir til avfall. Her erfarer vi at gjenbruk og ombruk av materialer og utstyr er et betydelig bidrag til sunn bærekraft. Et prosjekt vi har stor tro på i vår virksomhet er vedlikehold og gjenbruk av skytematter.

Skytemattene våre får hard medfart, og for å redusere svinn, avfall og kostnader, reparerer vi så langt det går. Vi har i år satt i gang et prosjekt der vi gjenbruker det vi kan av det vi tidligere betraktet som vrakmatter. Dårlige matter blir demontert, og de dekkbanene som fortsatt kan brukes, leverer vi til Gummi Industri AS (Drammensmatta) som produserer «nye» matter for oss. I løpet av høsten 2023 vil hele 175 matter gå til gjenbruk. I dette prosjektet har vi søkt om, og fått tildelt, midler fra Hvaler kommunes næringsfond.



Figur 5 Dekkbane gjøres klar for gjenbruk

Videre har vi en enkel, men konkret sak på våre ADR-hengere. I stedet for å skrote gamle og slitte lokk, lakkerer vi de opp og monterer på nye hengere. Begrenset økonomisk gevinst, men god symboleffekt utad og innad. Vi tar vare på våre ting og ombruker der det går an.



Figur 6 Litt blass i lakken



Figur 7 Nylakkert og fin

Vedlikehold og service på maskiner og utstyr

Som sprengningsentreprenør har vi en ganske stor maskinpark, og vi er opptatt av å ha gode vedlikeholdsrutiner på våre maskiner og biler. De viktigste gevinstene av godt vedlikehold er at vi unngår mulige oljesøl og lekkasjer, som bidrar direkte til en bærekraftig drift.

Gode vedlikeholdsrutiner gjør også at vi kan ha bilene våre inntil 10 år og ca. 300.000 km før de blir erstattet.

Vi har for tiden 14 borvogner i drift, og vi utfører det meste av service, vedlikehold og reparasjoner i eget verksted. I noen tilfeller gir vi også boreriggen «nytt liv» ved å sette inn ny motor i stedet for å kjøpe helt ny rigg.

I 2016 kjøpte vi en gammel borerigg på auksjon som delemaskin for de øvrige maskinene.

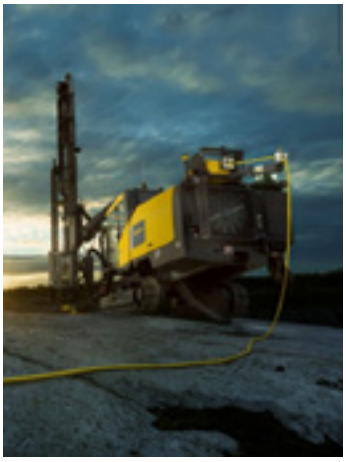
I 2021 kom vi over en kondemnert Epiroc T30 2019 modell som vi kjøpte av IF. Maskinen hadde veltet og av den grunn blitt kondemnert. Denne maskinen demonterer vi etter hvert som behovet for reservedeler melder seg. Dermed har vi sikret oss god tilgang på reservedeler, samtidig som det også har gitt læring til våre mekanikere.

Ombygg av borvogn fra dieseldrift til EL-drift

Det er som nevnt godt CO2-regnskap å bytte fossildrevne maskiner med elektrisk drift. Det er stor vilje fra myndighetene til å pushe entreprenørene over på elektrisk drevne maskiner, og det gir oss entreprenører et incitament for å tenke miljø og bærekraft.

Ser vi på konvensjonelle overjords borrigger er det begrenset med alternativer i markedet. I juli 2023 fikk vi testet en Epiroc SmartRoc T35 med fullelektrisk drift. Strømbehovet til denne maskinen er 1000 V og den har batterikapasitet til ca 15 minutters drift. Dette innebærer at den i utgangspunktet må kjøres på kabel. Maskinen fungerer fint der hvor det er tilgang på nok strøm. Det er fortsatt noen tekniske utfordringer med maskinen, men det tror vi Epiroc finner ut av.

Pris og praktisk tilrettelegging for elektrisk drift på anlegg, er en utfordring. Paradokset er jo at borriggene ofte utfører sin misjon på plasser der infrastruktur og elektrisitet kommer som en del av et ferdigstilt prosjekt.



Figur 8 Epiroc T35 EL

For mindre borrigger som krever mindre strøm og som opererer i nærheten av eksisterende industriområder eller i byer og tettbygde strøk, ser vi et større potensiale. Vi ser også et mulig fortrinn ved inngåelse av kontrakter der elektrisk drift er et krav.

Det var ingen tilgjengelige mindre elektriske borrigger på markedet, og vi bestemte oss for å bygge om en eldre dieseldrevet Flexiroc T15, fra dieseldrift til elektrisk drift.

Vi søkte Enova om midler, men de gir bare tilskudd til ombygging av nye maskiner. Dette var uforståelig for oss, men vi stoppet ikke av den grunn.

Bytte fra dieselmotor til el-motor er i utgangspunktet forholdsvis ukomplisert. Tilpasninger i rammer og festepunkter må gjøres. Ved bytte til elektrisk drift, kan man se for seg batteridrevet maskiner. Det er en større ombygging, enn bare bytte av motor. Sammenlignet med andre anleggsmaskiner er borriggene forholdsvis stasjonære i sin arbeidsoperasjon, og det er dermed enklere å koble til fast strøm via 400 V. Dette er ikke ny teknologi, da det benyttes ved de aller fleste tunnelutbygginger og underjordsanlegg.



Figur 9 T15 før ombygging



Figur 10 El vs diesel motor

Teknisk beskrivelse av borriggen

FlexiRoc T15

PETTER A OLSEN AS
BORING & SPRENGNING

Serienummer: AVO12J1014

2012	Kjøpt ny fra Atlas Copco for 1.300.000 kr eks mva
2012-2022	Vært i produksjon og boret 4592 timer
Desember 2022	Tatt inn på vårt verksted for pussing av rust og delvis ny lakk Maskinen har sliten dieselmotor og slitte hydraulikk pumper
Januar 2023	Dialog med Miljømaskiner AS vedrørende ombygging til elektrisk drift Signerer avtale med Miljømaskiner (952.400 kr eks mva)
Mars 2023	Boreriggen leveres Miljømaskiner for ombygging Får tildelt støtte fra Oslo kommune, Klima- og energifondet (285.720 kr) Enova gir ingen støtte siden boreriggen er gammel, de gir kun støtte ved ombygging av ny borerigg.
August 2023	Klare for testkjøring
September 2023	Boreriggen er i drift

<u>Spesifikasjoner</u>
Motoreffekt: 45 kw med frekvensomformer
Strøm: 400 volt, 63 amp



Figur 11 T15 EL klar for oppdrag

Miljøfyrtårn

Vi er i sluttspurten i prosessen for å bli Miljøfyrtårn sertifisert. I den sammenheng har vi gjennomført en grundig kartlegging av virksomheten og hvordan vi påvirker klima med klimagassutslipp, risiko for forurensning og vårt eget arbeidsmiljø. Vi har revidert og innført nye rutiner, satt all avfallshåndtering i system, og ikke minst satt vårt arbeidsmiljø i fokus.

Å ha diplomet hengende på veggen er egentlig ikke så viktig for oss, men det gir oss en bekreftelse på at vi jobber i riktig retning, og vi ønsker å bli mer bevisste i våre valg og forbedre våre miljøprestasjoner.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2023

DRIVING AV TUNNEL OG BYGGEGROPER PÅ FORNEBU SVÆRT NÆRT NABOER

Tunnelling and excavation of construction pits at Fornebu, very close to neighbours

Grete Tvedt, Prosjektsjef, Fornebubanen Oslo kommune

SAMMENDRAG

Oslo har hatt tunnelbane siden 1920-tallet. Det har vært trinnvis utvikling av T-banesystemet i Oslo siden oppstarten. Nå pågår en stor utbygging av nettet med Fornebubanen. Fornebubanen er 7,7 km lang underjordisk T-bane med 6 underjordiske stasjoner. Det vil bli drevet totalt 11,3 km tunnel i urbane strøk med konvensjonell drift med boring og sprenging.

Utbyggingen startet i 2020 og vil pågå til 2029. Tunnelen er ferdig drevet mellom Fornebu og Lysaker, en strekning på 3,3 km, og artikkelen oppsummerer erfaringene vi har med å drive tunnelen svært nær naboer.

SUMMARY

Oslo has had a subway since the 1920s. There has been gradual development of the subway system in Oslo since its inception. A major expansion of the network with the Fornebu metro line is currently underway. The Fornebu metro line is a 7.7 km long underground railway with 6 underground stations. A total of 11.3 km of tunnels will be constructed in urban areas.

The development started in 2020 and will continue until 2029. The tunnel has been fully drilled and blasted has been completed between Fornebu and Lysaker, and the article summarizes the experiences we have with constructing 3.3 km tunnel very close to neighbours.

T-BANEN I OSLOS HISTORIE

T-banens historie kan skrives helt tilbake til 1898, da Holmenkollbanen startet trafikk mellom Majorstuen og Holmenkollen. Systemet kan imidlertid ikke kalles tunnelbane før i 1928, da Undergrunnsbanen mellom Majorstuen og Nationaltheatret ble åpnet. Med denne tunnelen kom passasjerene på de vestlige banene raskt til byens sentrum. Plattformene var høye og vognene brede som i dag, men ellers ble de regnet som «trikk» og hadde blant annet konduktør og strømforsyning fra luftledning via taket som vanlige trikker. Dette er grunnen til at T-banen i Oslo vest (og Bærum) ofte omtales som «trikken»

Det var først med den offisielle åpningen av de fire østlige banene 22. mai 1966 at «T-banen» slik den fremstår i dag egentlig oppsto. Denne åpningen medførte imidlertid ingen endringer for undergrunnsbanen i vest, som ennå var fysisk adskilt i sentrum.

Ringen, som opprinnelig ble kalt T-baneringen, er en linje i T-banen i Oslo som betjener bydeler nord for Oslo sentrum. I vest er banen koblet med Sognsvannsbanen mens den er koblet med Grorudbanen i øst like ved Carl Berners plass. Den nybygde delen av linjen er på 5 km, og ble bygget i årene 2000–2006. Rundt hele ringen, er det 13 stasjoner fordelt på 13,5 km, og strekningen fra Majorstuen til Sinsen er en sammenhengende 6,9 km. tunnel.

FORNEBUBANENS HISTORIE

I 1919 foreslo Kristiania og Aker sporveikomite en avgrening fra Lilleakerbanen til Fornebu, men i 1934 ble det besluttet å bygge flyplass i stedet for boliger på Fornebu. Baneplanene ble først tatt opp til ny vurdering da hovedflyplassen ble lagt til Gardermoen på slutten av1990-tallet. I 1997 ble det foreslått å bygge en kombibane fra Fornebu til Oslo sentrum via Lysaker. En utredning fra 2001 vurderte en rekke alternativer. Til dem hørte fire alternativer for jernbanetilknytning, blant annet grenbane fra Lysaker og en gjennomgående linje Lysaker–Fornebu–Sandvika. I 2011 anbefalte Ruters styre å bygge metro via Skøyen og Lysaker til Fornebu (Oslopakke 3).

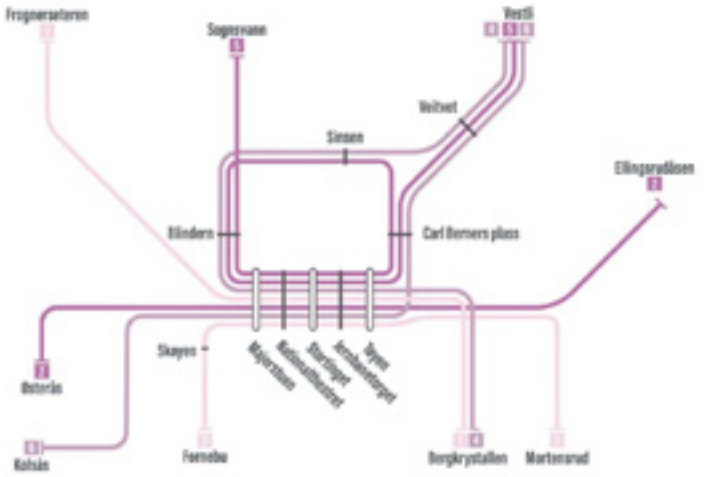


Figur 1: Historisk kart Fornebubanen

HVA SKAL VI OPPNÅ MED BYGGING AV FORNEBUBANEN?

I alle de store byene i Norge skal framtidig trafikkvekst tas med miljøvennlig transport, og Fornebubanen skal bidra til dette for Oslo og Bærum sin del. Fornebubanen skal erstatte både busstrafikk og biltrafikk fra Fornebu og resten av Bærum til og fra Oslo sentrum. Busspassasjerer skal kunne gå fra buss til bane på Lysaker, og skytteltrafikken med busser i rushet til og fra Fornebu skal erstattes med T-bane.

I tillegg skal Fornebubanen legge til rette for byutvikling langs traseen. Det er ønskelig med fortetting rundt stasjoner og kollektivknutepunkt for at mer av transporten skal bli miljøvennlig.



Figur 2: Fornebubanens tilkobling til T-baneringen (Kilde: Ruter)

ERFARINGER FRA TUNNELER I OSLO-OMRÅDE

Under driving av jernbanetunnelen Romeriksporten i 1996 - 1998 førte lekkasjer i tunnelen til grunnvannssenkning med påvirkning av naturmiljø og setningsskader på bygninger, som medførte mye negativ omtale i media. Vannstanden blant annet Lutvann og Puttjernene ble redusert, og mer enn hundre huseiere meldte inn setningsskader på Godlia, Hellerud i Oslo og ved Langvannet i Lørenskog.

Omfattende tetningsarbeider i tunnelen, og etablering av vanninfiltrasjonsanlegg var nødvendig for å stabilisere grunnvannstanden. Det går i dag et permanent vanninfiltrasjonsanlegg som pumper vann inn i grunnen for å unngå setningsutvikling vannstandsreduksjon i tjernene. Under vannkrisen i Oslo sommeren 2022 ble det stilt spørsmål til det store vannbehovet Bane NOR hadde for vanninfiltrasjon i forbindelse med Romeriksporten.

Det er også andre permanente vanninfiltrasjonsanlegg i Oslo og Bærum, blant annet Granfosstunnelen og jernbanetunnelen under Bjørnegårdsjordet.

HVA SIER HÅNDBØKENE?

Den negative omtalen bygg- og anleggsbransjen opplevde i kjølvannet av problemene ved Romeriksporten førte til at flere firmaer og institutter tilknyttet tunnelmiljøet søkte om støtte til utredninger i forbindelse med grunnvannsproblematikk ved tunnelbygging. Det ga opphav til et omfattende forskningsprosjekt i perioden 2000–2003 «Miljø- og samfunnstjenlige tunneler» der store deler av tunnelbransjen samarbeidet for å heve kompetansen og sette søkelys på grunnvannsproblematikk ved tunnelbygging.

N500 Vegtunneler bygde blant annet på resultatet av dette forskingsprosjektet. Håndboka sier at det er byggherrens ansvar å gjennomføre en vurdering av risiko for ytre miljø og sørge for at arbeidene gjennomføres i henhold til gjeldende lover og forskrifter.

Krav og restriksjoner
Byggefasen skal gjennomføres slik at de krav som er satt i forbindelse med utarbeidelsen av planene og gjennom godkjennelse av prosjektet oppfylles. Kravene vil blant annet omfatte følgende forhold:

- setninger
- rystelser
- luftsjokk
- støy
- utslipp naturmiljø
- vannbalanse forutsetninger i vedtatte planer (spesielt reguleringsplan)
- søknads- og meldeplikt i henhold til plan- og bygningsloven og andre lover og forskrifter arbeidstidsbegrensninger
- nabokontakt og nærinformasjon.

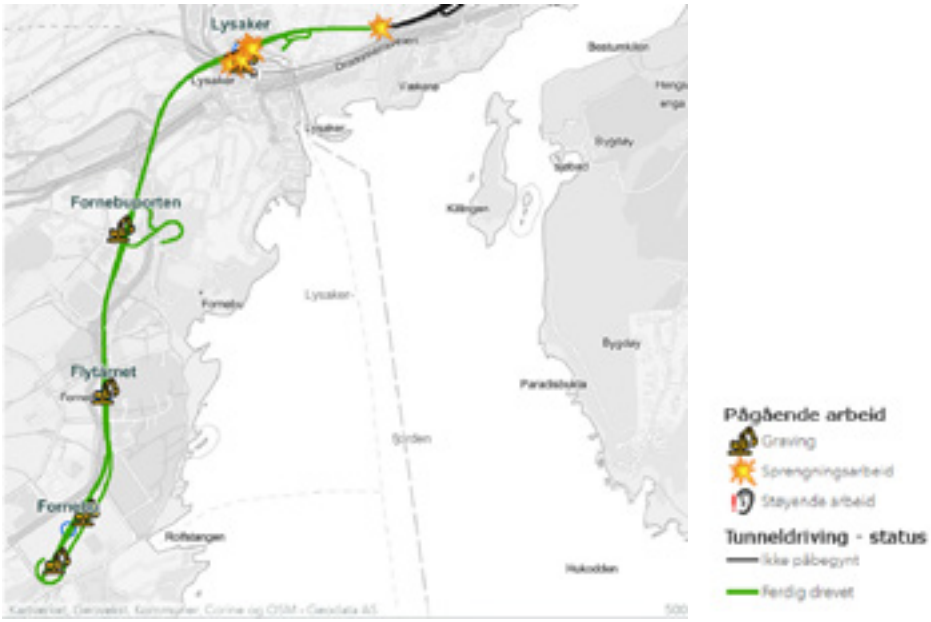
Registreringer og måleprogrammer
Basert på utført kartlegging av forholdene og de gitte krav, foretas en vurdering av hvilke registreringer og måleprogrammer som er nødvendige for å sikre gjennomføringen. Dette vil blant annet omfatte:

- behov for og omfang av bygningsbesiktigelse og program for vibrasjonsmålinger
- behov for setningsbolter for registrering og senere kontrollmålinger
- behov for registrering av grunnvannsnivå og poretrykk
- målinger for dokumentasjon av vannlekkasjer i tunnel i forhold til fastsatte innlekkasjekrav
- vannkvalitet for utslippsvann fra tunnel etter forutsatt rensing og oppfølging av vannkvalitet i resipienten
- støymålinger for dokumentasjon av at fastsatte krav holdes.

Basert på vurderinger som legges til grunn skal det utarbeides et detaljert måleprogram. Det skal også tas stilling til hvem som skal ha ansvaret for gjennomføring av de ulike målingene.

TUNNELTRASÉEN FRA FORNEBU S TIL LYSAKER
I etterkant av at hovedflyplassen ble nedlagt på Fornebu i 1998 ble det bygd ut både nærings- og boligbygg. Når vi nå skal bygge en underjordisk bane med flere oppganger til terreng kommer vi i nærkontakt med mange bygg og mange naboer.

På Fornebulandet er det planlagt og laget byggegroper og sjakter for tre stasjoner og en base. Fornebu stasjon bygges sammen med basen der det skal være mulig å parkere og vedlikeholde 26 T-banevogner om gangen. Flytårnet stasjon som har to oppganger tett inntil eksisterende Snarøyvei og Telenorbygget, og i tillegg planlegges det en oppgang på andre siden av Snarøyveien nær OBOS boligbygg. Fornebuporten stasjon har en oppgang i kjelleren til det eksisterende Akerbygget, og en oppgang omringet av Norwegian-bygget, en barnehage og en lavblokk i Arnstein Arnebergs vei.



Figur 3: Traséen for T-banetunnelen fra Fornebu S til Lysaker, s om viser status på tunnel-arbeidene (kilde: https://storymaps.arcgis.com/stories/e21b4778b641427bb3eafd6d8f8c8c39)

OPPFØLGING I FORKANT AV TUNNELARBEIDENE

Rådgiver har utarbeidet en rapport med vurdering av influensområde ved en eventuell grunnvannslekkasje inn i tunnelen. Denne legger grunnlaget for hvor byggherren skal montere poretrykksmålinger følge opp setningsmålinger på bygninger og konstruksjoner.

Det er benyttet InSAR-målinger for å se historiske setninger og en eventuell endring i setningshastighet under og i etterkant av driving av tunnelen. (InSAR er en karttjeneste som bruker satellittbilder fra en Syntetisk Apertur Radar (SAR) ved en teknikk kalt SAR Interferometri, og dermed navnet InSAR). Det er i tillegg montert nivveleringsbolter på bygninger og konstruksjoner, samt utført bygningsbesiktigelse på nærliggende bygg. Montering av poretrykksmålere både rett over berg og i flere nivåer i løsmassen, har gitt grunnlagsdata for å vurdere om det er lekkasje inn i tunnelen som kan medføre setningsskader.

Det ble også planlagt oppfølging av vibrasjoner ved montering av vibrasjonsmålere. Etter kvikkleireskredet i Gjerdrum har vi tatt en ekstra runde om vibrasjoner fra tunnelsprengning kan utløse kvikkleireskred rundt Fornebubanen, og sett på om vibrasjonskravene må innskjerpes der tunnelen ligger nær dagen, og det er registrert kvikkleire.

UTFORDRINGER MED TUNNELANLEGG I URBANE STRØK

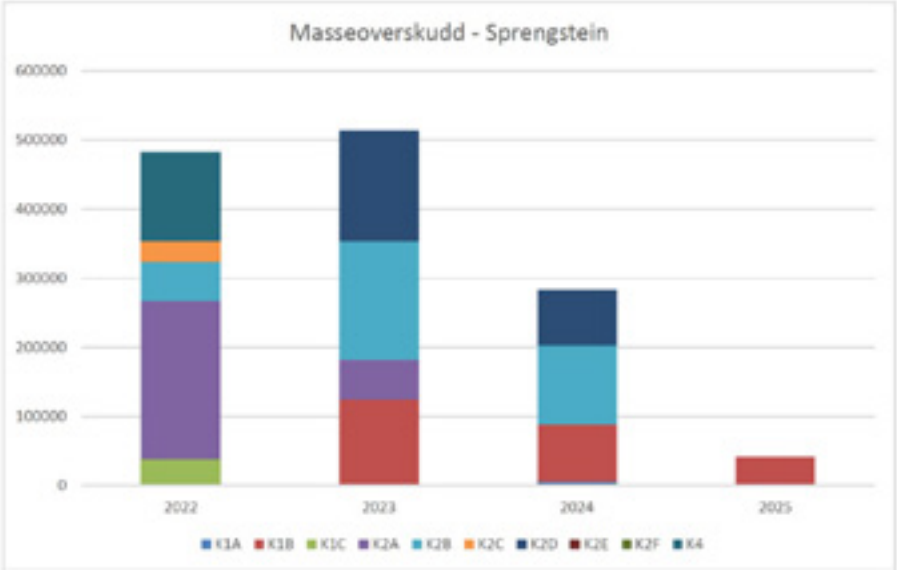
Fornebubanen blir bygget i urbane strøk der vi har naboer tett på anleggsarbeidene. Det er både næringsbygg og bolighus. Det er over 11 km tunnel som skal sprenges ut og mer enn 1 600 000 pfm^3 sprengstein som skal transporteres ut på det offentlige veinettet.

Massedeponi i tettbygd strøk
Det vil mellom 2020 og 2030 pågå flere store og megastore anleggsprosjekt i Oslo vest-regionen. Utbyggingen av E16, E18, Fornebubanen, ny vannforsyning til Oslo, Ringeriksbanen og nytt vannverk i Asker og Bærum generere store overskudd av masser i Oslo, Bærum og Hole kommune. Disse anleggene vil ta ut rundt 21 millioner kubikkmeter stein som må transporteres på veiene gjennom Bærum. Bærum kommune har jobbet aktivt med å ivareta overskuddsmassene fra anleggene på en mest mulig bærekraftig måte. De har opprettet et samarbeidsorgan, Bærum Ressursbank. Bærum Ressursbanks formål er at overskuddsmassene skal bli en ressurs som har en verdi som kan bli gjenbrukt, fremfor å bli behandlet som avfall. Det er dermed et stort masseoverskudd som det er behov for deponi for hvis det ikke er mulig med direkte gjenbruk.

Gjenbruk av steinmasser bør være det naturlig førstevalg for byggherrer og entreprenører. Selv om vi har mye stein i Norge, er dette en ikke-fornybar ressurs, og er en mangelvare i mange land. Bærum ressursbank har prøvd å lage den enkleste løsningen for en åpen informasjonsflyt og mulighet til optimalisering av massetransport.

I tettbygd strøk er det vanskelig å finne egnet massedeponi. Ingen vil ha et deponi som nabo, grunnen er verdifull. Bærum kommune har kommet med forslag om deponi i Lysakerfjorden utformet som en badeøy, men Statsforvalteren har kommet med krav om ytterligere utredninger slik at prosessen med regulering har stoppet opp. Deponi i Lysakerfjorden har mange hensyn som måtte ivaretas, torsk, laks, hekking av fugler, fossiler, avrenning av finstoff, mikroplast fra sprengledninger. Bærum kommune har også vurdert ulike alternative forslag til deponi langs E16 opp mot Sollihøgda, men det har ikke vært tilstrekkelig politisk vilje til å vedta dette. Ringeriksbanen har statlig regulert deponi ved Avtjerna, men det har ikke vært ønskelig å ta dette i bruk for annet formål enn Ringeriksbanen.

Fornebubanen ligger i Oslofeltet og bergmassen langs består av knollekalk, ulike skifer og kalkstein i veksling, med hyppig opptreden av gangbergarter av blant annet syenitt, diabas, mænaitt og rombeporfyr. Det brutte berget gir ikke kvalitetsstein og steinmassen vurderes som uegnet som forsterkningslag i vegbygging eller tilslagsmateriale til betong.



Figur 4: Diagrammet viser prosjektert fordeling av rene masser pr. entreprise per. år

Masser fra Fornebubanen har blitt gjenvunnet og solgt på Viken Miljøpark AS avdeling Fornebu, noen få hundre meter unna byggegropa og tunneltverrslag. Fornebubanen har egen avtale med dem, men ellers har vi overlatt ansvaret for overskuddsmasser til entreprenøren. Tunnelentreprenørene konkurrerer på direkte klimautslipp under anskaffelsen. De entreprenørene som har korte transportavstander for overskuddsmasser, har fått en fordel i konkurransen.

Hensyn til naboene
Når en driver et anlegg i urbane strøk, vil det medføre ulemper for naboer. For et samfunnskritisk oppdrag som Fornebubanen aksepteres det at naboene må ha en relativt høy tålegrense. Fornebubanens anlegg vil pågå i flere år, og da må man ta større hensyn enn ved et kortvarig anlegg.

I reguleringsplanene for Fornebubanen har kommunene gitt arbeidstidsrestriksjoner basert på retningslinje for støy T1442. I tillegg er utslipp av støv regulert av forurensingsforskriften § 30-5. Utslipp av støvsteinstøv/støv/partikler fra totalaktiviteter skal ikke medføre at mengde nedfallsstøv overstiger 5 g/m^2 i løpet av 30 dager. Dette gjelder mineralsk andel målt ved nærmeste nabo. Det er også gitt restriksjoner for transport av stein i rushtid når vi har søkt om arbeidsvarslingsvedtak, delvis begrunnet med fare for kø, og delvis begrunnet med fare for konflikt med syklister.

Det ble kjørt ut en lastebil med stein hvert 4. minutt da vi sprengte ut den store byggegropen på Fornebu. Transporten skjedde under Covid-pandemien da det var mindre trafikk på veiene, så vi unngikk kø på E18.

Naboene har klaget mest på sølete veier og støv. Under rivearbeidene av flyhangarer og kontorbygg ble det det også generert mye støv. Det er spesielt i perioder der det har vært lite nedbør at vi har hatt støvplager. I tillegg er det ofte minusgrader og det er utfordrende å få vasket bilene med underspylingsanlegg eller å vanne under riving og knusing av betong. I april har vi flere år mottatt mange støvklager. På Fornebu har flere utbyggere og deponidrivere gått sammen og har hatt vårrengjøring av veiene før kommunen har utført planlagt vårrengjøring til 17. mai for å redusere støvplagene for naboene.

Ved alle typer anleggsarbeid vil det oppstå støy. Når naboene er tett på byggeplassen vil pigging, spunting, peling, sprengning, opplasting av lastebiler, motorstøy fra anleggsmaskiner være sjenerende for naboene. Noe av aktiviteten vil være sterkt støyende etter grenseverdiene i T1442. Fornebubanen har tillatelse til overskridelser av grenseverdiene på støy fra Bærum kommune, men vi begrensninger på arbeidstid for sterkt støyende arbeid. Vi har hatt jevnlig dialog med miljørettet helsevern i Bærum kommune for å utvide arbeidstiden der det ikke er nærboliger, og der sprengninger ikke påvirker boliger.

Vi måler både støy og støvnedfall nær anlegget. Vi har overskredet grenseverdien for både støy og støv i noen enkelthendelser.

Støv har vi målt med støvbøtter og med støvpumper. Støvbøttene måler støv over en periode, og vi får resultater i ettertid målt i 30-dagers intervaller. Støvpumpene måler en rekke støvparamtere i sanntid, og byggherren kan overvåke luftkvaliteten og iverksette tiltak før skadelige nivåer oppstår.

Støymålinger gjøres også i sanntid. Måleren monteres på vegg i nærheten av byggeplass, og vi får varsel ved overskridelse av alarmgrensen på 60 dB. Hvis vi får henvendelser fra naboer, kan vi enkelt sjekke om det pågår støyende eller støvende arbeid fra Fornebubanens anlegg. Vi har ikke åpnet sanntidsmålingene for naboer. Fornebubanen har et prognoseverktøy for støy som entreprenør bruker i sin oppfølging av støyverdier slik at de i forkant kan stoppe opp om det viser seg at pågående arbeid gir støy over grenseverdi.

Vi har også fulgt opp vibrasjoner i sanntid. Gjennom å utføre vibrasjonsmålinger på nærliggende bygninger, konstruksjoner og utstyr, kan byggherren sikre at sprengningene ikke overskrider fastsatte grenseverdier eller krav.

Naboer er meldt inn flere skadesaker som sprekker i vegger, men vi har ikke funnet at skadene er relatert til vibrasjoner eller setninger fra vårt anleggsarbeid. Vi har hatt skader på terrasser som har løftet seg på grunn av injeksjonsutgang nær Fornebuporten stasjon. Vi har også hatt injeksjonsutgang i hager og i Lysakerelva. Vi har etablert omfattende overvåking i Lysakerelva med tilhørende rutine for rask respons ved evt. utganger. Vi har også hatt overvåking av pumpetrykket ved injeksjon i tunnelen, og stopper raskt når trykket synker og det er fare for at det kommer injeksjonsmasse opp på terreng. Vi har også fulgt med i elva når vi har visst at det har vært risiko for at det skal komme lekkasje der.

I forkant av at tunnelarbeidene Lysakerelven var vi klar over at det var fare for at det kunne komme injeksjonsmasser kommer opp på terreng og i elven. Det var fare for skade på naturmiljøet med forhøyet pH i vassdrag og partikler i vannet (turbiditet). Vi flyttet derfor en del av en koloni med elvemusling lenger oppstrøms i elva for å redusere risiko for å ødelegge hele kolonien. Foreløpige kartlegginger viser at flytteprosessen gikk bra.

Naboinformasjon er alfa og omega
Fornebubanen tok tidlig en avgjørelse på at kommunikasjon mot naboer og interessenter skal være digital. I tillegg skal kommunikasjonen være i forkant, ærlig, lett forståelig og vi skal svare innen rimelig tid. Derfor sender ikke Fornebubanen ut informasjon per brev i posten eller legger brosjyrer i postkasser. Informasjon og nabovarsler sendes ut per Digipost, alternativt via Altinn.

Nabomøter gjennomføres både fysisk og digitalt. I pandemiårene 2020 – 2022 måtte nabomøter gjennomføres digitalt, og vi valgte å gjennomføre som Teams-møter eller som direktesendte arrangementer på Facebook. Dette fungerte bra og Fornebubanen har fortsatt med digitale nabomøter i tillegg til fysiske møter.

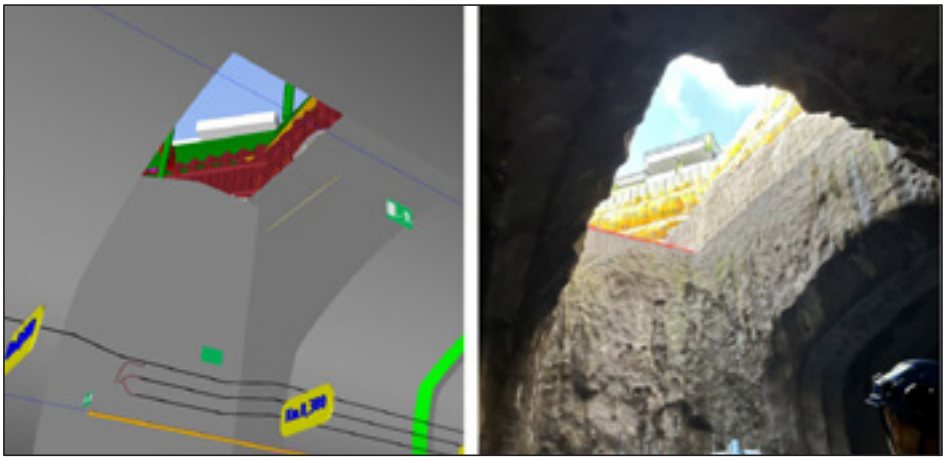
Fornebubanen har fire nabokontakter i fulltids stillinger. Nabokontaktene har ansvar for hver sin geografiske del av utbyggingen. Nabokontaktene avlaster byggeledelsen ved å stå i første linje i kontakten med naboer. Nabokontakt mottar henvendelser på telefon, e-post, som kommentar i sosiale medier og når de er ute blant folk. Alle henvendelser besvares så raskt som mulig.

En dag hvert år inviterer Fornebubanen til åpen dag. Denne dagen, som gjerne er i august, kan alle som vil besøke oss på et av våre anleggsområder. I samarbeid med entreprenør byr vi på omvisning i tunnelen, mat, drikke, aktiviteter og konkurranser for barn samt informasjon til de besøkende. Åpen dag er et populært tiltak som trekker 1000 – 2000 besøkende. Her møter vi dessuten naboer ansikt til ansikt, som vi frem til da ofte bare har kommunisert med på telefon og e-post.

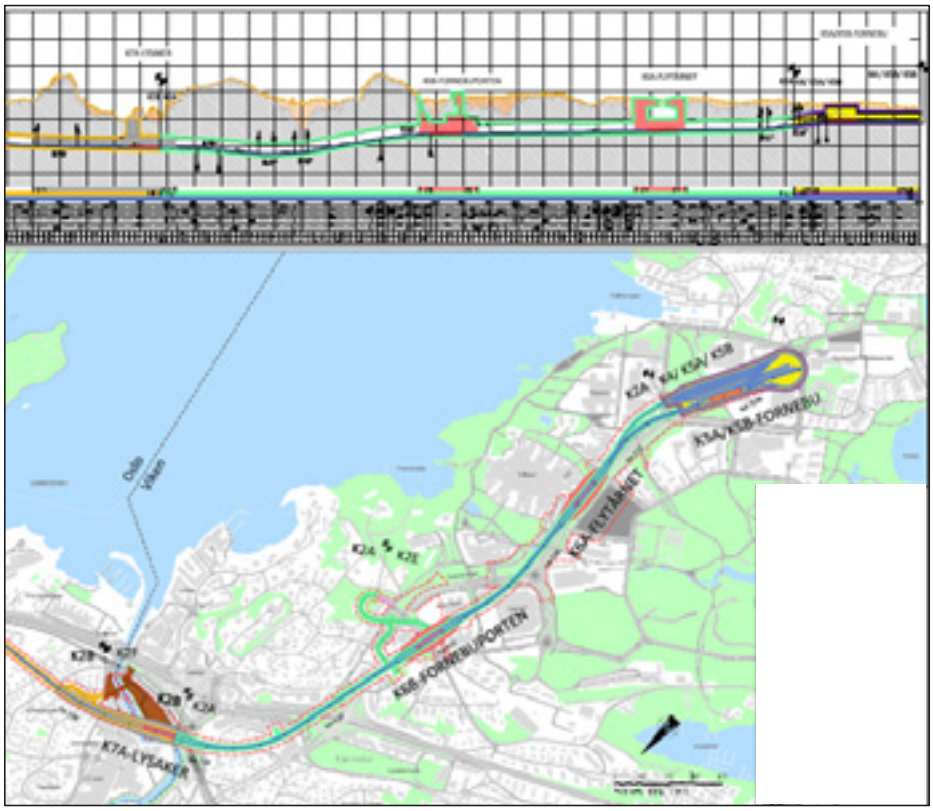
Det har også skjedd at vi har invitert en nærliggende barnehage til besøk på vårt anleggsområde, slik at barna og de ansatte kan bli kjent med oss og se nærmere på de store maskinene vi bruker. Dette skaper tillit og gjør nabokontakten enklere.



Figur 5: Sjakt ved Norwegian-bygget der det blir oppgang ved Fornebuporten stasjon. Boligblokkene ligger tett inntil anleggsplassen og er blant naboene som er mest berørt.



Figur 6: Kollasjbilde av modell vs. utført berguttak i sjakt ved Norwegian - med nærmeste bebyggelse som overhengende bakgrunn.



Figur 7: Plan og lengdeprofil av tunnelen mellom Fornebu S og Lysaker

Liten overdekning
Ved planlegging av Fornebubanen ble det lagt vekt på at passasjerene skulle ha kort vei fra stasjonene og opp til terreng. Det ble også sett på å minimere byttefriksjonen mellom ulike kollektivmidler slik at det skulle være kort avstand mellom tog- og buss-stasjon. I tillegg har det vært en tidlig beslutning om at alle stasjonene har midtstilt plattform, slik at inn mot stasjonene er det to tunneler. Fornebubanen ligger generelt ganske grunt, og har lite overdekning. Noen stasjoner er i ettertid blitt flyttet på for å tilpasse bergforholdene.

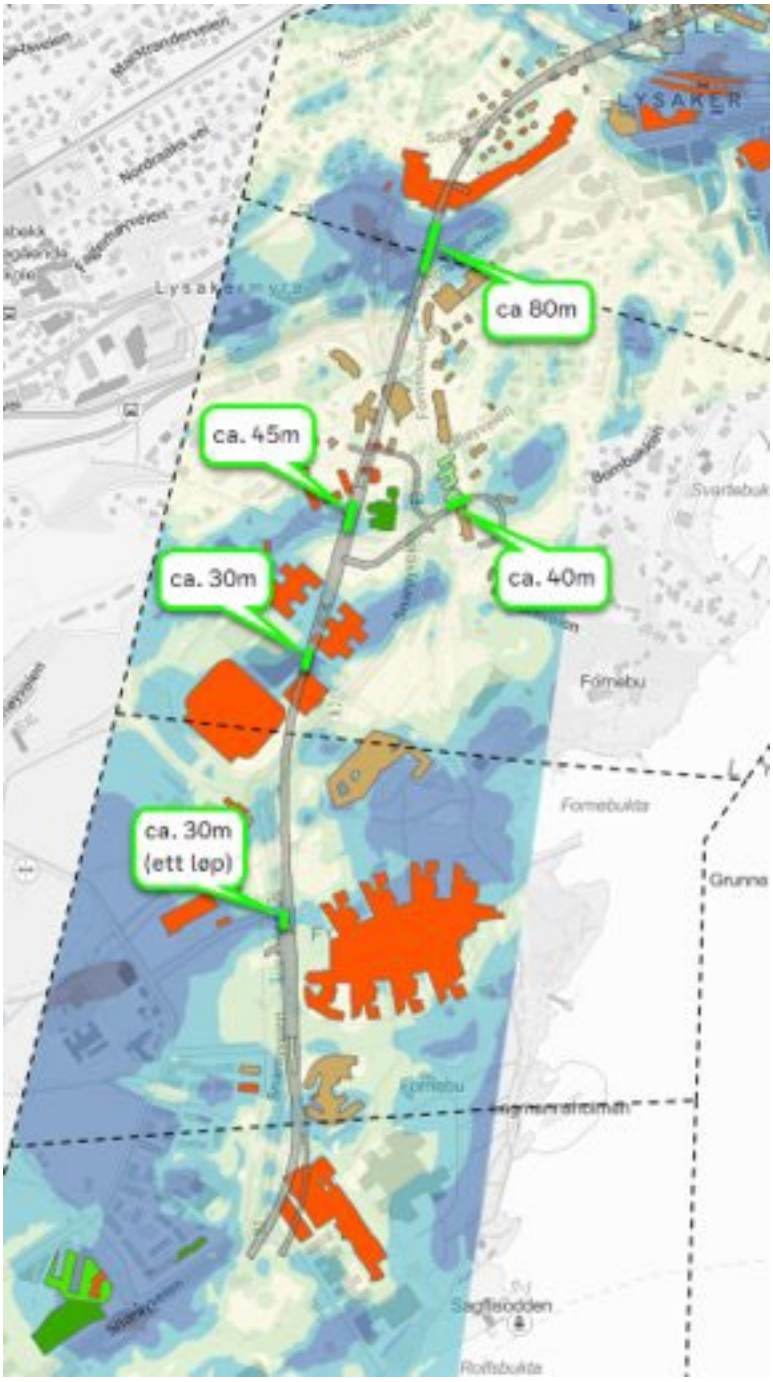
Et av de stedene det er minst overdekning er i det vi kaller tresporstunnelen under Norwegian Property-bygget (gamle Aker hovedkvarteret) i Snarøyveien 36. Der hadde vi en overdekning på kun 3,5 m til en del av kjelleren over. Tresporstunnelen er tatt ut meget forsiktig med pilot, snudd driveretning og strossing til fullt tverrsnitt med gitterbuemontasje for hver utvidelse til fullt spenn i 2 meters uttak.

Innlekkasjemål i tunnelen på Fornebu satt under prosjektering
Fornebubanens rådgiver PGF (Multiconsult og Cowi) har risikovurdert konsekvensene av lekkasje inn i tunnelen og de har satt et innlekkasjemål på 4 l/min per. 100 m. Innlekkasjemålet er strengt grunnet at vi har leire i dyprennene og tett bebyggelse over. Det er i tråd med anbefalingene i Miljø- og samfunnstjenlige tunneler.

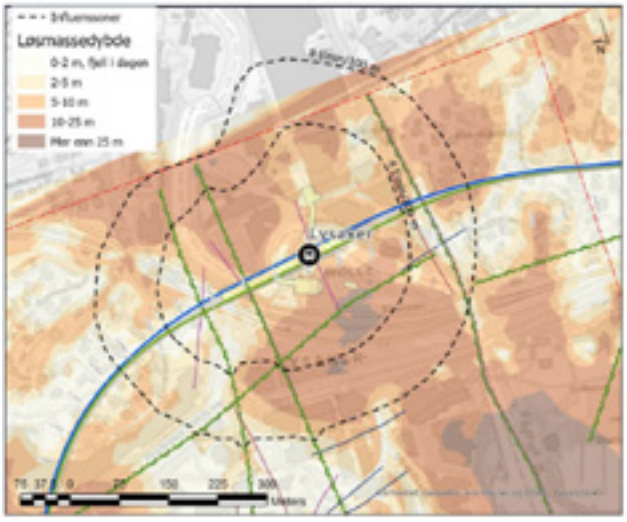
Rådgiverne har laget et konsept med drenerte soner kombinert med vanntett støp der det er sprekkesoner i berget hvor en forventer større innlekkasje av vann. Endeavslutningen på de vanntette støpene mot drenert sone har blitt svært kompliserte og de er blitt vurdert krevende å utføre anleggsteknisk. Det har vært diskutert om konseptet vil fungere, eller om vannet i berget vil følge betongen og etter hvert finne veien ut i tunnelen i den drenerte sonen selv om vi har laget omfattende endeavslutninger for å sikre at dette ikke skal skje.



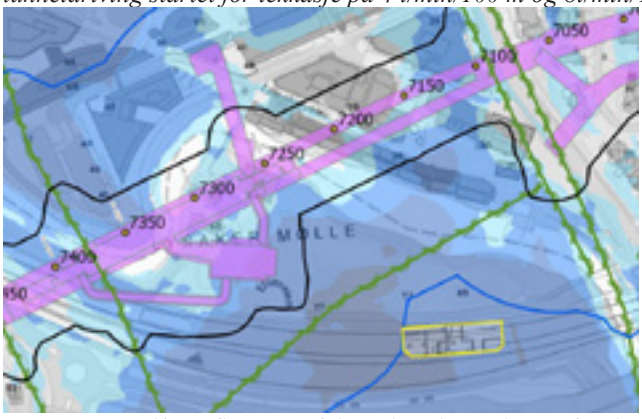
Figur 8: Inn mot stasjonen med midtstilt plattform blir det to enkeltspors tunneler



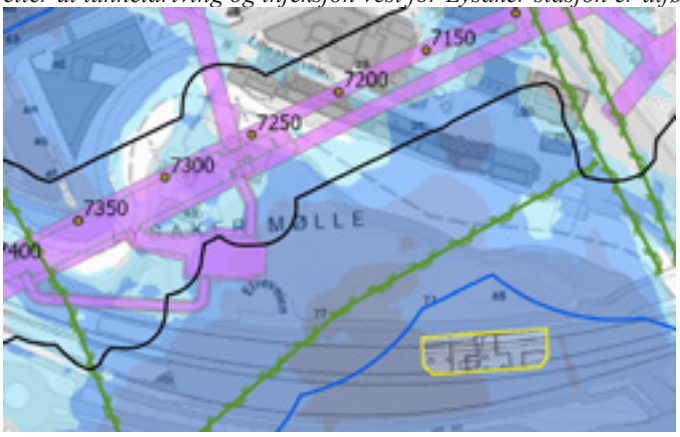
Figur 9: Figuren viser tunneltraseen fra Fornebu S nederst og Lysaker på toppen. Planlagt støp er vist med grønne felt. Løsmassemektighet i blått (jo mørkere jo dypere), og bygninger med risiko for setninger eller ukjent fundamentering i rødt og oransje.



Figur 10: Anslått influensområde Lysaker stasjon ved risikovurdering under prosjektering før tunneldriving startet for lekkasje på 4 l/min/100 m og 8l/min/100 m.



Figur 11: Anslått influensområde ved risikovurdering for drenert bergsjakt basert på erfaring etter at tunneldriving og injeksjon vest for Lysaker stasjon er utført



Figur 12: Anslått influensområde ved risikovurdering for vanntett løsning i bergsjakt basert på erfaring etter at tunneldriving og injeksjon er utført vest for Lysaker stasjon.

Vellykket injeksjon erstatter prosjektert vanntett støp
Injeksjonsarbeidet på Fornebubanen har vært vellykket, og innlekkasjen til tunnelene har vært liten. Det vurderes fortløpende under tunnelarbeidene å kutte vanntett støp. Det er laget en sjekkliste for å vurdere konsekvens av å endre løsning, og gi et godt beslutningsgrunnlag. I sjekklisten vurderes grunnforhold, poretrykk, setninger, synlig lekkasje i hvelvet og lekkasjemålinger med terskelmålinger foretatt i tunnelen.

Ved å lykkes med tetting med injeksjon kan vi oppnå besparelser på over 500 mill. kr for hele Fornebubanen fra Fornebu til Majorstuen sammenlignet med de svært kompliserte vanntette støpene som er prosjektert.

Drivetid i tunnelen med strenge innlekkasjemål er lengre enn ved mindre strenge tettemål grunnet at det å sette injeksjonsskjermer tar lang tid, og det bores nye skjermer kun etter én eller to salver salver. I områder med svært dårlig bergkvalitet er det utført injeksjon etter hver 3 m salve. I områder hvor bergkvalitet er brukbar har vi variert og kjørt skjerm etter hver salve (5 m.) eller inntil 2 salver mellom hver skjerm. Uavhengig av bergkvalitet og sone er det kjørt inntil flere skjermer fra samme stuff hvis det ikke blir tett nok på første forsøk For å oppnå det gode resultatet er det injeksjon for hver salve. Det er utført barriereinjeksjon med kolloidal silika og omfattende skjerminjeksjon med mikrosement. Vi har måtte satt både to og tre skjermer der vi har hatt vannførende lag i berget. Tettestrategien med injeksjon er nærmet beskrevet i kapittel 14.

Entreprenøren har i snitt hatt en fremdrift på 130 m. i måneden, men et par steder har det stått i ro en hel måned. Inndriften er avhengig av mange ting, bla bergkvalitet, antall stuffer, antall angrepspunkt, tverrsnitt, nisjer, drivemetode og selvfølgelig injeksjon og tettekrav. I stasjonshallen er det f.eks. først er skutt pilottunneler og deretter strosset ut. I kryss er det ekstra sikring og mye strossing i inngangen til enkeltspors tunneler inn mot berghallene for stasjonene. I tillegg har omgivelsene innflytelse, f.eks. arbeidstidsrestriksjoner på grunn av støy/strukturlyd og fare for injeksjonsutgang til terreng ved liten bergoverdekning.

Det er registrert kortvarig poretrykkfall under drivingen, men det har senere steget og stabilisert seg på opprinnelig nivå. Ved poretrykksfall er det igangsatt midlertidig vanninfiltrasjon. Det er stedvis målt innlekkasje ved å lage terskler i tunnelen. Det er kun observert få drypp i tunneltaket, og disse er blitt etterinjisert. Det er ikke målt setninger i forbindelse med tunneldriving.

Renseanlegg
Det er svært krevende å ha tilstrekkelig kapasitet på renseanlegget når vi bruker kolloidal silika og mikrosement til injeksjon. Kolloidal silika og mikrosement av svært små partikler som skal tette de minste sprekkene i berget. Partiklene som er svært små, tar lang tid før de synker til bunns og sedimenterer. Det er behov for optimalisering av renseløsning i forhold til kjemikalietilsetning, kapasitet til sedimentasjon, tett oppfølging for å sikre drift i tunnel.

Hvis ikke tunnelvannet renses tilstrekkelig, vil Fornebubanen få brudd på utslippskravene på suspendert stoff (SS). Grenseverdien for SS er på 100 mg/l. For å oppnå rensekravene på tunnelvann kan vannet kjøres gjennom en filterpresse. Det kan brukes av rett type og mengde flokkuleringsmiddel som gjør partiklene fnokker seg og sedimenterer raskere. Et annet alternativ er å øke antall containere hvor vannet kan sedimentere.

Hvis renseanlegget ikke har tilstrekkelig kapasitet har en entreprenør sendt vannet i retur i tunnelen, og det blir da mye vann på stuffen som er laveste punkt. Arbeidsmiljøet for arbeiderne blir dårlig når de går og vasser i vann, og det kan bli stans i maskindriften hvis vannet stiger for høyt.

Sjakter og etterarbeid
Når tunnelen er ferdig sprengt og sikret er vi halvveis, da gjenstår sjaktarbeid og etterarbeid. Det er lett å undervurdere kompleksiteten og omfanget av sjaktarbeidene.

Arbeidets gang i sjaktene:
- Spunting og avstiving
- Utgraving
- Sikring av spuntfot med fotbjelke
- Sprenging av sjakter
- Sikring med sprøytebetong, bolter og forspente stangstag
- Wiresaging

Akersjakten ved Fornebuporten stasjon er utført i kjelleren i et eksisterende bygg. Da Akerbygget ble bygget klargjorde de for en stasjonsoppgang, men det har blitt endringer på oppgangen og tunnelen i ettertid. Kjellerbygget er heller ikke bygget som prosjektert, og det har ikke vært som-bygget-tegninger med et ønsket detaljnivå tilgjengelig. Geometrien mellom tunnelen og bygget passer ikke helt i hop.
I kjelleren har det vært trangt, og det har vært lastbegrensning på utstyret. Det er benyttet små lette elektriske maskiner. Elektriske maskiner i trange rom er positivt for luftmiljøet.

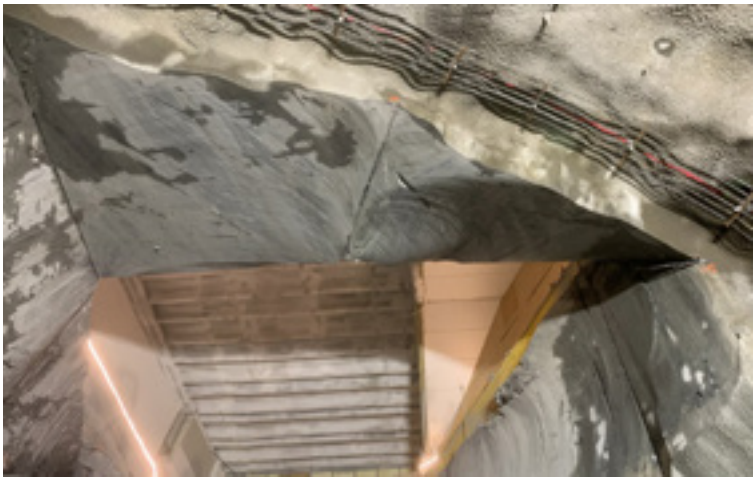
Betongdekket i kjelleren over berget i toppen av skråsjakten ble saget opp med sirkelsag og gravd ut. Hoveddelen av sjakten er sprengt ut nedenfra. Det ble satt igjen et berglokk i toppen av sjakten med 3,5 m tykkelse før man sprengte tunnelen forbi. Deretter fjernet man berglokket ved å wire-sage ned lokket, blokk for blokk. Wire-saging foregår ved at man borer hull gjennom lokket, trer wiren ned ett hull og opp et annet, og deretter begynner å sage. Den første blokken, som ble saget som en kile med den spisseste siden opp, kilte seg, så det måtte sages flere avløsende snitt før den falt ned ved hjelp av gravitasjonskraften.

I forkant av at sjaktene åpnes og trykkbuen i stasjonshvelvet blir borte lokalt, må en sikre berget med forspente stag og bolter. Etter saging kan det være vanskelig å se hvilken orientering sprekker og slepper har, men sjaktene er sikret godt. Flatene på wiresagingen har en ruhet, selv om flaten ser glatt ut, så sprøytebetongen sitter.

I sjaktene ved Flytårnet og Fornebuporten stasjon er det montert svært mange bolter, i den ene sjakten på Flytårnet mer 200 stykker. Stangstagene har variert mellom Ø40 mm og Ø65 mm i diameter og mellom 12 og 20 m. lengde. De lengste stagene er skjøtet med skrukoblinger. Etter gysing er stagene spent opp til prøvelast før de lasten reduseres til låselast. Den største prøvelasten har vært 2576 kN. Det er viktig å ha korrekt kalibrert måleutstyr ved oppspenning.

På Fornebu startet tunnelarbeidene høsten 2021 og vi er ferdig med tunneldrivingen og sjaktarbeidet høsten 2023. Det gjenstår fremdeles ¾ år med etterarbeider i tunnelen med vann- og frostsikring, underbygning og kabelkanaler.







Figur 13: Akersjakten, wiresaging pågår

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/ GEOTEKNIKK 2023

ARCGIS-VERKTØY FOR Å VURDERE INNLEKKASJEKRAV OG KONSEKVENSER AV TUNNEL I URBANE OMRÅDER

Assessing limits for water ingress to urban tunnels and impact on built environment - using an ArcGIS tool

Jenny Langford, Asgeir Lysdahl, Stefan Ritter og Eivind Ånes, NGI

SAMMENDRAG

I FoU-prosjektet BegrensSkade/Remedy er det utviklet et ArcGIS-verktøy for å vurdere fare for bygningsskade ved drenering som følge av tunneldriving. Verktøyet er godt egnet til å brukes i tidlig planlegging for å vurdere innlekkasjekrav, identifisere ømfintlige områder og vurdere behov for tettetiltak, refundamentering, vanninfiltrasjon og omfang av måleprogram.

Verktøyet tar utgangspunkt i eksisterende bransjestandard og erfaringskurver for å vurdere innlekkasjekrav og konsekvenser av innlekkasje til tunneler (SVV Publikasjon 103, fra prosjektet "Miljø- og samfunnstjenlige tunneler"). Basert på forventet poretrykksreduksjon beregnes det i ArcGIS resulterende setning for alle bygninger som ligger innenfor influensområdet til tunnelen.

Verktøyet er brukt i forbindelse med planlegging av Ny Majorstuen T-baneknutepunkt. Vurderingene illustrerer hvordan verktøyet kan brukes og hvordan det kan gjennomføres følsomhetsanalyser mht. fundamentering av eksisterende bebyggelse, ulike scenarioer for innlekkasje /poretrykksreduksjon samt variasjon i geotekniske parametere.

Verktøyet er åpent tilgjengelig på delingsplattformen GitHub, hvor det også ligger en brukerveiledning. https://github.com/norwegian-geotechnical-institute/REMEDY_GIS_RiskTool

SUMMARY

In the R&D project "LimitDamage/Remedy," an ArcGIS tool has been developed to assess the risk of building damage due to drainage caused by from tunnel excavation. The tool is well-suited for use in early planning to assess leakage requirements, identify sensitive areas, and evaluate the need for grouting, re-foundation of buildings, water infiltration, and the scope of monitoring.

The tool is based on existing industry standards and empirical curves to assess leakage requirements and pore pressure reduction (SVV Publication 103, from the project "Tunnels for citizens"). Based on expected pore pressure reduction, resulting settlement is calculated for all buildings within the influence area of the tunnel using ArcGIS.

The tool has been used in the planning of the New Majorstuen Metro Hub. The assessments illustrate how the tool can be utilized and how sensitivity analyses can be conducted regarding the foundation of existing buildings, various scenarios for leakage/pore pressure reduction, and variation in geotechnical parameters.

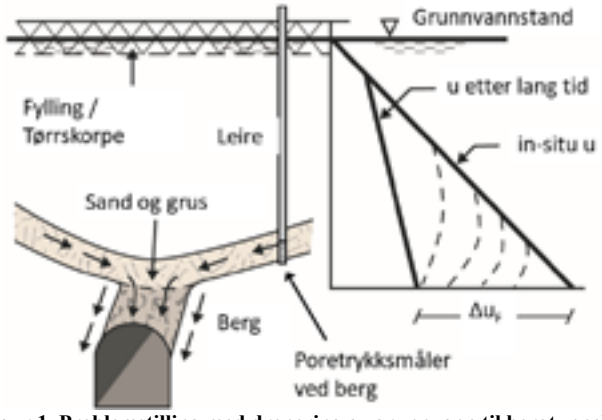
The tool is openly available on the sharing platform GitHub, where a user guide is also provided. https://github.com/norwegian-geotechnical-institute/REMEDY_GIS_RiskTool

INTRODUKSJON

Det er vel kjent at tunneldriving i berg i områder med leirfylte dyprenner over tunnelen kan føre til reduksjon av poretrykk og omfattende setninger (Karlsrud et al., 2003). En viktig del i planleggingen av tunnelprosjekter i urbane områder er å vurdere potensiell påvirkning på bebyggelse og infrastruktur. Vurderingen omfatter å identifisere de mest kritiske områdene, sette grenser for mengde innlekkasje til tunnelen, planlegge tiltak som for eksempel forinjeksjon, behov for vanntett utstøping og vanninfiltrasjon, samt å foreslå en plan for overvåking under driving. Denne artikkelen presenterer hvordan den såkalte Ground Impact and Building Vulnerability (GIBV)-metoden (Piciullo et al., 2020) implementert i ArcGIS kan brukes for disse vurderingene.

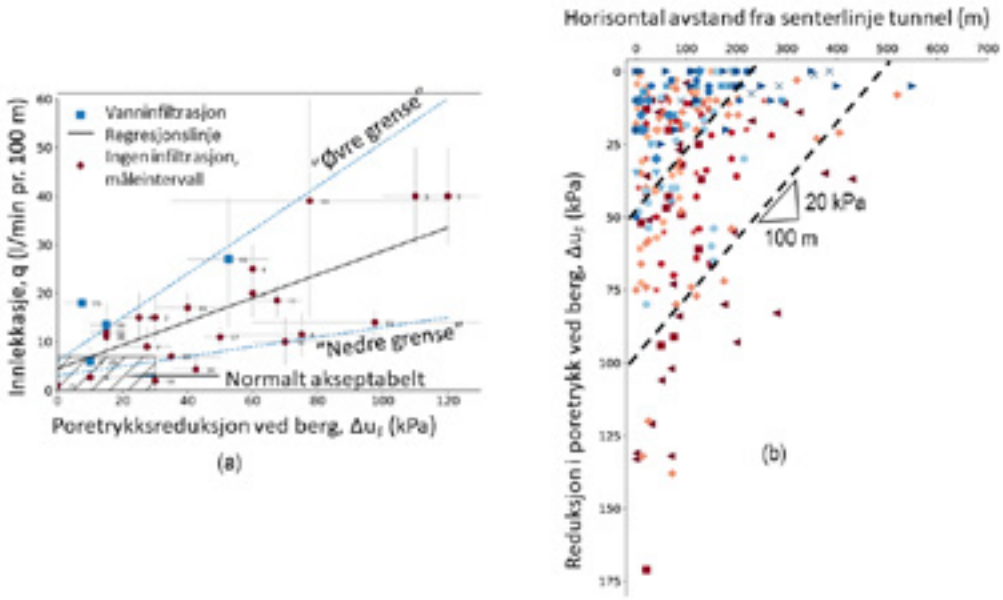
PORETRYKKSREDUKSJON SOM FØLGE AV INNLEKKKAJSE TIL TUNNEL

Innlekkasje av vann til tunneler kan føre til uakseptable setninger i urbane områder med bløt leire, hvor det over tid vil kunne oppstå terrengsetninger. Figur 1 illustrerer problemet, med drenering til en tunnel som medfører reduksjon av poretrykk på bergnivå. Med tiden sprer reduksjonen av poretrykket seg oppover i leirelaget, og konsolideringssetninger utvikler seg. Størrelsen på setningene avhenger av størrelsen av poretrykksfallet ved berg, Δu_F, tykkelsen på leirelaget og konsolideringsparameterne til leiren (fremfor alt OCR, leirens overkonsolideringsgrad).



Figur 1. Problemstilling med drenering av grunnvann til bergtunnel, poretrykksreduksjon ved berg som over tid sprer seg oppover i leirlaget.

For å unngå uakseptable setninger, settes det grenser for innlekkasjerater til tunnelen, vanligvis ved hjelp av den norske bransjestandarden, Statens vegvesen publikasjon 103 fra prosjektet «Miljø- og samfunnstjenlige tunneler» (Karlsrud et al., 2003). Databasen som ligger til grunn er basert på målinger av innlekkasje og poretrykksreduksjon fra fullførte tunnelprosjekter. Databasen ble oppdatert i 2022 (Langford et al., 2022). De viktigste relasjonene er vist i Figur 2. Figur 2a viser forholdet mellom innlekkasjerate, q, og reduksjon av poretrykk ved berg (rett over berg eller installert i vannførende lag over berg), Δu_F, over senterlinje tunnel. Dataene har stor spredning (Langford et al., 2022), og det er indikert "øvre" og "nedre" grenser. Figur 2b viser reduksjon av poretrykk ved berg med avstand fra senterlinje tunnel. Disse dataene indikerer at influensavstanden for reduksjon av poretrykk kan overstige 500 m. Uansett størrelse på poretrykksreduksjon ved berg, er anbefalt praksis for å estimere størrelsen på influensavstanden å anta at Δu_F reduseres med 20 kPa per 100 m avstand (stiplete linjer i Figur 2b).



Figur 2. Sammenstilling av data fra utførte tunnelprosjekter (a) sammenheng mellom målt innlekkasje i tunnel og registrert poretrykksreduksjon ved berg rett over tunnelen, med skissert «typisk», «øvre» og «nedre» grense (b) sammenheng mellom målt poretrykksreduksjon ved berg med avstand fra senterlinje tunnel (Langford et al., 2022).

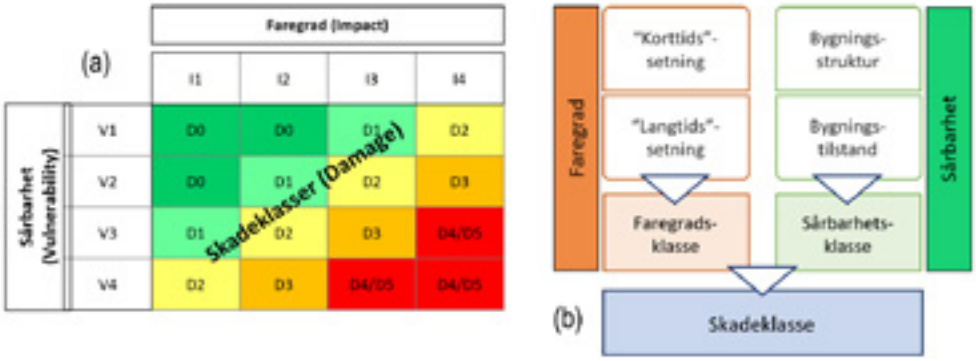
VERKTØY IMPLEMENTERT I ARCGIS

I forskningsprosjektet BegrensSkade/Remedy er det er utviklet en metode (GIBV-metoden) for å vurdere bygningsskader som følge av setninger i tilknytting til dype byggegroper. Metoden er grundig beskrevet i egne publikasjoner (Piciullo et al. 2020, Piciullo et al., 2022), inkludert validering på to utførte byggegroper. Det gis derfor kun en kort introduksjon til metoden her, med fokus på utvidelsen av metoden til bergtunneler.

Metodikk

Metoden har blitt implementert i ArcGIS ved hjelp av et Python-skript. Skriptet for verktøyet kan lastes ned fra den åpne kildeplattformen GitHub (https://github.com). Kort oppsummert kan metoden brukes for å vurdere en bygningsskadeklasse, D1 til D4/D5, basert på

evalueringen av faregradsklasser I1 til I4, og sårbarhetsklasser V1 til V4, som illustrert i Figur 3a. Faregradsklassen bestemmes ved å vurdere forventede momentane («korttids») setninger på grunn av uttak av et bergvolum og konsolideringssetninger («langtids») forårsaket av drenering, og poretrykksreduksjon (Figur 3b).



Figur 3. (a) Matrise for vurdering av skadeklasse for bygninger basert på faregradsklasse og sårbarhetsklasse (b) Metodikk for vurdering av skadeklasse (etter Piciullo et al., 2020)

Deformasjoner ved tunneldriving i hardt berg, med løsmasser av marin, bløt leire, med lav hydraulisk konduktivitet over tunnelen, vil hovedsakelig bli dominert av konsolideringssetninger i leiren (dvs. «langtids»-setninger). Disse setningene beregnes i Norge med Janbus metode (Janbu, 1970). Metoden beskriver den resulterende terrengsetningen, forårsaket av en endring i effektiv vertikal belastning (her: poretrykksreduksjon), og tar hensyn til forkonsolideringstrykket i leiren. Korttidssetninger kan inkluderes i vurderingen ved empiriske metoder basert på en Gaussisk fordeling (Peck, 1969 og Schmidt 1969).

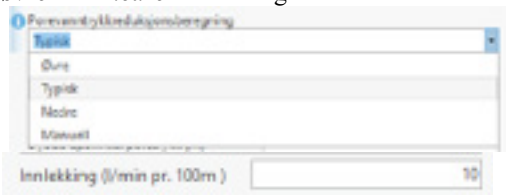
Nødvendige grunnlagsdata

Følgende inndata kreves i ArcGIS-verktøyet for å muliggjøre setningsanalyser til skadeklassevurdering:

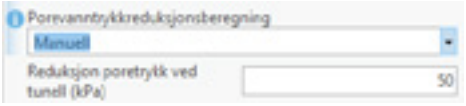
- En georeferert bergmodell (løsmassmektighet, dybde til berg) over området som skal vurderes.
- Et kart med alle omkringliggende bygninger, fra hvilke bygningshjørnepunkter genereres.
- Inndata for setningsparametere for Janbu-modellen.
- Forventet innlekkasje til tunnelen, eller forventet reduksjon av poretrykk ved berg rett over tunnelen.

I verktøyet velger brukeren selv hvordan man ønsker å angi påvirkningen av tunnelen ved «porevanntrykksreduksjonsberegning»:

- Gi en innlekkasjerate (l/min/100m) og forventet poretrykksreduksjon basert på *typisk*, *øvre* eller *nedre* kurve i Figur 2:

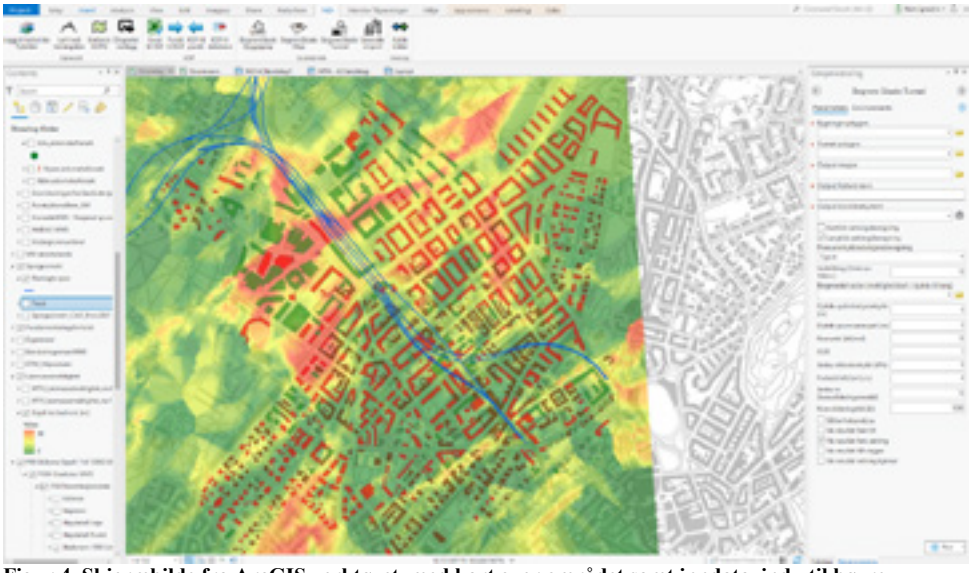


- Hvis brukeren isteden velger *manuell,* kan forventet poretrykksreduksjon ved berg gis direkte:



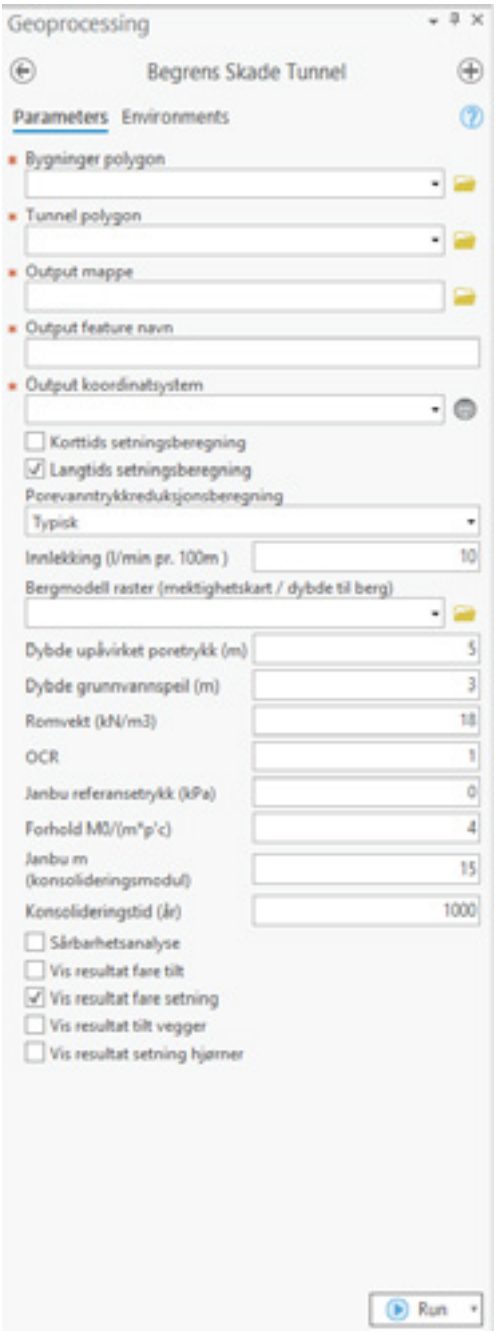
For begge alternativene vil avsenkingstrakten avta med 2 m poretrykksreduksjon per 100 m.

Figur 4 viser et skjermbilde fra verktøyet i ArcGIS, hvor alle inndata til analysen ligger i vinduet til høyre. Dette er forstørret opp og forklart i Figur 5. Det vises også til brukerveiledningen som kan lastes ned fra GitHub.



Figur 4. Skjermbilde fra ArcGIS verktøyet, med kart over området samt inndatavindu til høyre.

Ved å kjøre verktøyet genereres beregningspunkter i alle hjørnepunkter på bygningene innenfor området. I disse punktene beregnes setninger, basert på interpolert dybde til berggrunn, gitt poretrykk på bergnivå og influenssone, i henhold til Figur 2. Faregradsklassen for hver bygning blir deretter vurdert med tanke på den maksimale beregnede setningen på hjørnepunktene. Når modellen er etablert er det meget raskt å utføre sensitivitetsanalyser, ved å variere for eksempel setningsparametere eller scenarioer for innlekkasjemengde eller antatt poretrykksreduksjon.



Polygoner for bygninger (shapefil)

Polygon for tunnel (shapefil)

Mappe for lagring av resultater

Lagringsnavn på ArcGIS-prosjektet

Valg av koordinatsystem

Huke av for å beregne konsolideringssetninger

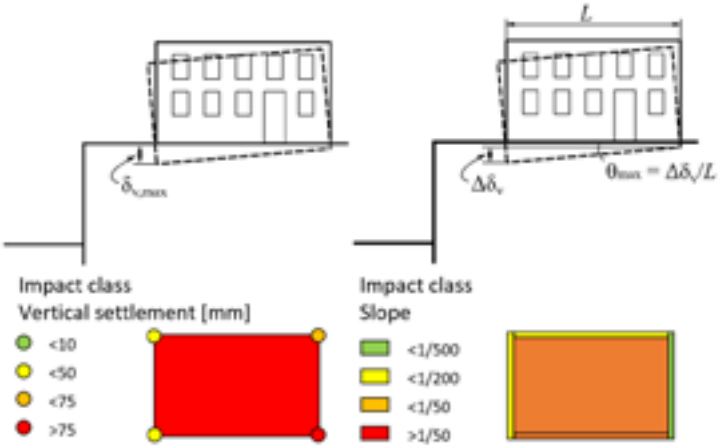
Valg av kurve for forhold mellom q–Δu (Figur 1), alternativt velge Δu direkte

Georeferert bergkotekart (tykkelse leire)

Janbu setningsparametere, samt informasjon om **in-situ poretrykk** (dybde grunnvannspeil) og **dybden hvor poretrykket forventes å ikke bli påvirket av tunneldrenering** (bestemmer hvor stor del av leiren som bidrar til setninger).
Antatt varighet for dreneringen: lang tid (permanent, forinjisert tunnel), kortere tid (midlertidig, anleggsfase evt. før vanntett lining er på plass).

Figur 5. Inndatavindu med forklaringer til parametere, det vises også til brukerveiledning.

Faregradsklassifisering
Faregradsklassen for hvert bygg vurderes så basert på beregnet maksimal totalsetning i et hjørnepunkt på bygget (Figur 6a), eller maksimal beregnet helning på et veggelement (Figur 6b). Klasser for faregradsnivå (grønn, gul, oransje og rød) er basert på skadekriterier foreslått av Rankin (1988), som vist i Tabell 1. De fire faregradsklassene spenner fra totalsetning <10 mm (ubetydelig) til >75 mm (høy). Brukeren av verktøyet velger selv om klassifiseringen skal baseres på beregnet totalsetning eller helning.



Figur 6. Faregradsklassifisering basert på (a) beregnet setning i hjørnepunkter på bygning (b) beregnet helning på veggelementer på bygning (etter Piciullo et al., 2020)

Tabell 1. Inndeling i skadeklasser for bygninger, etter Rankin (1988).

Skade-klasse	Maksimal helning vegg	Maksimal setning [mm]	Vurdert risiko	Beskrivelse av mulig skade
1	Mindre enn 1/500	Mindre enn 10	Ubetydelig	Estetisk skade lite sannsynlig
2	1/500 til 1/200	10 til 50	Lav	Mulig estetisk skade, som sannsynligvis ikke har strukturell betydning
3	1/200 til 1/50	50 til 75	Moderat	Forventet estetisk skade og mulig strukturell skade, skade på rørføringer mulig.
4	Større enn 1/50	Større enn 75	Høy	Forventet strukturell skade på bygninger. Forventet skade på rørføringer.

Sårbarhetsklassifisering
I verktøyet vil sårbarheten for hvert enkelt bygg kunne vurderes etter foreslått poeng og vekting i Tabell 2 basert på ulike bygningskarakteristikk etter metode foreslått av Dzegniuk et al. (1997). I vektingssystemet legges det mest vekt på fundamenteringstype og bygningsstruktur, andre faktorer som kan veies inn er geometri (beregnes automatisk utfra bygningspolygonene i GIS-modellen) og generell bygningstilstand. Brukeren av verktøyet

velger selv hvilke faktorer som vil vektlegges, og kan for eksempel velge og kun bruke fundamenteringstype i sårbarhetsklassifiseringen. For eksemplet som presenteres i denne artikkelen, vurderes kun fundamenttypen ved å neglisjere bygninger fundamentert på berg.

Tabell 2. Forslag til vektingssystem for sårbarhetsklassifisering av bygninger, tilpasset etter metode fra Dzegniuk et al. (1997), (etter Piciullo et al., 2021).

		Klassifisering						
Karakteristikk	Parameter	A [0]	B [5]	C [20]	D [50]	Vekt, p_i	Maks-verdi	Relativ vekting
Geometri	Bygningslengde [m]	≤ 10	11-15	16-30	> 30	0.75	37.5	30 %
	Bygningsform	> 0.75	0.75-0.5	0.5-0.35	< 0.35	0.75	37.5	
Struktur	Struktur	Stål	Armert betong	Tre, blanding	Mur, spesielle strukturer	1	50	50 %
	Fundamenterings-type	Til berg, peler	Flåte (raft)	Direkte-fundamentering (strip)	Trepeler, isolert	1.5	75	
Tilstand	Status (visuell skade)	Utmerket	God	Medium	Dårlig	1	50	20 %

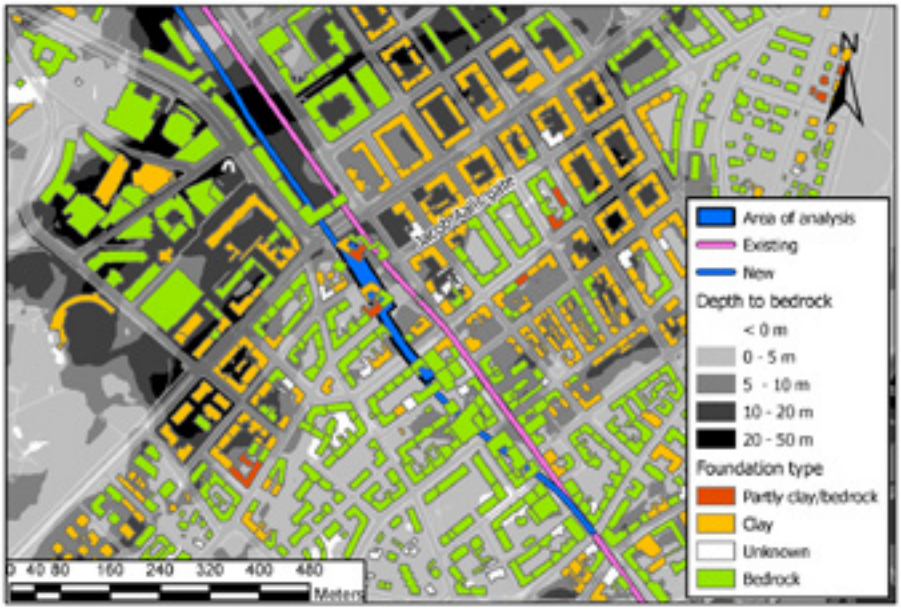
CASE MAJORSTUEN NY T-BANETUNNEL

Prosjektoversikt

Det er planlagt en ny T-banetunnel og oppgradering av den eksisterende Majorstuen stasjon sentralt i Oslo for å øke kapasiteten til T-banesystemet. Figur 7 viser en oversikt over prosjektområdet, plasseringen av den nye tunnelen og den eksisterende tunnelen, de omkringliggende bygningene og registrert dybde til berggrunn. I 2021 igangsatte Sporveien forberedende planleggingsarbeider i forkant av detalj- og reguleringsplan. Konsortiet Team Major (Aas-Jakobsen, Norconsult, Geovita, NGI mfl.) hadde ansvar for arbeidene, som hadde fokus på å verifisere konsept fra tidligere prosjektfase.

En av de største utfordringene med prosjektet er nærheten til bygninger og infrastruktur. Geovita har sammenstilt grunnundersøkelser og kartlagt fundamentering av bebyggelse. Bygningene i området består av historiske tre til fem etasjers bygninger, datert fra 1880-1950,

samt moderne leilighets- og kontorbygninger.

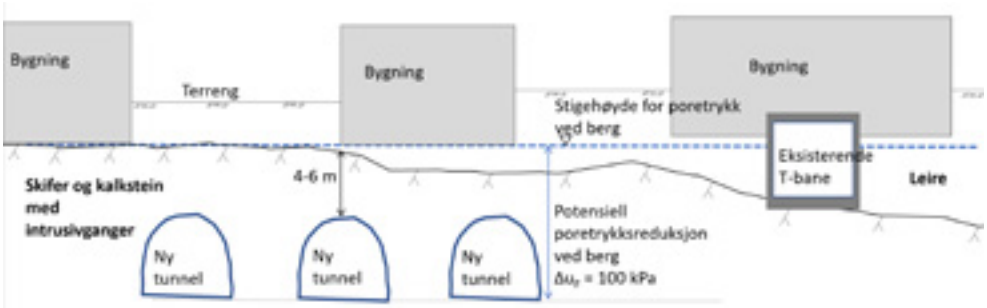


Figur 7. Oversikt over området på Majorstuen, med ny tunnel i blått, eksisterende tunnel i rosa, kartlagt fundamentering delt inn i fundamentering på berg/til berg på peler, på leire/peler i leire samt delvis fundamentert på berg/leire.

Grunnforhold og bygningsforhold

Berggrunnen består av kambro-silurske sedimentære bergarter, hovedsakelig kalkstein og skifer, med hyppig forekomst av gangbergarter, der overgangssonen mellom bergartstypene ofte er vannførende (Holmøy, 2008, Lindstrøm & Kveen, 2005). Løsmasseforholdene er typiske for Oslo, med forekomster av bløte leire, med en maksimal registrert dybde på omtrent 40 m. Det øverste laget er fyllmasser og tørrskorpeleire, over tilnærmet normalkonsolidert leire, med en overkonsolideringsgrad (OCR) på omtrent 1.2. Grunnvannstanden er registrert 1-2 m under terreng, med en poretrykkfordeling som er lavere enn hydrostatisk på grunn av drenering til den eksisterende tunnelen og Veas avløpstunnel. I denne fasen av prosjektet har sårbarheten til bygningene ikke blitt vurdert i detalj. Bygningene er delt inn i tre kategorier som vist i Figur 7; bygninger fundamentert på berg (peler til berg eller fundamenter direkte på berg, markert i grønt), bygninger fundamentert på eller i leire (grunne fundamenter, tre-fundamenter og friksjonspeler, markert i gult), eller bygninger som sannsynlig er fundamentert delvis på berg/leire.

I analysen som skal presenteres er det valgt ut en seksjon av tunnelen, markert med sort omriss i Figur 8. I dette området var det spesielt utfordrende forhold for forinjeksjon med liten overdekning (4-6 m) og tre parallelle tunnelløp, skissert i Figur 8. Den relativt komplekse tunnelgeometrien i området for analysen, har blitt forenklet med et tunnelløp med bredde tilsvarende omrisset av de tre tunnelløpene.



Figur 8. Illustrasjon av tverrseksjon med parallelle nye tunneler, ved Jacob Aalls gate (Figur 7).

Sårbarhetsanalyse med ArcGIS-verktøy

Inndata ble hentet fra sammenstilling av undersøkelser i området fra tidligere prosjekter. Berggrunnskartet er generert basert på en database fra Undergrunnsarkivet (Plan- og bygningsetaten i Oslo kommune). Følgende parametere ble lagt til grunn for setningsberegningene:

- Leire romvekt: 18,5 kN/m³.
- Dybde til grunnvannsspeil under bakkenivå: 2 m.
- Janbu-setningsparametere (konstante verdier): OCR=1.2; referansetrykk p_r=5 kPa; modultall m=30; stivhetskonstant $M_{OC}/(p'_c \cdot m)$=4, der M_{OC}=ødometermodul i det overkonsoliderte spenningsområdet, p'_c= forkonsolideringstrykket.

Setningsparametere er evaluert fra laboratorie- og feltforsøk (CRS-forsøk og CPTU-sonderinger). Det er valgt parametere som ansees mest representative for området.

For å vurdere potensialet for bygningsskader for den planlagte tunneldelen, ble to forskjellige scenarier valgt som vist i Tabell 3, med antatt poretrykksreduksjon ved berg over tunnelen på henholdsvis Δu_F = 10 m og 5 m. Det er sannsynlig at man vil få reduksjon på 10 m (helt ned til sålen på planlagt tunnel) hvis forinjeksjonen ikke blir vellykket. Scenario for 5 m poretrykksreduksjon er lagt til grunn for et scenario hvor man får etablert god forinjeksjon i tunnelsålen, opp til tunnelhenget. Poretrykksreduksjonen er antatt å minke med 2 m per 100 m avstand fra tunnelen (Figur 2), det vil si at influensavstanden er 250 for scenario med 5 m poretrykksreduksjon og 500 m for scenario med 10 m poretrykksreduksjon.

Tabell 3. Scenario for poretrykksreduksjon som brukt i vurderingene.

Scenario	Δu_F [kPa]	OCR [-]	Influensavstand [m]	Beskrivelse
A	**100**	1.2	250	Begrenset effekt av forinjeksjon, poretrykksreduksjon til nivå for utsprengt tunnelsåle
B	**50**	1.2	500	High quality pre-grouting achieved, limiting pore pressure reduction

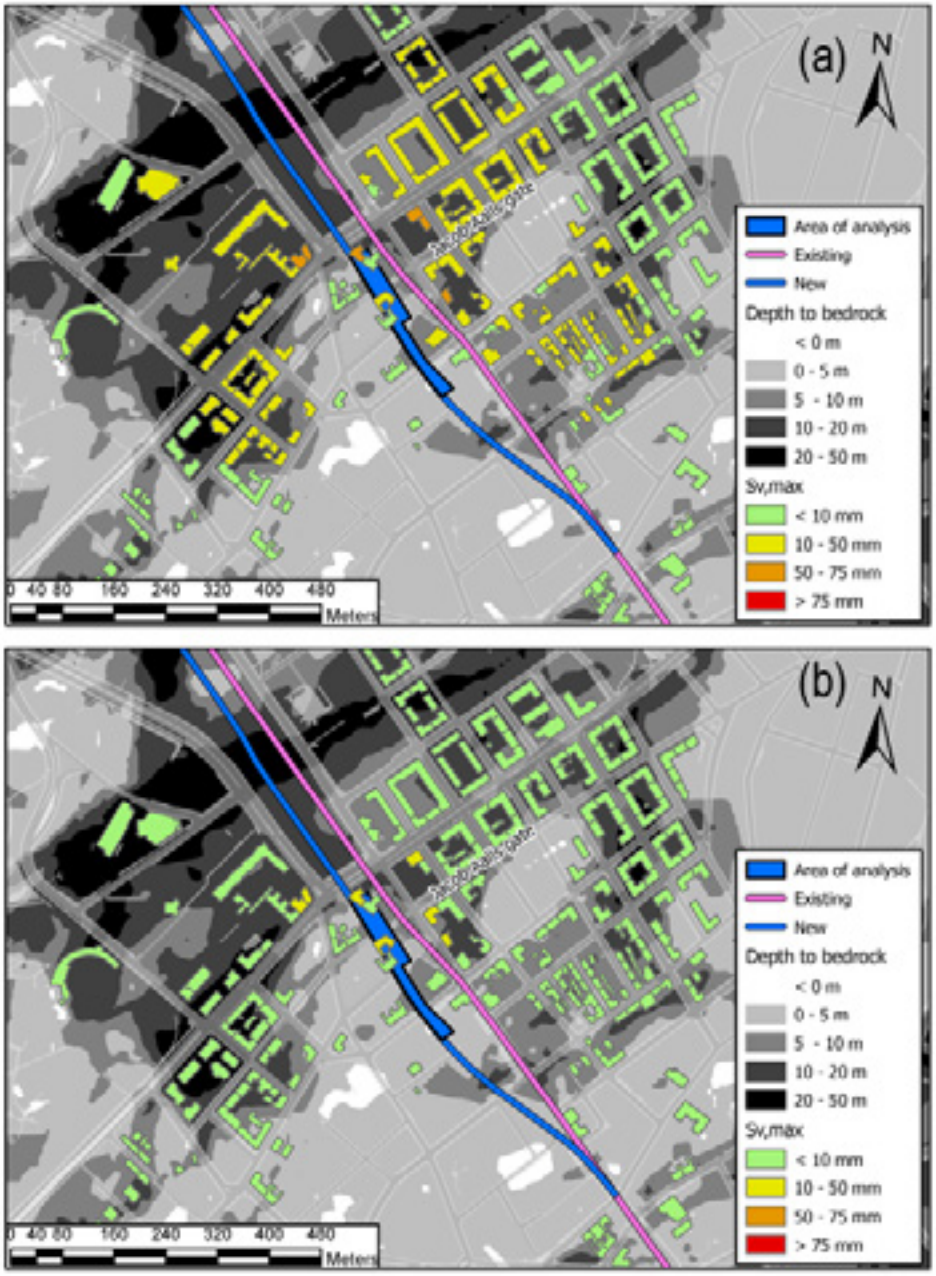
Setningene er beregnet for full konsolideringstid, det vil si at det antas en varig reduksjon av poretrykket, som vil være tilfellet for en forinjisert tunnel uten vanntett utstøping. For begge tilfellene vurderes alle bygninger i området som ikke er fundamentert på berg, totalt 284 bygninger. De vurderte faregradskartene for de to scenarioene vises i Figur 9. En oppsummering av resultatene er gitt i Tabell 4. Som referanse vil 80% av setningene oppstå etter omtrent 10-20 års konsolidering. Tabellen viser at det er vesentlig færre bygg som er vurdert innenfor lav faregradsklasse, og ingen bygninger innenfor moderat faregradsklasse hvis man klarer å begrense poretrykksreduksjonen til 5 m, sammenlignet med 10 m.

Tabell 4. Oppsummering av resultater med fordeling av bygninger i de fire ulike faregradsklassene.

Scenario	Antall bygninger fordelt på skadeklasse			
	Ubetydelig < 10 mm	Lav 10 - 50 mm	Moderat 50 - 75 mm	Høy > 75 mm
Scenario A (Δu = 10 m)	137	141	6	0
Scenario B (Δu = 5 m)	277	7	0	0

Resultatet for scenario A vises i Figur 9a, der antatt reduksjon av poretrykk med 10 m vil føre til setninger på 10-50 mm for en stor del av bygningene i områdene med leire. Noen bygninger nærmere tunnelen forventes å få setninger over 50 mm. Som figuren illustrerer, er influensområdet større enn 400 m.

Resultatet for scenario B med 5 m reduksjon av poretrykk ved berg vises i Figur 9b. Antallet bygninger med moderat påvirkning (10-50 mm setning) reduseres betydelig til bare 7 bygninger. Det er tydelig at kvaliteten på forinjeksjon og dermed reduksjonen av poretrykket har stor innvirkning på risikoen for bygningsskader i området. En større reduksjon av poretrykk medfører betydelig økt fare for setninger på bygg og økt skadepotensiale.



Figur 9. Resultater av faregradsvurdering for bygninger i området, øverst: scenario med 10 m poretrykksreduksjon, nederst: scenario med 5 m poretrykksreduksjon.

KONKLUSJON OG AVSLUTTENDE KOMMENTARER

Denne artikkelen presenterer en case-studie der sårbarhetsverktøy fra BegrensSkade-prosjektet er blitt tatt i bruk for planlegging av en fremtidig tunnel. Vurderingene har gitt innsikt i effektene av ulike scenarier for reduksjon av poretrykk, og viser, som forventet, viktigheten av å begrense reduksjonen av poretrykk for å redusere potensialet for bygningsskader. Konkret viser resultatene:

- Hvilke bygninger som krever ytterligere undersøkelser og mer detaljerte vurderinger.
- Vellykket forinjeksjonen av tunnelen er essensiell for å begrense setninger. Basert på dette kan man legge fokus på kartlegging av bergforhold, vurdere valg av injeksjonsutførelse og -materiale, samt kontrakt for utførelse.
- Resultatene gir et godt grunnlag for å utarbeide plan for overvåking og omfang og plassering av vanninfiltrasjonsbrønner.
- I tillegg har analysen bidratt til tverrfaglig forståelse mellom fagområdene ingeniørgeologi, geoteknikk og hydrogeologi, samt god kommunikasjon med byggherren knyttet til problemstillingen.

For å forbedre verktøyet bør det utføres videre arbeid for å kunne velge ulike parameter-sett for ulike delområder for å ta hensyn til variasjoner i grunnforholdene (spesielt OCR). I tillegg bør GIBV-verktøyet for dype utgravninger integreres med tunnelverktøyet, slik at man kan vurdere den samlede påvirkningen fra prosjekter med både åpne utgravinger og bergtunneler.

TAKK

Forfatterne takker Sporveien for tillatelse til å dele analyser fra prosjektet Majorstuen T-baneknutepunkt.

Utviklingen av GIBV-verktøyet ble gitt fra Forskningsrådet i bransjeprosjektet BegrensSkade II /Remedy (bevilgning 267674), med partnere: Veidekke, Skanska, Statens vegvesen, Bane NOR, Jetgrunn, Huth & Wien engineering, Geo fundamentering, Entreprenørservice, Keller, Geovita, Norconsult, Multiconsult, Rambøll, Finans Norge, Sintef, og NTNU.

REFERANSER

Dzegniuk, B., Hejmanowski, R., Sroka, A. (1997). Evaluation of the damage hazard to building objects on the mining areas considering the deformation course in time. Proceedings of the 10th Int. Congr. of the Int. Society for mining surveying. DOI: 10.13140/2.1.3356.3520

GIBV tool. https://github.com/norwegian-geotechnical-institute/REMEDY_GIS_RiskTool

Holmøy, K.H. (2008). Significance of geological parameters for predicting water leakage in hard rock tunnels. Norwegian University of Science and Technology. Dissertation

Janbu, N. (1970). Grunnlag i geoteknikk. Tapir forlag, Trondheim.

Karlsrud, K.; Erikstad, L; Snilsberg, P. (2003) *Undersøkelser og krav til innlekkasje for å ivareta ytre miljø*. Vegdirektoratet, Publikasjon Nr. 103.

Langford, J.; Holmøy, K.; Hansen, T. F.; Holter, K. G.; Stein, E. (2022) *Analysis of water ingress, grouting effort, and pore pressure reduction caused by hard rock tunnels in the Oslo region*. Tunnelling and Underground Space Technology, 130. https://doi.org/10.1016/j.tust.2022.104762

Lindstrøm, M., Kveen, A. (2005). Samfunnstjenlige vegtunneler 1998-2001. Sluttrapport. Vegdirektoratet Publikasjon Nr. 97., Report No. 105.

Peck, R.B. (1969). Deep excavation and tunnelling in soft ground. State-of-the-art-report, Mexico City, State of the Art Volume, Proc. 7th Int. Conf. on Soil Mech. Found. Eng., 225-290.

Piciullo, L; Ritter, S; Lysdahl, A. O.; Langford, J; Nadim, F (2020) Assessment of building damage due to excavation-induced displacements: The GIBV method, Tunnelling and Underground Space Technology, 108. https://doi.org/10.1016/j.tust.2020.103673

Piciullo, L., Ritter, S., Lysdahl, A.O.K., von der Tann, L. Langford, J., Nadim, F. (2022). The use of the GIBV method for monitoring the effects of urban excavations on built heritage. Geotechnical Engineering for the Preservation of Monuments and Historic sites II. CRC Press.

Rankin, W.J. (1988). Ground movements resulting from urban tunnelling: predictions and effect. Geological Society, London, Eng. Geo. Sp. 5, 79-92. https://doi.org/10.1144/GSL.ENG.1988.005.01.06

Schmidt B., 1969. *Settlements and ground movements associated with tunneling in soil*. University of Illinois at Urbana-Champaign.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2023

Dan Sergei Sukuvara
Multiconsult

A critical review of methods for design of backfill and tangent soil modulus

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPREGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2023

KI-BASERT PREDIKSJON AV POTENSIELL SQUEEZING I EN TBM-TUNNEL: JERNBANEFORBINDELSEN RISHIKESH-KARNAPRAYAG (INDIA)

AI based prediction of potential squeezing conditions in a TBM tunnel: Rail link Rishikesh-Karnaprayag (India)

Georg H. Erharter, Norwegian Geotechnical Institute, Oslo, Norway
Sumit Jain, Rail Vikas Nigam Limited (RVNL), New Delhi, India
Øyvind Dammyr, Norwegian Geotechnical Institute, Oslo, Norway
Rajinder Bhasin, Norwegian Geotechnical Institute, Oslo, Norway

SAMMENDRAG
Rail Vikas Nigam Limited (RVNL) bygger en 125 km lang bredsporet jernbaneforbindelse mellom Rishikesh og Karnaprayag i nedre Himalaya i India. På en av entreprisene bores det med to enkeltskjold tunnelboremaskiner (TBM) for hardt berg under utfordrende geologiske forhold, inkludert svak bergmasse og en overdekning på opptil 859 meter. For å optimalisere tunneldrivingen er TBM-ene utstyrt med toppmoderne instrumenter som gjør det mulig å oppdage ugunstige grunnforhold på et tidlig tidspunkt og dermed sette inn nødvendige tiltak i tide. Ved å bruke kutterhodet som et middel for grunnundersøkelser og et nytt "void measurement system" som måler avstanden mellom skjoldet og tunnelveggen, overvåkes data fra TBM drivingen kontinuerlig, og avanserte parametere som "specific excavation energy" eller "torque ratio" brukes til å tolke grunnforholdene på stuff. I tillegg utvikles det et system som bruker data fra seismikk på stuff som input i en maskinlæringsmodell til å forutsi geologiske forhold og potensielle utfordringer foran stuff. Denne artikkelen presenterer data-analysesystemet og diskuterer fordeler og utfordringer knyttet til analyse av høyoppløselige TBM-data.

SUMMARY
Rail Vikas Nigam Limited (RVNL) is constructing a 125 km broad gauge rail link between Rishikesh and Karnaprayag in the Indian lower Himalayas. One construction lot is currently being excavated with two single shield, hard rock tunnel boring machines (TBM) in challenging geological conditions including weak rocks and an overburden of up to 859 meters. To optimize the excavation performance, the TBMs are equipped with state-of-the-art instruments to permit early detection of unfavorable ground conditions and thus ensure the timely deployment of countermeasures. Using the cutterhead as a means of ground investigation as well as novel “void measurement devices”, the TBM operational data is continuously monitored and advanced parameters such as the specific excavation energy or the torque ratio are used for ground interpretation. Additionally, a system is currently under development that uses data from tunnel seimic predictions as input to a machine learning model and yields predictions of the geological conditions ahead of the current tunnel face as output. This contribution presents the current data analysis pipeline and discusses benefits and challenges associated with high-resolution TBM operational data analysis.

1. INNLEDNING

Rail Vikas Nigam Limited (RVNL) bygger en 125 km lang ny bredsporet jernbaneforbindelse mellom Rishikesh og Karnaprayag i delstaten Uttarakhand, som ligger i et av verdens mest utfordrende geologiske områder, Himalaya. Hele strekningen er delt inn i 10 entrepriser, hvorav den ene omfatter en 14,52 km lang tunnel (Tunnel-8) bygget som to parallelle enkeltsporstunneler. Tunnelboremaskiner (TBM) borer 10,50 km av tunnellengden, mens resten er drevet konvensjonelt. Tunnelboringen skjer i utfordrende bergforhold, med heterogene og svake bergarter med potensielt høye bergspenninger. Bruken av TBM har økt kraftig de siste tiårene, siden TBM gir mulighet for effektiv, rask og sikker driving av tunneler. Ugunstige bergmasseforhold kan imidlertid ha en betydelig påvirkning på maskinutnyttelsen, og det er derfor nødvendig å planlegge med risikoreduserende tiltak for å unngå lange driftsstopp på grunn av problemer som for eksempel "squeezing".

Rishikesh-Karnaprayag-prosjektet bruker toppmoderne maskiner som er utstyrt med moderne sensoriske systemer som gjør det mulig å få mest mulig informasjon om samspillet mellom TBM og bergmasse. I denne artikkelen presenteres databehandlingsprosessen som ble etablert for å kontinuerlig kunne tolke forholdene i de svake bergartene, for på den måten å kunne iverksette tiltak i tide hvis man møter på ugunstige forhold. Kapittel 2 presenterer bakgrunnsinformasjon om prosjektet og geologien. Kapittel 3 beskriver prosessen som ble utviklet for å tolke TBM-data ved hjelp av de nyeste TBM-parameter-forhold, og det nye VMS systemet ("void measurement system") som måler avstanden mellom skjoldet og tunnelveggen på tre steder langs skjoldet. I kapittel 4 presenteres tolkninger av påtrufne bergmasseforhold, og i kapittel 5 trekkes det noen konklusjoner og gis en oversikt over videre utviklingsmål.

2. BAKGRUNN

2.1 Jernbaneforbindelsen Rishikesh - Karnaprayag

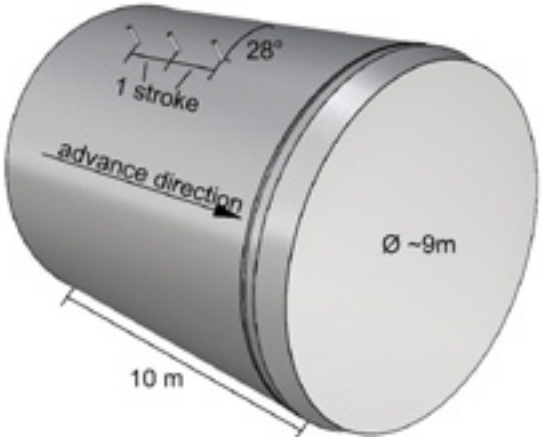


Figur 1: Skjematisk kart over jernbaneprosjektet Rishikesh Karnaprayag med TBM Tunnel-8 merket med gult.

Prosjektet ligger i den indiske delstaten Uttarakhand, som har de best besøkte turistmålene i landet, blant annet prominente Hindu pilegrims-destinasjoner kjent som Char Dham. Prosjektet ble først og fremst utviklet for å fremme den økonomiske utviklingen i regionen og for å støtte religiøse og turist aktiviteter ved å forbedre forbindelsene langs elvedalene Ganga og Alaknanda. Prosjektet starter fra den eksisterende Virbhadra jernbanestasjon ved km 0,00 (30°4'29.69"N 78°15'8.14"E) og ender ved Karnaprayag (30°17'17.11"N 79°14'48.18"E) ved

km 125.138. Jernbanelinjen vil forbinde viktige byer som Devprayag, Srinagar, Rudarprayag, Gauchar og Karanprayag gjennom de fem distriktene Dehradun, Tehri Garhwal, Pauri Garhwal, Rudraprayag og Chamoli (figur 1).

Det brukes to identiske Herrenknecht TBM-er på anlegget. Det er enkeltskjold-TBM-er for boring i hardt berg med en total skjoldlengde på ca. 10 m og med en diameter på kutterhodet på ca. 9 m. Skjoldet er svakt konisk for å unngå at blokker setter seg fast mellom skjold og bergkontur og for å gi bergmassen rom for å deformere seg. TBM-maskinene er også utstyrt med spesialteknologi, for eksempel muligheten til å forskyve kutterhodet horisontalt og vertikalt under boringen for å oppnå overboring ("overcut"/forstørret profil) uten å flytte/"offsete" eller bytte kutterne. Maskinene er utstyrt med et «void measurement system» (VMS) som består av tre sylindere på den ene siden av skjoldet som kan måle avstanden mellom skjoldet og tunnelveggen. Avstanden mellom VMS-sylindrene er nøyaktig en ringlengde for å muliggjøre gjentatte målinger på samme punkt av eventuelt deformerte tunnelvegger (se avsnitt 3.3). Figur 2 gir en oversikt over de viktigste geometriske egenskapene til TBM-ene.



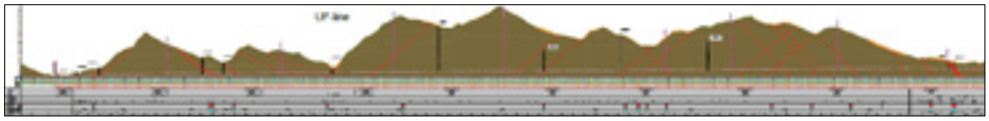
Figur 2: Skjematisk 3D-skisse av de viktigste geometriske egenskapene til TBM-ene på jernbaneprosjektet Rishikesh-Karnaprayag.

2.2 Geologisk bakgrunn

Den dominerende bergarten langs TBM-traséen er fyllitter fra Jaunsar-gruppen, som varierer mellom kvartsittfyllitt (tykt lagdelt) og skiferfyllitt. Overdekningen (avstand mellom terrengnivå og skinnenivå) varierer mellom 72 og 859 m. Den gjennomsnittlige enaksiale trykkfastheten (UCS) for intakt berg testet i laboratoriet varierer langs traséen fra 25 MPa til 45 MPa, med et samlet gjennomsnitt på ≈35 MPa. Gjennomsnittlig punklastindeks (IS_{50}) for prøver fra borehull før bygging var 2,58, og tester som utføres regelmessig under byggingen brukes til å kalibrere eller verifisere styrken til intakt berg. Gjennomsnittlig UCS/IS_{50}-forhold før bygging var 15,5. Dette forholdet ville gitt UCS = 38-40 MPa for prøvene som er testet under bygging. Et høyere UCS/IS_{50}-forhold på 22, som er rapportert fra tester under bygging, gir 54-57 MPa.

Rock mass rating (RMR) varierer mellom 25-55 (dårlig-middels) langs traséen. De fleste forkastnings-/skjærsoner (potensielt svake soner) langs TBM tunnelene har ikke blitt tildelt spesifikke RMR-verdier. Skjærsoner i områder drevet konvensjonelt har blitt tildelt RMR-verdier <20 (svært dårlig). Skjærsonene antas generelt å ha en bredde på ≈ 30 m. Kvaliteten på

bergmassen og bredden på svakhetssoner er, sammen med in-situ bergspenninger, viktige parametere for å kunne forutsi squeezing.

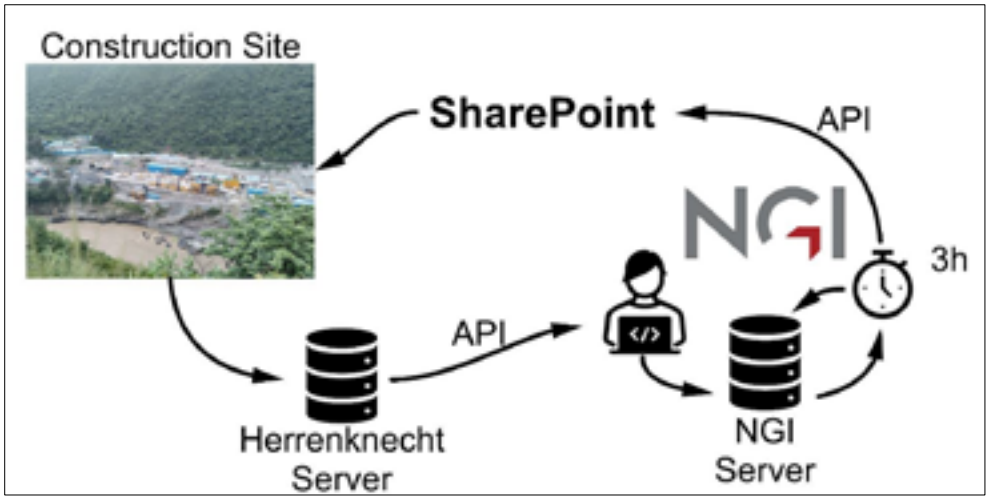


Figur 3: Geologisk tverrsnitt for TBM-tunnel 8 i jernbaneprosjektet Rishikesh-Karnaprayag.

3. ANALYSE AV TBM-DRIVEDATA

3.1 Pipeline for databehandling

For å kunne analysere TBM-data fra byggeplassen ble det utviklet et Python-basert system for dataanalyse som oppdateres kontinuerlig. Systemet består av flere trinn: i) TBM-data registreres på byggeplassen og overføres til Herrenknecht-serverne; ii) databehandlingssystemet får tilgang til Herrenknecht-serveren via et «application programming interface» (API) og henter de nyeste dataene; iii) databehandlingssystemet kjøres (for øyeblikket) automatisk hver tredje time, behandler alle nye data og utfører alle nødvendige analyser; iv) de nye analysene sendes til en SharePoint via et annet API og v) kan deretter hentes og vises på byggeplassen. Figur 4 viser en skjematisk oversikt over den utviklede databehandlingspipelinen.



Figur 4: Prosessdiagram som viser hvordan dataene overføres fra byggeplassen til NGIs servere, deretter behandles og analyseres og til slutt sendes tilbake til byggeplassen via SharePoint. Oppdateringene skjer (for øyeblikket) hver tredje time.

3.2 Konvensjonelle TBM-analyseparametere

Selv om det er mulig å hente ut mye informasjon direkte fra TBM-parametere som total matekraft eller kutterhodets dreiemoment, finnes det i dag en rekke mer informative, beregnede parametere som kan brukes til å hente ut mer informasjon om bergmassens oppførsel. Derfor ble følgende TBM-parametere beregnet:

«Thrust force loss» (F_r) som definert i formel 1, der F_t er TBMens totale matekraft og F_a er matekraften som virker på kutterhodet (se også Erharter et al. (2023) - avsnitt 2 for en detaljert beskrivelse av alle komponentene i F_r). Merk at denne parameteren bare kan beregnes for TBM-er der total matekraft og kraft på kutterhodet registreres separat.

$$F_r = F_t - F_a \tag{1}$$

«Specific penetration» (p_s) beregnes som angitt i formel 2, der p angir registrert "penetration" (inntrengning i berg) for kutterne i mm per rotasjon.

$$p_s = \frac{p}{F_a} \tag{2}$$

«Specific (excavation) energy» etter Teale (1965) er en parameter for energien som kreves for å bore ut en volumenhet bergmasse, og den kan deles inn i en rotasjons- og en skyvekomponent. Spesielt rotasjonsandelen av «specific energy» er godt egnet til å identifisere ulike typer bergmasse, som også forklart i Bergmeister and Reinhold (2017), der en lav «specific energy» i de fleste tilfeller tilsvarer lav bergmassestyrke og en høy «specific energy» det motsatte. I formel 3, angir e_r rotasjonsandelen av «specific energy», A arealet av stuffen, N kutterhoderotasjon og T kutterhodets dreiemoment.

$$e_r = \left(\frac{2\pi}{A}\right)\left(\frac{NT}{p}\right) \tag{3}$$

«Torque ratio» ble opprinnelig presentert av Radoncic et al. (2014) og representerer forholdet mellom det målte kutterhodemomentet (M_{real}) og et beregnet teoretisk kutterhodemoment ($M_{CH,th}$). Den er svært informativ for bergmasseforholdene, og etter flere års utvikling (Bach et al., 2018; Radončić et al., 2019) er den nå implementert i den nye østerriske kontraktsstandarden for TBM-driving ÖNORM B2203-2. Det teoretiske dreiemomentet kan beregnes i henhold til formel 4, der F_{tang} er den tangentielle kraften som virker på kutterne, n_{disk} er antall kuttere på kutterhodet, D_{BK} er kutterhodets radius i meter og M_0 er dreiemomentet som kreves for å rotere kutterhodet uten å ha inndrift.

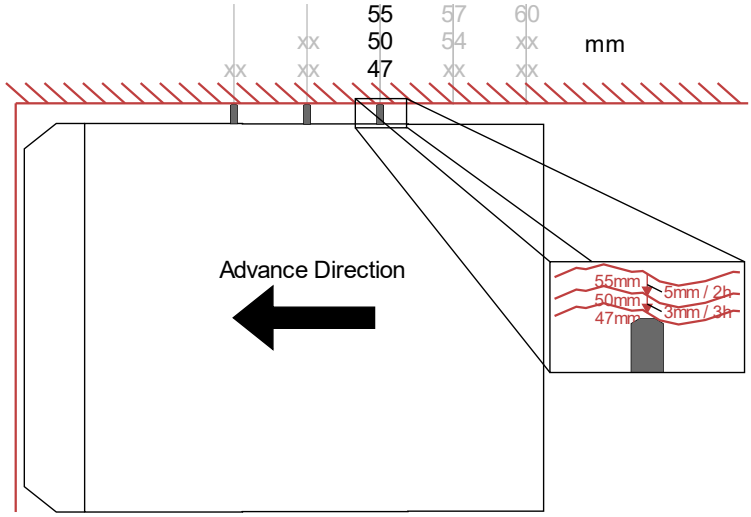
$$M_{CH,th} = 0.3 * F_{tang} * n_{disk} * D_{BK} + M_0 \tag{4}$$

Rad én til tre i figur 6 viser de ovennevnte beregnede parameterne for en eksempelseksjon for en av TBM-ene. I første halvdel av den viste seksjonen er det relativt harde bergmasser som kjennetegnes av høy «specific energy», lav «specific penetration» og få svingninger i «Torque ratio». I andre halvdel er det flere svakhetssoner som kjennetegnes av generelt lavere «specific energy», høyere «specific penetration» og flere utslag over 1 i «Torque ratio».

3.3 Data fra "void measurement system"

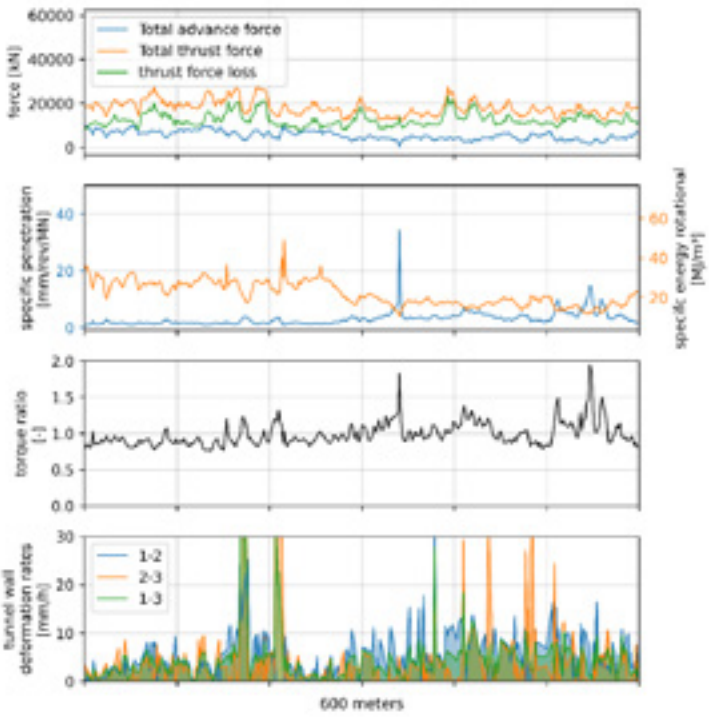
Som beskrevet i avsnitt 2.1 er TBM-ene utstyrt med et nytt «void measurement system» (VMS). VMS består av tre sylindere på den ene siden av skjoldet som brukes til å måle størrelsen på skjoldspalten (avstanden mellom skjoldet og tunnelveggen) etter hvert fremflytt/hver ring. Ettersom avstanden mellom de tre VMS-sylindrene tilsvarer lengden på en ring, måles ett enkelt punkt på tunnelveggen tre ganger, noe som gjør det mulig å beregne tunnelveggens deformasjonshastighet.

Et eksempel er vist i figur 5, der den første VMS-en målte en skjoldspalte på 55 mm; en ring og 2 timer senere målte den andre VMS-en en spalte på 50 mm; en ring og 3 timer senere målte den tredje VMS-en en spalte på 47 mm. På grunnlag av disse målingene kan man lage en serie med deformasjonshastigheter, der deformasjonshastigheten mellom VMS 1 og 2 var 2,5 mm/t og mellom VMS 2 og 3 1 mm/t. Ved å utføre disse målingene kontinuerlig kan deformasjonshastigheten i tunnelveggen beregnes kontinuerlig gjennom hele tunnelen. En utfordring ved tolkningen av disse dataene er at de er følsomme for TBM-posisjonen. Hvis fremflyttet ikke blir helt fulført, eller hvis TBM-en driver litt lenger enn en hel ringlengde - noe som kan skje på grunn av fleksibiliteten i systemet - vil ikke nøyaktig samme punkt i tunnelen bli målt ved påfølgende målinger med VMS-systemet. Hvis ulike punkter måles, vil tunnelveggens ujevnheter få stor innvirkning, og målingene kan ikke lenger gi pålitelige deformasjonshastigheter.



Figur 5: Forklarende skjematisk fremstilling av hvordan tunnelveggens deformasjonshastighet kan hentes ut fra «void measurement system» som er installert på TBM-ene. Måling av skjoldspalten etter hvert fremflytt gir en serie skjoldspalter som kan brukes til å beregne deformasjonshastigheter.

En siste fordel med VMS-målingene er likevel at de også er en god indikator på forekomsten av overberg eller andre uregelmessigheter i tunnelkonturen, når de måler en større avstand til konturen enn det som kan forventes på bakgrunn av kutterhodedimensjonen og eventuell overboring. Figur 6 viser deformasjonsdata for tunnelveggen (fjerde rad) og sammenhengen med andre TBM-data.



Figur 6: Eksempel på en 600 m lang seksjon med TBM-data fra en av maskinene. 1. rad: Total matekraft og kutterhodets matekraft og differansen mellom disse; 2. rad: «specific penetration» (blå) og rotasjonsandel av «specific energy» (oransje); 3. rad: «torque ratio»; 4. rad: deformasjonshastigheter i tunnelveggen basert på «void measurement system».

4. OBSERVASJONER OG TOLKNING

Tabell 1: Tolkning av TBM-data og «void measurement system».

Specific penetration	**Specific energy**	**Torque ratio**	**Deformation rates**	**Shield gap size**	**Tolkning**
lav	høy	stabil på rundt 1	lav	normal	Gunstige forhold med hardt berg
høy	lav	fluktuerende med verdiutslag > 1	evt. økt	normal	Svakere bergmasse eller svakhetssoner; potensielt squeezing av bergmasse
høy / fluktuerende	høy & fluktuerende	fluktuerende	Ikke pålitelig målbar	maksimum	Heterogen og svak bergmasse med overberg; evt. lave bergspenningsforhold

Det utviklede systemet for TBM-databehandling gir et helhetlig bilde av forholdene på stuff. Kontinuerlig observasjon av samspillet mellom de ulike parameterne i kombinasjon med observasjoner på byggeplassen gjør det mulig å tolke forholdene i bergmassene som vist i tabell 1.

Det må bemerkes at tolkningene i tabell 1 er basert på de bergmasseforholdene som hittil er påtruffet, og at de derfor kan endres og utvides under den pågående drivingen. Betegnelsene "lav" og "høy" skal forstås som relative størrelser i forhold til de hittil eksisterende måleseriene. «Torque ratio» er funnet å være rundt 1 under vanlige driveforhold, noe som også er en stedsspesifikk verdi som kan endres for andre prosjekter (Bach et al., 2018).

5. BRUK AV KI FOR PREDIKSJON FORAN STUFF

Anvendelsen av kunstig intelligens (KI) i TBM-tunneldriving har økt kraftig de siste årene, og har gitt lovende resultater når det gjelder å klassifisere bergmasseforholdene (Erharter et al., 2019; Hansen et al., 2022) og til og med kontrollere driveprosessen (Erharter et al., 2021; Erharter and Hansen, 2022). Det er imidlertid en utfordring å forutsi de geologiske forholdene foran stuff, siden prediksjonsevnen er svært avhengig av tilgjengelige inngangsdata.

På Rishikesh-Karnaprajag-prosjektet brukes et "tunnel seismic prediction"-system (TSP) for å kunne forutsi de geologiske forholdene foran stuff i den fremste TBM tunnelen. Ca. hver 100 meter genereres seismiske signaler fra en permanent hammer installert på TBMen. Geofysiske parametere for bergmassen, for eksempel p- og s-bølgehastigheter registreres og tolkes, før dataene er klare for videre bruk i et AI-basert system som klassifiserer den videre fremdriften til TBM-en som "vanlig" eller "eksepsjonell". Dette gir TBM-operatøren en indikasjon på hvor det må utvises ekstra forsiktighet. Den anvendte maskinlæringspipelinen er under konstant utvikling, men akkurat nå brukes "random forest"-klassifikatorer (Breiman, 2001) som viser topp ytelse i klassifisering av tabelldata (Grinsztajn et al., 2022) til denne oppgaven. For øyeblikket er det mulig å forutsi "eksepsjonelle" driveforhold med en nøyaktighet på rundt 60 %, og ytelsen øker med økende mengde data fra byggeplassen.

6. KONKLUSJON OG VIDEREUTVIKLING

Det er utfordrende å drive TBM-tunneler i bergmasseforhold som i nedre Himalaya, og det kreves spesielle tiltak for å sikre høy produksjonshastighet og reduksjon av geologisk risiko. I Rishikesh-Karnaprayag-prosjektet ble det besluttet å bruke TBM-er som er utstyrt med toppmoderne sensorer for kontinuerlig overvåking av samspillet mellom TBM-ene og bergmassen. Denne overvåkingen skal sikre at ugunstige forhold i bergmassen oppdages så tidlig som mulig, slik at tiltak (f.eks. økning av tunnelprofilet ved overboring eller injeksjon av bentonitt) kan iverksettes i tide.

Så langt har kontinuerlig og automatisk overvåking og tolkning av TBM-data vist seg å være et velegnet verktøy for dette formålet. Det presenterte rammeverket for databehandling er imidlertid under kontinuerlig utvikling for å i) øke evnen til å fungere som et system for tidlig varsling av ugunstige geologiske forhold og ii) implementere metoder for å forutsi ugunstige geologiske forhold i foran stuff. For å oppnå sistnevnte brukes det seismiske prognosesystemer for tunneler for å få enda mer informasjon fra området foran stuff. Til slutt vil maskinlæring (et underfelt av kunstig intelligens) (Marcher et al., 2020) bli brukt til å integrere alle disse datakildene for å oppnå best mulig prediksjon av potensielle utfordringer.

KILDER

Bach, D., Holzer, W., Leitner, W., Radončić, N., 2018. The use of TBM process data as a normative basis of the contractual advance classification for TBM advances in hard rock. Geomechanik und Tunnelbau 11, 505–518.

Bergmeister, K., Reinhold, C., 2017. Learning and optimization from the exploratory tunnel - Brenner Base Tunnel. Geomechanik und Tunnelbau 10, 467–476.

Breiman, L., 2001. Random Forests. Machine Learning 45, 5–32.

Erharter, G.H., Goliasch, R., Marcher, T., 2023. On the Effect of Shield Friction in Hard Rock TBM Excavation. Rock Mech Rock Eng. https://doi.org/10.1007/s00603-022-03211-0.

Erharter, G.H., Hansen, T.F., 2022. Towards optimized TBM cutter changing policies with reinforcement learning. Geomechanics and Tunnelling 15, 665–670.

Erharter, G.H., Hansen, T.F., Liu, Z., Marcher, T., 2021. Reinforcement learning based process optimization and strategy development in conventional tunneling. Automation in Construction 127.

Erharter, G.H., Marcher, T., Reinhold, C., 2019. Application of artificial neural networks for Underground construction – Chances and challenges – Insights from the BBT exploratory tunnel Ahrental Pfons. Geomechanik und Tunnelbau 12, 472–477.

Grinsztajn, L., Oyallon, E., Varoquaux, G., 2022. Why do tree-based models still outperform deep learning on tabular data?, in: 6th Conference on Neural Information Processing Systems (NeurIPS 2022). Track on Datasets and Benchmarks, New Orleans.

Hansen, T.F., Erharter, G.H., Marcher, T., Liu, Z., Tørresen, J., 2022. Improving face decisions in tunnelling by machine learning-based MWD analysis. Geomechanics and Tunnelling 15, 222–231.

Marcher, T., Erharter, G.H., Winkler, M., 2020. Machine Learning in tunnelling – Capabilities and challenges. Geomechanik und Tunnelbau 13, 191–198.

Radoncic, N., Hein, M., Moritz, B., 2014. Determination of the system behaviour based on data analysis of a hard rock shield TBM / Analyse der Maschinenparameter zur Erfassung des Systemverhaltens beim Hartgesteins-Schildvortrieb. Geomechanik und Tunnelbau 7, 565–576.

Radončić, N., Purrer, W., Pichler, K., 2019. A model for fair compensation of construction costs in TBM tunneling: A novel contribution. In: Peila, D., Viggiani, G., Celestino, T. (Eds.) Tunnels and Underground Cities: Engineering and Innovation meet Archaeology, Architecture and Art. CRC Press, pp. 4567–4573.

Teale, R., 1965. The concept of specific energy in rock drilling. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts 2, 245.

Hanne E. Wiig
Styreleder i Norsk Bergmekanikkgruppe

Lederens 10 minutter

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

MODELLFORSØK OG NUMERISK SIMULERING AV OVERBELASTNING AV FORANKRINGSSTAG I FRIKSJONS- OG LAVKOHESIVE MATERIALER

Laboratory investigations on the mode of failure in frictional and low-cohesive materials under the load of a ground anchor

Hanna Margrete Høgset, Rambøll AS
Are Håvard Høien, Statens vegvesen
Charlie Chunlin Li, NTNU

SAMMENDRAG
En studie av bruddforløp i friksjons- og lavkohesive materialer som er belastet av et forankringsstag, simulert gjennom flere småskala modellforsøk og 2D numerisk simulering. Testapparatet er designet for å kunne visuelt studere hvordan brudd i materialene utvikler seg i sammenheng med lasten som påføres forankringsstaget. De ulike prøvene viser felles last-deformasjon-oppførsel, som kan karakteriseres i fire faser. Fasene korresponderer med synlig utvikling av et trekantformet bruddlegeme i materialet. Resultatene har vist at materialets motstand mot brudd betydelig overgår vekten av det definerte bruddlegemet. Både de fysiske modellforsøkene og de numeriske simuleringene antyder at motstanden kan forklares av en mobilisering av skjærstyrken i testmaterialet.

SUMMARY

A study of failure progression in frictional and low-cohesive materials loaded by an anchoring rod, simulated through several small-scale model tests and 2D numerical simulation. The test apparatus is designed to be allow for visual studies of how failure in the materials develops in connection with the load applied to the anchoring rod. The different tests show a common load-deformation behaviour, which can be characterized in four phases. The phases correspond to the visible development of a triangular fracture body in the material. The results show that the material's resistance to anchor pull-out significantly exceeds the weight of the defined pull-out body. Both the physical model tests and the numerical simulations suggest that the resistance can be explained by a mobilization of the shear strength in the test material.

1 Introduksjon

Forankringsstag brukes til å stabilisere skråninger, støttemurer og stor infrastruktur som bygningsfundamenter, vindturbiner, betongdammer og brotårn. Det er viktig å sikre at stagene er riktig dimensjonert, da brudd i staget kan føre til strukturelle skader og potensielt store økonomiske eller samfunnsmessige konsekvenser. Stag som er forankret i berg eller løsmasser overfører en strekkbelastning til massene i grunnen. Prinsippene bak forankringsdimensjonering er primært basert på fire bruddmekanismer (se også Fig. 1):

A) brudd i selve staget
B) brudd i grensesnittet mellom stag og mørtel
C) brudd i grensesnittet mellom mørtel og bergmassen
D) brudd og uttrekk av et kjegleformet legeme av berg-/løsmasse

Bruddmekanismene A) og B) er grundig studert og godt kjent. På den andre siden er det stor usikkerhet knyttet til mekanismene C) og D), da det i dag er begrenset kunnskap om hvordan brudd oppstår og utvikler seg i berget/løsmassene, samt i grensesnittet mellom berg og mørtel ved overbelastning av stag. Denne artikkelen tar for seg bruddmekanisme D) og undersøker bruddforløpet i friksjons- og lavkohesive materialer under belastningen av et stag.

Confidential

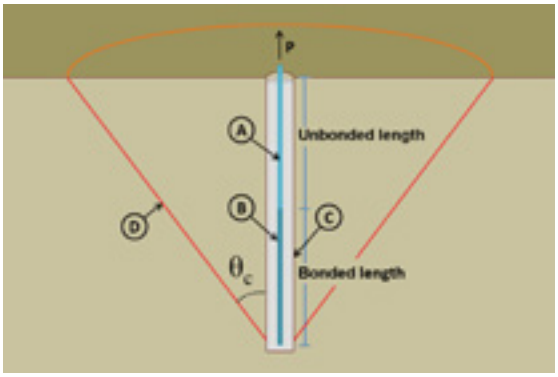


Fig. 1 Bruddmodus: (A) brudd i stålet; (B) grensesnitt stag og mørtel; (C) grensesnitt mørtel og berg; og (D) brudd i bergmassen

Forutsatt at grensesnittet mellom mørtel og bergart forblir intakt, eksisterer det flere metoder for å beregne bergmassens evne til å motstå uttrekk av en forankring i en isotrop bergart. Alle metodene forutsetter at et definert bergmasselegeme, med en enkel geometrisk form av en omvendt kjegle, trekkes opp fra bakken av den aksiale kraften som påføres staget. Hovedtilnærmingene for å analysere legemets motstand mot oppløft er gjennom: (1) bergmassens vekt eller (2) kjegleoverflatens skjærstyrke (Ongstad and Bergh-Christensen 2010).

Den første tilnærmingen, at uttrekk kun motvirkes av vekten til kjeglemassen av berg-/løsmasse, er den mest konservative metoden for å estimere motstanden mot uttrekk. Her forutsettes det at et kjegleformet legeme er fullstendig løsnet fra det omgivende materialet slik at overflatene ikke har noen skjærstyrke, og derved ikke genererer noe overflatefriksjon. Disse forutsetningene ser bort fra at materialet sannsynligvis har skjær- og/eller strekkfasthet som må overskrides for at uttrekk skal være mulig.

Den andre tilnærmingen forutsetter også brudd i et kjeglelegeme, men antar at skjærstyrken, strekkstyrken eller kohesjonen til bergmassen alene gir motstanden mot oppløfting av legemet. (Coates, 1970; Hobst og Zajíc, 1983 (Coates 1970; Hobst and Zajíc 1983; American society of civil engineers 1966; Brown 2015; Kim and Cho 2012).

Styrke og kohesjon er konstanter som avhenger av kvaliteten på bergmassen. For tilfeller der in-situ spenninger er null eller svært lave, og ingen andre spenninger påføres fra strukturer på bergmassen, kan skjærstyrken konservativt antas å være lik bergmassekohesjonen (US Army Corps of Engineers, 1994). En tredje måte er å legge både vekten av kjeglen og estimert motstand fra kohesjon, skjær- eller strekkstyrke på den totale løftemotstanden (Brown 2015).

Vinkelen på kjeglen varieres i henhold til antatte bergmasseegenskaper. Vanligvis brukes ned til 60° for svak, tett oppsprukket eller forvitret bergmasse, og 90 ° for sterke bergarter med lite sprekker. Det kan også brukes 80° for bergmasse av moderat kvalitet, eller 120 ° for høykvalitets bergmasse (Pedersen and Knutson 2004; Wyllie 2009; Statens vegvesen 2018). Plasseringen av kjeglespissen er typisk i midten eller enden av forankret lengde, og er til en viss grad avhengig av bergmassekvaliteten. Vanligvis antas kjeglespissen å være i midten av forankret lengde når det er snakk om bergmasse av lav kvalitet eller i tilfeller der egenskapene er ukjente på grunn av manglende data. Kjeglespissen antas å være i enden når bergmassen er av god kvalitet med få sprekker, bekreftet ved f.eks. uttrekksforsøk, eller hvis lastene fra staget overføres til bergmassen ved bruk av en endeplate eller kiler (Littlejohn and Bruce 1977). Brown (2015) sier også at en antakelse om 90° kjeglevinkel ikke trenger å være riktig for dype stag, fordi avstanden til overflaten har vist å ha en effekt for grunne, fullt innstøpte stag.

I et friksjonsmateriale uten kohesivitet regnes et forankringsstag som i nøytral tilstand når det er belastet utelukkende av vekten fra de overliggende massene. Hvis en staget påføres er strekkraft som

Confidential

er mindre enn eller lik denne vekten, vil ikke staget bevege seg. Bruk av denne likevekten som et designkriterium fører imidlertid til borehullsdybder og stagtverrsnitt med meget høy sikkerhetsfaktor. Dette designkriteriet blir derfor sjeldent anvendt i praksis. Ved å tillate en viss deformasjon i grunnen over staget og en viss grad av uttrekk, kan det vurderes større stagbelastninger enn om ingen bevegelse tillates. Den eksakte spenningstilstanden i grunnen som følge av stagspenningen er imidlertid vanskelig å uttrykke teoretisk. Dette er bl.a. fordi materialet ikke kan betraktes som elastisk mens det gjennomgår plastisk deformasjon og strekkspenninger kan oppstå. Skjærbrudd forventes ta form som en opp-ned kjegle rundt staget idet den endelige skjærstyrken er nådd ved overflaten. Kjeglevinkelen er lik to ganger vinkelen for indre friksjon, φ (Hobst and Zajíc 1983).

Forankringens kapasitet i løsmasser er avhengig av løsmassenes komprimeringsgrad. Økende komprimering øker friksjonskraften på den potensielle overflaten for skjærbruddet samt koeffisienter for tverrutvidelse. Spenninger fra staget overføres til en kil i den forankrede sonen og fører til radielle spenninger. De radielle spenningene øker med komprimeringsgraden til løsmassene, og bidrar til økt skjærstyrke og motstand mot uttrekk. Komprimerte løsmasser viser ofte dilatans ved skjærbrudd, noe som igjen øker spenningene, og dermed hindrer ytterligere uttrekking av staget. I mindre komprimert løsmasse kan et påbegynt skjærbrudd føre til økt komprimering, som igjen reduserer jordvolumet rundt forankringssonen. Dette gjør det vanskelig å sikre tilstrekkelig høy motstand mot uttrekk i ukomprimerte løsmasser. (Hobst and Zajíc 1983)

Til tross for tidligere og omfattende forskning på stagforankringer, er det fortsatt mangel på forståelse for stagets samvirke med omkringliggende jordmasser under oppløfting. De fleste studier har fokusert på å måle den endelige formen til det uttrukne legemet (Liu et al. 2012) og har ikke sett på hvordan bruddet utvikles.

Et hovedspørsmål er (1) om bruddet oppstår på hele overflaten av kjeglen øyeblikkelig eller (2) om bruddet utvikler seg fra bunnen av staget med progressivt bruddforløp til en kjegleform. Når det gjelder (1) er en beregning med skjærkapasiteten til materialet hensiktsmessig, derimot i tilfelle (2) bør man bruke en tilnærming som tar hensyn til initiering av bruddet og et progressivt bruddforløp.

Målet med studien er derfor å undersøke bruddforløpet i grunn som består at friksjonsmaterialer og av materialer med lav kohesjon, forårsaket av overbelastning av et innstøpt stag med en fri lengde mot overflaten. Dette inkluderer også å se på brudd- og lastutviklingen som er observert, og dens mulige påvirkning på kapasitetsberegninger for stag.

2 Utarbeidelse av fysisk modelltesting

2.1 Riggdesign

En mini testrigg (se Fig. 2) ble designet og bygget ved Institutt for geovitenskap og petroleum (IGP) ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet, hvor testingen ble utført. Den består av en stiv lasteramme i stål med avtagbare, 10 mm tykke, gjennomsiktige PVC-glassplater montert på begge sider av rammen. PVC-platene og stålrammen danner et kammer med innvendige mål 60 cm (bredde) × 40 cm (høyde) × 10 cm (dybde), som skal inneholde testmaterialene. En 4 cm bred, 10 cm dyp og 41 cm høy blokk i termoplast (polyoksymetylen POM) er montert i et styrespor i midten av bunnen av testkammeret. Denne POM-blokken representerer staget. For å lage en stagsokkel som mobiliserer materialet under belastning, er en 20 cm lang seksjon på hver av blokkflatene som vender mot testmaterialent i kammeret frest med horisontale, halvsirkulære riller (radius 3,5 mm, avstand 5,5 mm). Den øverste 20 cm delen av blokken er glatt for å representere den frie staglengden, da den glatte overflaten forårsaker minimal mobilisering.

I virkeligheten påføres staget en belastning fra toppen av forankringslengden. Forankringslengden er fullt mobilisert og beveger seg mer eller mindre stivt når det oppstår kjegleformet brudd i materialet rundt staget. Det antas at bruddet ikke vil bli påvirket av om belastningen påføres på toppen eller bunnen av forankringslengden. Av praktiske årsaker påføres derfor belastningen fra bunnen av staget i forsøkene. Staget er plassert i styresporet/slisse i stålrammen oppå en manuell hydraulisk jekk som

Confidential

hviler på riggens stålfot. I denne posisjonen stikker den rillede seksjonen 16 cm inn i testkammeret. Ved pumping av jekken skyves staget vertikalt inn i testkammeret. Jekken er utstyrt med et vertikalt ekstensometer og lastecelle. Et digitalkamera i et stativ filmer den ene siden av riggen, og er koblet til en datamaskin som samtidig logger data fra belastningscellen og ekstensometeret under testene. Videoopptaket synkroniseres automatisk til ekstensometer- og lastregistreringene.

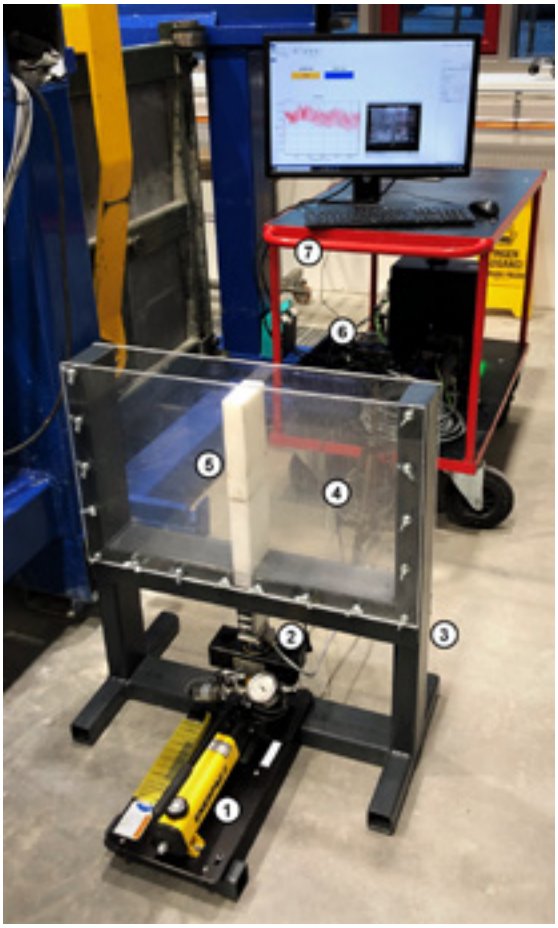


Fig. 2 Testriggoppsett: 1) Manuell hydraulisk jekk; 2) lastcelle og ekstensometer; 3) stålramme; 4) prøvekammer/PVC testkammer; 5) stagblokk; 6) kamera; 7) datamaskin og skjerm

2.2 Prøvematerialer

I studien ble det utført seks tester med forskjellige materialkonfigurasjoner vist i Tabell 1. Materialene i A- og B-testene var friksjonsmaterialer med ulike kornstørrelser, mens C var lavkohesive materialer. For A- og B-testene ble det brukt ett tørt og ett fuktig materiale. C-testene brukte kun én kornstørrelse som ble tilsatt små mengder sement i to forskjellige v/c-forhold. Grunnbergarten for alle materialer var eklogitt som var knust og siktet. For flere detaljer om materialene, se Tabell 2 og Tabell 3.

Tabell 1Testkonfigurasjoner

Materiale	Antall tester
A.1: Tørr 0-3 mm eklogitt	2
A.2: Fuktig 0-3 mm eklogitt	2
B.1: Tørr 0,5-6,3 mm eklogitt	2

Confidential

B.2: Fuktig 0,5-6,3 mm eklogitt	2
C.1: 0-3 mm eklogitt, 4 % sement	1
C.2: 0-3 mm eklogitt, 2 % sement	1

Tabell 2 Egenskaper til materialene brukt i A- og B-testene

		Eklogitt, 0-3 mm		Eklogitt, 0,5-6,3 mm	
Parameter	**Enhet**	**Tørr (A.1)**	**Fuktig (A.2)**	**Tørr (B.1)**	**Fuktig (B.2)**
Fuktinnhold, w	%	Tørke	7	Tørke	5
Gjennomsnittlig løs tetthet, ρ_L	kg/l	1.8	1.5	1.8	1.6
Gjennomsnittlig komprimert tetthet, ρ_C	kg/l	2.1	2.3	2.1	2.1
Graderingstall, C_u		22		4.5	
Maksimum friksjonsvinkel, φ_{maks} *	◦	39	35	43	38
Residual friksjonsvinkel, φ_{cr} **	◦	36	-	38	-

*Fra direkte skjær test på moderat komprimerte prøver etter tilnærmingen beskrevet av Opsal (2017)

**φ_{cr} er lik residual friksjonsvinkel etter max last for tester som utviser maksimum verdi

Tabell 3 Egenskaper til materialene brukt i C-testene

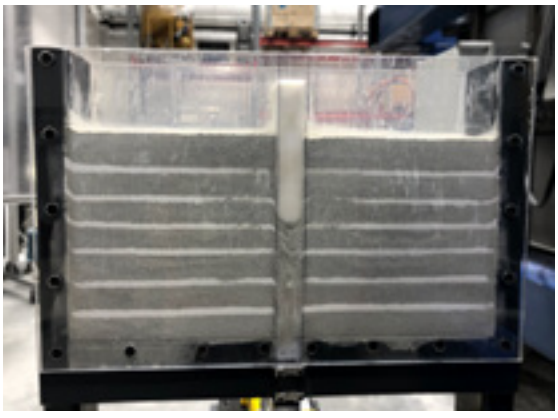
Testmateriale	**Komponent (vekt %)**			**Herdetid**	**w/c Forhold**	**Tetthet (kg/dm ^{3}) ***	**UCS (MPa) ***
	0-3 mm eklogitt	*Vann (w)*	*Sement (c)*				
C.1	84	12	4	3 dager	4	2.26	0,660
C.2	86	12	2	3 dager	6	2,33	0,473

*Verdier oppgitt som gjennomsnitt fra 3 kjerneprøver.

2.3 Prøveforberedelse

For klargjøring av prøvene i riggen ble det brukt to forskjellige metoder, en for friksjonsmaterialene og en for lavkohesive.

For test A og B ble materialet lagt lagvis inn i testriggen. Hvert lag besto av ca. 3 liter materiale og ble komprimert ved å banke 60 ganger for hånd med en komprimator. Etter hver komprimering ble et hvitt kontrastmineral lagt inntil PVC-glassoverflaten for å gi en visuell referanse under testen. For å begrense utbuling av PVC-glasset ble kammeret klemt med klemmer før fyllings- og komprimeringsprosessen startet. Høyden på prøvematerialet var ca. 30 cm. Et eksempel kan sees i Fig. 3.



Confidential

Fig. 3 Eksempel på friksjonstest klar til å kjøres

For C-testene var prosedyren for prøvepreparering litt annerledes. For å hindre at sementen festet seg til PVC-platene, ble de smurt med formolje. Den våte materialblandingen ble plassert i testkammeret i én operasjon, moderat komprimert for hånd for å fjerne luftlommer, og fikk herde i 3 dager. På dag 2 ble PVC-platene løsnet litt fra materialet for å la overflødig fuktighet fordampe og for å sikre at materialet løsner fra overflatene. Før testing, på dag 3, ble PVC-platene satt sammen igjen.

Under test C.1 ble det oppdaget at friksjonen mellom riggsidene og materialet var for lav, da prøven begynte å gli oppover. For C.1 ble dette løst ved å klemme klosser på toppen av prøven på hver side (se Fig. 4) og for prøve C.2 ble det løst ved å øke friksjonen i prøve/rigg-grensesnittet med grovt sandpapir.



Fig. 4 Oppsett av test med lavt kohesivt materiale, C.1.

2.4 Testprosedyre

Testprosedyren var lik for alle testene. Testingen startet med å pumpe den hydrauliske jekken for å sette trykk på staget. Den vertikale deformasjonen og trykket ble registrert under videre jekking mens bruddet i testmaterialet ble tatt opp av videokameraet. Staget ble trykksatt til det gled gjennom materialet eller til jekken nådde sin maksimale forlengelse (50 mm).

2.5 Apparatkalibrering

For å estimere den indre friksjonen til stagblokken mellom PVC-platene ble det utført en kalibrering uten noe materiale i kammeret. Kalibreringstesten ble utført før oppstart av forsøkene og gjentatt etter siste forsøk for å kontrollere om denne verdien har endret seg under bruk. Den indre friksjonen før forsøkene varierer mellom ca. 0,35-4,0 kN etter 1 mm deformasjon, og 0,26-0,33 kN etter siste forsøk. Reduksjonen er sannsynligvis forårsaket av maling på stålet som slites av og en liten utbuling av PVC-platene.

2.6 Beregning av uttrekksmotstand

Som nevnt innledningsvis har uttrekksmotstanden to komponenter: Vekten av uttrekkslegemet (F_W) og motstanden mot brudd i materialet (F_M) som staget er omsluttet av. For disse testene kan de forskjellige komponentene skilles fra hverandre ved å ta eliminere kraften fra testriggens indre friksjon (F_{sys}). Volumet til det koniske uttrekkslegemet beregnes først:

Confidential

$$V = tan\,\alpha \times (h - x)^2 \times w \quad (1)$$

hvor h er materialhøyden før testen. Høyden fra testkammerets bunn til der bruddplanet treffer stagblokken er *x,* og *w* er dybden på testkammeret. Vekten til uttrekkslegemet blir deretter funnet ved:

$$F_W = \rho_c \times V \times g \quad (1)$$

hvor g er tyngdeakselerasjonen, 9,8 m/s ^{2}.

Man kan da finne en estimert korrigert maksimum motstand (P_c) ved å trekke systemets gjennomsnittlige indre friksjon fra maksimum last (P), P_c =P - F_{sys}. Da blir det også mulig å beregne forholdet mellom F_M og P_c. Se kapittel 3.4.

3 Resultater fra fysisk modelltesting

3.1 Friksjonsmaterialets oppførsel

Last/deformasjons-kurvene fra prøver med friksjonsmaterialene er vist i Fig. 5 og Fig. 6. Basert på kurvene er det vanskelig å identifisere forskjeller knyttet til variasjonen i partikkelstørrelse og gradering. Det ser imidlertid ut til at det er forskjell på de tørre og de fuktige prøvene, hvor de tørre prøvene gir/viser langsommere bruddutvikling med hensyn til deformasjonen enn de fuktige. Til tross for forskjellen i deformasjonsatferd, ga alle testene last/deformasjons-kurver med en typisk utvikling, som kan beskrives ved fire karakteristiske faser: (1) elastisk/lineær utvikling (2) pre-peak brudd, (3) post-peak svekkelse/avtakende motstand, (4) løfte-/slippfase, som er vist i Fig. 7.

Fase 1, den elastiske/lineære utviklingen, er preget av en bratt lastøkning i løpet av de første 1,0-1,5 mm med stagdeformasjon. Deretter, i fase 2, ved tidspunkt for den første synlige deformasjon, begynner kurvens helning å avta med ytterligere deformasjon inntil staget oppnår sin maksimale last ved ca. 5 mm deformasjon. Bruddet begynner å dannes i løpet av denne fasen og den starter som en liten separasjon av materialet nær bunnen av stagblokken og forplanter seg i form av en V mot prøveoverflaten (se Fig. 8). Selve bruddlegemet er typisk smalere enn den totale mobiliserte delen av materialet. Bruddet fortsetter å forplante seg idet staget når og passerer maks last, og går dermed inn i svekkelsesfasen/post-peak. Det ser imidlertid ut til at det er en liten forskjell mellom tørr og fuktig eklogitt der overgangen fra fase 1 til fase 2 er mer gradvis og starter tidligere for eklogitten som er tilsatt vann. Man kan også se at gjennomsnittlig maksimallast er høyere for de tørre enn for de fuktige prøvene.

Post-peak-fasen er preget av videreutvikling av bruddutbredelsen, og staglasten gradvis avtar med deformasjon. I de fleste tilfeller ser bruddet ut til å ha utviklet seg fullt ut til overflaten (se Fig. 9) ved 2-4 mm deformasjon etter oppnådd makslast. Merk at det nøyaktige tidspunktet når bruddet har nådd overflaten er vanskelig å bestemme i noen av testene, da det ble observert at bruddsporet kunne være dekket av løst materiale som falt fra undersiden av uttrekkslegemet etter hvert som bruddfronten beveget seg oppover. Når bruddplanene ser ut til å ha nådd overflaten, avtar staglasten med deformasjonen. Lasten avtar med en oppførsel mellom lineært og eksponentielt, samtidig som uttrekkslegemet blir mer definert/separert fra det underliggende materialet (se Fig. 10).

Confidential

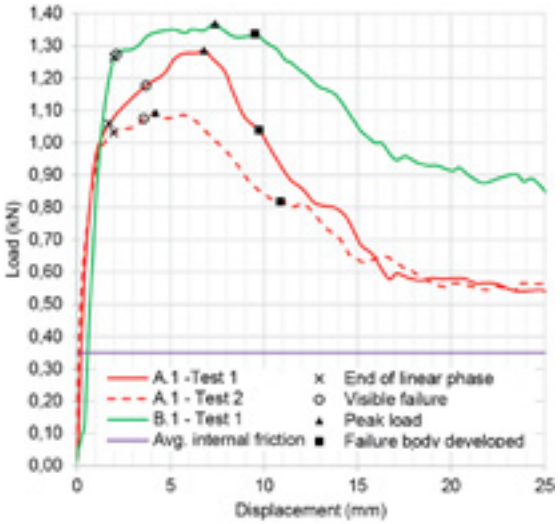


Fig. 5 Last/deformasjonsforhold for testing av tørt friksjonsmateriale. Data fra B.1 – Test 2 mangler på grunn av problemer med opptaksutstyret.

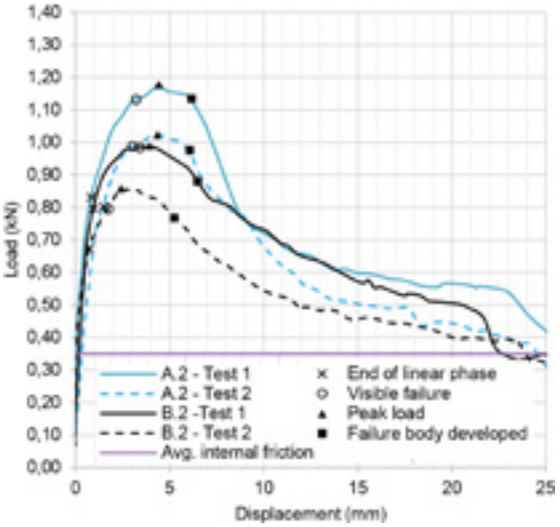
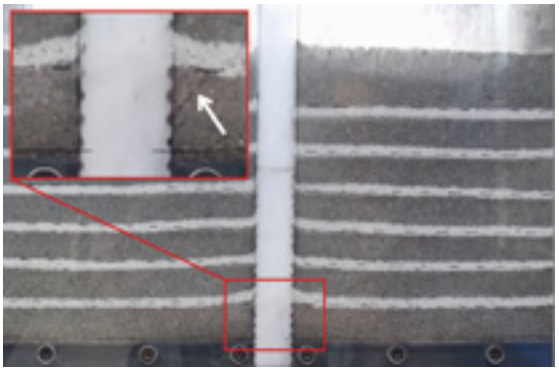


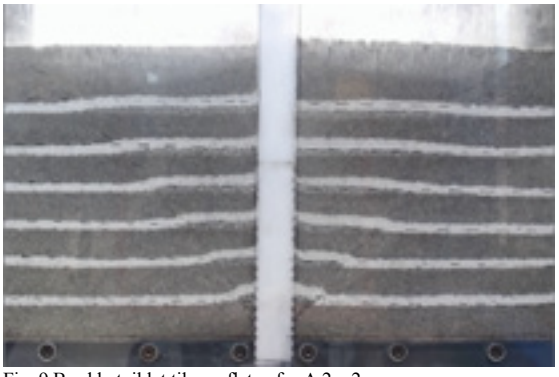
Fig. 6 Last/deformasjonsforhold for friksjonsmaterialet med tilsatt vann.

Confidential



Fig. 7 Karakteristisk last-deformasjon basert på de lavkohesive testene


Fig. 8 Start av dannelsen av en V-formet brudd i A.2 – 1, markert som en sirkel i Fig. 5.


Fig. 9 Brudd utviklet til overflaten for A.2 – 2

Confidential

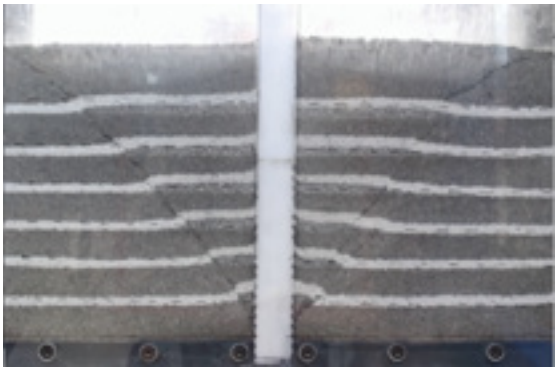


Fig. 10 Brudd etter videreutvikling for A.2 – 2

3.2 Lav-kohesiv-materialets oppførsel

Resultater fra de lavkohesive prøvene viser en viss likhet med friksjonsmaterialene beskrevet ovenfor (se Fig. 11), nemlig den nesten lineære, brå lastøkningen i pre-peak-fasen, etterfulgt av initieringen av et bruddplan. Til forskjell fra friksjonsmaterialene, hvor bruddet utvikler seg fra et punkt nær bunnen av staget, oppstår bruddet i midten av hver halvside av de lavkohesive prøvene, som vist i Fig. 12 og Fig. 13. Bruddet dannes ved maksimum last for prøve C.2 (prøven med 2% sementinnhold) mens før topplasten for C.1 (prøven med 4% sementinnhold). Etter at det første bruddet oppstår, vokser det i begge retninger – ned mot bunnen og mot overflaten, og utvikler seg til et V-formet bruddlegeme.

Når det gjelder C.1, stopper bruddet på et punkt som ligger under blokkene på overflaten før det når topplasten. Herfra vises flere brudd i en sone som ligger under hjørnene på blokkene. Denne sonen utvikler seg til overflaten samtidig som motstanden reduseres i post-peak-fasen, se Fig. 14.

For C.2, når bruddet har nådd overflaten/sidene etter 5 mm deformasjon, er det kun små broer av intakt materiale som bidrar til stagets motstand, som vist på Fig. 15. Ettersom disse gradvis brytes av, reduseres belastningen med deformasjon, og nærmer seg til slutt en belastning som tilsvarer systemets indre friksjon pluss vekten av det endelige bruddlegemet.

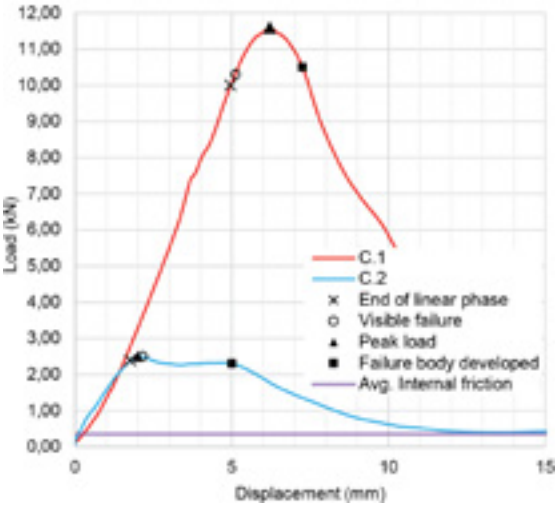


Fig. 11 Last/deformasjonsforhold for friksjonsmaterialtestingen.

Confidential

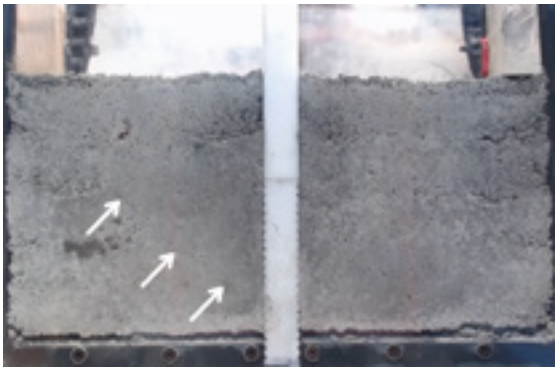


Fig. 12 Bruddstart av test C.1

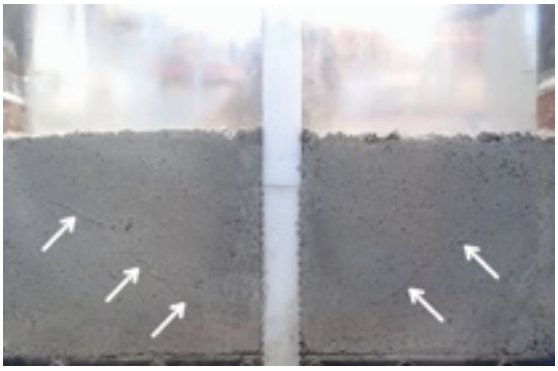


Fig. 13Bruddstart av test C.2

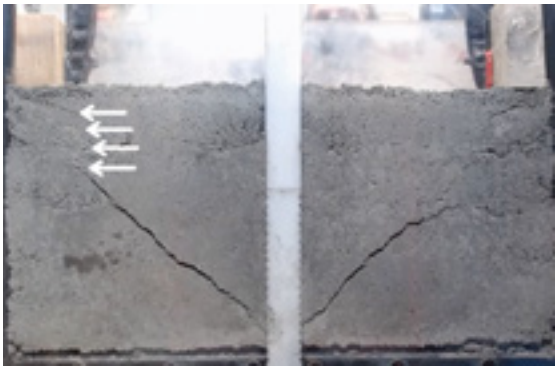


Fig. 14Bruddmønster for test C.1 Bruddsone som går oppover overflaten, med en rekke sub-horisontale brudd under blokken.

Confidential

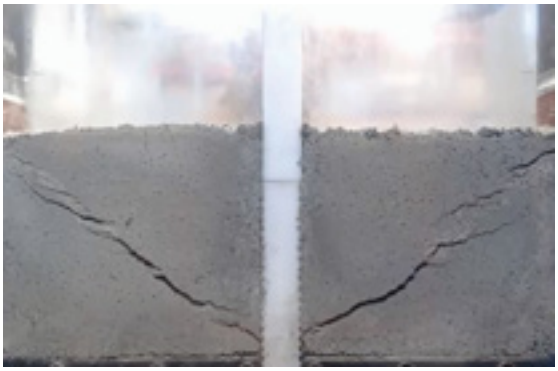


Fig. 15Bruddmønster for test C.2.

3.3 Målinger av bruddlegeme

Målingene av bruddlegemet er presentert i Tabell 4 og inkluderer hvor bruddlinjene treffer stagblokken, målt vertikalt på stagblokken fra bunnen av testkammeret (se eksempel fra test A.2 - 2, Fig. 16a)); vinkelen til de første bruddplanene til stagblokken (se Fig. 16b)), samt vinkelen til den endelige bruddformen (måles i midten av prøve, se Fig. 16c). I tilfeller der den endelige vinkelen nede ved stagblokken avviker sterkt fra den opprinnelige vinkelen, er den endelige vinkelen også oppført, ellers forblir vinkelen omtrent den samme som opprinnelig.

Tabell 4 Målte verdier av bruddlegemer. Vinkler er oppført som henholdsvis venstre og høyre sidemål.

Test	**Spisspunkt [cm]**		**Vinkel ved sokkel [◦]**		**Vinkel i sentrum [◦]**	**Beskrivelse av bruddform**
			Første	*Endelig*	*Endelig*	
	Venstre	Ikke sant	L/R	L/R	L/R	
A.1 - 1	4.0	3.0	29 26		40 38	Omvendt kjegle med konkave sider
A.1 - 2	3.0	3.5	42 36		42 36	Omvendt kjegle med rette sider
A.2 - 1	1.0	1.0	43 43		39 38	Omvendt kjegle med konkave sider
A.2 - 2	1.0	2.5	42 52	32 28	42 36	Omvendt kjegle med konkave sider
B.1 - 1	1.5	1.5	45 52	30 30	30 30	Omvendt kjegle med konkave sider; kontinuerlig krympende; brudd ved stag beveger seg oppover
B.1 - 2	1.5	1.5	25 50	35 34	32 34	Tulipanformet; kontinuerlig krympende; brudd ved stag beveger seg oppover
B.2 - 1	3.5	4.5	32 36		32 36	Omvendt kjegle med lett konkave sider
B.2 - 2	3.5	4.0	31 37		37 38	Omvendt kjegle med konkave sider
C.1	2.0	3.0		50 50	50 50	Omvendt kjegle, svakt konkav på den ene siden
C.2	1.5	2.5		55 55	55 55	Omvendt kjegle, rette sider

Confidential

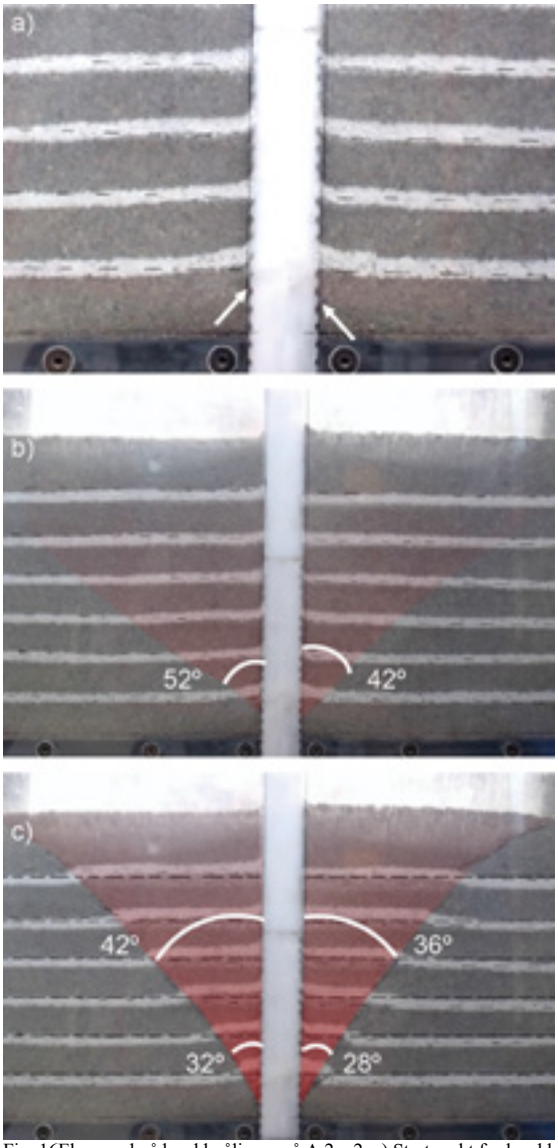


Fig. 16Eksempel på bruddmålinger på A.2 – 2. a) Startpunkt for bruddstart b) Startvinkel på bruddflater c) Form på endelig bruddlegeme

3.4 Beregning av uttrekksmotstand

Uttrekksmotstanden forårsaket av vekten til uttrekkslegemet og materialmotstanden mot brudd er beregnet ved å bruke metoden beskrevet i kapitel 2.6 og vist i Tabell 5. I beregningene ble det brukt en F_{sys} på 0,355 kN og den bredeste uttrekksvinkelen observert i testene. Som vist i den nederste raden, forholdet mellom belastningen fra friksjonskomponenten og den korrigerte maksimale lasten, forklares opptil 85 % av den totale belastningen som friksjonskraft for løsmassene og opptil 98 % for lavkohesivt materiale.

Confidential

Tabell 5 Beregning av motstand fra vekt av uttrekkslegeme, W, ved de bredeste vinklene observert i hver friksjonsmaterialtest.

Test		A.1 - 1	A.1 - 2	A.2 - 1	A.2 - 2	B.1 - 1	B.2 - 1	B.2 - 2	C.1	C.2
Volum, V	m^3	$6{,}12 \cdot 10^{-3}$	$5{,}83 \cdot 10^{-3}$	$6{,}80 \cdot 10^{-3}$	$8{,}02 \cdot 10^{-3}$	$9{,}26 \cdot 10^{-3}$	$4{,}21 \cdot 10^{-3}$	$4{,}90 \cdot 10^{-3}$	$8{,}93 \cdot 10^{-3}$	$5{,}56 \cdot 10^{-3}$
Vekt, F_W	kN	0,126	0,123	0,153	0,181	0,191	0,087	0,101	0,198	0,127
Toppkraft, P	kN	1.20	0,968	1.04	0,853	1.16	0,773	0,901	11.6	2,50
Gj.sn. res. F_{sys}	kN	0,355	0,355	0,355	0,355	0,355	0,355	0,355	0,355	0,355
Corr. P, P_c	kN	0,847	0,613	0,685	0,498	0,806	0,418	0,546	11.2	2.14
F_M	kN	0,721	0,493	0,532	0,317	0,615	0,331	0,446	11.0	2.02
F_M/P_c		0,85	0,80	0,78	0,64	0,76	0,79	0,82	0,98	0,82

4 Numerisk modellering

Todimensjonale numeriske modeller ble laget i RS2 (Rocscience Inc. 2020) for å gjenskape forsøkene i den fysiske testriggen så nøyaktig som mulig. På den måten kan man undersøke videre hvilke parametere som er viktige for bruddutvikling og deformasjon, og få en indikasjon på hva som kan skje ved andre forhold enn de som ble fysisk testet. Det viste seg meget vanskelig å modellere de lavkohesive testene da modellen er meget sensitiv for spesielt elastisitetsmodul og raten lasten påføres på. Det ser ut til at forsøkene er helt i grensen for hva denne koden kan simulere og det måtte derfor bli benyttet E-moduler som avviker fra laboratorietestene for å oppnå fornuftige resultater i noen av modellene.

4.1 Utforming av numeriske modeller

4.1.1 Geometri og randbetingelser

En modell med samme dimensjoner som testkammeret og "stagblokken" ble opprettet (se Fig. 17) og tildelt følgende grensebetingelser:

- fri flate på toppen på testmaterialet
- faste vertikale ytre grenser
- ruller på den horisontale, nedre grensen
- faste hjørner
- sprekker mot stagblokken

Grensesnittet mellom testmaterialet og den bevegelige blokken ble modellert ved å lage to forskjellige sprekkeflater rundt blokken - en kunstig sterk sprekk som representerer den grove sokkelen, "Socket Joint", den andre en svak, kalt "Smooth Joint". Disse sprekkeoverflatene er nødvendige fordi modellene vil oppføre seg som et kontinuum hvis kun materialgrenser brukes til å skille materialene, og dermed ikke tillate at det oppstår glidning mellom materialene. RS2 tillater at både elastisk og uelastisk glidning kan forekomme langs en sprekkegrense, og sprekker tildeles styrke- og stivhetsegenskaper som styrer hvordan grensene/sprekkene reagerer.

Det oppstår imidlertid et problem på stedet der stagblokken og nedre materialgrenser skjærer hverandre da nodene må tilfredsstille den virkelige fysiske oppførselen til begge: a) den ubevegelige bunnrammen, og b) det bevegelige grensesnittet til blokken når den passerer denne plasseringen. Løsningen var å bruke en fast node på disse to punktene. Problemet med kompatibilitet ble løst ved å sørge for at den vertikale deformasjonen ikke oversteg den lokale elementstørrelsen på disse punktene.

Confidential

Derfor ble mesh-elementtettheten økt til over 10,0 mm fra bunnrammen mens elementene ved de faste nodene ble satt litt større.

De faste nodene skaper imidlertid urealistisk høye og lave spenninger inne i stagblokken på disse punktene. Dette betyr at bruk av last for å styre deformasjonen ikke vil være hensiktsmessig for dette oppsettet, og det ble derfor satt en fast deformasjon i flere steg for å kontrollere stagbevegelsen. Resultater fra de fysiske modellene viste at brudd starter i god tid før sokkelen når 10 mm deformasjon, som er en grense for modellen på grunn av de faste nodene. Tabell 6 viser den påsatte vertikale deformasjonen til stagblokken i hvert trinn.

Tabell 6 Tildelt vertikal deformasjon på stagblokkens skjøtegrenser på hvert trinn

Steg nr.	Deformasjon [mm]
1	0,0
2	0,5
3	0,75
4	1.0
5	1.5
6	2.0
7	2.5
8	3.0
9	3.5
10	4.0
11	4.5
12	5.0
1. 3	5.5
14	6.0
15	6.5
16	7,0

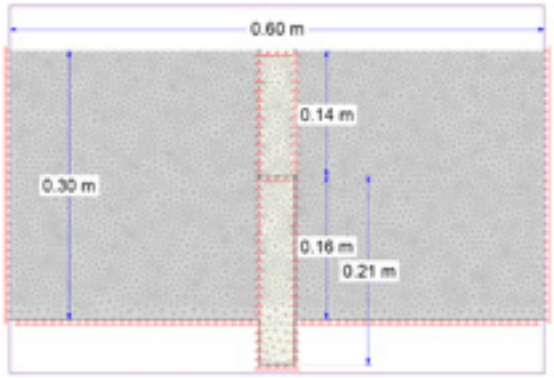


Fig. 17Geometrioppsett, maske- og grenseforhold for modell i RS2 for Soil 1- initial stage.

4.1.2 Materialparametere

De valgte materialparametrene stammer fra både laboratorietester og erfaringsverdier. Fysiske laboratorietester på materiale A.1 (0-3 mm tørr eklogitt) danner grunnlaget for inputparametere i materialmodell «Soil 1». Verdier for E-modul og Poissons ratio er estimert fra typiske jordegenskaper (Subramanian, 2008). Modell Rock 1 og Rock 2 har som mål å gjenskape funn fra tester på de lavkohesive materialene, C.1 (0-3 mm eklogitt, 4 % sement) og C.2 (0-3 mm eklogitt, 2 % sement). E-

Confidential

modulene for Rock 1 og Rock 2 måtte settes kunstig lave for å oppnå likhet med de fysiske testene. Kohesjonsverdien estimeres ved å konstruere Mohrs sirkel med gjennomsnittlige UCS-verdier og antatte indre friksjonsvinkler på 60º og 55º for henholdsvis Rock 1 og Rock 2. Strekkstyrken ble estimert til 0,1 x kohesjonen, deretter justert inkrementelt basert på samsvar mellom de fysiske observasjonene og de numeriske resultatene De endelige materialinnsatsegenskapene brukt i modellene er oppført i Tabell 7og Tabell 8.

Tabell 7 Mekaniske egenskaper til skjøter som definerer den bevegelige blokken.

Sprekk	Bruddkriterium	Strekk-styrke [MPa]	Maks kohesjon [MPa]	Maks friksjonsvinkel [°]	Normal stivhet [MPa/m]	Skjærstivhet [MPa/m]
Smooth	Mohr-Coulomb	0,0	0,0	0,1	1000	100
Socket	Ingen	N/A	N/A	N/A	2000	2000

Tabell 8 Materialinngangsverdier

Eiendom	Soil 1	Rock 1	Rock 2	Stagblokk
Enhetsvekt (MN/m3)	0,0210	0,0226	0,0233	0,0270
Stivhet				
Poissons forhold, ν	0,25	0,30	0,30	0,10
E-modul [MPa]	100	32*	5*	50 000
Residual Young's Modulus [MPa]	N/A	N/A	N/A	N/A
Bruddkriterium	MC	MC	MC	MC
Materialtype	Plast	Plast	Plast	Plast
Styrke				
Maksimal strekkstyrke [MPa]	0	0,075	0,060	10
Toppfriksjonsvinkel [°]	39	60	55	45
Peak Cohesion [MPa]	0	0,12	0,075	50
Gjenværende friksjonsvinkel [°]	36	40	40	N/A
Residual Cohesion [MPa]	0	0	0	N/A
Utvidelsesvinkel [°]	0	0	0	N/A

*kunstig lav E-modul

4.1.3 Spenninger

Spenningene i modellene er basert på vekten av det overliggende materialet og med et vertikalt til horisontalt spenningsforhold på k = 1. For Soil 1-modellen ble det påført en ekstra innlåst horisontal spenning på 0,0001 MPa for å simulere en liten horisontal spenningsøkning fra komprimeringen i den fysiske modellen. Generelt var modellens opprinnelige spenningstilstand relativt liten sammenlignet med spenningene indusert av bevegelsen til stagblokken.

4.1.4 Sprekkeparametere

Smooth Joint ble tildelt en ubetydelig lav styrke da den er ment å gli fra første bevegelse. Stagblokken er ikke tilordnet et glide-kriterium, noe som betyr at kontaktdeformasjonen er proporsjonal med normal- og skjærstivhet. På denne måten vil fokuset være på å studere brudd i selve prøvematerialet, snarere enn på kontaktflaten.

4.2 Numeriske modelleringsresultater

Som nevnt i kapittel 4.1.2 tar de tre materialmodellene sikte på å reprodusere de fysiske materialtestene A.1 (Soil 1), C.1 (Rock 1) og C.2 (Rock 2). I det følgende presenteres en analyse av de tre modellene.

4.2.1 Material Soil 1

I Fig. 18 er spenningstilstanden for σ_1 vist etter 1 og 3,5 mm stagdeformasjon. Endringen av orienteringen til σ_1 og σ_3 skjer allerede når bare en liten deformasjon er påført stagblokken. σ_1 buer seg synlig fra et område med spenningskonsentrasjon ved kontaktflaten på stagblokken mot

Confidential

materialoverflaten, og er konsentrert i en V-formet sone med spiss 3,5 mm fra stagbasen. Retningen til σ_1 skråner ca. 45º fra stagets akse, som vist i Fig. 18 a). Etter 4 mm deformasjon, som er omtrentlig når synlig brudd først startet i den fysiske testen (A.1 – 1), har spenningssonen har blitt smalere, til 33º-35º fra stagets akse.

Ved å studere den totale deformasjonen over flere steg viser plottene at staget mobiliserer materialet i en bred V-formasjon. Den påvirkede sonen har sin bunn 1,0-1,5 cm fra stagbasen og strekker seg til nesten hele overflatens bredde. Fig. 19 viser den totale deformasjonen ved 1,0 mm stagdeformasjon, hvor bevegelsen først ble observerbar i en V-formet del av den fysiske prøven. Legg også merke til at deformasjonen av overflatematerialet nær staget overstiger stagets deformasjon noe.

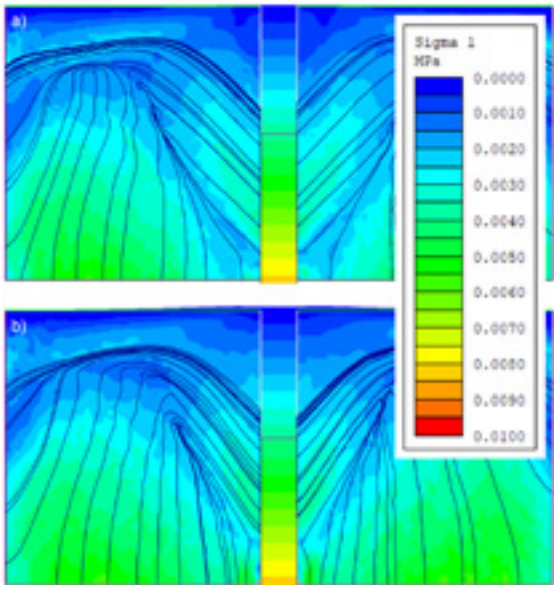


Fig. 18 σ_1 spenningstilstand (farger) og retningen til σ_1 som spenningsstrømningslinjer (blå) ved, a) 1,0 mm stagdeformasjon og b) 4 mm deformasjon

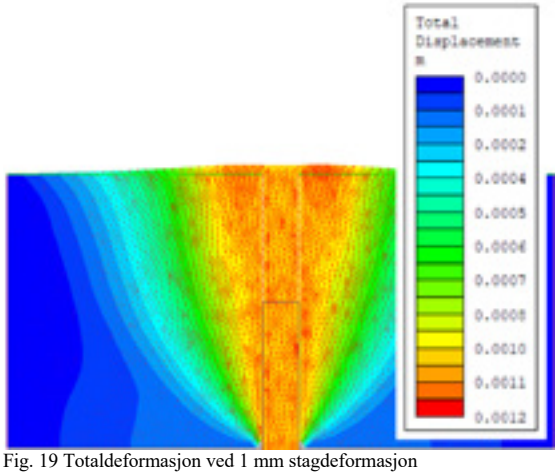


Fig. 19 Totaldeformasjon ved 1 mm stagdeformasjon

Confidential

4.2.2 Material Rock 1

Siden modellen for Rock 1 tar sikte på å reprodusere den fysiske testen av materiale C.1, ble noen av grensebetingelsene endret fra det som er beskrevet for Soil 1. Den numeriske modellen er satt opp for å samsvare med modifikasjonene til den fysiske modellen, vist i Fig. 4, og har derfor vertikalt fikserte noder på overflaten som strekker seg 4,0 cm inn fra de øverste hjørnene, og ruller horisontalt.

Når en liten deformasjon ble påført staget, forårsaket det en reorientering av hovedspenningene, og initierte både skjær- og strekkbrudd i materialet. σ_1 konsentrerer seg i et punkt rundt 3,5-4,0 cm opp på stagsokkelen, og forgrener seg utover (se Fig. 20) på skrått fra stagaksen i form av en stor V. En tynn bruddsone følger sonen for spenningskonsentrasjon i bunnen.

Spenningen innenfor den σ_1 -påvirkede sonen fortsatte å stige ettersom staget forskjøv seg oppover og skjær- og strekkbruddet fortsatte å forgrene seg i en bred U-form fra omtrent 4 cm opp på stagsokkelen som vist i fig. Fig. 21. Etter at det første bruddet forplantet seg til veggene, dukket det opp nye fra samme lokasjon. Disse hadde en smalere vinkel fra stagaksen, mellom 65º -50º, og strekker seg opp til 11 cm inn i materialet. Etter 5,0 mm stagdeformasjon går materialet til brudd innenfor trykksonen og skaper et nytt bruddlegeme som vist i Fig. 21b).

Deformasjonene styres i stor grad av omfanget av bruddet i hvert steg. Se Fig. 22. Det første bruddet skaper et stort legeme som forskyver seg oppover med staget. Under den ligger materialet i ro. Det andre bruddlegemet, avgrenset av de 50º skrånende bruddene, fortsetter å forskyves med staget, mens bevegelsen under det gradvis avtar.

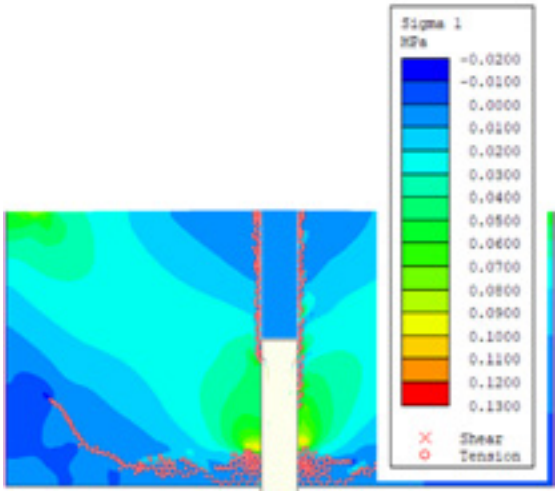


Fig. 20 σ_1 spenningstilstand ved 0,5 mm stagdeformasjon

Confidential

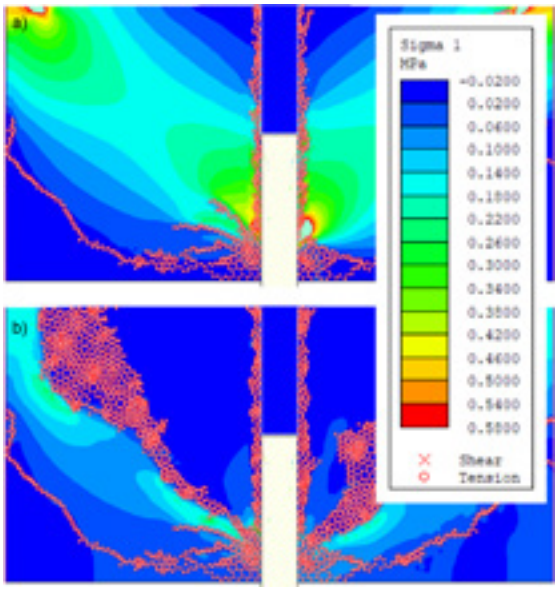


Fig. 21 σ_1 spenningstilstand (konturplott) ved, a) 4,5 mm stagdeformasjon og b) 5,0 mm deformasjon

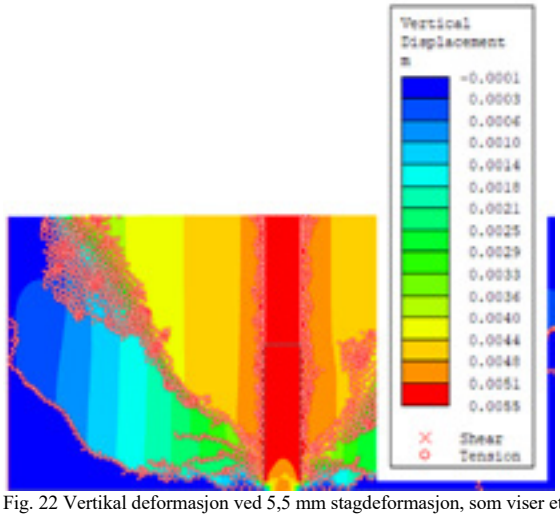


Fig. 22 Vertikal deformasjon ved 5,5 mm stagdeformasjon, som viser et nytt tydelig utviklet bruddlegeme.

4.2.3 Material Rock 2

Materialhøyden i modellen senkes til 20 cm for å tilsvare den fysiske testen C.2. Grenseforholdene på siden og toppen er ikke modifisert som for Rock 1 og er dermed de samme som for Soil 1. I likhet med både Soil 1 og Rock 1 fører en liten deformasjon av staget til en reorientering av hovedspenningene, hvor σ_1 er konsentrert innenfor en spenningsbue med brudd plassert på sokkelen 2,0-2,5 fra bunn. Et kombinert strekk- og skjærbrudd starter ved stagsokkelen og forplanter seg utover med en helning på 55º-60º, etter σ_1 -banene (Fig. 23). Bruddet følger formen til den økte trykksonen og sammenfaller med områdene med størst spenning.

Bruddutviklingen starter nesten momentant og har allerede begynt å forplante seg ved en stagdeformasjon på 0,5 mm og man kan se, vist i Fig. 24, at den totale deformasjonen er sterkt relatert

Confidential

til bruddbredden. Etter hvert som staget fortsetter å forskyves, utvides bruddet og skaper et tydelig avgrenset legeme. Under den er materialet i ro som vist i Fig. 25.

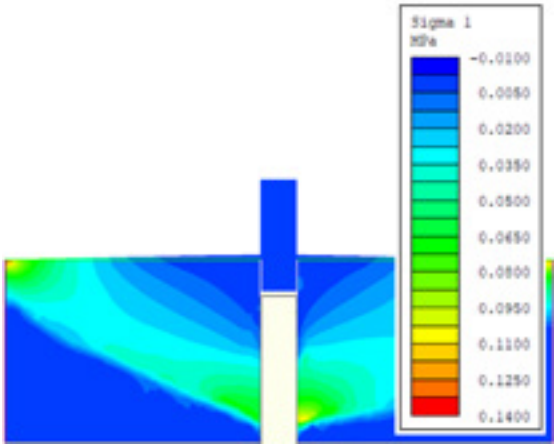


Fig. 23 σ_1 spenningstilstanden (farger) og spenningsstrømmen (blå linjer) ved 5 mm stagdeformasjon

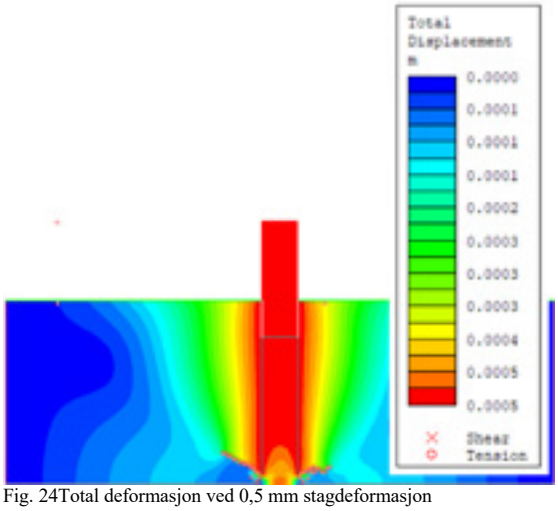


Fig. 24Total deformasjon ved 0,5 mm stagdeformasjon

Confidential

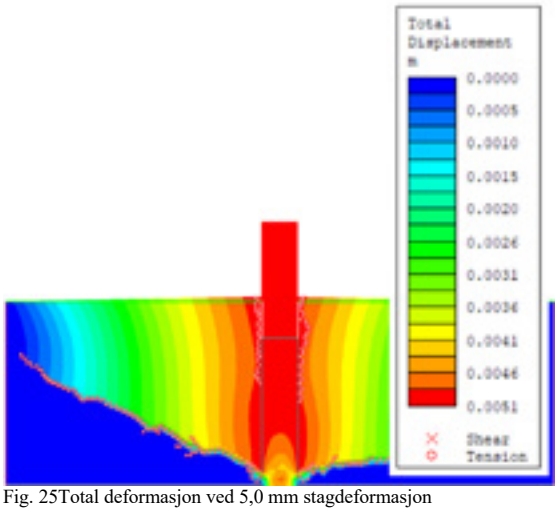


Fig. 25Total deformasjon ved 5,0 mm stagdeformasjon

5 Diskusjon

Denne studien ble designet for å undersøke hvordan friksjons- og lavkohesive materialer går til brudd ved en overbelastning forårsaket av et stag. En serie fysiske tester ble utført, fulgt av numerisk modellering som forsøkte å reprodusere de fysiske testene. Resultater fra de ulike fysiske testene og numerisk modellering viser noen karakteristiske likheter med hverandre, både når det gjelder last-deformasjonskurvene og bruddmønstrene i materialet.

I alle de fysiske testene med friksjonsmaterialene forplanter bruddene seg oppover på skrått fra et punkt på stagsokkelen. Plasseringen av dette punktet varierer mellom de forskjellige materialene, men er omtrent konsekvent for hvert enkelt material og er vanligvis innenfor den nederste fjerdedelen av sokkelen. Utover dette er det ikke funnet noen sammenheng mellom fuktinnhold eller kornstørrelse med hensyn til bruddstartpunktets plassering. Litteraturen som er sitert i innledningen angående plassering av bruddets startpunkt på den forankrede lengden angir enten en plassering i bunnen av staget, for fast berg eller ved bruk av en endeplate, eller på midten for svakere berg. Skalaforskjellen mellom testene og et in-situ-stag gjør det vanskelig å overføre resultatene, siden man ikke vet om en oppskalering av testen vil føre til at startpunktet er på samme sted (cm over) eller i samme prosentandel over bunnen. Det kan imidlertid virke som om det for et friksjonsmateriale kan brukes en lavere plassering enn midten av det forankrede området.

Vinkelen til de endelige bruddflatene varierer typisk med noen få grader fra maksimal friksjonsvinkel, og skaper et avgrenset, rett eller buet kjegleformet brudd. I litteraturen varierer verdiene fra 60° for svak, tett oppsprukket eller forvitret bergmasse, til 90° for sterke, lite oppsprukkede bergarter. Andre oppgir 80° for bergmasse av moderat kvalitet til 120° for bergmasse av høy kvalitet. I testene rapportert i denne artikkelen varierte verdiene fra omtrent 60° til 80° for friksjonsmaterialene og 100° og 110° for de lavkohesive materialene. Siden testene presentert i denne artikkelen antas å ha lavere styrke enn henholdsvis "lav" og "høy" -beskrivelsene ovenfor, kan det se ut som at litteraturanbefalingene nevnt over kan anses som konservative.

I test C.1 begynner bruddet å initiere før maksimum last er nådd, mens i C.2 starter bruddet ved eller umiddelbart etter maks last. Bruddplanene skapte en mye bredere vinkel enn observert i friksjonsmaterialene. Maksimallastverdiene for de kohesive materialene er høyere enn for friksjonsmaterialene, og betydelig høyere i C.1, som hadde blokker som holdt nede overflaten nær riggsidene. Bruddet forplanter seg godt under de fastklemte blokkene, som kan ha fungert som en ekstern belastning på overflaten. Over den opprinnelige bruddlinjen oppstår det en rekke av nye brudd (se Fig. 14). Dette forårsaker mobilisering av en større del av materialet, som kan forklare noe av den

Confidential

større maksimumsverdien for denne testen. Interessant nok, for de lavkohesive prøvene ser det ut til at bruddene starter i midten av hver halvdel og forplanter seg på skrått i begge retninger, som vist i Fig. 12 til Fig. 15. Til tross for disse forskjellene til friksjonsmaterialetestene, har trendene for begge last-deformasjonsdiagrammene like faser, men verdiene som hendelsene inntrer ved er forskjellige.

Når det gjelder de fysiske testene, hadde den numeriske modellenen av friksjonsmaterialet, Soil 1, en mye lavere skjærstyrke enn de kohesive materialene. Dette betyr at friksjonsmaterialet raskt gikk inn i en bruddtilstand i den numeriske modellen. Som et resultat av dette får spenningsnivåene på stagsokkelen og i trykkbuen mye lavere verdier enn det som observeres i de kohesive materialene. På den annen side, spenningen i trykkbuene i de lavkohesive testene får høye verdier før skjær- og strekkbrudd som gjør at materialene gir etter, og dermed får en spenningsreduksjon.

Som nevnt, i den numeriske modellen går friksjonsmaterialet raskt inn i et begynnende skjærbrudd. Bevegelse mobiliserer i form av en opp ned kjegle. Dens grenser sammenfalt med sonene med størst indusert spenning og spissen starter fra stagsokkeloverflaten. Dette antas å representere legemet sett i de fysiske testene. Ved liten deformasjon var vinklene til de største tøyningskonturene omtrent likt maksimal friksjonsvinkel - når man ser nærme sokkelen. Etter ytterligere deformasjon så de ut til å være nærmere residual friksjonsvinkel. Spissen var lokalisert 1,0-1,5 cm fra bunnen, noe som var lavere enn forventet ut fra de fysiske resultatene. Plasseringen av startpunktet for bruddet har sannsynligvis blitt påvirket av de to faste nodene der stagsokkelen krysser bunnen i riggen.

I de lavkohesive materialmodellene ser det ut til at sonene med skjær- og strekkbrudd følger de nedre "grensene" til trykksonene. Dette er ikke overraskende, da denne grensen deler den mobiliserte delen av materialet med økt trykk, og den underliggende delen med mindre bevegelse. Dermed følger skjær- og strekkbrudd denne grensen i en vid vinkel fra et punkt noen centimeter over bunnen. I tilfellet med Rock 1 skapte dette et innledende, stort bruddlegeme. Men pga. avgrensningen i de øverste hjørnene, fortsatte spenningen å øke i dette bruddlegemet også, inntil den tok en form som meget godt representerte det fysiske resultatet. Tilsvarende gikk Rock 2 til brudd som en enkel, bred kjegleform som nådde riggveggene/de vertikale grensene.

En viktig forskjell å kommentere er at for de numeriske modellene forplantet brudd seg tydelig fra punkter på stagsokkelen, mens bruddene først ble synlige fra midten av hver halvdel av materialet i de fysiske testene. Årsaken til dette kan være at materialet simulert i Rock 1 og Rock 2 er helt homogent, og kontakten med grensene er faste, mens materialene C.1 og C.2 i realiteten inneholder f.eks. luftlommer, har ulike mineralkorn og varierende kontakt med stagsokkelen og sideveggene. En annen årsak, eller bidrag, kan være blokkrotasjon på grunn av riggens stivhet og deformasjon i grensesnittet rigg/materiale. Disse og andre faktorer kan kontrollere atferden på mikroskala, som igjen påvirker de observerte resultatene. Generelt stemmer resultatene fra de numeriske modellene godt overens med resultatene fra de fysiske testene. Derfor anses modellene for å representere den fysiske modellen ganske vellykket, til tross for noen mindre variasjoner i plassering av brudd på stagsokkelen og vinkelen til bruddkroppen.

Når det gjelder materialegenskapene i modellen stemmer de fleste parameterne godt overens med egenskapene til de fysiske materialene. Dette gjelder friksjonsvinkelen som ble estimert basert på bruddvinkelen i C.1 og C.2, kohesjonen bestemt ved bruk av friksjonen vinkel og UCS-verdier fra tester. E-modulen ble funnet å ha stor innflytelse på bruddformen og utstrekningen i det lavkohesive materialet. Det var ved å variere denne at man klarte å få modellresultatene til å ligne mest på de fysiske. Den endelige E-modulen ble unaturlig lav, lavere enn for Soil 1. Dette kan ha sammenheng med at modellen oppfører seg stivere enn det den fysiske riggen gjør, i tillegg til at man beveger seg i grenseland for hva koden i RS2 kan få til.

Ser man på Fig. 7, som presenterer sammenhengen mellom belastning, deformasjon og bruddutvikling, kan man analysere denne utviklingen og isolere noen prosesser som senere, med mer kunnskap, kan overføres til ligninger. Om man ser på fase 1 er det en lineær belastning/deformasjon med elastisk oppførsel og spenningsoppbygging i modellen som gir en ren lineær komponent.

Confidential

Overgangen mellom fase 1 og 2 er mer gradvis for den fuktige eklogitten enn den tørre eklogitten og kan være et resultat av en svært liten forskjell i kohesjon forårsaket av tilsatt vann.

I fase 2 kan flere prosesser pågå samtidig på forskjellige steder i materialet. Som vist i Fig. 5 og Fig. 6 kan den første synlige bevegelsen sees i overgangen til fase 2, mens første synlige brudd er midt i fasen. Så i begynnelsen av dette stadiet kan det skje to prosesser, noe gjenværende elastisk deformasjon, men gradvis mer og mer plastisk deformasjon, inntil bruddinitieringen starter. Videoene viser at plastisk deformasjon forekommer langs hele kjeglen i god tid før bruddinitiering, og dermed ikke noe elastisk lastbidrag på dette tidspunktet. Ettersom man må anta at reststyrken til det materialet som har bruddlinje er langt lavere enn det som kun har gjennomgått plastisk deformasjon, kan man likevel se at belastningen øker en kort stund etter bruddinitiering. Det er derfor sannsynlig at lasten som tas opp i materialet som er i en plastisk bruddtilstand øker fra overflaten og ned mot fronten av linjebruddet, hvor det raskt får økende lastopptak.

Fra punktet med det første synlige plastiske bruddet og til maksimum lastopptak er lastreduksjonen på grunn av bruddlinjeinitiering lavere enn økningen i lastopptaket i området med plastisk deformasjon. Ved maksimum lastopptak bytter dette, og reduksjonen på grunn av voksende bruddlinje er større enn lastopptaket i området med plastisk brudd, og den totale lasten materialet kan ta opp reduseres.

Dermed er den totale lasten som materialet er i stand til å ta opp redusert. Ettersom disse testene er deformasjonsstyrte, får man også lastoppførselen etter maksimum last. Hvis pålastning hadde styrt resultatene, som ved et overbelastet in-situ stag, ville et plutselig uttrekk av stagblokken skje ved maksimallasten, da den ikke ville ha nok kraft til å holde den tilbake.

På grunn av få tester og at bruddet forplantet seg til sideveggene i kammeret, kan ikke samme analyse som ovenfor for de lavkohesive testene gjøres. Imidlertid er de samme bruddprosessene sannsynligvis til stede, men de er vanskelige å tolke når de ikke vises på de utførte testene.

6 Konklusjoner

I studien har brudd i homogene friksjonsmaterialer og lavkohesive materialer under belastningen av et stag blitt vellykket simulert med et lite testapparat. Hovedfunnene var at brudd starter inne i materialet, forplanter seg skrått utover og til slutt vil nå overflaten. Det har form av en opp ned kjegle og plasseringen av kjeglens spiss på staget avhenger av materialet, men er vanligvis innenfor den nederste 1/4 av stagets forankrede lengde. Vinkelen til bruddlegemet varierer generelt innen noen få grader fra materialets maksimale friksjonsvinkel, og er bredere for kohesive materialer enn friksjonsmaterialer. Dessuten er verdiene for maksimal motstand i kohesive materialer høyere enn i friksjonsmaterialer og antas å øke med økt kohesjon. Ved å trekke bruddkjeglens vekt fra den registrerte maksimallasten, har det blitt vist at materialets styrke kan utgjøre opptil 85 % av maksimal mostand mot uttrekk for friksjonsmaterialene, og opptil 98 % i de lavkohesive materialene. Dette taler sterkt for at man bør bruke materialstyrke og ikke bare vekt som bidragsyter til stagkapasitet.

Analysene av last/deformasjon og bruddforhold har for friksjonsmaterialer identifisert to viktige stadier som kan ha betydning for beregning av stagkapasitet. Den første er overgangen fra elastisk oppførsel i fase 1, til plastisk oppførsel i fase 2. I beregninger for denne overgangen er inngangsverdier relativt enkle å gi fra standardiserte laboratorietester for styrke og deformerbarhet. For praktiske formål vil også denne overgangen være et godt mål da man ikke ønsker store deformasjoner i konstruksjonene man bruker stagene til å stabilisere. Den andre er overgangen mellom fase 2 og 3, maksimum last. For å beregne dette, som vil være det samme som å tape staget, trenger man både materialets reststyrke etter brudd og verdier som forklarer bruddutbredelsen, som alle er vanskelige å finne gjennom tester.

For hardere og sprøere materialer, som det lavkohesive materialet i disse testene, og i enda større grad, for fast berg, kan prosessene i hver fase være forskjellige og også relativt nærmere hverandre på deformasjonsaksen. For dype stage kan også mer enn én fase pågå samtidig på forskjellige dybder, noe

Confidential

som gjør både in-situ spenninger og nylig oppståtte spenninger på grunn av deformasjoner til en viktig faktor for å forstå stagenes bruddforløp.

Confidential

References

American society of civil engineers (1966) Rock foundations, vol 16. Technical engineering and design guidelines as adapted from the us army corps of engineers. American society of civil engineers,

Brown ET (2015) Rock engineering design of post-tensioned anchors for dams – A review. J Rock Mech Geotech Eng 7 (1):1-13. doi:https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2014.08.001

Coates DF (1970) Rock Mechanics Principles. Mines Branch, Department of Energy, Mines and Resources,

Hobst L, Zajíc J (1983) Anchoring in rock and soil, vol 33. Kotvení do hornin, 2nd completely rev. ed. edn. Elsevier, Amsterdam

Kim H-K, Cho NJ (2012) A design method to incur ductile failure of rock anchors subjected to tensile loads. The electronic journal of geotechnical engineering 17:2737-2746

Littlejohn GS, Bruce DA (1977) Rock anchors - state of the art. Foundation Publications ltd., Brentwood, Essex

Liu J, Liu M, Zhu Z (2012) Sand Deformation around an Uplift Plate Anchor. J Geotech Geoenviron 138 (6):728-737. doi:doi:10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000633

Ongstad A, Bergh-Christensen J (2010) Anchoring in rock. Paper presented at the Bergmekanikkdagen, Oslo, November 26-26

Pedersen KB, Knutson Å (2004) Forankring med bergbolter ved fundamentering av støttemurer og landkar på berg. Vegdirektoratet,

Rocscience Inc. (2020) RS2. 11.002 edn., Toronto

Statens vegvesen (2018) Geoteknikk i vegbygging. V220. Statens vegvesen, Oslo

Subramanian N (2008) Design of Steel Structures. Oxford University Press, Oxford

Wyllie DC (2009) Foundations on rock. 2 edn. E & FN Spon, Abingdon

Confidential

DIGITALIZATION IN ROCK MECHANICS: A PARAMETRIC DESIGN FOR NUMERICAL MODELS IN NORWAY

Digitalisering i bergmekanikk: et parametrisk design for numeriske modeller i Norge

Mario Morales C., SINTEF Community, Rock and Soil Mechanics, Trondheim, Norway
Yared Bekele, SINTEF Community, Rock and Soil Mechanics, Trondheim, Norway

ABSTRACT

Understanding stress magnitude and orientation is crucial in rock mechanics and underground construction. Local stress fields are altered during excavation, impacting the surrounding rock mass. Knowledge of stress magnitude and orientation is vital to prevent instabilities due to exceeded rock strength. Stress states vary based on factors like regional tectonics and geology. Engineers typically seek stress information within a 50 km radius, but limited data can pose challenges. For instance, Norwegian hydropower projects rely on local stress knowledge to optimize tunnel design and minimize steel lining in pressurized tunnels.

In the NoRSTRESS project, a 3D model of Norway and a shallow rock stress database were integrated. This unique approach enables extraction of specific areas at a 20 m resolution, incorporating stress data from measurements. This method allows rapid creation of volumes and meshes for detailed numerical modelling. Such comprehensive efforts are unprecedented in existing literature. The outcomes will aid in early project evaluations, facilitating stress analysis and contributing to the development of a 3D stress map for Norway. This valuable insight benefits the hydropower and mining industries, enhancing understanding of ground conditions for future projects.

SAMMENDRAG

Å forstå bergspenningens størrelse og orientering er avgjørende i bergmekanikk og underjordisk konstruksjon. Lokale spenningsfelt endres under utgraving, og påvirker den omkringliggende bergmassen. Kunnskap om spenningsstørrelse og orientering er betydningsfull for å forhindre ustabilitet på grunn av overskridelse av bergstyrke. Spenningstilstand varierer med faktorer som regional tektonikk og geologi. Ingeniører søker vanligvis spenningsinformasjon i en radius på 50 km, men begrensede data kan by på utfordringer. For eksempel er norske vannkraftprosjekter avhengige av lokal stresskunnskap for å optimalisere tunneldesign og minimere stålforing i trykktunneler.

I NoRSTRESS-prosjektet ble en 3D-modell av Norge og en grunne bergspenningsdatabase integrert. Denne unike tilnærmingen muliggjør utvinning av spesifikke områder med en oppløsning på 20 m, inkludert spenningsdata fra målinger. Denne metoden tillater rask oppretting av volumer og masker for detaljert numerisk modellering. En slik omfattende innsats er enestående i eksisterende litteratur. Resultatene vil hjelpe til med tidlige prosjektevalueringer, legge til rette for stressanalyse og bidra til utviklingen av et 3D-stresskart for Norge. Denne verdifulle innsikten kommer vannkraft- og gruveindustrien til gode, og øker forståelsen av grunnforholdene for fremtidige prosjekter.

INTRODUCTION

The integration of parametric 3D modelling with a comprehensive rock stress measurements database collected by SINTEF offers significant advantages in the analysis and design process of subsurface infrastructure. Parametric modelling utilizes mathematical formulas and algorithms to establish relationships between various model components, enabling swift adjustments without constant redraws. Unlike traditional 3D modelling, which directly manipulates geometry, parametric modelling enhances control, flexibility, and efficiency. Common software tools such as SolidWorks and Rhino with Grasshopper facilitates this approach.

In geotechnical engineering, parametric modelling proves invaluable for underground projects like excavations, foundations, and tunnels. It streamlines design and construction, fostering collaboration and time savings. This approach has been applied in various fields, including soil and rock mechanics, using software like FLAC 3D, PLAXIS, or GEO5 to simulate responses to loads and boundary conditions. Detailed stress knowledge is pivotal in rock mechanics, enhancing numerical modelling and understanding rock behaviour in mining, civil engineering, and geological contexts. Parametric modelling optimises the process, allowing engineers and geologists to dedicate more time to comprehensively understanding rock stress behaviour and making informed decisions on design, construction, and stability of underground structures. Several cases of utilization of parametrical modelling for design of underground structures can be found in the literature: an underground parking project in an urban area in Lisbon [1], and the subway extension in Stockholm [2] are two good examples of such utilization. No evidence of application of parametrical modelling for the preparation of numerical models has been found in the literature.

By applying parametric modelling in rock mechanics, it is possible to streamline model building and meshing, allowing professionals to gain a deeper understanding of rock stress behaviour and make informed decisions on design, construction, and stability of underground structures. This approach aligns with the core principle of parametric modelling: improving decision-making in early project stages to mitigate risks and reduce costs. Figure 1 illustrates MacLeamy's effort curve, emphasising the impact of decision-making timing on project outcomes.

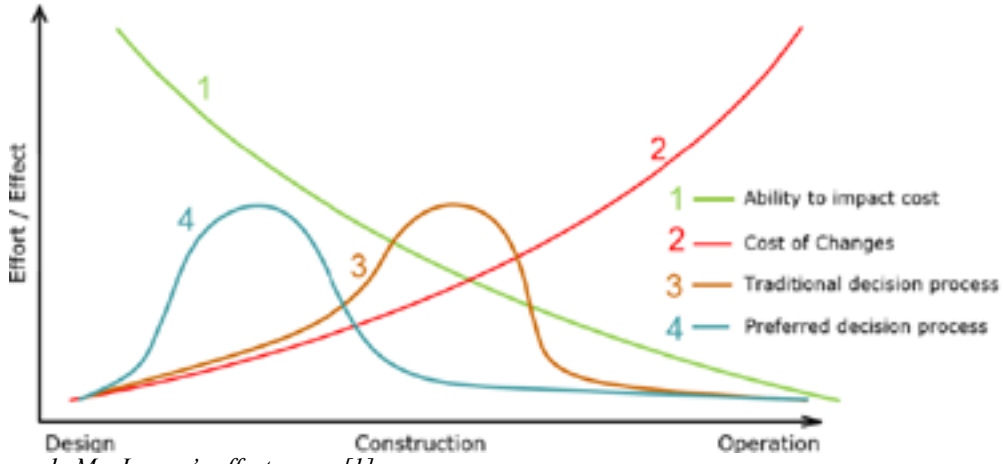


Figure 1: MacLeamy's effort curve [1].

While parametric modelling has made substantial progress in above-ground infrastructure, its application in subsurface projects has gained attention only recently [3]. Unforeseen ground conditions are often the most common source of uncertainty in large infrastructure projects with 37% of project overruns being due to ground problems [4]. It is estimated that 70% of public projects were delivered late and 73% were over the tender price [5]. Some estimates further show that unforeseen ground conditions could increase project costs for example by up to 8% and extend project duration by about 10% [6]. In the context of the present article, the purpose of applying parametric design solutions for the subsurface should be reducing the risk from unforeseen ground conditions due to rock stresses [3][1]. In addition to aiding the challenges related to ground conditions, the application of parametric design has an immense potential towards contributing to the green shift and sustainable infrastructure development.

SOFTWARE AND HARDWARE

The study has been done in a last generation computer with the following specifications:

- Intel-I9 12900KS CPU
- 64GB DDR5 RAM at 5200MHz.
- Asus ROG Maximus Z690 motherboard.
- Gigabyte GeForce GTX 1660 Ti video card.
- 2TB solid state drive (SSD) and 12TB hard disk drive (HDD).

The parametric modelling process involved the use of Rhino and Grasshopper, prominent tools in the realm of parametric 3D modelling, especially in architecture and design. Rhino, a precision-oriented 3D modelling software, provides a comprehensive set of tools for creating and refining 3D models. Widely employed in industrial design, jewellery design, and architectural visualization, Rhino prioritizes accuracy and precision in its operations. Grasshopper, functioning as a Rhino plugin, operates as a visual programming language. It enables users to develop intricate and dynamic 3D models through a graphical interface without necessitating coding expertise. Within Grasshopper, geometric relationships are defined using nodes, which represent mathematical operations and geometric transformations.

Moreover, the Griddle plugin for Rhino, utilized in this project, facilitates the creation of parametric surfaces and meshes. It allows users to generate custom grids, or "grids of points," serving as the foundation for various surfaces and meshes. The plugin includes tools for grid manipulation and refinement, such as adding or removing points, adjusting point spacing, and creating irregular grids. However, depending on mesh complexity and computer processing power, optimization might be necessary to ensure suitability for use in FLAC 3D simulations.

In this context, the rock stress database, implemented in QGIS and exported as points into Rhino, played a pivotal role. The integration of this database with Griddle and Grasshopper in Rhino results in highly flexible 3D models. These models can be easily adjusted based on evolving design requirements and seamlessly exported to FLAC 3D-compatible formats. This streamlined process accelerates design workflows, allowing engineers to focus on more intricate aspects of the project while ensuring a more accurate representation of rock stress in underground structures.

METHODOLOGY

The following is the methodology for creating the parametric 3D model of an area of a given size from an orthophoto of Norway using QGIS and Rhino. Note that this is a general approach, and the specific

steps may vary depending on the details of the project and the versions in use of QGIS and Rhino, Grasshopper and Griddle.
The general steps are:

1) Import the orthophoto into QGIS. The orthophoto used is based on European Terrestrial Reference System 1989 ensemble (EPSG:6258). It has a limited accuracy of at best 0.1 meters.
2) Extract contour lines at different intervals from the orthophoto in QGIS. Intervals were chosen thinking on the future use and extension of the model, at 200m, 100m, 50m, 20m and 10m.
3) Import the desired contours into Rhino. Assign them to a surface feature on Grasshopper. This gives the flexibility to alternate between different contour resolutions without repeating the design process.
4) Define the area of interest by selecting a point on screen and assigning it to the initial point feature on Grasshopper. These areas were selected based on the rock stress measurement database from SINTEF. The ultimate idea is to be able to calibrate the numerical models based on actual measurements in areas with good availability of information and afterwards run it in areas with few or no datapoints and check the degree of accuracy of the predictions. Therefore, it is extremely useful to be able to quickly shift areas and sized during the design phase.

The following steps were automatized and parametrized on Grasshopper based on the initial selection on 4).

5) Contour clipping. This involved selecting and cutting contour lines that can be fully or partially inside the area of interest.
6) Create the surface terrain model. Meshes were created using Delaunay triangulation and regular squares.
7) Extrude the surface to create a box for a 3D representation of the area of interest.
8) Identify possible fault zones and at its correspondent surface lines. Manually define dip and direction. The algorithm generates the rest of the geometry based on faults crossing the whole block or just partially contained on it.
9) Export the terrain model from Grasshopper to Rhino.

To export the 3D model created in Rhino for use in FLAC 3D, one needs to export the model in a format that is compatible with the latter. The most common format for this purpose is the f3grid format. This was done using the Griddle plugin and the following steps:

10) Select the 3D box from 6) and the faults from 8) and create the initial mesh. The initial mesh is not very good, but it will be remeshed in future steps.
11) Intersect all meshes. The process allows to define a tolerance for the intersection. All other parameters were kept at defaults.
12) Select all objects again with and use Griddle Surface command to remesh the meshes from 11). It is very important to select eventual fault borders as well, because they will serve as hard edges to preserve conformity with the 3D box mesh. Parameters such as the overall block shape, and minimum and maximum edge length were found to be very relevant for further steps.
13) Do the volume meshing with the Griddle Volume. This tool typically marks parts of surface meshes causing meshing errors with red outlines.

14) Open FLAC 3D and import the f3grid file exported from Rhino. The 3D model should now be ready to use in the FLAC 3D simulation.

Using the Griddle tools to create a mesh from the contour lines or point data is a finicky process and the selection of parameters highly influences the corrections to be done and errors to be solved for achieving a successful geometry export. Note that this is a general methodology, and the specific steps may vary depending on the details of the project and the versions in use of QGIS and Rhino, Grasshopper and Griddle.

IMPLEMENTATION OF THE ROCK STRESS DATABASE

Understanding and managing rock stress is paramount in various engineering and geological applications, ranging from tunnelling and mining to civil engineering projects. A comprehensive Rock Stress Database offers invaluable benefits at various engineering stages, from initial planning to excavation. By providing essential information, it ensures safe and efficient excavation processes, guarantees the stability of underground structures, and minimizes risks linked to ground movements. Implementing such a database involves meticulous planning, data collection, and organization to facilitate accurate analysis and decision-making processes. In this field, the World Stress Map project (WSM) [10][11] aims to provide a global database of contemporary tectonic stress patterns and their variations across the Earth's crust. It serves as a valuable resource for geoscientists, engineers, and researchers studying various aspects of the Earth's crust, including seismic activities, fault lines, and geological formations.

SINTEF has actively participated in various projects focusing on rock mechanics, underground construction, and stress measurements. A significant aspect of this work involves conducting in-situ measurements to comprehend the mechanical properties of geological formations. Over the years, SINTEF has amassed extensive experience, having conducted 362 rock stress measurements for diverse global projects since 1970. Notably, 312 of these measurements were specifically conducted within continental Norway (Figure 2), reflecting the organization's substantial expertise in this field. As a consequence of this extensive work, SINTEF has compiled a large and comprehensive database of rock stress measurements, that is intended to be included in the WSM.

Integrating SINTEF's internal rock stress measurements into the World Stress Map (WSM) involves a meticulous process to ensure data accuracy and compatibility. First, the data must be formatted according to WSM standards, with attention to units and metadata detailing measurement techniques and geological context. Coordinate systems in SINTEF's data should align precisely with WSM standards to enable accurate spatial representation. This integration process requires merging SINTEF's datasets with existing WSM data, resolving conflicts and discrepancies. Quality control checks are crucial to identify and rectify inconsistencies or errors. Comprehensive documentation detailing the integration process and metadata is essential for scientific transparency.

Once integrated, the dataset is to be published in an open-access form, ensuring accessibility to the scientific community while adhering to ethical and legal guidelines. The latter is a crucial step, since clients need to agree on sharing data that they own.

Finally, continuous updates are necessary to incorporate new measurements, keeping the dataset current. Promoting the availability of the integrated dataset within the scientific community through

journals, conferences, and relevant platforms enhances its utilization for geoscientific research, contributing significantly to the global understanding of Earth's crustal stress patterns.

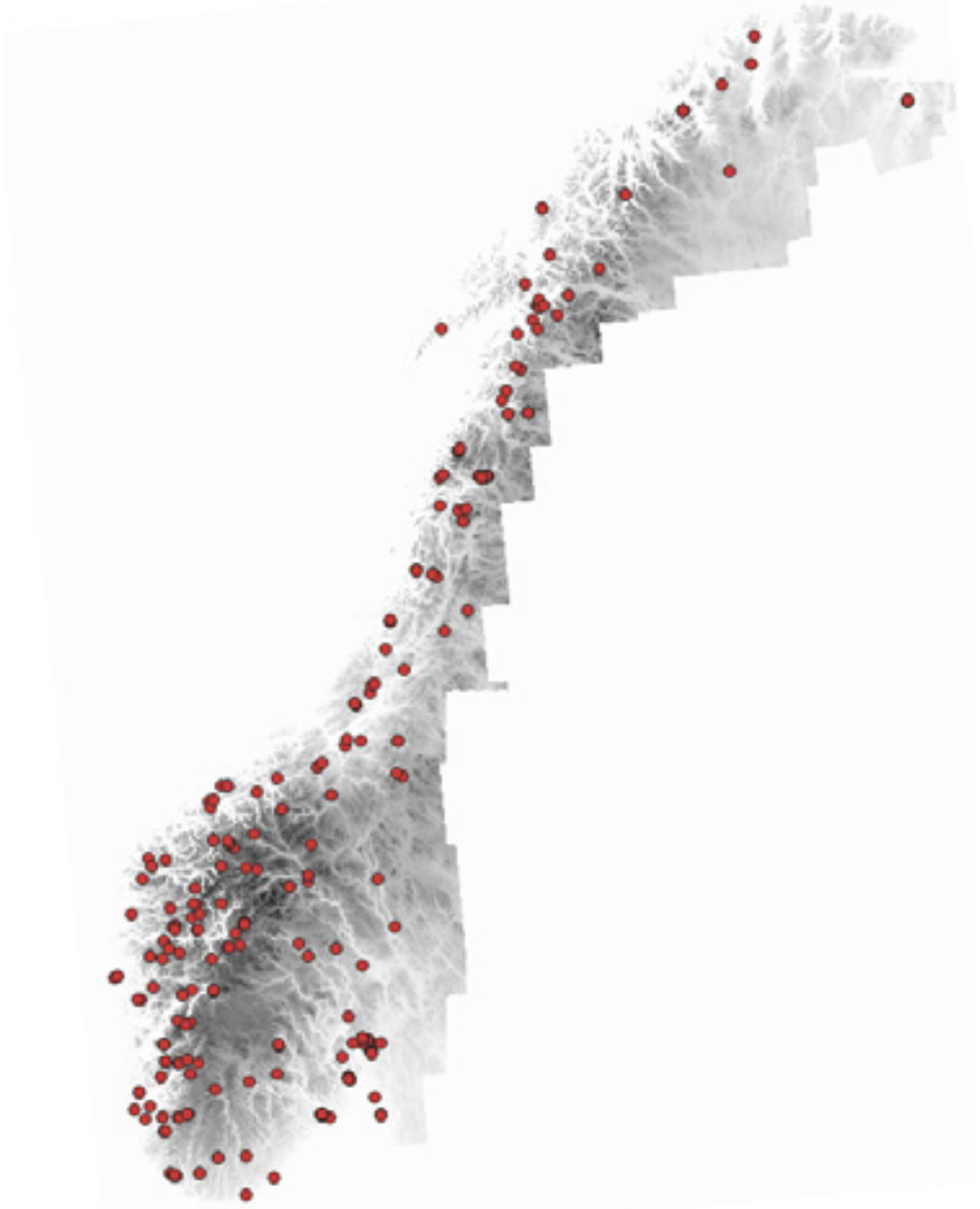


Figure 2: Locations of existing rock stress measurements (red) and parametric model areas (boxes in blue) in Norway.

RESULTS

Processing Times

The time taken to generate contour lines from a 4GB orthophoto of Norway in QGIS depends on factors like processing power, terrain complexity, and contour interval. Rough estimates suggest processing times ranging from seconds (200m scale) to several minutes (10m scale). Generally, shorter intervals require longer processing times. These estimates are approximate and subject to variation based on multiple factors. Specific processing times for different cases are detailed in Table 1 below:

Table 1. Processing time for contour line extraction

Contour [m]	Time [s]
200	53
100	104
50	231
20	694
10	1345

The data in the table highlights a significant increase in processing time as the contour interval decreases. This outcome was anticipated, considering the heightened complexity and computational demands for smaller intervals. Interestingly, the difference in processing time between 200-meter and 100-meter intervals is relatively minor compared to the disparities observed between 50-meter and 20-meter, or 20-meter and 10-meter intervals. This non-linear relationship suggests that processing time does not decrease uniformly with interval size reduction. Extrapolating based on the available data using a power regression (R2 = 0.997), it can be estimated that processing a 5-meter interval may take approximately 2,983 seconds (or 50 minutes), while a 10-centimeter interval may require around 222,303 seconds (or 2.6 days). However, achieving the latter may be hindered by floating storage/memory limitations. Although QGIS allows clipping of the orthophoto, this approach necessitates repetitive tasks each time a new location or area is selected.

Similar to contour lines, the processing time for clipping parametric models at 20-meter intervals within a specific area depends on factors like processing power, terrain complexity, and selected contour interval. Figure 3 provides an overview of four tested square sizes: 25 km, 10 km, 5 km, and 1 km. Table 2 displays processing times in minutes for contour curves in whole Norway, clipped at specific locations using a Grasshopper parametric model. The first two columns indicate square sides and areas (25 km, 10 km, 5 km, and 1 km). The following three columns show processing times for each area—North, West, and East. Table 2 serves as a comparison tool for processing times across different area sizes and regions, aiding in workflow optimization and enhancing contour curve processing efficiency.

Table 2. Processing time for contour clipping and 3D model building.

Side size [km]	Surface [km^2]	Processing time [min]		
		North Area	West Area	East Area
25	625	8,0	11,1	2,4
10	100	17,3	39,8	3,0
5	25	9,1	1,2	12,7
1	1	6,8	5,8	25,3

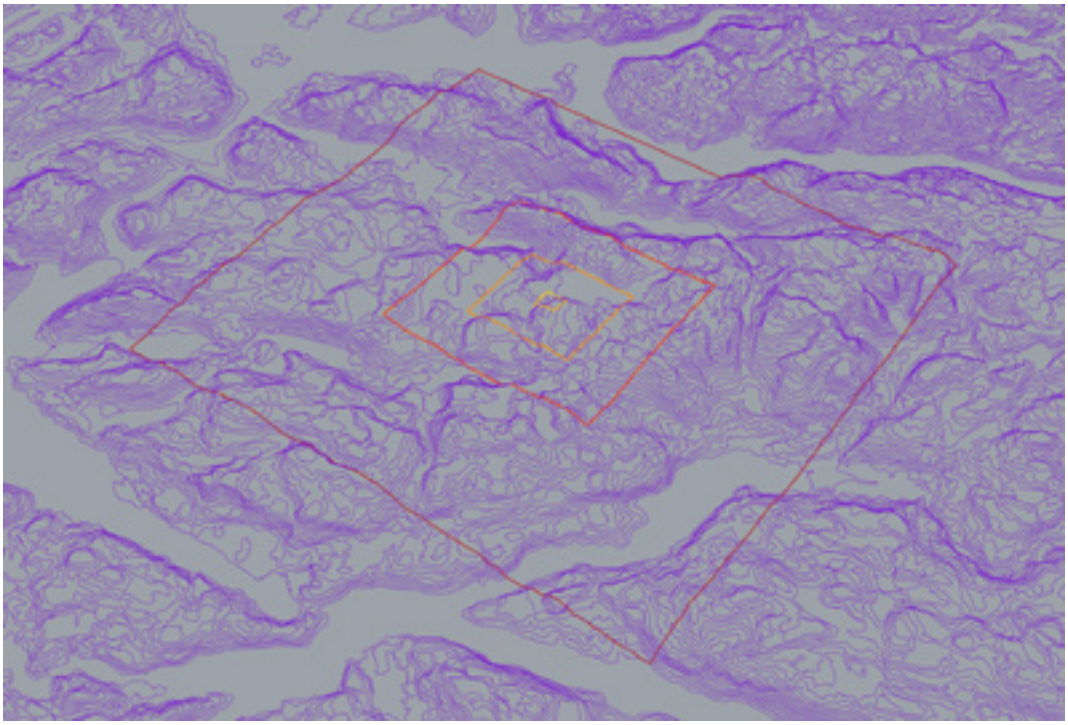


Figure 3: Areas for testing parametrical model building (square side 1km (yellow), 5km (orange), 10km (red), and 25km (dark red)).

Analysing the table data reveals that the minimum processing time varies based on the square area size and the specific region within Norway. Surprisingly, the processing times for the East Area are longer for the 5 km and 1 km square sizes compared to the 25 km and 10 km sizes. This indicates that factors like data density, terrain complexity, and algorithm efficiency, not just area size, influence processing time.

Furthermore, the minimum processing time differs across various area sizes within each region. In the North area, the 1 km size has the shortest time, while in the West area, it's the 5 km size. Conversely, in the East area, the 25 km size exhibits the minimum processing time. Therefore, the optimal area size varies for different regions, suggesting a need for tailored optimization based on specific processing requirements. This information is valuable for selecting appropriate square sizes in 3D model generation for numerical simulations, where computational efficiency is crucial.

Additionally, supplementary models were created for the East Area, covering 50 km and 100 km sizes, with processing times of 2.9 and 4.4 minutes, respectively. These results imply that larger area sizes may lead to more efficient processing, with a notable reduction observed at the 25 km size. These insights offer opportunities for streamlining workflows and enhancing efficiency in contour curve processing, particularly for the East Area of Norway. Notably, these patterns were unique to the East Area, prompting further investigation in future analyses.

Minimum element size to model side ratio versus meshing errors

Each of the 12 squares (4 on each region) were used to automatically generate 3D models of a region. In turn, these 3D models were used to generate 3D volumes to be exported to FLAC 3D. The overall block shape was kept the same, while the minimum and maximum edge length were iterated at different ratios with respect to the edge size and compared to the number of errors. The minimum edge length determines the smallest allowable edge length in the mesh, while the maximum edge length determines the largest allowable edge length. By adjusting these parameters, it is possible to create a mesh with the appropriate level of detail for the intended use case while minimizing errors. There is no universal optimal edge size that works for all meshing applications, even though There are several publications that discuss mesh generation and optimization for different applications [7][8][9], none of them are in rock mechanics. The appropriate edge size depends on various factors such as the geometry of the object being meshed, the desired level of detail, and the computational resources available.

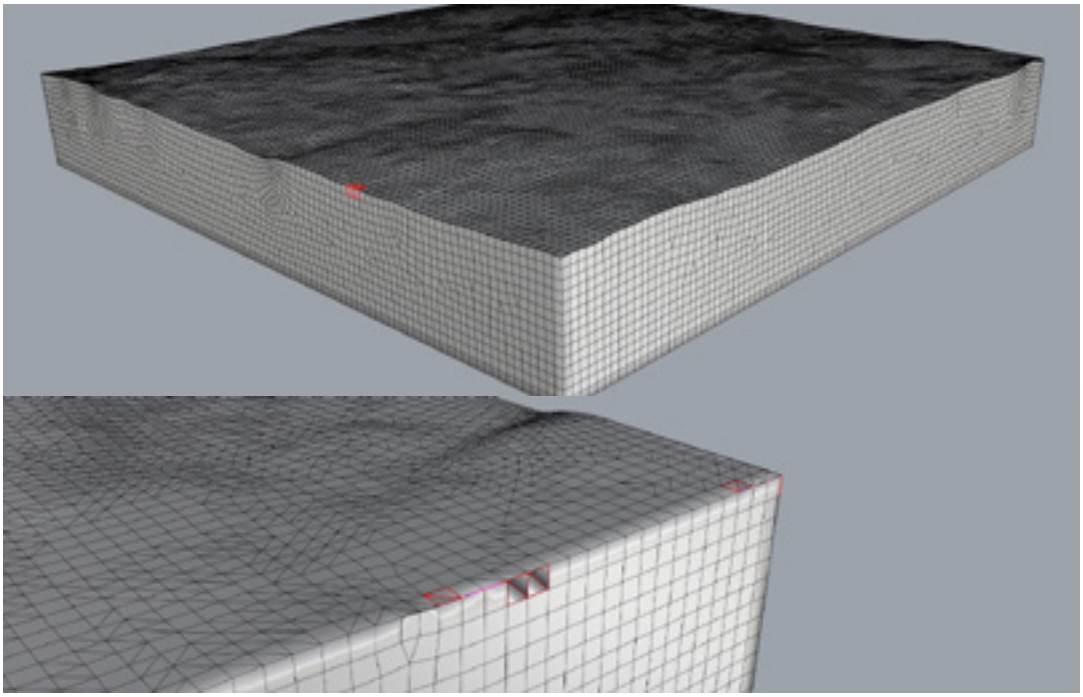


Figure 4: Meshing errors for one of the 3D models (Top: general overview; bottom, detail of clashing faces (red), meshing errors (dots) and naked edges (pink)).

The errors considered were Meshing Error, Naked Edges and Clashing Faces. Meshing errors, naked edges, and clashing faces are common issues that can arise when using Griddle. Meshing errors occur when the mesh is not properly formed or has inconsistencies, such as overlapping vertices or incorrect face connections. These errors can result in an irregular or distorted mesh, making it difficult to create accurate and precise models. Naked edges are edges of a mesh that are not connected to any faces, which can occur when creating or modifying a mesh. Naked edges can create problems during the

volumetric meshing process, as they can cause gaps or holes in the final exporting of the model. Clashing faces occur when two or more faces of the mesh intersect or overlap each other, which can also cause issues during the meshing and exporting process. It is important to identify and fix clashing faces to ensure the mesh is accurate and can be printed properly. Errors are shown in the red screen as illustrated in Figure 4. No faults or weakness zones were considered during the process.

Table 3 presents information on the squares side size, ratio, minimum and maximum edge length, meshing errors, naked edges, clashing faces, and status of the exporting process of the 3D models for the Eastern Area. The ratio column represents the aspect ratio of the minimum edge size of the mesh elements, while the maximum has been fixed at 10 times the minimum. The status column provides information on the final outcome of the export process without further healing of the meshes. Meshing errors, naked edges, and clashing faces are also reported in the table, which may help identify potential issues with the mesh. This information can be useful for assessing the quality of the mesh and making any necessary adjustments to optimize its performance. The table shows that meshing with a minimum edge to side size ratio of 1 to 100 results in the lowest number of meshing errors, naked edges, and clashing faces, while maintaining an acceptable range for the minimum and maximum edge lengths. Comparing it to a ratio of 1 to 20, we see an increase in all error types and a decrease in the maximum edge length, indicating that the mesh is too coarse. On the other hand, comparing it to a ratio of 1 to 200, we see a decrease in errors, but also a significant decrease in the minimum edge length, indicating that the mesh is too fine. Therefore, it can be concluded that a ratio of 1 to 100 provides the optimal balance between mesh quality and computational efficiency. Furthermore, it should be noted that using a minimum edge to side size ratio of 1 to 100 not only reduces meshing errors, naked edges, and clashing faces, but also leads to more successful exports to FLAC 3D.

Table 3. Summary of errors and status outcome.

Side size [km]	Ratio	Minimum edge [m]	Maximum edge [m]	Meshing Errors	Naked Edges	Clashing Faces	Status
25	1 to 20	1250	12500	25	1	0	Not Meshed
	1 to 100	250	2500	2	0	2	Meshed
	1 to 200	125	1250	12	0	1	Not Meshed
10	1 to 20	500	5000	17	1	0	Not Meshed
	1 to 100	100	1000	5	0	1	Meshed
	1 to 200	50	500	12	2	0	Not Meshed
5	1 to 20	250	2500	2	5	0	Meshed
	1 to 100	50	500	1	2	2	Not Meshed
	1 to 200	25	250	12	5	6	Not Meshed
1	1 to 20	50	500	29	4	2	Not Meshed
	1 to 100	10	100	1	0	1	Meshed
	1 to 200	5	50	4	5	4	Not Meshed

CONCLUSIONS

The fusion of object-based parametric modelling with the extensive Rock Stress Database signifies a pivotal advancement in the underground works industry, transcending conventional drawing-based techniques. By harnessing the power of parametric modelling, engineers and geologists gain a sophisticated tool to interpret rock stress data, enabling precise forecasting and strategic decision-making in various geotechnical and engineering geological applications.

When applied in conjunction with the Rock Stress Database, the parametric model acts as a bridge, connecting the intricacies of geological stress data with the tangible 3D representations. This integration allows for a comprehensive understanding of the stress patterns within the terrain, enabling engineers to design robust and stable structures. The WSM, a global database of stress measurements, further enriches this integration by providing a broader context. By aligning regional stress data from the Rock Stress Database with the global insights from the WSM, a holistic perspective emerges, enabling the identification of patterns, anomalies, and correlations on both local and global scales.

This integrated approach not only optimizes the efficiency of parametric modelling but also enhances the accuracy of stress predictions. Engineers can leverage the rich dataset from the Rock Stress Database, coupling it with the global stress insights from the WSM, to refine their models and simulations. This refined understanding of stress conditions empowers rock mechanics and engineering geology professionals to make data-driven decisions, ensuring the stability and safety of infrastructure projects.

Furthermore, the integration with the WSM opens doors to a wealth of comparative analyses. Engineers can benchmark local stress data against global trends, identifying unique geological characteristics or stress anomalies specific to the region. This comparative analysis aids in anticipating potential challenges, allowing for proactive mitigation strategies. Additionally, it fosters collaboration and knowledge exchange within the global scientific community, fostering a deeper understanding of stress phenomena and their implications.

In essence, the harmonious integration of object-based parametric modelling with the Rock Stress Database and the global insights from the WSM represents a transformative leap in today's practices. It not only streamlines the modelling process but also elevates the precision and reliability of stress predictions. As this integration continues to evolve, it holds the promise of revolutionizing how engineers and geologists approach complex geological challenges, ushering in a new era of innovation and reliability in the field.

In the context of generating contour lines from a Norway orthophoto in QGIS, processing times escalate as contour intervals decrease. Notably, the processing time differences are nonlinear; intervals of 50 meters to 20 meters or 20 meters to 10 meters exhibit more substantial disparities than intervals of 200 meters to 100 meters. This non-linear relationship necessitates a balance between resolution and computing time. Clipping the orthophoto in QGIS for smaller intervals becomes repetitive with each new location and area chosen, thus has not been considered as an efficient workflow.

After contour line generation, processing times for parametric model clipping depend on factors like processing power, terrain complexity, and selected contour intervals. These processing times vary across different area sizes and regions due to data density, terrain complexity, and algorithm efficiency.

Optimization of area size becomes crucial, and the obtained data aids in selecting suitable square sizes for 3D models in numerical simulations, enhancing computational efficiency. Remarkably, an inflection point appears in all three areas at different sizes, highlighting the need for further research to optimize workflows.

Concerning exports to FLAC 3D, maintaining a minimum edge to side size ratio of 1 to 100 seems to reduce meshing errors and enhance successful exports. This ratio achieves a balance between mesh density and computational efficiency, ensuring smoother and accurate numerical models. Adjustments in the minimum and maximum edge length can create detailed meshes, tailored to specific regions. The optimal ratio may vary based on the region, emphasizing the importance of careful consideration.

In summary, this article discusses the advantages and challenges of object-based parametric modelling in the underground works industry, emphasizing its potential for Rock Mechanics and Engineering Geology. The study identifies significant benefits, including reduced errors and enhanced design consistency. Despite challenges, the benefits are expected to grow as the industry explores this transformative approach. The integration with a Rock Stress Database offers a foundation for accurately forecasting stress conditions in various locations, laying the groundwork for future developments in the field.

The authors are of the opinion that the full potential of this enabling capability within Rock Mechanics and Engineering Geology is to be developed during the next decade because its implications and new uses are discovered gradually. What is currently known is that object - based parametric modelling resolves many of the fundamental representational issues in architecture and construction and allows quick payoffs for those transitioning to it, even with only partial implementation. These payoffs include a reduction in drawing errors due to the built-in consistency of a central building model and the elimination of design errors based on spatial interferences. The same is expected to be developed for Rock Mechanics and Engineering Geology over the coming years.

ACKNOWLEDGEMENTS

This paper is written as part of research project NoRSTRESS. The authors would like to thank The Research Council of Norway and partners (Hafslund E-CO AS, Hydro Energi AS, Sira-Kvina Kraftselskap DA, Skagerak Kraft AS, Statkraft AS, and NTNU) for financially support for the project.

REFERENCES

[1] Gondar, J., A. Pinto, and Z. Sampaio, Study of BIM applied to a geotechnical project - a 5D/BIM approach. 2019.
[2] Stelzer, M., et al., BIM processes and workflows using the example of the subway extension in Stockholm. Geomechanics and Tunnelling, 2018. 11(4): p. 340-347.
[3] Morin, G., et al., Case study–the real-life benefits of geotechnical building information modelling. 2014: p. 95-102.
[4] Office, N.E.D., Faster building for commerce. 1988, HMSO London.
[5] Office, N.A., PFI: Construction performance. Rep. by the Comptroller and Auditor General, HC 371, Session 2002-03, 2003.
[6] Tawelian, L.R. and S.B. Mickovski, The implementation of geotechnical data into the BIM process. Procedia engineering, 2016. 143: p. 734-741.

[7] Liu, Y., Zhang, Y., & Zhang, W. (2017). Numerical simulation of airfoil flutter under gusty conditions. Journal of Aerospace Engineering, 30(2), 1-10. https://doi.org/10.1061/(ASCE)AS.1943-5525.0000665

[8] Jones, B., Smith, K., & Lee, T. (2019). Optimizing wind turbine blade design for enhanced efficiency. In Proceedings of the International Conference on Renewable Energy (pp. 100-105). Springer. https://doi.org/10.1007/978-3-030-12549-0_12

[9] Anderson, J. D. (2017). Computational fluid dynamics: The basics with applications. McGraw-Hill Education

[10] Heidbach, O., M. Rajabi, X. Cui, K. Fuchs, B. Müller, J. Reinecker, K. Reiter, M. Tingay, F. Wenzel, F. Xie, M. O. Ziegler, M.-L. Zoback, and M. D. Zoback (2018): The World Stress Map database release 2016: Crustal stress pattern across scales. Tectonophysics, 744, 484-498, doi:10.1016/j.tecto.2018.07.007

[11] Heidbach, O., M. Rajabi, K. Reiter, M.O. Ziegler, and the WSM Team (2016): World Stress Map Database Release 2016. GFZ Data Services,doi:10.5880/WSM.2016.001

FJELLSPRENINGSTEKNIKK

BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2023

HYDROGEOLOGISK OPPFØLGING I BYGGEFASE FOR TUNNEL OG BERGANLEGG – ERFARINGER FRA E39 KRISTIANSAND VEST – MANDAL ØST

Hydrogeological follow-up during the construction phase of tunnel and rock excavations – Experiences from E39 Kristiansand west – Mandal east.

Vibeke Brandvold, Fagspesialist hydrogeologi, Norconsult Norge AS.

SAMMENDRAG

Prosjektet utgjør 19 km ny firefelts motorvei mellom Kristiansand og Mandal og omfattet driving av 5 stk. 2-løps bergtunneler. Byggherre var Nye Veier AS. Entreprisen ble utført som totalentreprise med AF Anlegg som totalentreprenør, sammen med Norconsult AS som rådgivende ingeniør.

Det ble kartlagt flere sårbare tjern og naturforekomster i tilknytning til tunnelene. Det ble gjort risiko- og sårbarhetsanalyser og fastsatt tetthetskrav for deler av tunnelene for å ivareta de sårbare forekomstene. Grunnvannsnivå i berg ble overvåket før, under og i ett år etter anleggsfase.

I de første to tunnelene som ble drevet var det generelt godt berg, svært lite lekkasjer og det ble ikke utført injeksjon. For de tre øvrige tunnelene viste det seg å være flere utfordringer knyttet til innlekkasje av vann. Stedvis liten overdekning og små leirfylte, men vannførende, sprekker ga krevende injeksjonsforhold. Lekkasjer ble tilsynelatende tettet, men flyttet seg til øvrige områder i tunnel hvor det ikke var utført injeksjon og til sålen.

Slakere fall på vannførende soner enn forventet medførte store lekkasjer av vann inn i tunnel, senkning av grunnvannsnivå og utgang av injeksjonsmasse i dagen i områder hvor det ikke var forventet. Som følge av overvåkningen av grunnvannsnivå og involvering av hydrogeolog ble sammenhengen mellom lekkasjene, sprekkeorientering og grunnvannssenkning avdekket. I samråd mellom hydrogeolog og entreprenør ble det besluttet å utvide sonene med systematisk forinjeksjon og strenge tetthetskrav, gjøre justeringer skjermgeometri, samt enkelte steder utføre etterinjeksjon og forsøk på tetting av punktlekkasjer.

Erfaringene fra hydrogeologisk oppfølging av anleggsarbeidene i tunnelen på E39 Kristiansand-Mandal, viser at ved å aktivt følge med på grunnvannsnivå under driving, sett opp mot vurdering av sprekkeretning og -fall som kartlegges på stuff, kan gi bedre styring av injeksjonsarbeider. Fagressurser med hydrogeologisk kompetanse bør involveres underveis i anleggsarbeidene for å bistå med vurdering av behov for justering av tetthetskrav, kriterier for injeksjon basert på målinger i sonderborhull og kontrollhull, samt injeksjonsstrategi og skjermgeometri.

Etablering av måleterskler er viktig for å ha kontroll på lekkasjer og kan og bør brukes aktivt under styring av injeksjonsarbeid. Det er også viktig for dokumentasjon i ettertid mtp. om tetthetskrav oppnås. Det er viktig å sikre at det ikke forekommer lekkasjer rundt eller gjennom måleterskler, f.eks. gjennom dypsprengt sone i sålen.

System for håndtering av lekkasjevann bør dimensjoneres for å ta høyde for at lekkasjer permanent eller tidvis kan være større enn tetthetskravene og ved behov justeres underveis basert på målte lekkasjer i perioder med mye nedbør. Dette er spesielt viktig for tunneler med lavbrekk.

SUMMARY

The project consists of 19 km new 4-lane highway, including 5 rock tunnels. The contractor was AF Gruppen, with Norconsult AS as engineering consultant, on behalf of Nye Veier AS.

Several vulnerable lakes and environmentally rich areas were registered along the tunnels. Based on vulnerability and risk analysis, limitations in water inflow to the tunnels were defined for parts of the tunnels to reduce the risk of draining overlying lakes and environmental areas.

During the excavation of the first two tunnels, the rock mass was found to be of good quality, there were little leakages and no need for pre-grouting. I the three other tunnels, on the other hand, the geological og hydrogeological conditions resulted challenges due to inflow of water. Low overburden combined with smaller cracks filled with clay material resulted in challenging conditions for pre-grouting.

The weakness zones had a smaller dip than anticipated, which resulted in inflow of water, lowering of the groundwater table, and outcropping of pre-grouting mass. Due to surveillance of groundwater levels and the involvement of a hydrogeological consultant, the correlation between water inflow, joint orientation and groundwater level was uncovered. It was decided in agreement between the contractor and the hydrogeological consultant, to expand the zones with limitations to inflow and change the pre-grouting strategies. Attempts to reduce leakages with post-grouting was also done.

Experiences from the project E39 between Kristiansand and Mandal, shows the actively using groundwater monitoring, and study its correlation with the actual geological conditions that are observed during construction, is a useful way to define and adjust the pre-grouting strategies. Hydrogeological consultants should be involved during the construction phase of rock excavations, to follow up and evaluate groundwater levels, inflow of water and the geological conditions, and advise on the need for adjustment of inflow limitations and pre-grouting strategies.

Thresholds for measurements of inflow is an important tool to control inflow rates and should be used to evaluate the pre-grouting strategies during construction. They also serve as valuable documentation on whether or not inflow limitations have been achieved. Measures must be made to make sure that there are no leakages past or through the threshold, e.g. through cracks in the underlying rock.

The drain system in the tunnel should be dimensioned for the actual amount of inflow of water into the tunnel, based on measurements done in periods with precipitation.

INNLEDNING

Prosjektet utgjør 19 km ny firefelts motorvei med en fartsgrense på 110 km/t fra Grauthellerkrysset i øst til Døle bru i vest. Utbyggingen ble utført i perioden oktober 2018 til november 2022. Det ble drevet 5 stk. 2-løps bergtunneler; Mjåvannheitunnelen (ca. 350 m), Bruliheitunnelen (ca. 926 m), Vollebergtunnelen (ca. 610 m), Søgnetunnelen (ca. 3965 m) og Lindelitunnelen (ca. 550 m). Byggherre var Nye Veier AS. Entreprisen ble utført som totalentreprise med AF Gruppen som totalentreprenør, sammen med Norconsult AS som rådgivende ingeniør.

I denne artikkelen presenteres de hydrogeologiske vurderingene og prosjektering som ble utført i byggefase, samt hydrogeologisk oppfølging av anleggsarbeidene.



Figur 1: Oversiktsfigur over traseen for E39 Kristiansand vest – Mandal øst (Nye Veier, 2023).

HYDROGEOLOGENS ROLLE VED PROSJEKTERING AV TUNNEL OG BERGANLEGG

Hydrogeologiske vurderinger av tunnel og berganlegg inngår som del av ingeniørgeologisk prosjektering, enten som deler av ingeniørgeologisk rapport eller egen hydrogeologisk rapport.

Hydrogeologi er ansvarlig for kartlegging av hydrogeologiske forhold i berg og omkringliggende løsmasser. Bl.a. grunnvannstrykk over og omkring tunnel, forventet innlekkasje i tunnel, og influensområdet for påvirkning på omgivelser.

Hydrogeologiske vurderinger omfatter kartlegging av ytre faktorer som setter rammer for prosjekteringen:

- Fare for poretrykksreduksjon og medfølgende setningsskader
- Fare for skade på naturmiljø
- Fare for påvirkning på grunnvannsressurser (brønner til vannforsyning eller energiformål).

Kartlegging av setningsømfintlige områder (leire eller kulturlag) og fare for setninger som følge av grunnvannssenkning og poretrykksreduksjon gjøres i tett samarbeid med geoteknikk. Vurdering av sårbarhet til vann og naturforekomster gjøres i tett samarbeid med naturmiljø.

Resultater fra grunnundersøkelser (geotekniske, hydrogeologiske og ingeniørgeologiske), vannbalanseberegninger, numerisk modellering, risiko- og sårbarhetsvurderinger og kost/nytte-vurderinger legges til grunn for de hydrogeologiske vurderingene.

En av de viktigste ansvarsområdene til hydrogeologi er å vurdere om det er behov for tiltak for å begrense innlekkasjer av hensyn til omgivelsene og fastsettelse av tetthetskrav til tunnel

og bergrom. Videre kan hydrogeologi bidra med innspill til injeksjonsstrategi og vurdering av behov for ekstra tiltak for å oppnå tetthetskravene, samt prosjektering av infiltrasjonsbrønner.

Hydrogeologi har også ofte ansvar for å lage overvåkningsplan for lekkasjer (sonderborhull og kontrollhull, måleterskler, pumpesumper), grunnvannsnivå og poretrykk.

HYDROGEOLOGISK PROSJEKTERING PÅ E39 KRISTIANSAND VEST – MANDAL ØST

Krav og grunnlag i konkurransegrunnlaget

I konkurransegrunnlaget var det gitt følgende krav som omhandlet grunnvannsovervåkning, vurderinger knyttet til skade på omgivelser og injeksjon:

- *«Grunnvannsnivå som kan påvirkes av arbeidene, dokumenteres før arbeider påbegynnes, følges opp underveis i byggeperioden og etter anlegg er ferdigstilt i de påfølgende driftsperioder.»*
- *«Totalentreprenøren skal selv vurdere og foreta injeksjon av tunnel etter innlekkasjekrav i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk (NFF) sin håndbok 06 "Praktisk berginjeksjon for undergrunnsanlegg" avhengig av bebyggelse, tjern, vann og hvor sensitiv grunnvannssenking er.»*
- *«Generelt må det utføres grundige risikovurderinger av alle prosjektets aktiviteter som har potensial til å skade vegetasjon og fauna. Dette gjelder særlig masseflytting og midlertidige anleggsveier, men kan også være relevant ved flytting av bekkeløp og andre tiltak som endrer den lokale hydrologien.»*
- *«I flere deler av planområdet blir det nødvendig å endre den lokale hydrologien (bekkeomlegging, bekker lagt i kulvert etc.). I alle slike tilfeller må konsekvensene for vegetasjon og fauna vurderes i forkant. Dette punktet omfatter også vurderinger knyttet til innlekkingsrisiko i tunnel, (….)»*

Det var ikke fastsatt tetthetskrav for noen av tunnelene. Ansvaret for å bestemme tetthetskrav ble lagt på totalentreprenør. Det var imidlertid anslått total lengde av tunnel med forventet injeksjon for tre ulike tetthetsklasser (5, 10 og 15 l/min pr. 100 m pr. løp). For enkelte av tunnelen var det i ingeniørgeologisk rapport indikert områder hvor injeksjon kunne være aktuelt av hensyn til ytre miljø.

I tidligere faser var det utført et begrenset omfang av undersøkelser i form av ingeniørgeologisk befaring, ekkolodd, totalsonderinger i områder med forventet liten overdekning, refraksjonsseismikk, og ett kjerneborehull. Det var ikke utført noen hydrogeologiske undersøkelser.

Undersøkelser i byggefase før oppstart

Det ble utført ingeniørgeologisk kartlegging av berg ved påhuggsområder og over deler av tunneltraseene før oppstart av tunnelarbeidene. Det ble boret hammerhull og gjort logging med televiewer og geofysikk i borehullene. Hammerhullene ble instrumentert opp med trykksensor for overvåkning av grunnvannstrykk i berg. I tillegg ble det utført befaringer av hydrogeolog og naturmiljø, for kartlegging av sårbare naturforekomster.

Risiko- og sårbarhetsvurdering

Det ble ikke funnet noen områder med setningsfare eller fare for påvirkning på brønner ved noen av tunnelene. Derimot ble det kartlagt flere bekker, tjern, myrområder og naturforekomster som ble vurdert å være sårbare for grunnvannssenkning. Kartlagte naturforekomster ved Søgnetunnelen er vist på Figur 2.

For hver enkelt forekomst ble det gjort en risiko- og sårbarhetsvurdering basert på metodikk i Håndbok V712 «Konsekvensanalyser» (Statens Vegvesen, 2014), Veileder til Ytre miljøplan (Statens Vegvesen, 2018) og Miljørisken v 1.2.1 (Statens Vegvesen, 2019). For å tallfeste sannsynlighet og konsekvens, og dermed komme frem til risiko, ble det tatt utgangspunkt i Tabell 1 (Statens Vegvesen, 2019). Vurderingene ble gjort i samråd med naturmiljø, for hver enkelt naturforekomst. Resultatene ble plottet inn i en risikomatrise som vist i Figur 3. For forekomster som havnet i grønne felter ble det vurdert å ikke være nødvendig med tiltak for å begrense innlekkasje av hensyn til disse. For forekomster i røde felter, ble det satt tetthetskrav som skal ivareta og minimere risiko for å påvirke forekomsten. For forekomster som havnet i gule felter, ble det gjort en kost/nytte vurdering av tiltak der kostnader og andre ulemper ble veid opp mot forventet effekt av tiltaket.



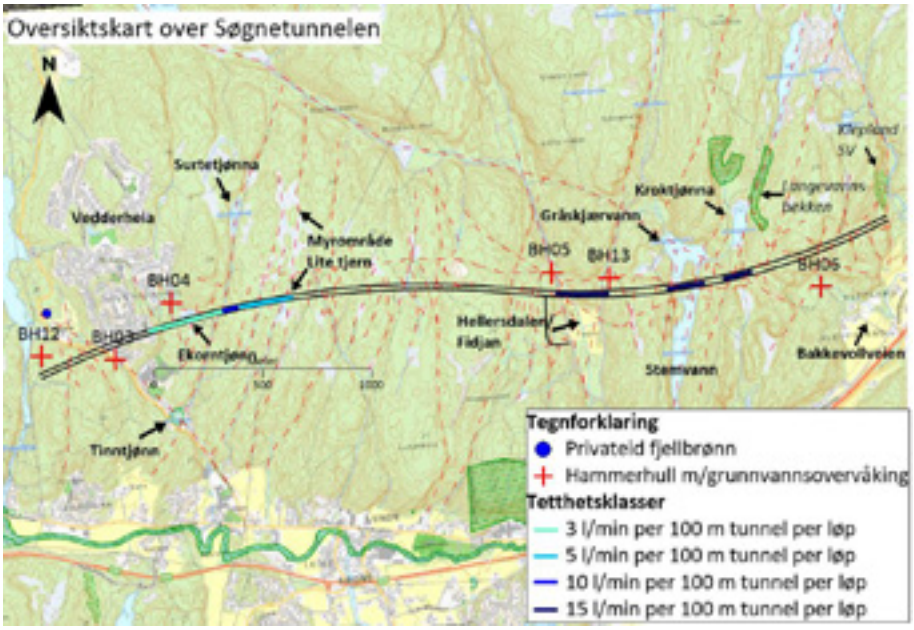
Figur 2: Oversiktskart over Søgnetunnelen som viser vurderte natur- og vannforekomster, naturtyper (skravert i grønt), privat fjellbrønn (fylt sirkel) og hammerborehull.

Tabell 1. Tallfesting av sannsynlighet og konsekvens av innlekkasje til tunnel (Statens Vegvesen, 2019).

	K5 - Meget stor negativ (katastrofal)	**K4 - Stor negativ (kritisk)**	**K3 - Middels negativ (Alvorlig)**	**K2 - Liten negativ (Moderat)**	**K1 - Nesten ubetydelig (Minimal)**
Landskaps-karakter/ bybilde Friluftsliv/ bymiljø	Uakseptabel varig* sterk ødeleggelse	Betydelig varig* forringelse	Merkbar varig* forringelse	Forringelse merkes nesten ikke/ikke varig	Forringelse merkes lite/ikke varig
Naturmangfold Forurensing av jord og vann	Uakseptabel varig* sterk ødeleggelse Bryter lover og forskrifter Restaureringstid > 10 år	Betydelig varig* forringelse Restaureringstid 3-10 år	Merkbar varig* forringelse Restaureringstid 1-3 år	Forringelse merkes lite/ikke varig Restaureringstid < 1 år	Forringelse merkes nesten ikke/ikke varig
	S5 - Svært sannsynlig	**S4 - Meget sannsynlig**	**S3 - Sannsynlig**	**S2 - Mindre sannsynlig**	**S1 - Lite sannsynlig**
	Forventet å kunne skje	Vil kunne skje	Har vært registrert i sammenlignbare prosjekter	Har vært registrert lignende hendelser	Aldri vært registrert lignende hendelser
	> 85 %	50-85 %	15-50 %	5-15 %	<5 %

	S-verdier				
K-verdier	**S1=1**	**S2=2**	**S3=3**	**S4=4**	**S5=5**
K5=75	75	150	225	300	375
K4=25	25 Surtetjønna, Vassdrag i Hellersdalen	50 Stemvann/ Gråskjærvann	75 Kroktjønna, Bekk ved Bakkevoll-veien dersom sårbare arter	100 Ekorntjønn	125
K3=10	10	20	30 Myrområde og tjern øst for Vedderheia	40 *Tinntjønn,* Bekk fra Surtetjønna	50
K2=5	5 *Klepland SV*	10 *Langevanns-bekken*	15 Bekk ved Bakkevoll-veien dersom ingen sårbare arter	20	25
K1=1	1	2	3	4	5

Figur 3: Risikomatrise for Søgnetunnelen.



Figur 4: Oversiktskart over Søgnetunnelen, med naturforekomster som er risikovurdert, tetthetskrav, og hammerhull. Svakhetssoner er vist med røde stiplede linjer. Det er gjeldende tetthetskrav etter siste revisjon 17.04.2020 som er vist.

ERFARINGER FRA MJÅVANNSHEITUNNELEN OG LINDELITUNNELEN

Dette kapittelet er basert på beskrivelser i ingeniørgeologiske sluttrapporter for Mjåvannheitunnelen (Norconsult, 2022) og Lindelitunnelen (Norconsult , 2022).

Mjåvannsheitunnelen er ca. 350 m lang. Det er kartlagt kompetent og massiv bergmasse, ingen slepper eller knusningssoner større enn noen få cm. Bergart var vekselsvis omdannet porfyrisk granitt og grovkornet øyegneis. Det var ingen sårbare naturforekomster i tilknytning til Mjåvannsheitunnelen, og derfor ikke krav til å begrense innlekkasje av hensyn til ytre miljø. Det ble anbefalt sonderboring inn mot antatte svakhetssoner og injeksjon dersom samlet lekkasje fra sonderborhull >20 l/min. Under driving ble det kun registrert drypp fra sonderborhull. Ingen injeksjon ble utført.

Lindelitunnelen er ca. 550 m lang. Det ble kartlagt generelt god bergmassekvalitet. Enkelte soner var forvitret berg med svelleleire, mektighet <1,5 m. Bergart var vekselsvis grovkornet porfyrisk granittisk gneis og amfibolittisk gneis.

Det ble kartlagt en sårbar naturforekomst i tilknytning til Lindelitunnelen, men basert på risikovurdering ble det besluttet å ikke ta hensyn til denne. Det ble dermed ikke satt krav til å begrense innlekkasje av hensyn til ytre miljø. Det ble gitt anbefaling om sonderboring inn mot antatte svakhetssoner, injeksjon dersom samlet lekkasje fra sonderborhull >20 l/min.

Totalt ble det utført 6-8 runder med sonderboring i Lindelitunnelen. Det var generelt lite lekkasjer fra sonderborhull (ingen synlige drypp, enkelte steder drypp/svak sildring, men <5 l/min). Ingen injeksjon ble utført.

Grunnvannsnivå ved Lindelitunnelen ble overvåket i 2 borehull. Det ble ikke registrert påvirkning på grunnvannsnivå som følge av tunnelanlegget.

ERFARINGER FRA SØGNETUNNELEN

Dette kapittelet er basert på beskrivelser i ingeniørgeologisk og hydrogeologisk prosjekteringsrapport (Norconsult, 2019) og sluttrapport (Norconsult, 2022).

Bergforhold

Søgnetunnelen er ca. 3963 m lang, har 18 tverrforbindelser, fire stoller for tekniske rom, samt sedimentasjons- og pumpebasseng ved lavbrekket ved Fidjan. Det er en 400 m tilkomst tunnel fra Fidjan til lavbrekket. Tunnelen ble drevet parallelt fra 8 stuffer.

Bergartene består av porfysisk granitt, øyegneis og amfibololittisk gneis, tilsvarende som for Lindelitunnelen og Mjåvannsheitunnelen. Bergmassen er kartlagt som generelt kompetent og massiv, men med tydelige og avgrensede sprekke- og svakhetssoner utsatt for dypforvitring.

Bergoverdekningen varierer fra 20 til 100 m. Lavest ved kryssing av Stemvann og Tinndalen. Ved Ekorntjønn er overdekningen snaut 50 m.

Basert på ingeniørgeologisk rapport var to av sprekkesettene var forventet å være forholdsvis steile (70-90 grader fall), mens foliasjonen var forventet å være på 20-55 grader, med fall mot vest.

På tross av en forventning om lignende bergmasse som i Mjåvannsheitunnelen og Lindelitunnelen, skulle det vise seg at Søgnetunnelen bød på flere utfordringer knyttet til innlekkasjer av vann og krevende injeksjonsforhold.

Det ble utført injeksjon både for å oppnå tetthetskrav av hensyn til ytre miljø og av drivetekniske hensyn. All injeksjon er utført med mikrosement. Det ble utført injeksjon i totalt rundt 46 % av tunnelens lengde.

Utgang av injeksjonsmasse i dagen

Bergmassens oppsprekking gav periodevise utfordringer knyttet til utgang av injeksjonsmasse i dagen. Kombinasjonen mellom lav overdekning, gjennomsettende, plane sprekker og sprekkeorienteringen førte til utgang av sement i området henholdsvis sør og øst for Kroktjønna og Stemvann, og i tillegg i Tinntjønnbekken nord for Lunde. Områdene ble satt tilbake til opprinnelig stand. Vanskelig tilkomst til området ved Kroktjønna og Stemvann gjorde at injeksjonsmassen her måtte fragmenteres med håndholdt utstyr og flys bort med helikopter.

Innlekkasjer i tunnel

Flere av de markante svakhetssonene langs Søgnetunnelen opptrådte i forbindelse med bekker og tjern. Dette resulterte i at det flere steder i tunnelen ble målt store lekkasjer i sonderborhull (100-1000 l/min). I tilknytning til de store markante svakhetssonene var det flere mindre kryssende soner med leirfylte sprekker. De store lekkasjene ble redusert med injeksjon, men de mindre kryssende sonene viste seg å være veldig vanskelige å tette. Det at det stedvis var liten overdekning, som gjorde at det var nødvendig å injisere med lavt trykk, gjorde det enda mer krevende å injisere de mindre leirfylte sprekkene.

Kvaliteten på injeksjonsskjermen og omfang av injeksjon ved behovsprøvd forinjeksjon viste seg å ha betydning for sikringsomfanget. I et område med dårlig berg og behovsprøvd forinjeksjon, ble det uført injeksjon over lengre strekker, men i et kortere strekk var det lite lekkasje fra sonderborhull og dermed ikke utført injeksjon. Det oppstod store lekkasjer i dette området, ras og tap av konturen. Konsekvensen ble omfattende sikring med sprøytebetong og buer.

Et annet forhold som gjorde det krevende å få kontroll på lekkasjeomfanget var at lekkasjer flyttet på seg. I områder med ingen sonderboring eller behovsprøvd forinjeksjon, hvor det i første omgang ikke var registrert større lekkasjer, ble det i flere tilfeller registrert nye lekkasjer og økt lekkasje etter injeksjon i senere skjermer. Dette var spesielt tydelig ved den store enkeltlekkasjen i profil 9650 i vestgående løp, et område uten injeksjon, som økte da det ble injisert i profil 9627. Lekkasjen ble målt til ca. 5,5 l/s i mars 2020, og ble antatt å være enda større da det ikke var mulig å fange opp alt lekkasjevannet. Det ble gjort forsøk på å tette lekkasjen med polyuretan. Bilder av lekkasjen ved profil 9650 er vist i Figur 5.

Punktetting av lekkasjer i heng ga tilsynelatende resultat, men målinger av lekkasjer fra pumpesumper og måleterskler viste imidlertid at samlet lekkasjemengde ikke var redusert. Dette tyder på at lekkasjene hadde flyttet seg til sålen.

Målinger av lekkasje i tunnel ble utført via måleterskler og pumpesumper. Det var imidlertid usikkerhet knyttet til målingene, bl.a. pga. mistanke om lekkasjer forbi måleterskler gjennom dypsprengt sone i sålen. For etablering av tette måleterskler burde sålen vært renset og dypsprengt sone vært injiseres. Denne problemstillingen kan også oppstå ved påhugg, der dypsprengte soner i påhuggsområder kan føre til tilsig av vann fra dagsone. Ved etablering av tette terskler ved påhugg på også dypsprengt sone tettes.

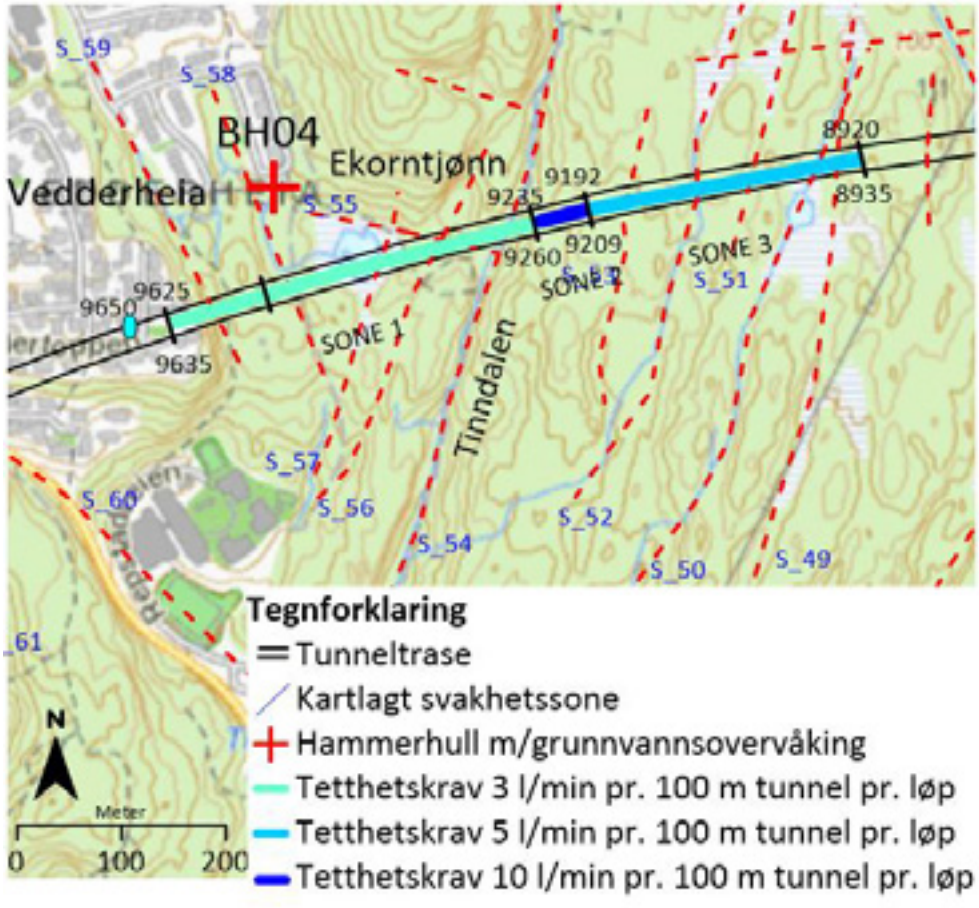


Figur 5: Bilder fra større lekkasje ved profil 9650 i vestgående løp. Venstre bilde viser måling av en av flere lekkasjepunkter i vegg, høyre bilde viser oppsamling av en klynge lekkasjepunkter i heng. Summen av alle enkeltlekkasjene i dette profilet ble målt til ca. 5,5 l/s. (Bilder tatt av Norconsult, 01.04.2020).

Ekorntjønn og Tinndalen

Området rundt Ekorntjønn og bekk i Tinndalen, som forbinder Surtetjønn (i nord) og Tinntjønn (i sør), var preget av flere svakhetssoner og ble vurdert å være et svært sårbart område for grunnvannssenkning. Det ble derfor satt et tetthetskrav på 3 l/min pr. 100 m pr. løp i tunnel forbi Ekorntjønn, og hhv. 10 l/min og 5 l/min videre østover. Hammerhull BH04 ble boret rett nord for Ekorntjønn (se Figur 6). Overvåkning av vannstand i borehullet viste at grunnvannsstand naturlig før oppstart av tunnelarbeidene var rundt 7 m høyere enn vannstand i tjernet, som tydet på at tjernet fikk tilsig av grunnvann fra nord.

Svakhetssonene omkring Ekorntjønn er i ingeniørgeologisk rapport beskrevet å være små, og at det er usikkert om sonene er utholdene nok til at de kan påvirke tunnel i særlig grad. Det ble likevel vurdert at dersom svakhetssonene hadde god hydraulisk kontakt med tunnel, kunne lekkasjer i verste fall drenere ut hele tjernet. Svakhetssonene ble antatt å være forholdsvis steile.



Figur 6: Detaljkart over Ekorntjønn og Tinndalen og inndeling i soner med tetthetskrav. Det er gjeldende tetthetskrav etter siste revisjon 17.04.2020 som er vist. Svakhetssonens plassering i dagen er vist med røde stiplede linjer. Stor lekkasje ved profil 9650 er vist med blå ring.

Begge løpene ble drevet parallelt fra vest, på synk. Bergoverdekningen ved Ekorntjønn er rundt 50 m. Fra påhugg i vest ble det sonderboret gjennom forventede soner. Det var stedvis store lekkasjer fra sonderborhull og fra salvehull. Det ble injisert dersom lekkasjer var større enn 20 l/min samlet fra 4 sonderborhull.

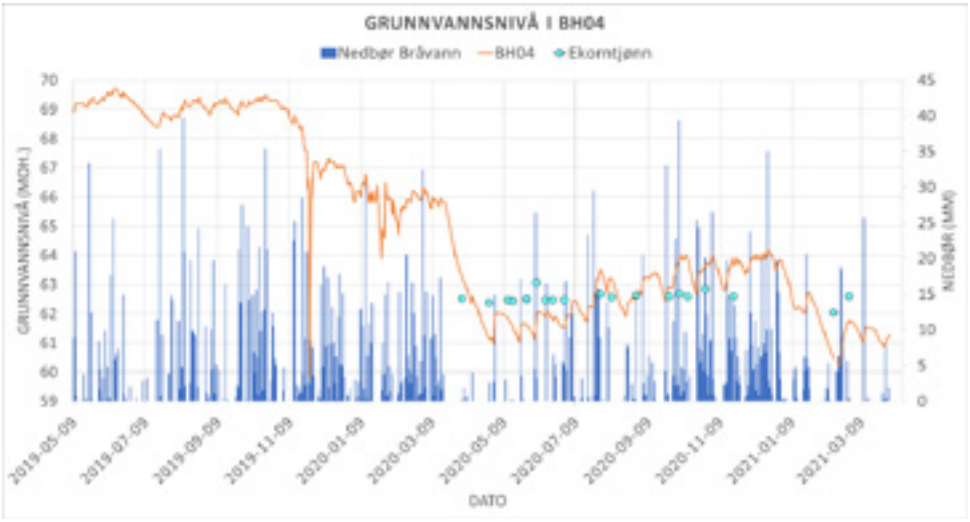
Østover fra profil 9815/9800 (vestgående/østgående løp) ble det ikke utført sonderboring eller injeksjon. Lørdag den 23.11.2019 ble det i profil 9627 i vestgående løp påtruffet store lekkasjer fra salvehull (ca. 200 l/min fra ett hull). Det ble påbegynt injeksjonshull, men hullene ble stående åpne til mandag.

Onsdag 27.11.2019 oppdages det et stort fall i grunnvannsnivå i borehull BH04 (rundt 10 m senkning i perioden 18.11-26.11), som ligger rundt 180 m fra stuff. Tidsserie som viser grunnvannsnivå i BH04 er vist i Figur 7. Grunnvannsnivå tar seg opp igjen, men kommer aldri tilbake til opprinnelig nivå. Det konkluderes med at svakhetssonene omkring Ekorntjønn har slakere fall mot vest, og dermed påtreffes lenger vest i tunnel, enn antatt. Etter anbefaling fra hydrogeolog ble det besluttet å forlenge sonen med tetthetskrav på 3 l/min pr. 100 m pr. løp til der stuffene stod, dvs. profil 9625/9635 (vestgående/østgående løp).

Den 26.01.2020 registreres et nytt dropp i grunnvannsnivå (se Figur 7). Stuffene befinner seg innenfor området for systematisk forinjeksjon, men en injeksjonsskjerm var blitt stående åpen, uten staver, fra lørdag til mandag. Grunnvannsnivå tar seg tilsynelatende raskt opp igjen etter injeksjon, men nivået fortsette å falle utover våren 2020.

Oppfølging av lekkasjer på måleterskler rundt Ekorntjønn, viste at lekkasjene var noe høyere enn tetthetskrav. I samråd mellom hydrogeolog og entreprenør ble det besluttet å gjøre justeringer skjermgeometri, samt enkelte steder utføre etterinjeksjon og forsøk på tetting av punktlekkasjer.

Lekkasjemålinger i tunnel viser at samlet lekkasje innenfor sonen med tetthetskrav på 3 l/min pr. 100 m pr. løp var <5 l/min. Det er tydelig at lekkasjer i tunnel, trolig både innenfor tetthetskravssonen, og fra lekkasjer vest for sonen, har resultert i et grunnvannsnivå som ligger rundt 6-8 m lavere enn opprinnelig nivå. Grunnvannsnivå ligger i perioder lavere enn vannstand i Ekorntjønn, og tilsiget av grunnvann til tjernet er dermed redusert. Det ble likevel konkludert med at det ikke er tegn til at lekkasjene har medført varige endringer eller uakseptabel påvirkning på selve tjernet. En kan bare spekulere om hva som hadde blitt konsekvensen dersom det ikke hadde blitt oppdaget at lekkasjer vest for opprinnelig tetthetskravsone påvirker grunnvannsnivå ved tjernet, over 200 m lenger øst.



Figur 7: Tidsserie av grunnvannsnivå i borehull BH04, døgnnedbør og innmålt vannstand i Ekorntjønn.

LEKKASJER OG VANNHÅNDTERINGSSYSTEM

Beskrivelser i dette kapittelet er basert på Norconsult-notat NO-INGGEO-060 (Norconsult, 2021).

Jf. konkurransegrunnlaget skulle sedimentasjons-/pumpemagasinet ved lavbrekket i Søgnetunnelen skal være dimensjonert for strømstans i 48 timer med innlekkasje og samtidig at største 200-års nedbørmengde opptrer i dagsone inn i tunnel. Pumper skulle dimensjoneres slik at fullt basseng kan tømmes i løpet av maks. 6 døgn.

Opprinnelig ble størrelse på pumpemagasin dimensjonert basert på en forventet maksimal innlekkasje på 10 l/min pr. 100 m tunnel pr. løp i snitt over hele tunnelen. Dette ble i desember 2020 oppjustert til 15 l/min pr. 100 m tunnel som tilsvarer en total lekkasjemengde på ca. 3573 m^3, eller 1240 l/min over 48 timer. Som følge av dette ble det sprengt ut for et større pumpemagasin.

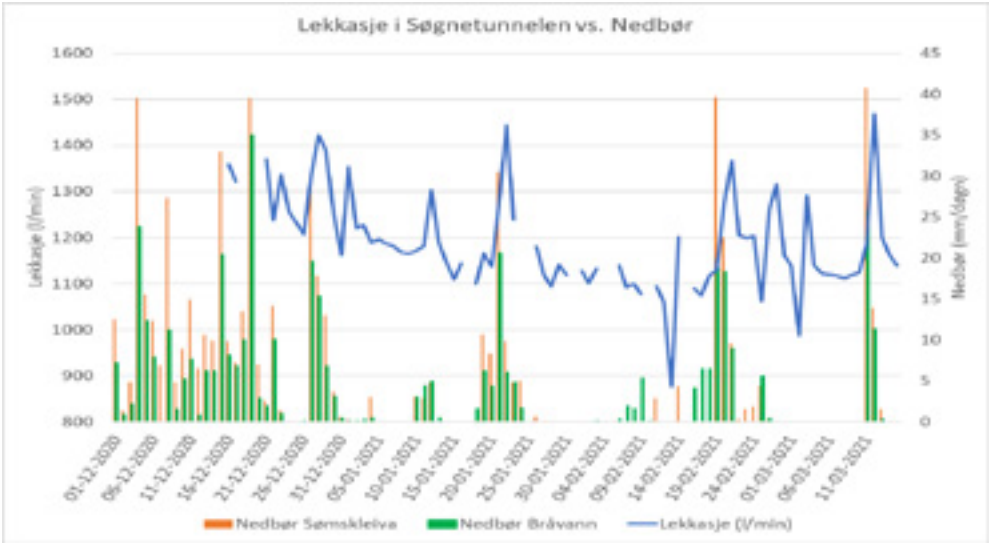
Målinger av utpumpet vann fra sedimentasjonsbasseng i lavbrekket, viser at lekkasjerate varierer med nedbør. Generelt så det ut som at i nedbørrike perioder var lekkasjeratene rundt 1300 l/min, mens det er tørre perioder var rundt 1100 l/min. Gjennomsnittlig lekkasjerate ila. hele måleperioden var 1188 l/min, mens høyeste målte rate var 1468 l/min. Dette betyr at samlet lekkasje i perioder er høyere enn det vannhåndteringssystemet var dimensjonert for. Norconsult ble derfor forespurt å vurdere hva som er dimensjonerende lekkasjemengde i tunnel, for å ivareta krav i konkurransegrunnlaget.

De største lekkasjene forekom etter forholdsvis intens nedbør over mange timer, snarere enn ved moderat nedbør over lengre tid (flere dager/uker). Det sees en viss forsinkelse, der høyeste lekkasjerate forekom inntil 1 døgn etter nedbørstopp. Som grunnlag for å vurdere forventet omfang av lekkasjer i fremtiden ble det benyttet ekstremverdier og statistikk for nedbørhendelser med 24t varighet.

Det ble utført en regresjonsanalyse på sammenhengen mellom nedbør og økning i lekkasjerate ved de 6 mest markante nedbørhendelsene (målt som døgnnedbør) ila. måleperioden og funnet at logaritmisk regresjon ga akseptabel korrelasjon og en forventet utflating ved økende nedbør. Ved å bruke funksjonen fra regresjonsanalysen kan forventet lekkasjerate ved nedbørhendelser større enn det som er målt i måleperioden estimeres. For nedbørhendelser tilsvarende 200-års returperiode inkl. 30 % klimapåslag ble teoretisk økning i lekkasje beregnet til ca. 450 l/min, som ble lagt til en konservativ «bakgrunnsrate» på 1400 l/min.

Vurderingen konkluderte med at volumet til pumpemagasinet var tilstrekkelig stort etter utvidelsen, men at deler av ledningsnettet var underdimensjonert. Disse ville kunne fungere som flaskehalser ved store nedbørhendelser og gi oppstuving av lekkasjevann i veiunderbygningen. Det ble derfor besluttet å oppdimensjonere samleledning og drensledning inn til pumpemagasinet.

Denne erfaringen tilsier at for tunneler med lavbrekk, bør det være tetthetskrav i hele tunnelens lengde. System for håndtering av lekkasjevann bør dimensjoneres for å ta høyde for at lekkasjer permanent eller tidvis kan være større enn tetthetskravene og ved behov justeres underveis basert på målte lekkasjer i perioder med mye nedbør.



Figur 8: Tidsserie over nedbør og mengde utpumpet vann fra sedimentasjonsbasseng i Søgnetunnelen.

HYDROGEOLOGISK OPPFØLGING I ANLEGGSFASE

Det settes normalt ingen formelle krav til hydrogeologisk kompetanse for oppfølging av tunnelarbeider. Ansvaret for oppfølging av naturmiljø, grunnvannsovervåkning og setningsmålinger ligger ofte hos andre fag og personer enn de som har ansvaret for å følge opp lekkasjer og arbeider inne i tunnel. Dette kan gjøre det vanskelig å fange opp om og i hvor stor grad arbeidene i tunnel har påvirkning på omgivelsene. Tetthetskrav og

injeksjonsstrategi mhp. å unngå uakseptabel grunnvannssenkning, bør tilpasses de faktiske forholdene som kartlegges i tunnel, og ved behov justeres for å oppnå sin hensikt. Ved å involvere fagressurser med hydrogeologisk kompetanse underveis, vil behov for slike justeringer lettere kunne bli fanget opp i tide.

Foruten fordelene for det enkelte prosjekt, vil aktiv hydrogeologisk oppfølging i anleggsfase bidra til å øke kunnskapen og erfaringene på tvers av fag og for bransjen som helhet. Hydrogeologer får mer erfaring med anleggstekniske problemstillinger og hvordan tetthetskrav, lekkasjer og injeksjonsprosedyrer henger sammen, som gir bedre grunnlag til å fastsette tetthetskrav som er hensiktsmessige. En god dialog mellom hydrogeologer og entreprenører kan også bidra til å øke bevisstheten rundt lekkasjer og grunnvannssenkning for de som er tettest på arbeidene. Eksempelvis er det nyttig om borebaser har en forståelse av viktigheten å ikke la injeksjonshull stå åpent med lekkasjer i sårbare områder.

I Statens Vegvesens vegnormal N500 (Statens Vegvesen, 2022) og veiledning V521 (Statens Vegvesen, 2023) er det ikke satt et eksplisitt krav til omtale av lekkasjer i tunnel i ingeniørgeologisk sluttrapport. Det vil imidlertid være svært nyttig for senere bruk om lekkasjer og grunnvannssenkning, samt eventuelle setninger, settes i sammenheng med øvrig geologisk kartlegging i tunnel. Beskrivelse av disse forholdene kan derfor gjerne inngå i ingeniørgeologiske sluttrapporter.

Fagressurser med hydrogeologisk kompetanse bør involveres fra start og ha ansvaret for og involveres i følgende forhold:

- Foreslå plassering og utforming av måleterskler.
- Følge opp og styre eventuell vanninfiltrasjon.
- Oppfølging av grunnvanns- og poretrykksovervåkning, sette alarmgrenser og følge opp alarmer.
- Oppfølging av lekkasjer og lekkasjemålinger i tunnel.
- Befaringer i tunnel.
- Delta på regelmessige tverrfaglige statusgjennomganger hvor aktiviteter i tunnel, bergforhold, lekkasjer, grunnvannsovervåkning, samt eventuell vanninfiltrasjon og eventuelle setningsmålinger, gjennomgås og sees i sammenheng.
- Løpende vurdere behov for justering av tetthetskrav og kriterier for injeksjon basert på målinger i sonderborhull og kontrollhull.
- Bidra med innspill til behov for justeringer i injeksjonsstrategi og skjermgeometri.
- Vurdere dimensjonerende lekkasjemengder for vannhåndteringssystem i tunnel. Det er spesielt viktig for tunneler med lavbrekk.
- Bidra inn i ingeniørgeologisk sluttrapport med omtale av lekkasjer, grunnvannsovervåkning, og eventuell vanninfiltrasjon.

OPPSUMMERING

Erfaringene fra hydrogeologisk oppfølging av anleggsarbeidene i tunnelen på E39 Kristiansand-Mandal, viser at ved å aktivt følge med på grunnvannsnivå under driving, sett opp mot vurdering av sprekkeretning og -fall som kartlegges på stuff, kan gi bedre styring av injeksjonsarbeider. Fagressurser med hydrogeologisk kompetanse bør involveres underveis i anleggsarbeidene for å bistå med vurdering av behov for justering av tetthetskrav, kriterier for injeksjon basert på målinger i sonderborhull og kontrollhull, samt injeksjonsstrategi og skjermgeometri.

Etablering av måleterskler er viktig for å ha kontroll på lekkasjer og kan og bør brukes aktivt under styring av injeksjonsarbeid. Det er også viktig for dokumentasjon i ettertid mtp. om

tetthetskrav oppnås. Det er viktig å sikre at det ikke forekommer lekkasjer rundt eller gjennom måleterskler, f.eks. gjennom dypsprengt sone i sålen. Videre er det viktig å sikre at det ikke er tilsig av vann fra dagsone inn i tunnel gjennom sålen.

Dersom det utføres behovsprøvd forinjeksjon, må fare for at sonderborhull ikke fanger opp lekkasjer eller at lekkasjer flytter på seg til andre steder i tunnelprofilet eller langs tunnelen hensyntas. Senere vanninnbrudd i uinjiserte områder, som følge av injeksjon lenger frem, kan medføre at tetthetskrav ikke oppnås og gi problemer med stabilitet. Dette kan videre medføre behov for svært krevende og kostbare avbøtende tiltak.

Totalt omfang av lekkasjer i tunnel kan bli større enn det summen av tetthetskrav tilsier. Det kan også være variasjoner i lekkasjemengde som følge av nedbør. Det er derfor viktig å ha gode målinger av faktiske lekkasjer i tunnel, som grunnlag for dimensjonering av vannhåndteringssystem i tunnel. System for håndtering av lekkasjevann bør dimensjoneres for å ta høyde for at lekkasjer permanent eller tidvis kan være større enn tetthetskravene og ved behov justeres underveis basert på målte lekkasjer i perioder med mye nedbør. Dette er spesielt viktig for tunneler med lavbrekk.

REFERANSER

Norconsult . (2022). *E39 Kristiansand vest - Mandal øst. Ingeniørgeologisk sluttrapport Lindelitunnelen. Doknr. RA-INGGEO-011.*

Norconsult. (2019). *E39 Kristiansand vest - Mandal øst. Prosjekteringsrapport Søgnetunnelen. Ingeniørgeologisk og hydrogeologisk rapport. Doknr. RA-INGGEO-002. .*

Norconsult. (2021). *Lekkasjemengder i Søgnetunnelen og vurdering av vannhåndteringssystemets kapasitet. Doknr. NO-INGGEO-060.*

Norconsult. (2022). *E39 Kristiansand vest - Mandal øst. Ingeniørgeologisk sluttrapport Mjåvannsheitunnelen. Doknr. RA-INGGEO-010.*

Norconsult. (2022). *E39 Kristiansand vest - Mandal øst. Ingeniørgeologisk sluttrapport Søgnetunnelen. Doknr. RA-INGGEO-012.*

Nye Veier. (2023). Hentet fra https://www.nyeveier.no/prosjekter/e39/e39-kristiansand-vest-mandal-ost/#:~:text=E39%20mellom%20Kristiansand%20og%20Mandal,fra%20E39%20til%20Mj%C3%A5vann%20industriomr%C3%A5de.

Statens Vegvesen. (2014). *Konsekvensanalyser. Håndbok V712. .* Vegdirektoratet.

Statens Vegvesen. (2018). *Veileder til ytre miljøplan. https://www.vegvesen.no/_attachment/1744577/binary/1275951?fast_title=Veileder+til+YM-plan.pdf (Hentet: 11.04.2019).*

Statens Vegvesen. (2019). *Plan for ytre miljø. Miljørisken v. 1.2.1 Tilgjengelig fra https://www.vegvesen.no/fag/veg+og+gate/hms/ytre-miljo (Hentet: 15.03.2019).*

Statens Vegvesen. (2022). *N500 Vegtunneler.*

Statens Vegvesen. (2023). *N-V521 Geologi og bergsikring i tunnel.*

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2023

Bruk av parametrisk modellering i forbindelse med sikring og injeksjon av Høviktunnelen - E18 Vestkorridoren, E103

Application of parametric modelling during rock support and grouting of Høviktunnelen – E18 Vestkorridoren, E103

Sindre Ekrene Johansen, Ingeniørgeolog, Geovita AS

Geir Dehli, Ingeniørgeolog, Geovita AS

Sammendrag

Høviktunnelen inngår i enterprise E103 som igjen er en del av E18 Vestkorridoren første etappe. Tunnelen ble drevet under Drammensbanen, et parti som stedvis har lav overdekning. Strenge tettekrav, kombinert med nærliggende infrastruktur gir komplisert driving av tunnelen.
Systematisk injeksjon og tung sikring er stilt som krav til dette utfordrende strekket av tunnelløpene. På grunn av den lave overdekningen, samt forankringsstag fra en allerede etablert rørspunt mot jernbanen, var det nødvendig å lage modeller for injeksjonshullene og boltesikringen. Parametrisk modellering ble brukt som verktøy for å dra nytte av den store graden av automatikk som slike modeller medfører. Scriptene utviklet i Grasshopper3D gjorde det mulig med betydelige endringer av modellene underveis i drivingen, og det på kort sikt.

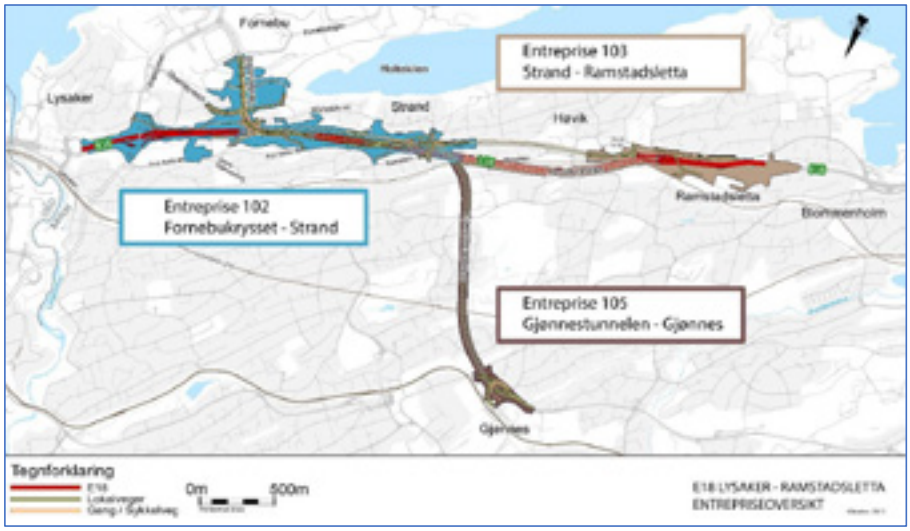
Summary

Høviktunnelen is part of the large infrastructural project E18 Vestkorridoren, more specifically contract E103. The start of the tunneling took place just below the train tracks of Drammensbanen in stretches with locally very little rock cover. Strict sealing requirements, in combination with infrastructure close to the tunnel, result in challenging conditions for tunneling.
Systematic grouting and heavy rock support were set as requirements for this part for the tunnel. Due to the lack of rock cover, as well as the ground anchors of an existing sheet pile wall next to the train tracks, 3D-models of the grouting-holes and the rock bolts were highly needed. Parametric modelling was applied as the tool, mainly because of the automatic nature of these models. The scripts that were developed in Grasshopper3D made sure that significant adjustments of the models, in short notice during the tunneling, were possible.

INNLEDNING

I forbindelse med Staten vegvesen sin utbygging av E18 Vestkorridoren etappe 1, entreprise E103 Strand-Ramstadsletta, bygges nå Høviktunnelen fra Ramstadsletta til Strand. Geovita AS er engasjert av Statens vegvesen for å bistå oppfølgingen i byggetiden.

E18 Vestkorridoren er 17 km ny hovedveg mellom Lysaker i Bærum og Drengsrud i Asker. Prosjektet er et av Norges største utbyggingsprosjekter. I tillegg til styrket trafikksikkerhet og bedre trafikkflyt for særlig næringstrafikken, skal prosjektet bidra til å redusere bilbruken og legge til rette for at flere kan reise kollektivt, sykle eller gå. Et viktig hovedgrep er å skille fjerntrafikken fra lokaltrafikken og flytte deler av E18 under lokk eller i tunnel. Dette omfatter tre deletapper og ny kollektivterminal på Lysaker.
Første etappe er delt inn i flere entrepriser som vist i figur 1.



Figur 1: Oversiktskart av inndelingen i de forskjellige entreprisene som tilhører E18 Vestkorridoren.

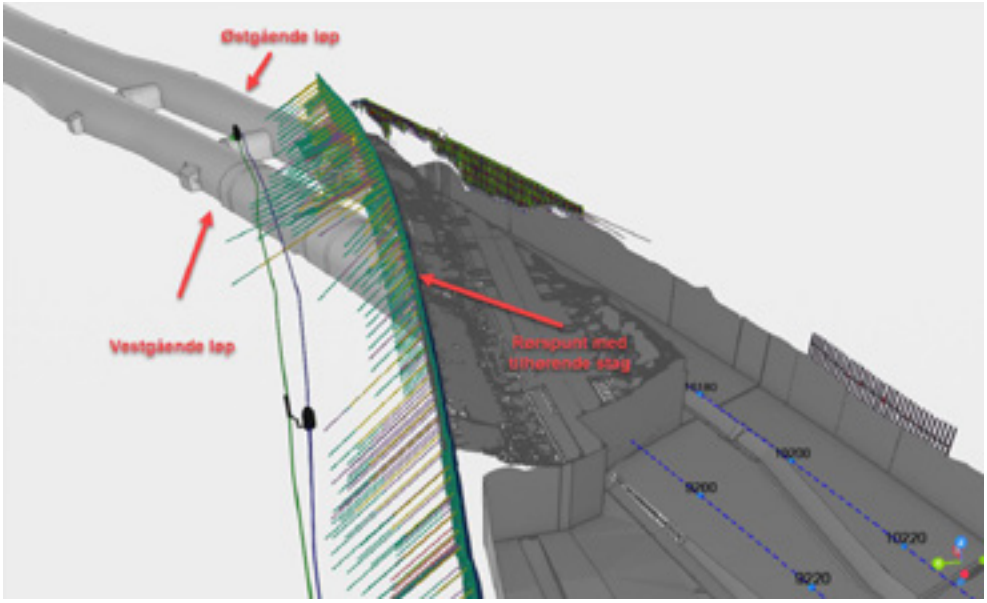
I området mellom Strand og Ramstadsletta skal E18 legges i den nye Høviktunnelen. Høviktunnelen skal bygges i to løp som hver får tre kjørefelt. Østgående løp vil ha en lengde i berg på 1611 m, mens vestgående løp vil bli 1670 m. 2/3 av Høviktunnelen tas ut i entreprisen E103 Strand – Ramstadsletta, med Skanska som totalentreprenør (TE).
Tunnelen bygges i et tettbebygd område med blant annet nærhet til Drammensbanen og dagens E18 der 90 0000 biler passerer daglig.

Drivingen starter i det vestre påhuggsområdet ved Ramstadsletta. I det vestre påhuggsområdet til Høviktunnelen på Ramstadsletta skal det etableres bergskjæringer i midlertidig fase som blir relativt høye (>10 m) og som vil ligge tett inntil Drammensbanen og dagens/eksisterende E18.
I påhuggsområdet er bergoverdekningen spesielt begrenset for østgående løp. Stabiliserende geotekniske tiltak, støp av overdekning, samt meget forsiktig driving og tilstrekkelig bergsikring gjør det mulig å drive Høviktunnelen uten å stenge Drammensbanen.

Både vestgående og østgående tunnelløp krysser under Drammensbanen. For å kunne drive tunnelene under Drammensbanen i drift er det satt opp en permanent rørspunt. Rørspunten går langs jernbanen i hele byggegropens bredde over påhuggsflaten for begge tunnelløpene. Dette er illustrert i figur 2. Rørspunten går 2 m ned i berget, og er forankret med stag inn under jernbanen. Noen steder er stagene så nære som 1-2 m fra tunnelløpet. Bergoverdekningen i området er fra 2-3 m på det laveste, til 10 m på det høyeste.

Rørspunten langs Drammensbanen er prosjektert med ett stagbortfall. Ved bortfall av flere stag under driving/berguttak i byggegrop ville en måtte vurdere erstatningsstag før videre bygging. For å unngå å bore inn i stag ved injeksjons- og sikringsboring ble det laget egne modeller for injeksjon og sikring som entreprenøren kunne følge.

Denne artikkelen omhandler hvordan parametrisk modellering i Grasshopper3D og Rhinoceros3D er benyttet under driving av Høviktunnelen under Drammensbanen på entreprisen E103 Strand – Ramstadsletta. Artikkelen har utviklingen og anvendelsen av scriptene og modellene som hovedfokus.



Figur 2: Utklipp av grunnlagsmodell som viser de to tunnelløpene fra påhuggsområdet i byggegropen på Ramstadsletta, samt overliggende rørspunt med tilhørende stag.

Geologi

Bergartene i området tilhører Oslofeltets kambro-silurske sedimentbergarter. Høviktunnelen vil bli drevet i leirskifer, leirskifer med kalksteinsknoller og –lag samt knollekalk fra etasje 4 i Oslo-feltets kambro-silur lagrekke. Skifre og knollekalk gjennomskjæres av et stort antall permiske eruptiver (AAJ/Geovita, 2021).

Injeksjon og innlekkasjekrav

Bunn av byggegropen til påhugget for Høviktunnelen ligger under grunnvannstanden i området. For å unngå poretrykkfall er det etablert en vertikal tetteskjerm rundt byggegropen. For å opprettholde grunnvannstand i løsmassefylte dyprenner med mange boliger fundamentert på setningsømfintlig leire, er det beregnet og vurdert at Høviktunnelen bør ha et innlekkasjekrav på 3-5 l/min/100 m tunnel, samlet for begge tunnelene (AAJ, 2020). Dette medfører omfattende og systematisk injeksjon gjennom hele tunnelen.

På grunn av den lave bergoverdekningen under Drammensbanen, og ellers kompliserte injeksjonsforhold, skal det i permanent fase bygges en vanntett utstøpning i begge løp i området under Drammensbanen. For å opprettholde grunnvannstand under anleggsfasen, og unngå midlertidige infiltrasjonsbrønner, måtte det utføres systematisk injeksjon også i dette området.
I området under Drammensbanen ble det injisert med mikrosement med lave stoppmengder (400 L-600 L) og lave stopptrykk (15 bar i øvre del og 25 bar i såle).

Det ble videre benyttet modell (med innlagt usikkerhet) for å kunne lage injeksjonsskjermer slik at denne ikke kommer i konflikt med stagene til den ovenforliggende rørspunten, og tilpasses overdekningen.

Driving og sikring under rørspunt og Drammensbanen

På bakgrunn av kompleks infrastruktur og ned mot 2-3 meter bergoverdekning var det på forhånd bestemt prinsipp for driving og sikring av Høviktunnelen, der den går under Drammensbanen og rørspunt og byggegropen for det østgående løpet. Noen steder er stagene til rørspunten også så nære som 1-2 m fra tunnelløpet.

Sikringsklasse IV-1 ble lagt til grunn for bestemmelse av minimumsikring (AAJ, 2022). Denne minimumsikring består av 15 cm E1000 sprøytebetong og minimum 3 m lange fullt innstøpte bolter (på grunn av konflikt med stag/liten bergoverdekning) med boltemønster c/c 1,5 x 1,5 m. I visse området ble det også forhåndsbestemt tung sikring i form av sprøytebetongbuer. Dette på grunn av antatt svakhetssone(r), lav bergoverdekning og nærhet til ovenforliggende stag. Endelig bergsikring utover minimumsikring ble bestemt etter faktiske forhold, og etter den geologisk kartlegging på stuff.

Det ble videre benyttet modell (med innlagt usikkerhet) for å kunne plassere bolter slik at disse ikke kommer i konflikt med stagene til den ovenforliggende rørspunten. Dette er tema videre i artikkelen.

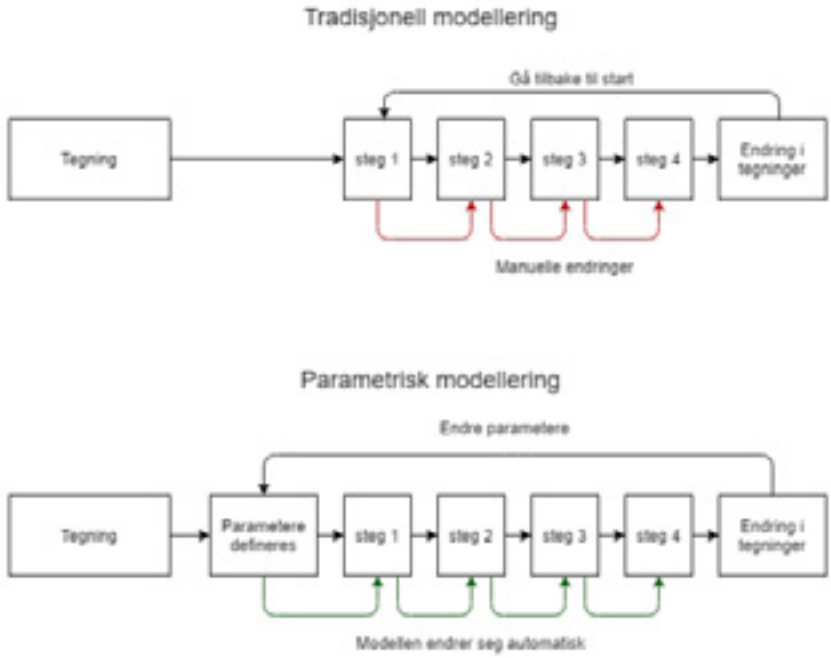
TEORI

Parametrisk modellering og visuell programmering, samt verktøyet Grasshopper3D som brukes til disse metodene, er for mange ganske ukjent. I denne seksjonen presenteres den grunnleggende teorien rundt disse temaene.

Parametrisk modellering

Parametrisk modellering er en modelleringsmetode som inngår i parametrisk design, et felt som også omhandler parametrisk form-utforskning og parametrisk form-generering. Parametrisk modellering setter konstruksjonens overordnede form i fokus, der geometriene er styrt av ulike definerte parametere og algoritmer. Dette skiller seg fra tradisjonelle modelleringsmetoder, der geometriene blir tegnet med faste verdier (Feng Fu, 2018).

Hensikten med parametrisk modellering er å redusere antallet manuelle oppgaver som må utføres, og heller automatiser mest mulig. Dette fører til at man kan endre modellens geometri uten å lage den på nytt, slik man må i tradisjonell modellering. Denne forskjellen i arbeidsflyt er visualisert i figur 3. Dette kan være særdeles tidsbesparende.
En slik fleksibilitet er hovedgrunnen til at parametrisk modellering i økende grad har blitt tatt i bruk av ingeniører og arkitekter som skal bygge og utvikle konstruksjonsmodeller (Arnesen m.fl., 2021) (Lind og Hagestande, 2017).



Figur 3: Flytdiagram som illustrerer arbeidsflyten i tradisjonell modellering kontra parametrisk modellering. Hentet fra Arnesen m.fl. (2021).

Visuell programmering

Parametriske modeller kan enten skapes ved bruk av visuell programmering eller tekstbasert kode, eventuelt en kombinasjon av begge metodene. Visuell programmering fungerer ved at en kobler sammen komponenter som inneholder ulike funksjoner, også kalt noder, i et visuelt grensesnitt. Data beveger seg gjennom trådene mellom nodene og blir behandlet av ulike funksjoner underveis (Arnesen m.fl., 2021).
Denne typen programmering er for de fleste, spesielt de uten så mye erfaring med programmering, mer intuitiv. Det er ofte enklere å følge de ulike stegene i et script i visuell programmering.

Grasshopper3D

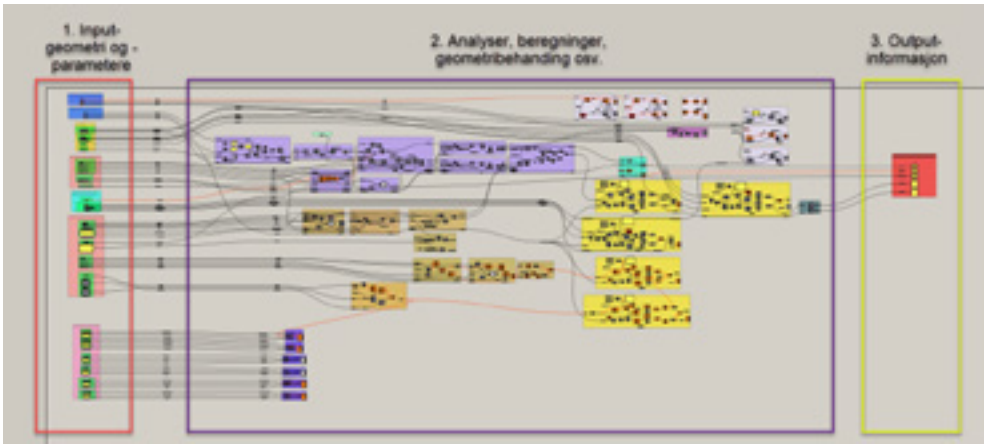
Grasshopper3D er et visuelt programmeringsspråk som ofte benyttes i forbindelse med parametrisk modellering. Det er et tillegg til 3D-modelleringsprogrammet Rhinoceros3D, slik at geometrier som genereres fra Grasshopper3D vises i Rhinoceros3D. Geometri i Grasshopper3D generes av algoritmer. Det består av et lerret der man kan plassere ulike komponenter (noder) som har en eller flere input- og output-muligheter, slik at de kan kobles sammen og kommunisere med hverandre. Komponentene er bygd opp av algoritmer som gir dem forskjellige funksjoner. Eksempler på slike funksjoner er matematiske funksjoner og dannelse, modifisering og evaluering av geometri. Komponentene styres av og er organisert i lister (Arnesen m.fl., 2021) (Lind og Hagestande, 2017).

UTVIKLING AV SCRIPT FOR INJEKSJON OG SIKRING AV TUNNEL

Utvikling i Grasshopper3D har fått økt fokus de siste årene, og har blitt brukt i flere og flere prosjekter innen samferdsel. For prosjektering og driving av Høviktunnelen ble det bestemt å lage modeller for geometriene som kan kollidere med nærliggende infrastruktur og bergoverflate. For de geometriene som får grunnlag endret ut ifra stuffens nøyaktige plassering underveis, var det forventet hyppige justeringer og endringer i modell, og det med kort forvarsel. I en slik problemstilling er det naturlig å velge de automatiserte modellene som kan lages med parametrisk modellering.
Det er i tillegg stor sannsynlighet for å komme borti lignende problemstillinger i fremtiden på andre prosjekter. Derfor vil det å sette opp ett eller flere script som også kan anvendes senere føre til redusering av arbeidstimer.

En forutsetning for å få et velfungerende Grasshopper3D-script, og ikke minst god arbeidsflyt under selve utviklingen, er god struktur. Da vil man enkelt kunne følge de ulike stegene i scriptet, slik at man skjønner hva de ulike komponentene gjør. Figur 4 viser forslag til hvordan et script kan struktureres, og kan kort oppsummeres slik:

1. Alle input-komponenter samles på venstre side av lerretet. Dette inkluderer eksterne geometrier som skal refereres inn i scriptet, ulike parametere og funksjoner som styrer geometriene og analysene som scriptet behandler.
2. Den største og mest omfattende delen av scriptet, den som utfører oppgavene som scriptet er laget for å utføre, holdes på midten av lerretet. Her vil det naturligvis være fordelaktig å strukturere scriptet i flere sub-grupper jo større scriptet blir, gjerne med fargekoder, slik som i figur 4. Når scriptet er «ferdigutviklet» samles alle -sub-gruppene med komponenter fra denne gruppen i en «cluster». Dette er for å holde scriptet enda mer ryddig, spesielt når man implementerer eksisterende script inn i nye script.
3. Output-informasjon samles ofte på høyre side av lerretet. Dette gjelder geometrier som skal jobbes videre med (for eksempel i et annet script), resultater av matematiske beregninger, og annen informasjon som er relevant å fremvise.



Figur 4: Utklipp av Grasshopper3D-lerret for injeksjonssctriptet. Scriptet kan deles i tre deler: 1. Input-geometri og -parametere. 2. Analysene, beregningene, geometribehandling og de andre sammensetningene av komponenter som sørger for scriptets funksjonalitet. 3. Output-informasjon som kan brukes videre.

Scriptets oppbygning og funksjonalitet

De relevante geometriene som måtte modelleres i forbindelse med Høviktunnelen, er injeksjonsskjermene og radielle bolter. Disse geometriene er i stor grad styrt av noen definerende parametere. Alle borhullene (dette inkluderer både boltene og injeksjonshullene) er representert som linjer som defineres av startpunkt (ansett) og sluttpunkt (odd).

For de radielle boltene er startpunktene kontrollert av sprengningsprofilets innvendige overflate, samt ønsket senteravstand. Her er sluttpunktene kontrollert av lengde på hullene og vinkel som linjen har i forhold til overflaten på tunnelprofilet (stikning). De radielle boltene har 90° som utgangspunkt.

For injeksjonshullene er det stuffens overflate kombinert med ønsket senteravstand som er definerende for startpunktene. Sluttpunktene er kontrollert av lengden på hullene og vinkel i forhold til overflaten, slik som for injeksjonshullene.
Likhetene i oppbyggingen av injeksjonshull og radielle bolter gjør at man kan utvikle ett script som benyttes for å lage modeller med begge geometritypene. På grunn av en del funksjoner knyttet til justeringer av startpunktene på stuffens overflate ble de radielle boltene holdt i et annet script enn injeksjonshullene. Programmeringen som ligger til grunn, er likevel i stor grad veldig lik for begge scriptene.

Scriptene må kunne referere inn de relevante grunnlagsfilene, som inkluderer sprengningsprofilene til begge tunnelløpene, senterlinjer og pelnumre, bergoverflaten, samt rørspunt med tilhørende stag. De videre operasjonene som utføres bruker disse geometriene og datasettene som utgangspunkt.

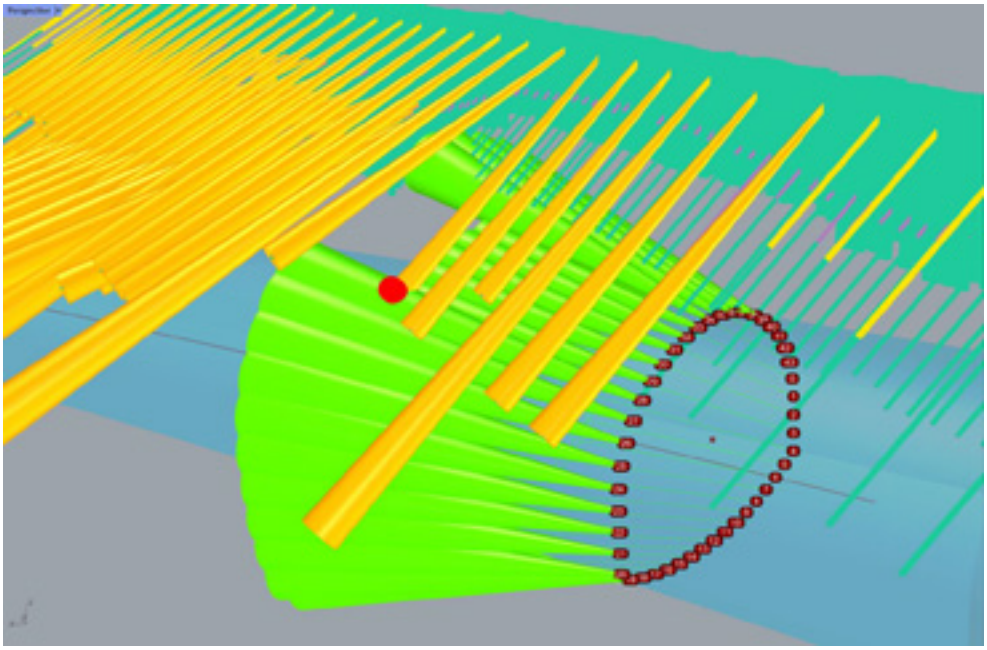
For å finne startpunktene til linjene som representerer geometriene, tegnes konturlinjen til tunnelprofilet på det bestemte punktet langs senterlinja til tunnelen. Denne konturlinjen deles opp i x antall punkter slik at senteravstanden mellom punktene er lik den ønskede senteravstanden. Deretter flyttes konturlinjen så langt som man ønsker at skjermen skal strekke seg langs senterlinja til tunnelprofilet. Den nye konturlinjen utvides («offset» på Grasshopper3D-språket) med verdi som er lik ønsket stikning på hullene. Denne utvidede linjen deles opp i samme antall punkt som for startpunktene, som resulterer i sluttpunktene. Linjene mellom startpunktene og deres tilsvarende sluttpunkter tegnes så opp. For de radielle

boltene med 90º vinkel utvides den opprinnelige konturlinjen for å finne sluttpunktene. Det er viktig å ha god kontroll på de forskjellige listene over punkter, slik at programmet skjønner hvilke punkter som de forskjellige linjene skal tegnes mellom.

På grunn av usikkerheten angående boringen av stagene til rørspunten, spesielt de lengste stagene, legges det til en usikkerhetssone rundt disse som representerer mulig boravvik. Denne usikkerhetssonen er formet som en kjegle med økende radius jo lenger ut på borhullet man kommer, og kontrolleres i form av prosentvis boravvik. For stagene opereres det med 2 %.
De samme usikkerhetskjeglene (toleransekjeglene) blir lagt på linjene som representerer injeksjonshullene. Her ble 5 % avvik brukt som et utgangspunkt, ettersom borhullene er 17 m lange. Boravvik er sannsynligvis ikke så stort, selv om det potensielt kan øke mye på lange hull (Statens vegvesen, 2004). Dette avhenger selvfølgelig av faktorer som bergets sprekkeretninger, borutstyr osv. Borhullene for de radielle boltene er såpass korte at det ikke ble tatt noe særlig hensyn til boravvik. Det ble likevel lagt på en sylinderform for å representere borhullenes diameter.

Scriptet ble utviklet til å kunne finne krysningspunkt mellom to sett med valgte geometrier, i dette tilfellet toleransekjeglene for stagene og toleransekjeglene for de aktuelle borhullene. Også krysningspunktene mellom borhullene og bergoverflaten er interessant å finne, for å unngå å bore ut i dagen. På denne måten kan potensielle kollisjoner automatisk detekteres, uten manuelt arbeid.

For å kunne velge et eller flere hull som skal endres er det viktig å holde styr på hullene i form av nummerering. Input-lister i scriptene tar imot x-antall hull, slik at de relevante parameterne kan endres. Hull kan også slettes på denne måten. Dette medfører at det er enkelt og oversiktlig å foreta store eller små justeringer av ett eller flere hull. Modellen i Rhinoceros3D i figur 5 illustrere hvordan det ser ut når noen hull justeres som følge av kollisjon med stag.

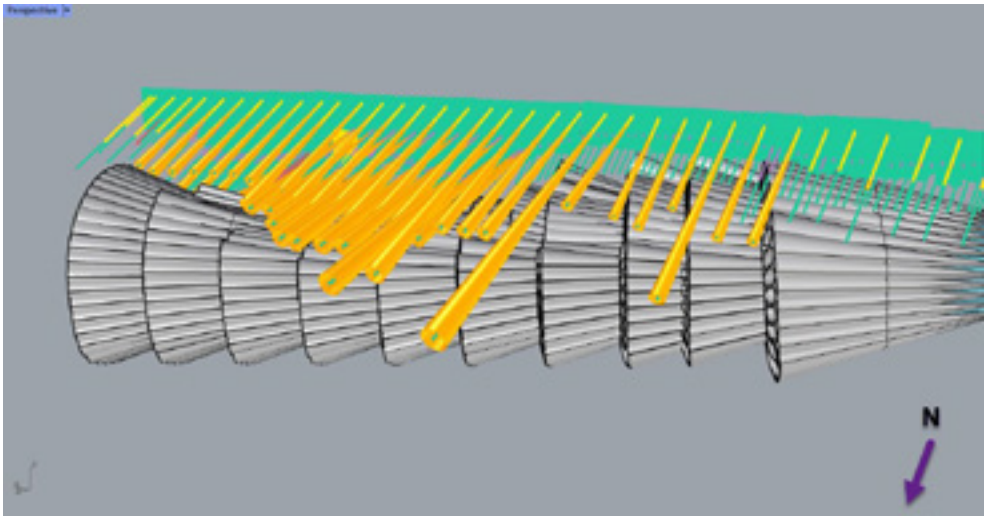


Figur 5: Utklipp av modell i Rhinoceros3D under selve modelleringen, inkludert hullnummereringen. Det røde punktet indikerer en kollisjon mellom usikkerhetssonen til et stag (oransje) og usikkerhetssonen til et injeksjonshull (lysegrønt). Her har også en del av hullene i heng redusert lengde og stikning. Merk at denne figuren kun er for å illustrere funksjonaliteten til den parametriske modellen, og ikke en aktuell injeksjonsskjerm.

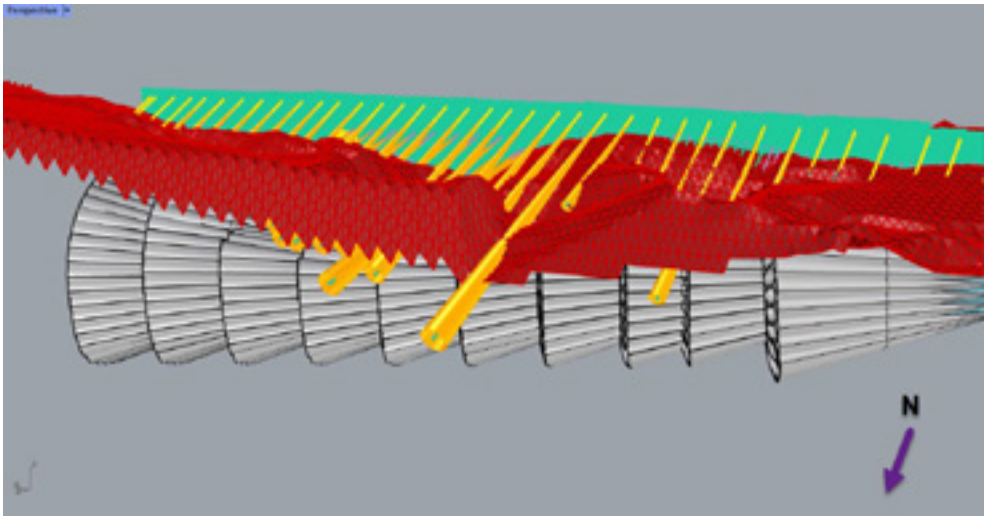
Teoretisk modell for systematisk injeksjon

Alle injeksjonsskjermene i modellen hadde utgangspunkt i en standard, paraplyformet geometri med bestemte parametere for ansett, senteravstand, lengde og stikning. Ansett er langs konturlinjen til tunnelprofilet, senteravstanden mellom hullene er 1 m, lengden er 17 m og stikning er 6 m. Enkelte eller flere hull ble så justert for å unngå kollisjon med stag eller bergoverflate. Senteravstand ble aldri endret med mindre ansett på hullene ble trukket lenger inn i tunnelprofilet.

I de mest utfordrende partiene, der stagene kommer tettest inn mot tunnelprofilet, ble det supplert med sekundære sett med kortere injeksjonshull. Målet med disse var å best mulig tette de «hulrommene» mellom skjermene som ikke ble nådd med de lengre primærhullene. Den teoretiske modellen for injeksjon av vestgående løp er illustrert i figur 6 og 7, henholdsvis uten og med bergoverflate. For østgående løp er det tilsvarende modell med lokale tilpasninger.



Figur 6: Utklipp av modellen for vestgående løp i Rhinoceros3D for injeksjonsskjermene med usikkerhetskjeglene i grått, rørspunten i grønt og usikkerhetskjeglene rundt stagene i oransje.

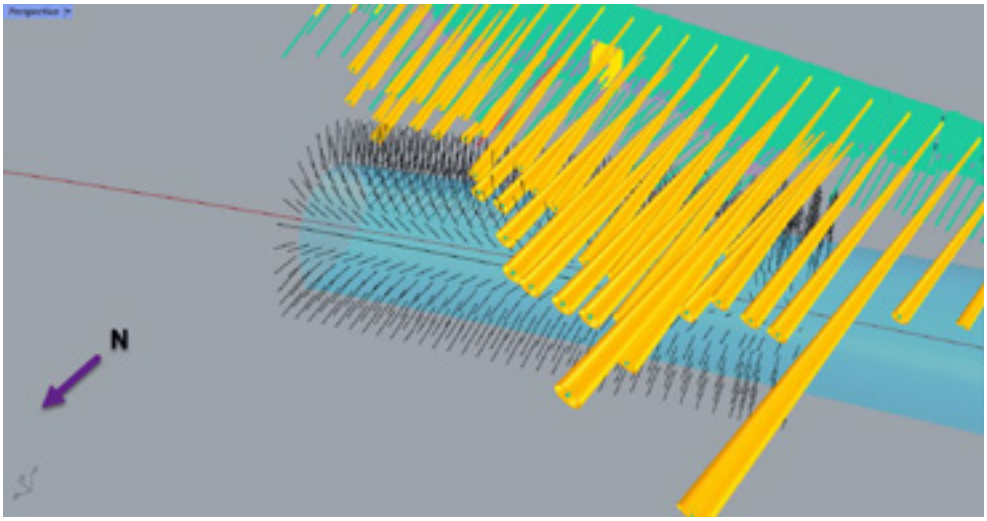


Figur 7: Samme figur som figur 6, men med bergoverflaten i rødt også lagt på.

Teoretisk modell for radielle bolter

I forbindelse med prosjektering av Høviktunnelen ble det utført stabilitetsanalyser som beregner sikringsbehovet. I tillegg til 15 cm med E1000 sprøytebetong og enkeltarmerte sprøytebetongbuer med senteravstand på 3 m, ble 4 m lange Ø25 mm kamstålbolter med senteravstand på 1,5 x 1,5 m satt som et minstekrav. Under konstruksjon av den teoretiske modellen for radielle bolter ble dette brukt som utgangspunkt.
For å unngå kollisjoner med nærliggende stag, samt unngå å bore ut i dagen, ble lengden på boltene kortet ned ved behov. Enkelte steder var det i tillegg behov for å justere ansett på boltene for å komme mellom stagene. I de områdene som avviket fra det systematiske boltemønsteret ble det supplert med flere bolter etter behov i modellen, for å kompenser for

lengre senteravstand og kortere lengder. Den teoretiske modellen for radielle bolter i vestgående løp er vist i figur 8. For østgående løp er det tilsvarende modell med lokale tilpasninger.



Figur 8: Utklipp av modellen for vestgående løp i Rhinoceros3D for de radielle bolterastene i i svart, rørspunten i grønt og usikkerhetskjeglene rundt stagene i oransje.

UTFØRELSE OG UTFORDRINGER UNDERVEIS

Driving av tunnel like under Drammensbanen og rørspunt med tilhørende forankringsstag, samt med overdekning som stedvis ikke er mer enn 2-3 m, er en ganske unik problemstilling. Slike utfordrende omgivelser kombinert med veldig strenge tettekrav har ført til et stort fokus på å konstruere en god modell som er enkel og effektiv å forholde seg til.
Under tunneldriving er det umulig å nøyaktig forutsi hvilket pelnummer stuff blir stående på etter en salve er skutt. Dette skyldes faktorer som endrede salvelengder grunnet varierende bergforhold, bakbrytning under sprengning osv.
På grunn av dette var god og effektiv kommunikasjon med TE og stikningsingeniørene som setter opp borplan essensielt. I utgangspunktet ble den aktuelle injeksjonsskjermen justert i scriptet etter kollisjonskontroll mellom nye injeksjonshull og stag, like etter pelnummer ble klart. Den oppdaterte modellen ble sendt til stikningsingeniør som oppretter borplan. Denne borplanen ble returnert og kontrollert i script og modell før klarsignal kunne gis. Hele denne prosessen måtte gå raskt for å unngå midlertidig stans i drift.
Denne kommunikasjonsflyten ble forenklet noe underveis. Dette forklares nærmere senere.

Injeksjon

Arbeidsflyten i modelleringen underveis i driving av tunnelen er på mange måter lik den var under konstruksjon av de teoretiske modellene. Så snart en salve ble skutt og endringer i forutsetningene for en injeksjonsskjerm oppstod, ble det satt opp et nytt sett med borhull.

Disse går gjennom ny kollisjonskontroll og aktuelle definerende parametere justeres dersom det er behov for det.

I mange tilfeller var det tilstrekkelig å kun trekke ansett på hullene fram eller bak, avhengig av om stuff står foran eller bak den teoretiske plasseringen, uten å endre på sluttpunktene (odd) til linjene eller stikning på hullene. Dersom stuff står lenger bak vil hullene da naturligvis blir kortere, og vinkelen på hullene i forhold til retningen på senterlinja til tunnelen blir større. I motsatt tilfellet, der hullene blir lengre, vil radiusen på toleranskjeglene øke og kan resultere i kollisjon med toleransekjeglene rundt stagene til rørspunten. Da må ytterlige justering til.
Etter at ett par skjermer var ferdig injisert, ble kommunikasjonsflyten forenklet. Stikningsingeniør hos TE fikk opprette borplan ved å tilpasse ansett på hullene etter utsprengt stuff, uten å endre på linjenes sluttpunkt. Denne borplanen ble sendt over til byggherre og Geovita for å kjøre en kollisjonskontroll i scriptet. Deretter ble klarsignal, eventuelt en oppdatert modell, gitt tilbake til TE, slik at borplan ble satt opp. På denne måten ble antallet «frem-og-tilbake-ledd» i kommunikasjonen kuttet ned fra tre til to, og prosessen effektivisert.

Radielle bolter

For de radielle boltene har det ikke like ofte vært behov for endringer på kort sikt underveis, ettersom disse ikke blir direkte påvirket av stuffens plassering. Noen ganger har kortsiktige endringer i plasseringene av enkeltarmerte sprøytebetongbuer ført til at noen bolteraster har måttet bli flyttet litt for tilpasses etter disse endringene. Oversendelse av modell og kommunikasjonsflyten var naturligvis lik som for injeksjonsskjermene.

KONKLUSJON

Gjennom prosjektering, og spesielt utførelse, av Høviktunnelen har fordelene med parametrisk modellering kommet tydelig frem. Fleksibiliteten som automatikken i et Grasshopper3D script medfører har vært essensiell i dette prosjektet. Ved å ta i bruk et velutviklet, dynamisk script kan man spare mange timer i et slikt prosjekt der arbeidsmodellene utsettes for både store og små endringer hyppig. Spesielt dersom slike endringer må skje på kort sikt får man virkelig god effekt av parametrisk modellering.

Gjennom den systematiske injeksjonen ble det tilstrekkelig tørt i de mest utfordrende områdene. Et godt modellgrunnlag kombinert med en velfungerende injeksjonsprosedyre er blant de viktigste årsakene til dette. Det er heller ikke blitt boret i noen stag, noe som skyldes gode modeller og god kommunikasjon med TE.

Scriptene som ble brukt i forbindelse med dette prosjektet vil man kunne dra nytte av i fremtidige prosjekter, med tilsvarende problemstillinger. I tillegg er mange av de deloppgavene som scriptene løser, både geometriske og matematiske, også relevante i andre type settinger enn tunneldrift. De kan da implementeres i andre script som løser andre type problemer.

REFERANSER

1. Dr.ing.A.Aas-Jakobsen AS (2021), ”V_804 Høviktunelen: Numerisk modellering påhuggsområde Ramstadsletta”, rev. 03, 2021.11.03.
2. Dr.ing.A.Aas-Jakobsen AS /Geovita AS (2021), V_800 Ingeniørgeologisk rapport Høviktunnelen, rev. 04, 2021.07.09.
3. Aas-Jakobsen (2020) E18 Vestkorridoren, Lysaker-Ramstadsletta. Byggeplan.
4. Dr.ing.A.Aas-Jakobsen AS, V_539 Drenasjeforhold og tettetiltak ved Ramstadsletta, rev. 02, 2020.11.12.
5. Lind, Christian Due og Hagestande, Kasper (2017). “Konseptuell Design av Gangbroer - Parametrisk modellering som verktøy i tidlig designfase», Institutt for konstruksjonsteknikk, NTNU, s. 1-13
6. Feng Fu (2018). “Design and Analysis of Complex Structure”s, Butterworth Heinemann, s. 177-211
7. Arnesen, Lasse; Aboubacar, Jan Tidjani; Henstein, Jakob; Kristiansen, Jonas (2021). «Effektiv modellering ved bruk av parametrisk modellering», Institutt for bygg- og energiteknikk, OsloMet, s. 5-7
8. Statens vegvesen (2004), «Berginjeksjon i praksis», Publikasjon nr. 104, s. 60

Etterord

Takk til NGI for å dele sin egen versjon av Grasshopper3D-script for injeksjon i tunnel. Dette bidro med god inspirasjon under utviklingen av egne script.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK

BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2023

3D-DOKUMENTASJON PÅ MACGYVER VIS

3D documentation à la Macgyver

Martin Hovda Haugsand, ingeniørgeolog, Fornebubanen Oslo kommune

SAMMENDRAG

Ved hjelp av moderne iPhoner kan man lage høyoppløselige 3D-modeller av tunneler, skjæringer og byggegroper med god nøyaktighet. Dette er en billig og enkel metode som kan være svært nyttig innen bergteknisk prosjektering og dokumentasjon. Sammenligning mellom en orientert punktsky fra et mobilskann mot en punktsky fra totalstasjon, viser at 80 % av punktene i mobilskannskyen har en avstand mindre enn 10 cm fra ett punkt i totalstasjonsskyen. 98 % av punktene var innenfor 20 cm. Med dataprogrammet *Cloud Compare* kan man hente ut sprekkeorienteringer fra punktskyer. Basert på dette kan mulige kiler nøyaktig modelleres. Fra de modellerte kilene kan glidevinkel og volum måles for videre kinematisk analyse.

SUMMARY

Apps for modern iPhones can create highly detailed 3D scans of the geology and geometry of tunnels, rock cuts, slopes, and foundations. After orienting the phone scans, without any scaling, 80 % of the points fall within 10 cm from the scan preformed with a total station. 98 % falls within 20 cm. 3D scans has a great value in engineering geology. With the computer program *Cloud Compare* fracture orientations can be extracted. Potential wedges can be accurately modelled and both volume and intersection line can be determined for further kinematic analysis.

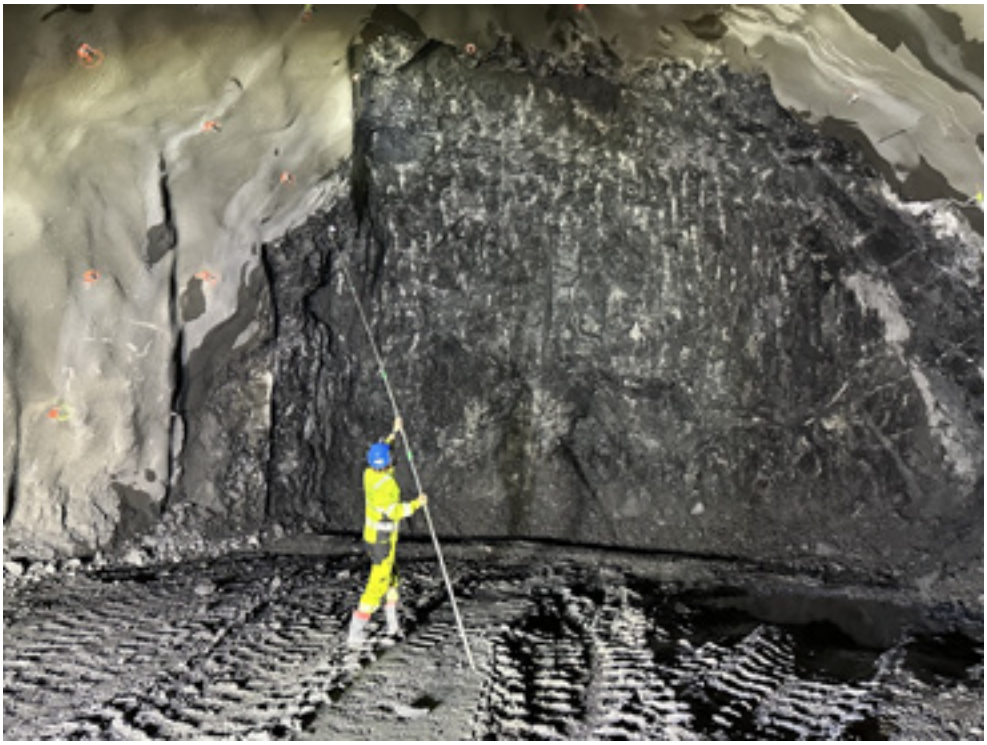
INNLEDNING

3D-skanning har tidligere vært forbeholdt fagfolk med dyrt utstyr. I dag kan man imidlertid skape gode 3D-modeller med kun telefonen. Dette skyldes at nye iPhoner kommer med LiDAR-sensor i kamerahuset. Dette er en sensor som måler avstand ved hjelp av lys (Light Detection and Ranging). Det finnes apper som kan bruke denne sensoren sammen med kameraet til å skape 3D-modeller med god nøyaktighet på kort tid. Appene er forskjellige, men *Polycam* som er brukt av kontrollingeniørene på Fornebubanen, skaper et mesh drapert med et høyoppløst bilde. Til å tyde geologi er dette bedre enn en punktsky med fargedata. Filstørrelsen fra mobilskannet er mindre, og bildet gjør at den visuelle skaleringen blir riktig. Dette gjør det mulig å hente ut geologiske strukturer til prosjektering og dokumentasjon av berget i tunneler, byggegroper og skjæringer.

Fornebubanens tunneltrasé er delt opp i 4 delstrekninger. På delstrekningen mellom Lysaker og Vækerø benyttes nå mobilskanning på 3 av 4 skift. Det har vist seg å være god dokumentasjon av berget og et godt verktøy å ha på kontoret.

UTSTYR, PROGRAMVARE OG ARBEIDSFLYT

Til skanning brukes helt vanlige mobiltelefoner. For forfatteren er dette en iPhone 14 Pro med appen *Polycam* fra *App Store*. Telefonen evner å «se» omtrent 4 til 5 meter framfor seg. For å komme nærme nok uten å stå under usikret berg har vi, i beste MacGyver-stil, benyttet en lang teleskopstang med påteipet kamerafeste. Dette gir en rekkevidde på 10-12 meter. Det er langt nok for enkeltsalver, men blir for snaut om det drives flere salver før sikringssprut. Skanningen skjer som oftest samtidig med den geologiske kartleggingen. Lys kan komme fra egne lykter, piggmaskin, egen bil, eller sprøyterigg. Selve skanningen tar 2-3 minutter. Etterpå trenger mobilen 2-3 minutter på å prosessere skannet. Figur 1 viser utførelse av et skann.



Figur 1. Skanning med lang teleskopstang. Telefonen er festet i enden på stangen. Foto: Geir Olav Larsen

Etter skanningen er videre arbeidsflyt som følger:

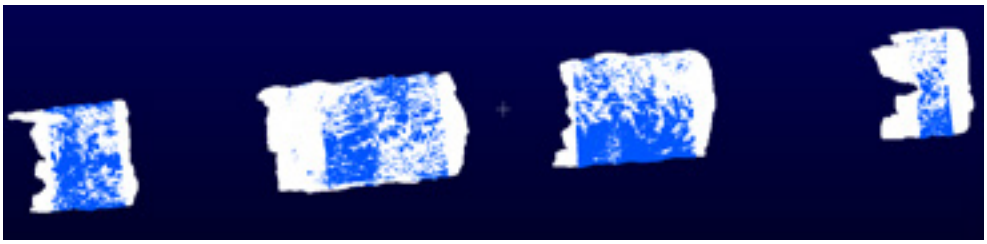
1. Rådata fra skannet overføres til et felles dataområde.
2. Skannet fra entreprenøren og bolteplasseringen fra MWD lastes inn i *Cloud Compare.* Råskannet fra mobilen tilpasses slik at det passer med satte bolter og entreprenørens skann av bergoverflaten. Skannet er nå orientert i rommet. Det har vist seg at mobilskannet kun trenger å orienteres i XY-planet og i himmelretning, ikke i størrelse og helning.
3. Om nødvendig kan *Cloud Compare* benyttes hente ut sprekkeorienteringer eller kombinere flere skann.
4. Modellen og sprekkedata kan i andre programmer brukes til å tegne opp og vurdere kilegeometrier.

NØYAKTIGHET

Per 30.10.2023 har vi utført mobilskann av 139 stuffer. Entreprenøren på prosjektet og utfører selv skann av berget før og etter sikring. Dette skannet utføres med totalstasjon og har en punkttetthet på 10 x 10 cm. Et spørsmål internt har vært hvor nøyaktig skannet fra mobilen er. *Cloud Compare* har en funksjon hvor man kan tilegne punktene i en punktsky en verdi lik avstanden til nærmeste punkt i en annen punktsky. Ved å gjøre dette med totalstasjonsskannet mot det orienterte mobiltelefonskannet, kan grad av nøyaktighet vurderes. Siden mobilskannet er orientert, måler vi nøyaktighet samlet for både skannet **og** prosessen ved å orientere mobilskannet.

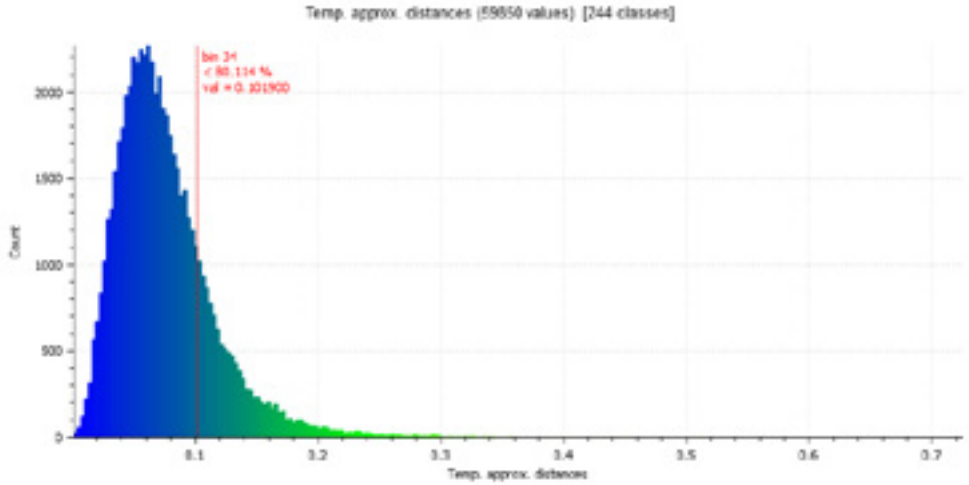
Figur 2 viser 10 skannede stuffer fra hovedløpet mot Vækerø. Den blå skyen er entreprenørens 10 x 10 cm skann utført med totalstasjon. Den hvite skyen er en samplet 10 x 10 cm punktsky fra orienterte mobilskanninger. Totalstasjonsskyen (blå) er klippet til slik at alle punktene er innenfor berg som er

skannet med mobilen. Det er totalstasjonspunktskyen som tilegnes en verdi lik minste avstand til ett punkt i mobilskannskyen.

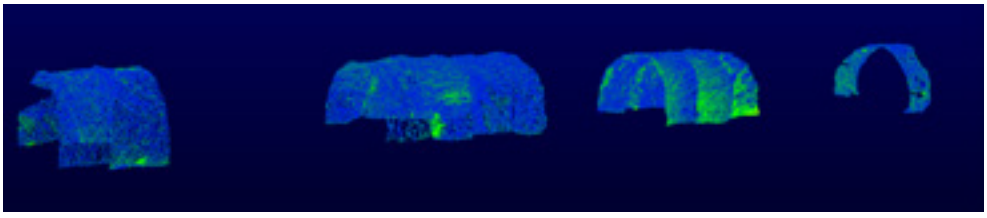


Figur 2. Punktsky fra orientert mobilskann og skann med totalstasjon sett ovenfra. Punktsky fra totalstasjon er blå. Punktsky fra mobilskann er hvit.

Resultatet kan man se i Figur 3. Siden punktskyene har en tetthet på 10 x 10 cm og det ene skannet er en sampling vil det selv med ett perfekt orientert skann være noe avstand mellom punktene i snitt. Figur 3 viser at 80 % av punktene i totalstasjonsskannet er nærmere enn 10 cm fra ett punkt i mobilskannet. 98 % av punktene er nærmere enn 20 cm. En feil på 20 cm over 12,5 meter utsprengt profil gir et avvik på 1,6 %. Da antar man at avviket skyldes mobilskannet og ikke dårlig orientering, nedfall eller rensk mellom de to skanningene. Fra visuell inspeksjon, se Figur 4, virker de fleste av punktene med større avvik (grønne punkter) å være systematisk i samme område i noen av stuffene. Dette kan tyde på at avviket skyldes orienteringsprosessen. Overordnet kan man si at mobilscannet etter orientering har en nøyaktighet på 10 til 20 cm.



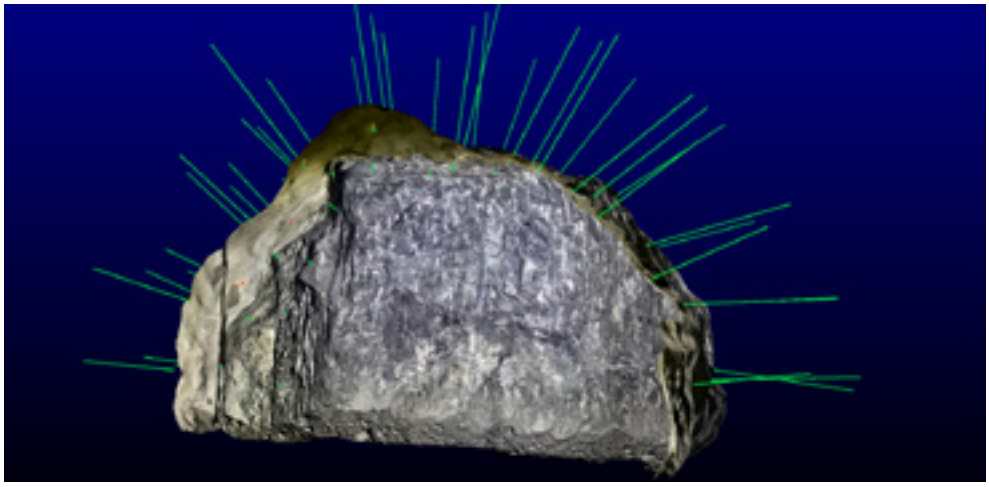
Figur 3. Histogram av minste avstand mellom punkter skannet med totalstasjon og punkter skannet med mobilen. 80% av punktene i skannet med totalstasjon har ett punkt fra skannet med mobil nærmere enn 10 cm.



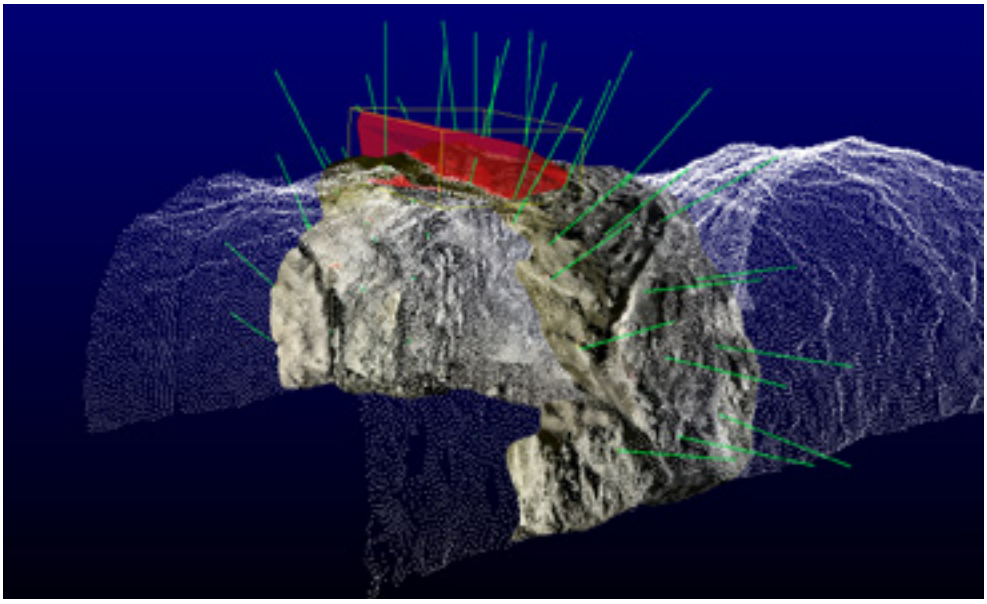
Figur 4. Fargelagt punktsky fra totalstasjon som viser avstand til nærmeste punkt i punktsky fra mobilskann. Samme fargekode som vist i Figur 3. Sett fra siden.

INGENIØRGEOLOGISK BRUK AV SKANNINGENE

En fordel med skann fremfor vanlige bilder er at man får et godt inntrykk av sprekkeplanenes fall, fallretning og utstrekning i berget. På kontoret kan man snurre modellen rundt i 3D og diskutere med kollegaer. *Cloud Compare* er et svært nyttig dataprogram som har en egen geologisk modul hvor man kan ta ut sprekkemålinger og strukturer fra punktskyer. Sammen gir dette mulighet til å nøyaktig modellere kiler og glideplan i tunnel, skjæring og byggegroper. Figur 5 viser samme stuff som vist i Figur 1 etter at skannet er orientert. Det ble her identifisert en mulig kile i hengen. Basert på skannet og sprekkemåling av bakplanet ble kilen modellert og det ble bestilt ekstra bolter, se Figur 6.

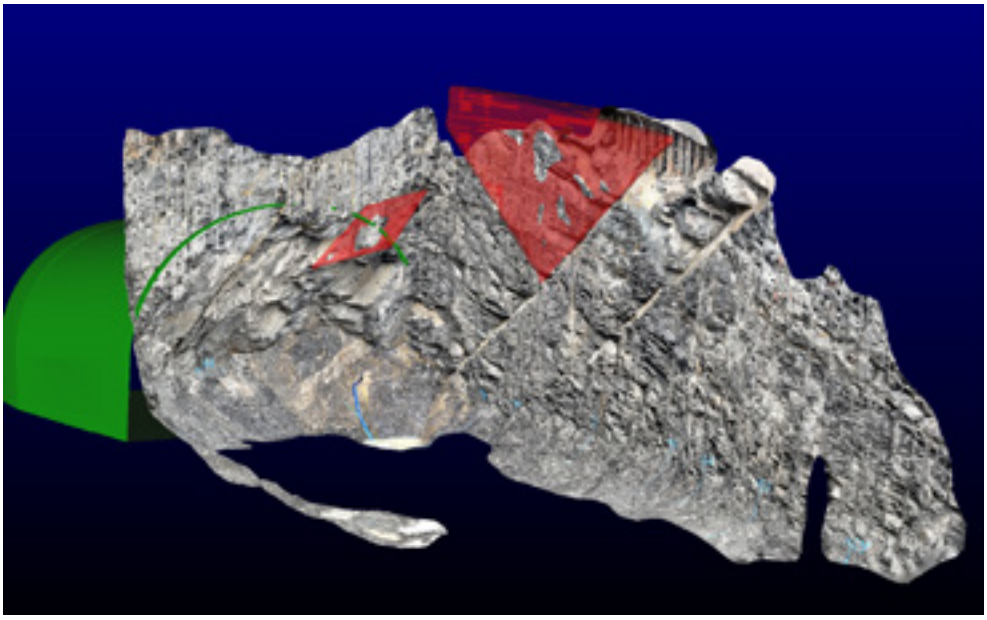


Figur 5. Orientert skann med bolter fra MWD. Samme stuff som vist i Figur 1. Bilde fra Cloud Compare.



Figur 6. Modellert mulig kile. Hvit punktsky er skannet fra totalstasjon. Bilde fra Cloud Compare.

Metoden er også benyttet ved sikring av forskjæring til tunnelpåhugg. Figur 7 viser en forskjæring hvor det i den ene veggen har rast noe ut under fotdrageren til spunten og det er tydelige gjenværende sprekkeplan som gir fare for nye utrasinger. Ved hjelp av et orientert mobilskann tok vi ut sprekkemålinger og modellerte opp flere mulige kilegeometrier. Med en modellert kile kan man få ut både volum og glideplansvinkel som begge er nødvendig for å beregne nødvendig sikring.



Figur 7. Forskjæring med påhuggsflate og modellert tunnel. Legg merke til den eksisterende kileutglidningen ved den eksponerte rørspunten og de modellerte kilegeometriene. Bilde fra Cloud Compare.

Selv om skannet gjør det enkelt å modellere opp kiler, så klarer man ikke fra skannet alene å vurdere andre viktige geologiske parametere. Sprekkefyll, sprekkeruhet, forvitringsgrad og bergstyrke må vurderes på plassen. Det har også vært tilfeller hvor berget «oppleves» noe annerledes på stuff enn i modell på datamaskinen i ettertid. Dette gjelder særlig vurderingen av oppsprekking (RQD) i Fornebubanens skiferformasjoner.

KONKLUSJON

Å skape 3D-modeller med mobilen med god nøyaktighet er i dag mulig med enkle midler. Modellene kan videre benyttes til bergteknisk prosjektering og dokumentasjon. Det finnes kraftige tilgjengelige dataprogram som *Cloud Compare* hvor man kan arbeide med modellene.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2023

PRE-GROUTING OF TRANSPORT TUNNELS IN JOINTED ROCK FOR SUCCESSFUL CONTROL OF WATER

Forinjisering av transport tunneler i oppsprukket berg for vellykket kontrol av vann

Dr Nick Barton (Nick Barton &Associates)
Prof Steinar Roald (Dr S Roald A/S, Norway)

SUMMARY

Pre-grouting is an effective way of displacing water and severely limiting inflow to tunnels, if practiced correctly. Joint sets are successively sealed, and permeability tensors are known to rotate and reduce in magnitude for each set. This has been measured during 3D permeability tests. In fact, the needs for tunnel support and reinforcement are actually reduced by successful pre-grouting, but not when wet shotcrete or leaking bolt holes are seen following unsuccessful pre-injection. The possibility of dry tunnels depends on the use of stable non-shrinking grouts with microsilica additives. Due to extensional viscosity the latter are de-selected if using the inadvisable filter-pump which is favoured in some countries. Particle sizes should be appropriate to the estimates of mean physical joint apertures (E). Hydraulic apertures (e) estimated from permeability testing are idealized smooth parallel plates. They are smaller, mathematically derived apertures so are physically non-existing objectives for determining the cement particle fineness, using either ultrafine, or micro-cement, or industrial Portland cement. The rule-of-thumb of E needing to be greater than $4.d_{95}$ has been proved experimentally in rock joint samples. The aperture difference $E \geq e$ is due to hydraulic losses due to roughness. These apertures are approximately equal when greater than 1.0 mm. A poor pre-injection result like wet shotcrete and leaking bolt holes may also result from too low injection pressures. Local joint jacking is needed, with limited risk when flow of grout is occurring. There is an inevitable logarithmic to linear pressure decay from the injection borehole out into the intersected joint planes, with at least 50% loss of pressure within 1m for Newtonian-fluids, and obviously more for rough joints using cementitious grouts with their Bingham-fluid cohesion and friction. However, pressure must not be held when flow has stopped. Injection pressure must obviously be lowered when not needed, if there are large flows near the surface or in permeable crushed zones at depth. If for some reason one is not using stable cements with the necessary micro-silica additive, it will be necessary to use lower pressure anyway, but one must then expect poorer penetration and volume reduction when hardened, meaning the likelihood of wet shotcrete. The authors will draw on their experiences from confidential expert witness and court experiences of several pre-and-post injection projects in Norway and abroad.

Keywords: Pre-grouting; settlement-damage; high-pressure; micro-silica; joint-apertures

SAMMENDRAG

Forinjisering er en effektiv måte å fortrenge vann og sterkt begrense tilsiget til tunneler, dersom det praktiseres riktig. Sprekkesett forsegles suksessivt, og permeabilitetstensorer er kjent for å rotere og redusere i størrelse for hvert sett. Dette er målt under 3D-permeabilitetstester. Behovet for tunnelsikring reduseres faktisk ved vellykket forinjisering, men ikke når våt sprøytebetong eller lekkende boltehull sees etter mislykket forinjisering. Muligheten for tørre tunneler avhenger av bruk av stabile ikke-krympende sementfugemasser med mikro-silika tilsetninger. På grunn av ekstensjonsviskositet blir sistnevnte fravalgt hvis man bruker den uønskede filterpumpen som er

foretrukket i enkelte land. Partikkelstørrelser bør passe til estimatene for gjennomsnittlige fysiske sprekkeåpninger (E). Hydrauliske åpninger (e) beregnet fra permeabilitetstesting er idealiserte glatte parallelle plater. De er mindre, matematisk avledede åpninger, så de representerer fysisk ikke-eksisterende mål for å bestemme sementpartikkelfinheten, ved bruk av enten ultrafin eller mikrosement, eller industriell Portland-sement. Tommelfingerregelen for at E trenger å være større enn circa 4 x d95 er blitt bevist eksperimentelt i naturlige sprekkeprøver. Sprekkeåpningforskjellen $E \geq e$ skyldes hydrauliske tap på grunn av ruhet. Disse åpningene er omtrent like når de er større enn circa 1,0 mm. Et dårlig forinjeksjonsresultat som våt sprøytebetong og lekkende boltehull kan også skyldes for lavt injeksjonstrykk. Lokal nærborhulljekking er nødvendig, med begrenset risiko når flyt av injiseringsmasser fortsetter fortsatt. Det er et uunngåelig logaritmisk til lineært trykkfall fra injeksjonsborehullet ut i de kryssede sprekker, med minst 50 % trykktap innen 1 m for Newtonske væsker, og åpenbart mer for rue sprekker ved bruk av sementholdige masser med deres Bingham-fluid kohesjon og friksjon. Trykket må imidlertid ikke holdes når strømmen har stoppet. Injeksjonstrykket må åpenbart senkes når det ikke er nødvendig i tilfeller med store strømninger nær overflaten eller i permeable knuste soner på dypet. Dersom man av en eller annen grunn ikke bruker stabile sementer med nødvendig mikrosilikatilsetning, vil det uansett være nødvendig å bruke lavere trykk, men man må da forvente dårligere penetrering og volumreduksjon ved herding, altså sannsynlighet for våt sprøytebetong. Forfatterne vil trekke på sine erfaringer fra konfidensielle sakkyndige og rettserfaringer fra flere pre-og post-injeksjonsprosjekter i Norge og i utlandet.

Nøkkelord: forinjisering; settningsskader; høytrykk; mikro-silika; sprekkeåpninger

Introduction

Pre-grouting *ahead of tunnels* has three main functions: to control inflow into the tunnel, to make tunnelling progress more predictable in case of poor-quality rock masses, and to limit groundwater drawdown above the tunnel. This helps to avoid settlement damage caused by consolidation of clay deposits beneath built up areas. Towns tend to be built where terrain is flat, due to the same clay deposits. Green areas are also largely protected if groundwater levels are maintained. The need for good pre-injection routines should be clear to all civil engineers who have seen the suffering of city commuters, house-owners, building occupants, even football stadium owners (Stockholm), and sometimes farmers and forest tourgoers (Oslo).

Tunnelling may trigger ground-water drawdown and damage to infrastructure, even multiple 1m subsidence to roads near metro tunnels (São Paulo) with resulting damage and even abandoned houses. Furthermore, and distant from cities, TBM need not get stuck in mountains (multiple instances) with good probe drilling and timely impermeabilization (pre-injection) routines. This has become increasingly possible on more recent TBM. It has taken TBM manufacturers decades to achieve, as the realization of potentially more challenging ground is more widely accepted.

Some relevant back-ground information

During extensive testing of a large number of cements for their grouting abilities twenty years ago, *Roald and Saasen, (2004)* discovered that ideal stable non-shrinking grouts with micro-silica slurry additive have *extensional viscosity*. Such ideal grouts tend to be excluded from selection when tested in filter- pumps with their artificial screens that force flow-separation, and which subject the tested grout to a maximum pressure gradient in one artificial test plane, quite different from grout flow in rock joints and fractures, and different also from the NES test. These findings will be discussed in more detail later.

In the Bærum Tunnel west of Oslo, where inflows were in the range 1 to 2 litres/min/100m and locally lower than this, the *first author* had previously logged all core and related it to Lugeon data, to Q-parameters and to seismic velocities on behalf of Jerbaneverket, today's BaneNor. The Q_{H2O} method was developed on the same occasion *(Barton, 2007)* using more than 1.4km of Lugeon test results, with lower permeability at increasing depth not only due to improved Q-values.

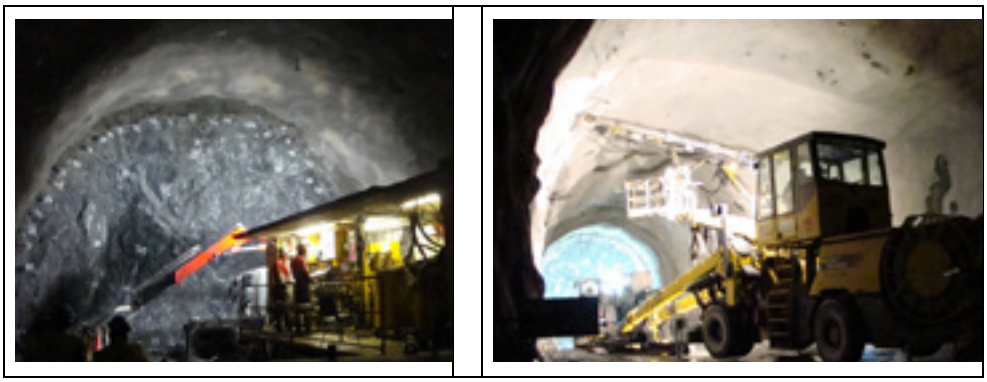


Figure 1. The Bærum Tunnel west of Oslo with systematic pre-grouting of 5km length and 1 to 2 litres/min/100m result with no need for the pre-installed infiltration wells. This project is a good example of the gradual improvement in achievable inflow limits, which has reduced in Norway from about 30litres/min/100m some 40 years ago, to about 10litres/min/100m about 30 years ago, and down to best results of about 1-2litres/min/100m in the last 10 - 20 years. Note the dry shotcrete in the current last 50-60m of this tunnel, in contrast to the occasional small wet patches. Filter-pump discrimination against stable grouts with micro-silica has been shown to cause 'reversal' of the dry/wet shotcrete experience – meaning mostly wet shotcrete and a minimum of dry patches. This is an undesirable and totally unnecessary result.

As will be seen later, a slightly altered Q-rating method is used, reversing Jr/Ja to Ja/Jr. In two earlier tunnels along the same Oslo-Asker line (Yong-Asker) the core-logging and permeability interpretation methods to be outlined in this paper were also used, enabling predictions of the different grout particle (injection cement) needs. Unfortunately, the main consultant chose three different pre-injection strategies for different 'milieu classes', taking care of the external environment but not the internal tunnel environment, so there remained some unnecessary and unwanted minor drips of water.

Settlement damage due to groundwater drawdown in overlying sediments

There is an expected and logical high frequency connection between the location of towns and cities in the flatter, sediment-and-clay-filled areas, under which tunnelling, especially metro lines, is often needed. This is exactly where great care is essential (pre-injection), in preference to the optimistic: 'We do not expect settlement damage'.

The most remarkable draw-down due to tunnelling known to the first author reached to 2.9 km. It was apparently transmitted from a single TBM tunnel major-inflow event and was presumably transmitted along fractured zones beneath two intersecting valleys in Sri Lanka. Thousands of houses were damaged, and hundreds of wells dried up – each in the neighbouring valley. A small river used by farmers disappeared. There was no other tunnel within tens of kilometers to explain this costly phenomenon.

Unfortunately, double-shield TBM, even with (or because of) reliance on bolted and gasketted PC-element liners, have seen instances of draw-down up to 1km distant, due to mis-interpretation of permeability, sometimes in the form of *sub-horizontal* fractures and unexpected connectivity in otherwise good quality 'vertically-fractured' gneiss and amphibolite. The problem is the continuously repeated 'delay' of PC-element installation in the tail-shield, 15 to 20m distant from the advancing tunnel face. The usual advance represents a normal half, one, or two days 'delay' for the liner to be in place. This 'delay' can be extended in time if a troublesome weakness zone, or fault *(Barton, 2013)* or hard mixed-face is involved, the latter causing unexpected cutter damage and delays in the maintenance cycle *(Macias and Barton, 2022).* The temporarily unsupported length behind the cutter-head may suffer over-break. This occurred in troublesome sub-sea kilometers (ch 20 -24km) in the UK/France Channel Tunnel, where three joint sets caused unexpected wetness – with the benefit of hindsight - an expected result since 30 to 60m under the seabed.

Pre-grouting effectively reduces EDZ to prevent draw-down

Figure 2 illustrates some coupled-process discontinuum modelling using the Itasca Inc./Dr Peter Cundall code UDEC-BB. It was performed by Dr. Karstein Monsen for a disputed case of draw-down and leakage at a metro tunnel that was not pre-injected – but should have been. The left diagram shows an example of nearly complete drawdown of the groundwater table. On the right is the flow of water in principally the rougher and more permeable sub-horizontal joints at a more limited drawdown stage. The smoother, tighter sub-vertical joint set suffered the most shearing.

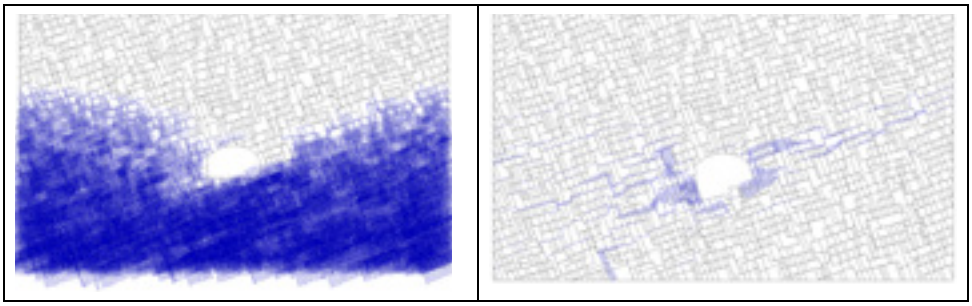


Figure 2. Coupled UDEC-BB tunnel model of groundwater drawdown and inflow along the joints when no pre-injection is performed – but should have been.

The question arises of not only how to perform pre-injection to prevent such potentially damaging drawdown (how many holes, what injection pressures, which grouting materials, which starting water/cement ratios), but also of what is actually happening when injecting cement-based grouts into the active (one diameter thick?) load-bearing rock 'cylinder' that will later surround the new tunnel.

Figure 3 shows a diagrammatic attempt at representing the roughly 'cylindrical' surrounds of a tunnel to represent EDZ_1 , EDZ_2 and EDZ_3 which are each defined at the top of the figure. The idea with the symbolic and *right-side and left-side* sketches is to represent the potential effect of pre-injection, *or not*. EDZ_2 represents rock joint adjustments. Permeability here is likely to be minimized by pre-injection, but most important is the EDZ_3 representing blast damage. This is formed *after the pre-injection* when the tunnel is excavated, so represents a more permeable zone (assisting drainage if still needed) on the inside of the grouted cylinder.

Note that in the 'boxes' at the top of Figure 3, the Q-value is assumed to increase as also predicted in *Barton, Buen and Roald (2002)* and in *Barton (2003).* This was later confirmed by direct observation of reduced support needs in well-designed Norwegian tunnels (such as the Bærum Tunnel) that had been systematically and successfully pre-injected for a continuous 5km.

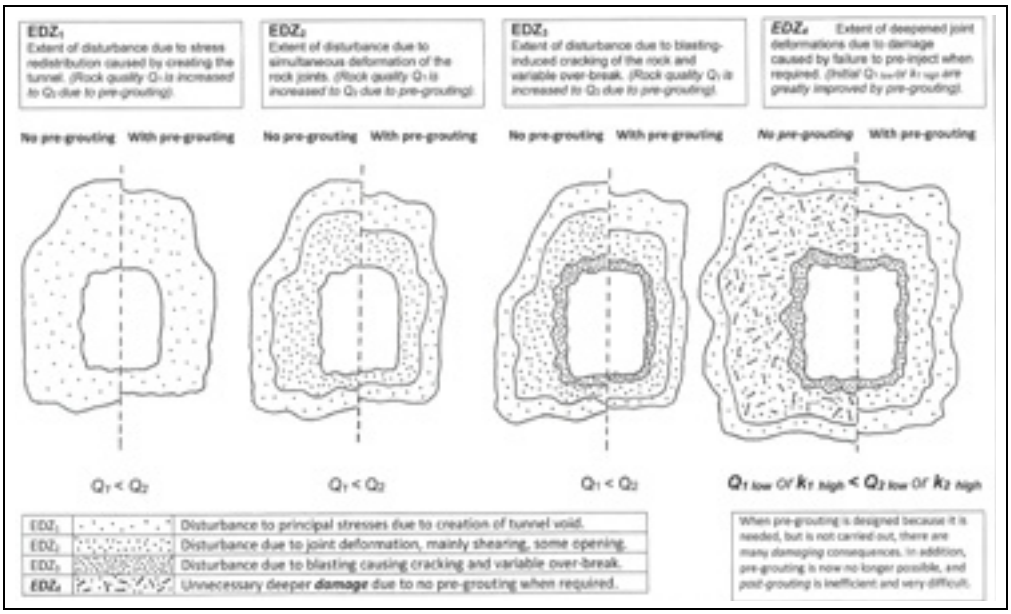


Figure 3. The concept of tunnel EDZ$_{1\ to\ 4}$ and their reactions to pre-injection, or no pre-injection.

The benefits of micro-silica additives and evidence of the 4 x d_{95} rule

Roald, Nomeland and Hansen (2002) and *Roald and Saasen (2004)* described extensive measurements of the penetration properties of various cement-based injection materials in a thorough analysis of some 20 manufacturer's grouting cements. The most important physical quality-control result of this research is that bleeding and volume loss can be reduced to negligible amounts by using micro-silica slurry additive. Figure 4 is a graphic summary of the diverging consequences of not using or using such additives.

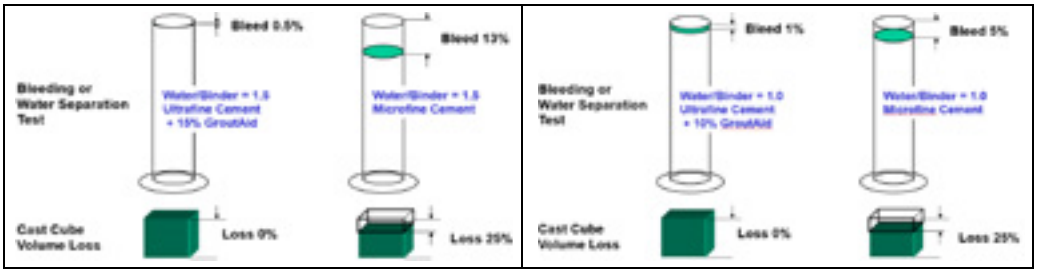


Figure 4. Micro-silica additives to eliminate bleed and volume loss when grouting, (Roald, Nomeland and Hansen, 2002).

A major practical problem is that unstable grouts *without* micro-silica do not tolerate high-pressure injection as well as stable grouts, and they may shrink when setting due to filtration and bleeding.

The filter pump was also investigated during the studies of 20 years ago. *Roald and Saasen (2004)* found that it gave inconsistent results, but worst of all it caused *stable grouts to be rejected* because of their resistance to flow separation due to an *extensional viscosity* much higher than the conventional shear viscosity. Those using the filter pump seem to be unaware of this.

Filter pumps are apparently in regular use in Sweden and were therefore used at the very large Stockholm Bypass twin-motorway project *(Creütz and Osterman, 2019).* This seems to have caused the exclusion of stable grouts at this project. This in turn increases the risk that the cement-only grouts will not tolerate high injection pressures. The incomplete grouting of a limited number of joint sets, perhaps only one set, as very frequently observed, may be the unintended result. This has allowed small but environmentally damaging inflows especially in northern parts of this major project. These have been protested by environmental groups and by affected property owners.

Opinions flowing from filter pump use include illogical 'rules-of-thumb' (see opinions given in *Creütz and Osterman (2019* and in *Dalmalm and Janson (2001).* Equipment-caused rejection of the well-known and rock joint tested '4 x d_{95}' physical joint aperture groutability limit is described below and in some following figures. The numerous grouting tests performed in Elkem's Materials Laboratory twenty years ago included the NES apparatus, with successively reduced apertures (100, 75, 50μm) until grout mixes with successively reducing water/cement ratios (2.0, 1.3, 1.0, 0.7) were finally experiencing blockage. Just four (4) of the cement manufacturers more than twenty (20) cements were successful in penetrating the 50μm NES artificial 'smooth fracture' opening, and these had 10 to 15μm d_{95} particle sizes, as advertised by their manufacturers. They were therefore demonstrating '3 to 5' times d_{95} penetrability.

In tests at NGI during our extensive UK Nirex nuclear waste project (1990-1996), it was found by *Bhasin et al. (2002)* that 4 x d_{98} was the mean physical joint aperture that could be grouted. The estimate of aperture was made using the JRC conversion method *(Barton, Bandis, Bakhtar, 1985)* shown later, utilizing the interpreted hydraulic aperture (e). It was found possible to inject this rock joint (a large-diameter joint sample of welded tuff from Sellafield) using a stable super-fine grout while the joint was under a normal stress of 3.5MPa. It had a water-flow interpreted hydraulic aperture (e) of 25μm. The grout had a re-checked d_{98} particle size of 12μm. With JRC = 6, the e = 25μm aperture converts to a mean physical (E) aperture estimate of 47μm. In this case E ≈ 4 x d_{98}.

Interestingly, and significantly, this 'particle-size' rule also applies to the many-orders-of-magnitude-larger ore-passes in mines. In this case the 'slow' particles (blocks of ore) next to the walls define a very approximate parabolic velocity distribution. Blockage results when the d_{95} block size causes 4 x d_{95} to exceed the ore-pass diameter as seen in Table 1. These empirical results from *Hambley, Pariseau, Singh (1983)* are well-known in the mining industry. On occasion, explosive 'bombs' are rolled down on trolleys to release blockages in the often 5m to 6m diameter ore-passes.

Table 1 Guidelines for preventing blockage (and the need for 'bombing') in ore passes (Hambley, Pariseau, Singh, 1983). Figure 6 provides some visual images – of larger block flows.

Ratio of ore-pass dimension (D) to block dimension (d)	Relative frequency of blocking	Flow probability
D/d > 5	Very low	Almost certain flow
5 > D/d > 3	Often	Variable
D/d < 3	Very high	Almost certain not to flow

The joint aperture inequality E > e and its advised use in grout selection

The fundamental mismatch of the mean physical (E) and theoretical hydraulic aperture (e) of joints was already graphed in 1972 *(Barton, 1972)* and confirmed again following coupled *in situ* tests in subsequent work in the USA *(Barton et al. 1985).* The aperture E ≥ e and change of aperture ΔE > Δe) joint flow data gradually being collected was updated by Quadros in *Barton and Quadros (1997)* as shown in Figure 5. The concept is by now widely accepted following numerous PhD studies. Experience of ΔE > Δe was specifically recorded at the unique 8m^3 in situ flatjack-loaded block test in 1980-1981 performed by TerraTek, where the mismatch of joint closure and change of hydraulic aperture was confirmed *(Barton, 1982).* As must already be clear, the mismatch of the physical groutable aperture (E) and the smaller flow-interpreted hydraulic aperture (e) has an important impact on the optimal size of the chosen micro-cements in the case of high-pressure pre-grouting of tunnels. It was a surprise to find that Swedish grouting designers have apparently focussed just on the *(non-physical* so not actually existing*) hydraulic aperture,* at their largest project (by length > 2x18km with spans 20-30m): the surprisingly narrow-pillar Stockholm Bypass, as described by *Creütz and Osterman (2019).*

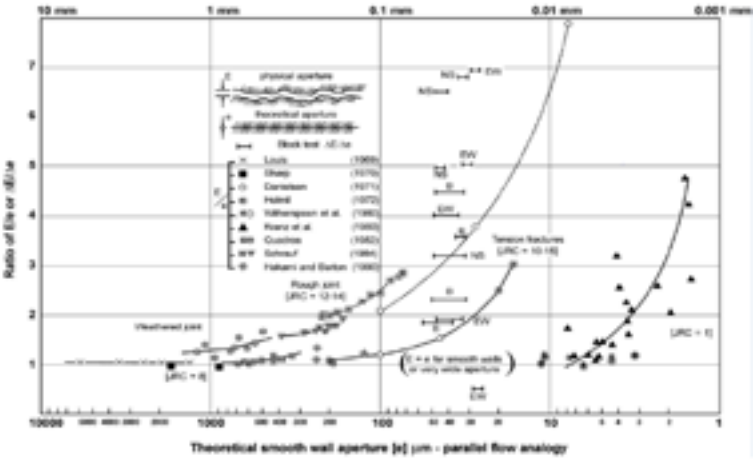


Figure 5. Experimental evidence for the mismatch of hydraulic and physical apertures started more than 50 years ago (Barton, 1972) and was assembled in Barton et al. 1985 and updated in Barton and Quadros, 1997. The E ≥ e mismatch should not be ignored when designing grout.

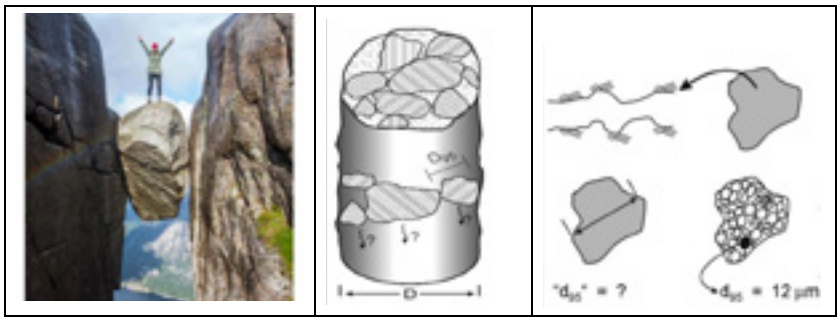
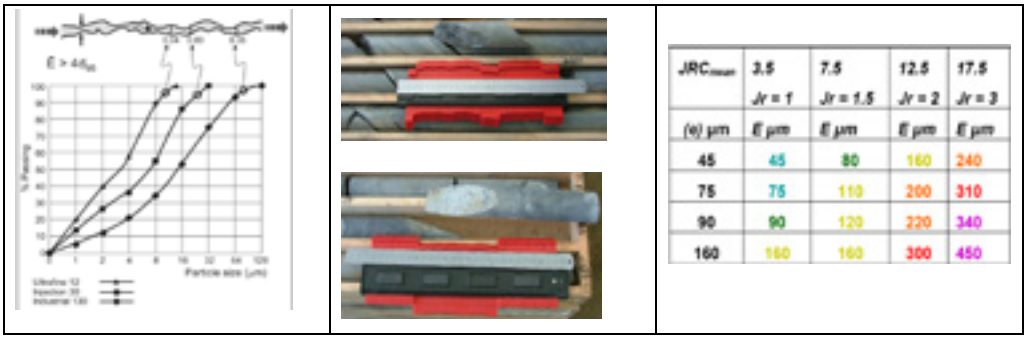


Figure 6. The flow of blocks down rough-walled ore-passes in mines follows the rule-of-thumb principles for flow of the ten-thousand-times smaller cement particles in rock joints. In the case of the latter the selection of finer grouts (ultrafine instead of micro-cement) together with locally increased joint apertures due to carefully controlled hydraulic jacking may solve the problem of grout penetration.



JRC_{mean}	3.5 Jr = 1	7.5 Jr = 1.5	12.5 Jr = 2	17.5 Jr = 3
(e) µm	E µm	E µm	E µm	E µm
45	45	80	160	240
75	75	110	200	310
90	90	120	220	340
160	160	160	300	450

Figure 7. Left: the rule-of-thumb for grout particle penetration with Swedish cements represented. Centre: estimating joint roughness JRC on core at rail tunnels west of Oslo. Right: for a range of JRC (and Jr from the Q-system) and selected hydraulic apertures, coloured numbers represent estimates of mean physical apertures. Green, through yellow, orange and red need ultrafine, micro, and industrial cement, respectively. Using 'e and not E' for grout selection and ignoring roughness JRC (or Jr) has been a costly omission at recent major projects.

Filter pump testing is non-representative of the penetration of stable grouts

Ideal grouts consisting of micro- or ultrafine cement with micro-silica additive to ensure stability and no shrinkage do not take kindly to filter-pump inquisition in an artificial screen taking all the pressure drop. Ideal stable grouts have extensional viscosity that is many times larger than shear viscosity. A desirable grout with lower water/(cement+filler) ratio gets blocked on the screen, and results in illogical opinions (Dalmalm and Janson, 2001 and also in a Norwegian-Swedish text book) that apertures 8 to 12 times larger than d_{95} are needed. Stable grouts are rejected by 'filter-pumping'.

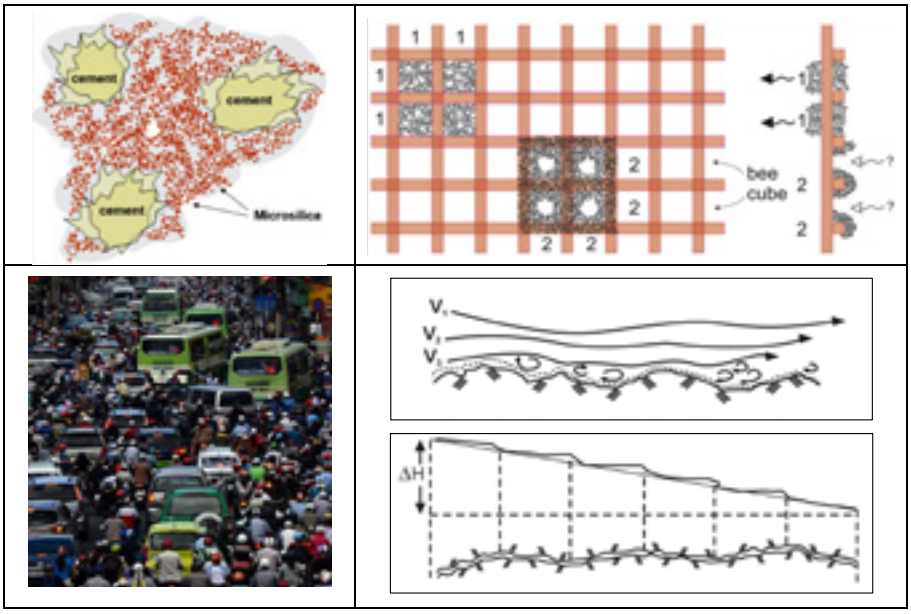


Figure 8. The extensional viscosity of ideal stable grouts causes them to be de-selected in the most artificial and extraordinary testing method – the filter pump screen, as pointed out by Roald and Saasen, 2004. The reality is flow losses over a significant flow distance, and a more or less parabolic velocity distribution (Barton and Quadros, 1997 and 2019).

The real situation, like the *analagous crowded road* in Figure 8, is that there are 'roughness-induced' wall losses (slower speed due to parked cars) giving a parabolic-style of velocity distribution, caused in the micro-world by small pressure losses due to grout flowing around interlocking joint-roughness asperities. Widening the road (or local hydraulic joint jacking) gets more grout and traffic further, and if this can occur on intersecting roads even better, but the widening is clearly limited. Anyone who proposes a toll-plaza (the analogy to a filter-pump screen) will cause artificially delayed flows of zero relevance to normal traffic (and grout) flow. *The filter-pump screen that symbolizes the traffic plaza delay does not exist or belong in jointed rock masses.* Imagine a joint aperture of 0.1mm and flow of grout for the desired several meters in each joint intersected. In our analogy the traffic flow equivalent is *tens of kilometers*, not the 10m in the traffic plaza. Local hydraulic jacking of the joints (or local addition of new lanes) gives desirable benefits for locally increasing the speed and reach of the grout (and traffic).

High injection pressures for local joint widening

Some 10 to 15 years ago, three rail tunnels west of Oslo, with a total length of 12 km, were all systematically pre-injected, following thorough pre-investigations, and pre-grouting analysis based on specialized core logging. The highest injection pressures used (5 to 10MPa), will have significantly and deliberately exceeded assumed local minimum rock stress, an unfortunate limit suggested by *Gustafson and Stille (1996)* which apparently is still influencing pre-grouting practice in some countries/institutions. It is almost a perfect recipe for injecting only the most permeable joint set. In Norway higher pressures are traditionally chosen to hydraulically jack the joints, *but this only occurs in the immediate neighborhood of the injection holes*. The radial reduction in pressure, linear to logarithmic, is rapid and very important as it undermines (takes energy from) the action of too low injection pressures. It is indicated in Figure 9.

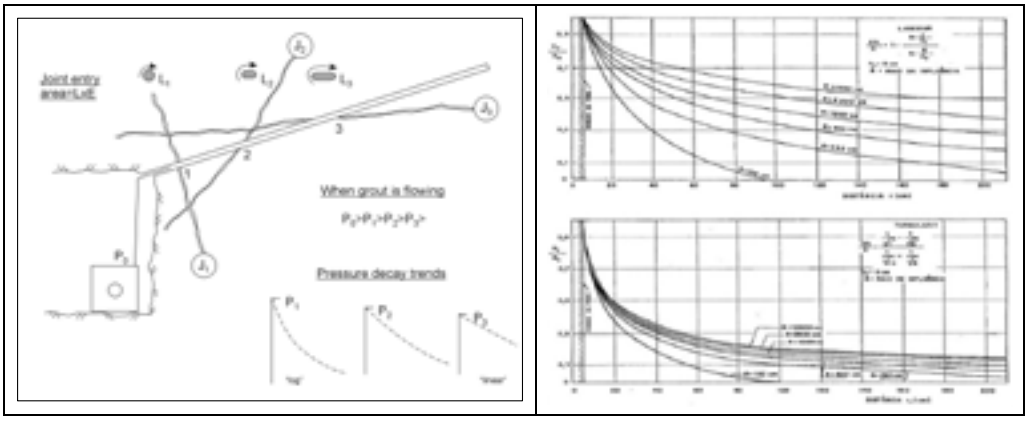


Figure 9. The rapid pressure decay within the joint planes while flow is occurring means that higher pressure pre-grouting is needed. There will be greater difficulty in injecting joint intersection L_1 than L_2 or L_3. The theoretical curves show pressure decay as a function of radial distance (0-2m) across a perpendicularly intersected joint plane. The two right-hand diagrams apply to Newtonian laminar or turbulent flow. More than half the pressure is lost within 1m of the injection holes (Cruz, Quadros and Correa Filho, 1982). It will be worse with Bingham fluids.

To emphasize the role of pressure-drop-while-flowing the following tunnelling example is illuminating – also illustrating the advantage of a *blocker-screen* in some cases. Refer to following Figure 10 from *Roald, Nomeland and Hansen (2002).* A shallow urban tunnel in phyllite, with 5m of rock cover, was injected at invert level to a final pressure of 6.5MPa, and to 5MPa even in the shallow depth of the arch *(Barton, 2003, Klüver and Kveen, 2004).* However, the establishment of an outer 'blocker' screen as illustrated in Figure 10 was necessary for this shallow location.

The reality is that while grout is still flowing, deformation in the rock mass is limited to local, near-borehole joint aperture increases, due to the steep pressure decays seen in Figure 9. Without this pressure dissipation mechanism, cases such as the above would obviously be damaging to over-lying rock and soil. Application of such high pressures is discounted in most countries, maybe because of incorrect practice (e.g. seeing the damage that may occur if holding high pressure when flow has stopped?) and failing to appreciate the above flow-dependent pressure decay. This is a real safety valve against unwanted hydraulic fracturing, as opposed to the frequently desirable joint jacking.

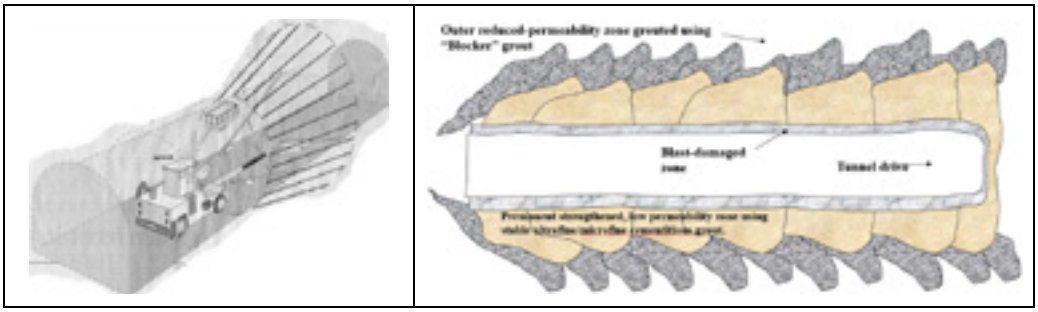


Figure 10. The fast-setting blocker grout principle illustrated by Roald et al. (2002). Three key advantages are a shortening of the setting time so that tunnelling can continue, 'protection' against unnecessary grout loss, and provision of containment when high-pressure injection is needed but the surface (or parallel excavations) are too close for comfort.

In this connection it can be noted that 1 to 5 litres of grout per m^3 of rock mass is a typical result for pre-injected tunnels, based on the assumption that a roughly 5 to 6m thick cylinder surrounding the typical 12m span road tunnel is grouted. A rock mass with three perpendicular sets of joints and a mean 1.0mm aperture would take a theoretical 3 litres of grout per m^3. An 'active porosity' of 0.3% would have been injected in this case. This is far higher than most natural rock mass porosities. In view of the need for stress transfer in a rock mass, *and much tighter joints prior to grouting*, significant joint jacking must be assumed.

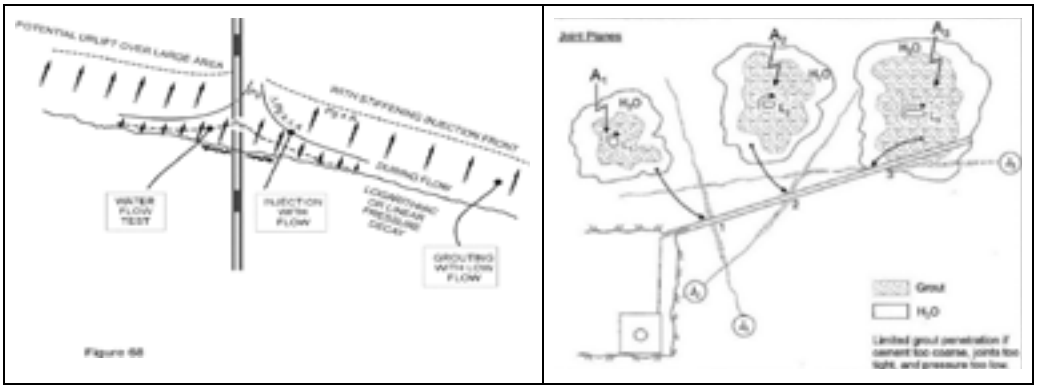
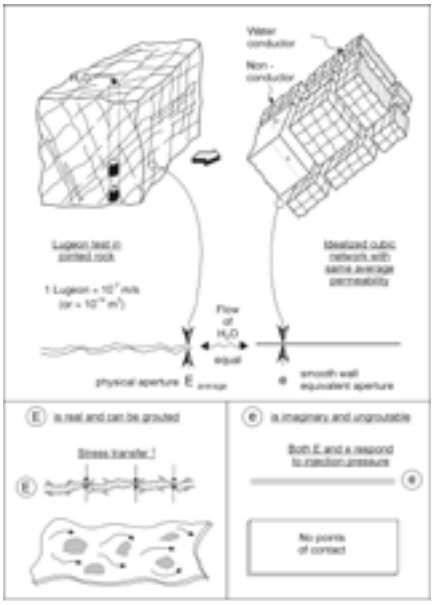
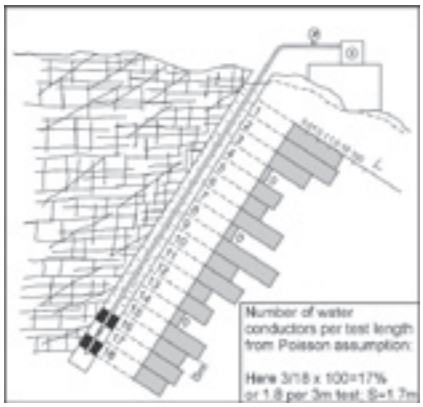
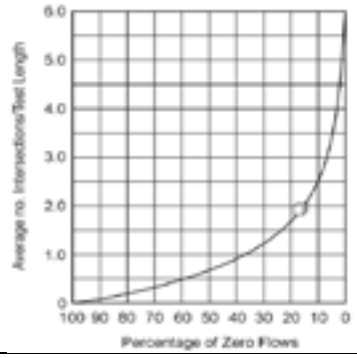


Figure 11. Left: Contrasting joint deformation during a Lugeon test, or during possible joint jacking, or if pressure is maintained when flow has stopped giving potential and damaging uplift. This must be avoided. Right: Too low pressures and too coarse grout without micro-silica combine to make 'coffee-filter' water-sick rock with more water after grouting than before.







Assume:

1) $K = e^2/12$ for one parallel plate

For one set of plates/joints:

2) $K_1 = e^2/12 \times e/S$,

where (S) is the mean spacing of water conducting joints (see rotated 'cube' of conductors).

From Snow [20] and Louis [21]: Rock mass permeability on average, is estimated by flow along ***two*** *of the three sets* of parallel plates:

3) $K_{mass} = 2e^2/12 \times e/S = e^3/6S$

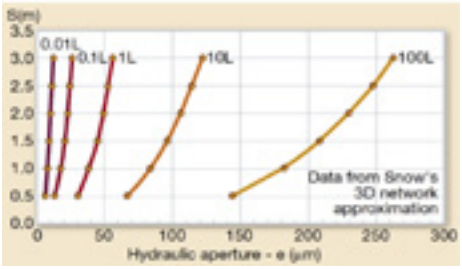
Making further 'engineering' simplifications that 1 Lugeon $\approx 10^{-7}$ m/s $\approx 10^{-14}$ m^2, we obtain:

4) 1 Lugeon $\approx 10^{-8}$ mm^2.

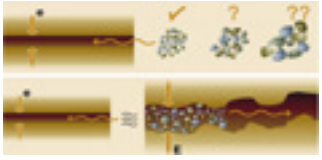
Therefore, the simplified relation as follows:

5) $e \approx (L \times 6 \times S \times 10^{-8})^{1/3}$

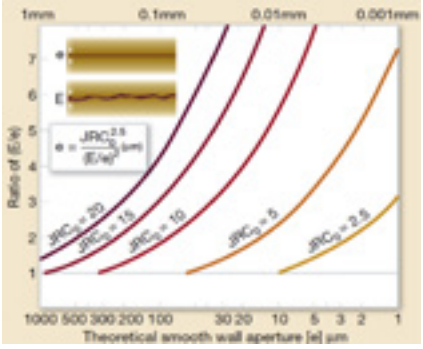
where (e) and (S) are in mm, and L is the average number of Lugeon. See the **five (5) Lugeon** curves:



Each of the above apply to a structural domain, to the whole borehole, or to a specific rock type.



Pre-injecting the lowest permeabilities relies on the aperture difference E > e illustrated above.

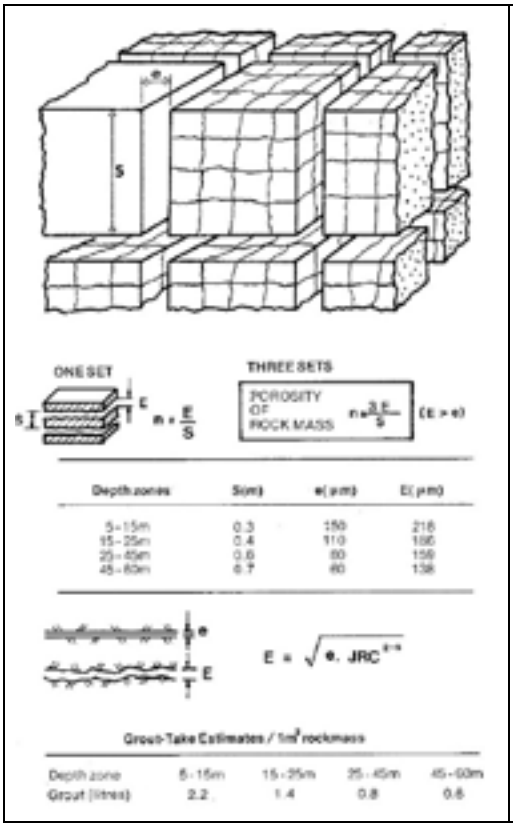


Converting e to E_{mean} using JRC

Figure 12. Representation of the rock mass as a cubic network of conductors, but a maximum of only two sets can contribute to flow (equation 3). The % of zero flow Lugeon stages used in a Poisson distribution gives mean spacing (S) of conductors following Snow (1968). Groutable E_{mean} from e and JRC (Barton and Quadros, 1997). The procedure was presented in detail in Barton (2003).

A simplified approach to pre-grouting design – deriving mean physical joint apertures

In Figure 12 on the previous page a suggested 'work-flow' logic is suggested to enable something more than guesswork, or worst still: 'filter-pump design' of pre grouting strategies. Appropriately it starts with an analysis of the Lugeon testing, using a simple statistical 'mean aperture' approach and simplified 'cubic network' assumptions. It is based on a modification of *Snow (1968).* As an example of the proposed method's application: at the Jong-Asker project's 2.7 km long Tanum Tunnel, analysis of the systematic permeability measurements, using the methods summarized in Figure 12, indicated tight hydraulic apertures (e) of 25 to 45 μm, but due to the roughness correction (E > e) most physical apertures were estimated to be from 45 to 150 μm. The *in situ* rock mass porosities (n ≈ 3E/S: see Figure 13 below) varied from 0.004 (shales) to 0.12 (nodular-limestones). See analyses in *Barton (2003).*



A 1988 UDEC-BB tunnel model illustrating the mismatch of modelled joint apertures e and E *(Makurat and Barton, 1988).* Note depth effects. Maximum e and E are block-corner channels and both have apertures > 1mm, and therefore are given equal magnitudes (1.16mm).

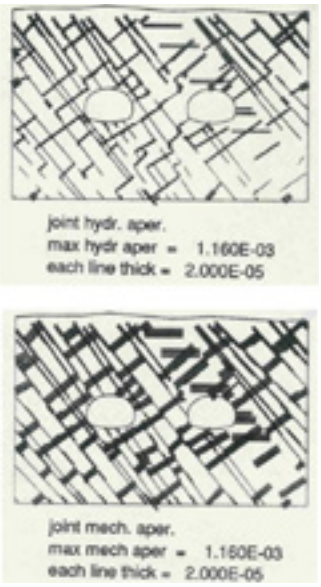


Figure 13. Left: A relatively early (1978) application of the Snow (1968) 'cubic network' method, together with the introduction of the new JRC method of distinguishing between e and E. This was applied at a permeable dam site in Surinam. Note the permeability (aperture) reductions with depth.

Note the assumed (three sets) *physical* joint porosity = 3E/S. There were also reducing permeabilities and reducing aperture estimates at depth. This logic extends to the estimates of S the mean spacing of conducting joints. In other words there are likely to be more 'zero-flow' stages at increasing depth. Note that the estimated grout take, without any assumed jacking effects is as low as 0.6 litre/m^3 with S (at 40-60m depth) a mean 0.7m and E_{mean} = 0.14 mm. Typical pre-grouted tunnels in Norway suggest approx. 1 to 5 litres/m^3 grout volumes *(Barton, 2003)* which implies active joint jacking effects (and an assumed need of this for a good result).



Figure 14. Predominantly wet dark-looking shotcrete (and leaking bolt holes) may be seen when too low pressures and incorrect grout selection is made. It also will not help to delay bolting and have too narrow pillars between large pre-injected tunnel spans in the case of motorways. In the left-hand photo two light-coloured noses are seen in the arch – where shotcrete was able to dry. The wet shotcrete may be assisting groundwater drawdown along the motorway corridor.

Estimating permeability using Q_{H2O}

At the Bærum Tunnel shown in Figure 1, the first author was asked to analyse the initially controversial permeability test results obtained in four long (400m) inclined boreholes deliberately set to intersect dominant sub-vertical structure in the folded shales, nodular limestones and numerous sub-vertical igneous dykes. The assessment included extensive shallow seismic refraction measurements, and detailed Q-parameter histogram logging of all the core from the five boreholes BH1 to BH5, a total 1,460m of core. Measured Lugeon values varied from 0.1 to 394, the highest values in the numerous igneous dykes. Figure 15 illustrates the method of permeability prediction that was developed in 2006 – an empirical development made directly from these quality controlled (partly repeated) Lugeon tests.

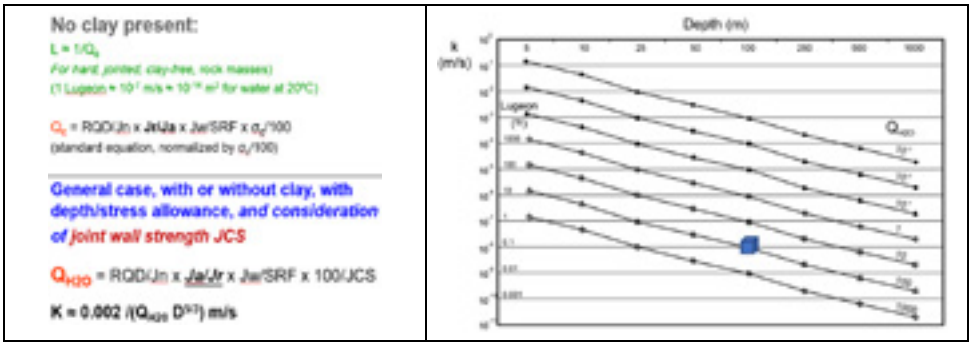


*Figure 15. Two options for approximate estimation of permeability from the Q-value: either clay-free, or with clay-filled joints. Depth D in meters. Note that both RQD and Jr/Ja ('least favourable') are potentially anisotropic, as also permeability. Example: 100m depth, regular Q = 50/9 x **1.5/4** x 0.66/1 = 1.4 ('poor'). Assuming weak joint walls and JCS = 10MPa, Q_{H2O} = 50/9 x **4/1.5** x 0.66/1 x 100/10 = 98. Therefore $K = 0.002/ (98 \times 100^{5/3}) = 9 \times 10^{-9}$ m/s (approx. 0.1 Lugeon, see cube). (Barton, 2007).*

Conclusions

1. Good pre-injection results are possible with appropriate grouts and additives, appropriate pressures, and appropriate control routines to prevent hydraulic fracturing but *allow local joint jacking* if needed due to tight but leaking joints. Start with higher w/c ratios and reduce to build pressure. Reduce pressure when flow stops to prevent hydraulic fracturing over a wider area.
2. The typical range of grouting quantities used in pre-injected tunnels in Norway range from 1 to 5 litres/m^3 assuming that on average a 5m thick 'cylinder' of surrounding rock is injected. While inevitably a gross simplification as grout may 'escape'this suggests that a degree of joint jacking is occurring and is needed due to too low mass porosity.
3. Due to the rapid drop in pressure in the first 1 meter from each injection hole that intersects joint planes, it is imperative to use significant injection pressures in hard rock with tight joints, even up to 5 to 10MPa. Limiting pressures to 'minimum rock stresses' *(Gustafson and Stille, 1996),* or to the level of 'confining stresses' (recent SINTEF), to prevent jacking may cause environmental damage if a limited number of the joint sets become grouted.
4. Only one joint set may be injected when pressure is limited and if the apertures are small but still conduct water. This phenomenon has been seen in many tunnelling locations outside Norway.
5. When rock masses are permeable or weaker, lower injection pressures are of course sufficient.
6. Three-dimensional permeability measurements in multiple holes before and after grouting have shown both rotation and magnitude reduction of permeability tensors as each set is grouted (Quadros PhD summary in *Cruz et al. 1982,* see Eda Quadros figure in the Appendix)*.)*
7. Grouts can be chosen (ultrafine, micro, industrial) based on Lugeon testing and core logging methods as outlined in this paper. Micro-silica additives are needed to ensure stable non-shrinking grouts, and *one* injection cycle. Several injection cycles to achieve required tightness indicates incorrect technique and/or incorrect materials and has obvious consequences for tunnelling cost and time.
8. It is strongly advised never to use the filter pump to test potential grout mixes. The artificial screens disqualify the best grouts, as these have marked *extensional viscosity*. Except for flowing through sand they have no practical similarity to grout flowing in rock joints.
9. In the case of pre-grouting ahead of shallow tunnels it may be necessary to use a blocker grout that sets fast and provides confinement for the following higher-pressure pre-injection.
10. When there is a strict demand of maximum inflows in the range 1 to 3 litres/min/100m one should start with 'too many holes' (especially if large spans) and use the finest cements and micro-silica. One can then optimize, perhaps reducing the number of holes, and even use a coarser cement if the necessary results are being readily achieved and documented. All holes must be injected. Do not start with widely-spaced holes in an effort to reduce costs.
11. Install up-to-the-face shotcrete support and bolt reinforcement especially if a parallel tunnel is to come (too) close. Large motorway tunnels should be separated by a pillar width appropriate to the general rock mass quality, with conservatism when both tubes need pre-injection.
12. Groundwater drawdown is likely to be at least 'doubled' by twin-tubes especially if pillars are too narrow and bolting is delayed. Extra pre-grouting effort should be expected in each tunnel. In the case of overlying clay only the best possible results will suffice to prevent environmental damage. Remember the importance of the in-tunnel environment also.

References

Roald, S. and Saasen, A. (2004). 'Penetrasjon i fjell for ulike sementbaserte injeksjonsbruk' (Penetration of various cement-based injection materials in rock) *Bygg.no, June 2004.*

Barton, N. (2007). 'Future directions for rock mass classification and characterization – Towards a cross-disciplinary approach'. Invited lecture. *Proc. of 1st US-Canada Rock Mech. Symp*. 179-188, Vancouver .

Barton, N. (2013). 'TBM prognoses for open-gripper and double-shield machines; challenges and solutions for weakness zones and water'. *Bergmekanikkdag* Oslo, 21.1-21.17

Macias, J. and Barton, N. (2022). 'The NTNU and Q_{TBM} methods of prognosis with emphasis on hard-rock mixed-face problems' *Bergmekanikkdag* Oslo, 35.1-35.31

Barton, N. Buen, B. Roald, S. (2002). 'Strengthening the case for grouting.' *Tunnels and Tunnelling International* pp 34-36 Dec 2001 and pp 37-39 Jan 2002.

Barton, N. (2003). 'Teoretisk og empirisk forståelse av forinjeksjon og mulighet for redusert sikringsmengde i utvalgte tunnelstrekninger' (Theoretical and empirical understanding of pre-injection and the possibility of reduced amounts of support in selected lengths of tunnel). *Miljø- og samfunnstjenlige tunneler.* Rapport nr 29 140p Vegdirektoratet, Teknologiavdelingen, Oslo 2003.

Roald, S. Nomeland, T. and T. S. Hansen (2002). 'Multi-Grout – et sementbasert injeksjonssystem'. (Multi-Grout – a cement-based injection system) *Bergmekanikkdag,* Oslo *2002.*

Creütz, M. and F. Osterman (2019). 'The Stockholm Bypass – Design and execution of grouting works Pre-excavation grouting by means of rock fissure grouting with cementitious grouts'. *Geomechanics and Tunnelling, 12 (2019)* No 2, 147-157 DOI: 10.1002/geot.201800070

Dalmalm, T. Janson, T. (2001). 'Grouting field investigation at South Link'. *Proc. of 4th Nordic Rock Grouting Symposium.* SveBeFo Rapport 55, Stockholm.

Bhasin, R. Johansen, P. M. Barton, N. and Makurat, A. (2002). 'Rock joint sealing experiments using an ultrafine cement grout'. *Proc. N. American Tunnelling Conf.* Seattle Ed. Ozdemir.

Barton, N. Bandis, S. Bakhtar, K. (1985). 'Strength, deformation and conductivity coupling of rock joints'. *Int. J. Rock Mech Min Sci Geomech Abstr* 22(3), 121-140.

Hambley, D. F. Pariseau, W. G, and Singh, M. M. (1983). 'Guidelines for open-pit orepass design'. *Report prepared for the US Bureau of Mines* Washington DC.

Barton, N. (1972). 'A model study of air transport from underground openings situated below groundwater level'. *Proc. of Int. Soc. Rock Mech. Symp*. Percolation Through Fissured Rock, Stuttgart, Theme 3A, 20p.

Barton, N. Quadros, E. (1997). 'Joint aperture and roughness in the prediction of flow and groutability of rock masses'. *Proc. of NY Rocks '97* editor Kim K Linking Science to Rock Engineering *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* 34 (3-4) 907-916.

Barton, N. (1982). 'Modelling rock joint behaviour from in situ block tests: Implications for nuclear waste repository design'. Office of Nuclear Waste Isolation, Columbus, OH, 96 p., ONWI-308, September 1982.

Barton, N. and E. Quadros, (2019). 'Understanding the need for pre-injection from permeability measurements: what is the connection?' *J. Rock Mech. & Geotech. Eng.* Vol. 11 Issue 3 June 2019 576-597, https://doi.org/10.1016/j.jrmge. 2018.12.008

Gustafson, G. and H. Stille, (1996). 'Prediction of groutability from grout properties and hydrogeological data'. *Tunnelling and Underground Space Technology 11 (1996*) No 3, 325-332.

Cruz, P. T. Quadros, E. F. and Correa Filho, D. (1982). 'Evaluation of opening and hydraulic conductivity of rock discontinuities'. *Proc 23rd USA Symposium on Rock Mechanics* Vol 1, 69-77.

Klüver, G. H. and Kveen, A. (2004). 'Injection of rock in practice'. Appendix N. Barton, 'Theoretical and empirical understanding of pre-injection' (in Norwegian) 'Berginjeksjon i praksis' *Miljø og Samfunns-tjenelige Tunneler Statens Vegvesen,* Oslo, Publication 104, 63p.

Snow, D. T. (1968). 'Rock fracture spacings, openings and porosities'. *J. of Soil Mech. and Found. Div. Proc. of ASCE, SMI* 73-91.

Louis, C. (1969). 'Étude des écolements d'éau dans les fissures et de leur influence sur la stabilité des massifs rocheurs'. BRGM. *Bulletin de la Direction des Études et Récherches*. Serie A (3) 5-132 PhD University of Karsruhe.

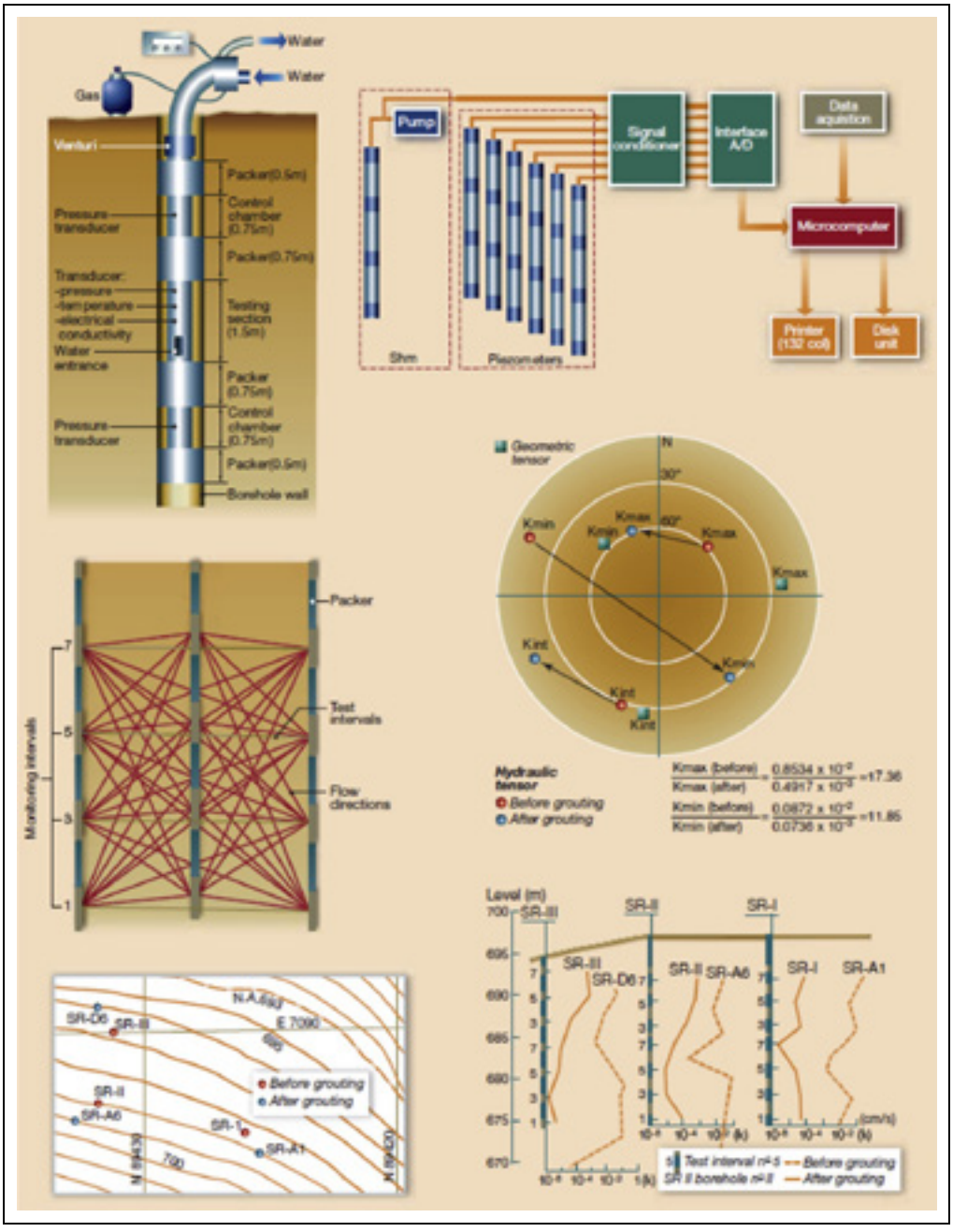
Makurat, A. and Barton, N. (1988). 'Rock mechanical computation of deformations and joint apertures during excavation of the Fjellinjen tunnels'. 27.1-27.27, *Bergmekanikkdag* Oslo 1988-

Quadros, E. and Correa Filho, D. (1995). 'Grouting efficiency using directional (3-D) hydraulic tests in Pirapora Dam, Brazil'. *Proc. of 8th ISRM Cong. Tokyo,* editor Fujii, Balkema.

Barton N, Quadros E. Anisotropy is everywhere, to see, to measure and to model. Rock Mechanics and Rock Engineering 2015; 48:1323-1339.

APPENDIX (see figure on last page)

Three-dimensional permeability testing performed between three boreholes, both before and after grouting, showed rotation and reduction in magnitude of the eigenvalues (principal permeability components), and greatly increased bulk modulus (Quadros and Correa Filho 1998). This unique test has helped to interpret the desirable grouting result: sealing of (almost) all the joint sets, instead of just one joint set when using too low injection pressures where such is the norm. The latter (grout apparently into only one joint set) has regrettably been seen countless times when reviewing a major Swedish tunnel, using hundreds of high-quality tunnel-face photographs.



Eda Quadros and Diogo Correa Filho, 1995

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2023

Optimal bergsikring med digital bergmasseklassifisering – Erfaringer fra Sogn- Ulven kabeltunnel (Statnett)

Silje Hatlø Hagen, Seniorkonsulent Geologi, Bever Control

Kristian Dahl, Seniorrådgiver, NGI

SAMMENDRAG

Bergmassen er det viktigste byggematerialet i et tunnelprosjekt, og er derfor også viktig å dokumentere. For å redusere både kostnader og CO_2 avtrykk er det viktig med riktig materialforbruk tilpasset bergsikringens hensikt.

Bever Control og NGI har i 2023 samarbeidet med videreutvikling for Q-metoden i digital kartlegging, med enklere registrering av variasjoner i bergmassen for bedre dokumentasjon og vurdering i forhold til bergsikring.

SUMMARY

The rock mass is the most important building material in a tunnel project, and is therefore also considered the most important thing to document. In order to reduce both costs and the CO2 footprint, it is important to use the right material consumption adapted to the purpose of rock protection.

In 2023, Bever Control and NGI have collaborated on the further development of the Q method in digital mapping, with simpler registration of variations in the rock mass for better documentation and assessment in relation to rock support.

INNLEDNING

Norske byggherrer stiller krav til at nye tunneler kartlegges ved bruk av Q-systemet. NGI og Bever Control (BC) bidrar på hver sin måte hvordan bruk og registrering av Q-metoden gjennomføres i norske tunnelprosjekter, gjennom henholdsvis Q-håndboka og Bever Mapping. Beslutning om permanent bergsikring er gjerne tungt argumentert i kartlagt Q-verdi. Dagens kartleggingspraksis er i betydelig grad subjektiv, og utført kartlegging er påvirket av tilgjengelige verktøy og metoder. Gjennom et samarbeid mellom NGI og BC har dette prosjektet som hovedmål *å videreutvikle verktøy for tunnelkartlegging for å sikre et best mulig beslutningsgrunnlag for bestemmelse av bergsikring*.

Fra utviklingen av Q-systemet (1974), og flere oppdateringer til senerste publiseringen av Q-håndboka (2022), er det en forventning i bransjen at NGI forvalter og veileder i hvordan systemet anvendes. Ettersom Q-håndboka lastes ned i stort omfang og brukes aktivt i mange

ulike prosjekter og kontraktsformer, er NGI bevisst på at bruk av Q-systemet videreutvikles etter bransjens behov. NGI er nå inne i en prosess med oppdatering av Q-håndboka, hvor det blant annet undersøkes hvordan bruk av ny digital teknologi innenfor kartlegging kan anvendes sammen *Q-systemet*, og hvordan kartleggingen skal registreres digitalt.

BC har lang fartstid i tunnelbransjen gjennom datastyrte kontrollsystemer for borerigger, og annen hard- og software for å planlegge, kontrollere, analysere og rapportere drift i tunnel- og gruveindustrien. BCs software/app for geologisk kartlegging, *Bever Mapping* (2017), er brukt i flere titalls prosjekter og brukes i stor grad i nye norske tunnelprosjekter. Kartlegging og dokumentasjon etter Q-systemet er en sentral del av løsningen.

På Statnett sitt prosjekt Sogn- Ulven kabeltunnel vil det høsten 2023 benyttes en oppdatert Q-verdi registrering i Bever Mapping. Sogn – Ulven Kabeltunnel hadde første tunnelsalve i august 2023, og her praktiseres det kartlegging med innlegging av to Q-verdier.

Bruk av digitale kartleggingsverktøy gjør det mulig å dokumentere bergmassen mer nøyaktig enn tidligere med kombinasjonen sammen med MWD, kartlegging på bilde, skann etc. NGI har sett på muligheten for å differensiere variasjon i bergmassen ytterligere og derav sikringen ved å kunne registrere den beste og den dårligste Q-verdien per salve, og har i den forbindelse samarbeidet med Bever Control for en oppdatert og mer brukervennlig registrering av Q-verdier.

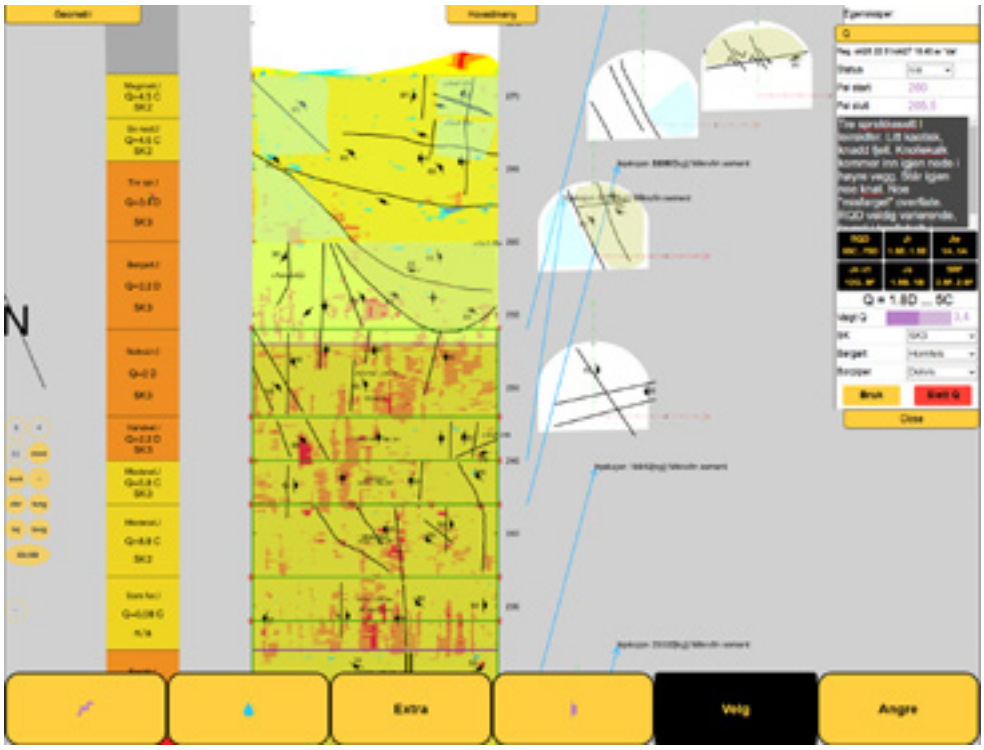
Bever Mapping har utført oppdatering hvor det er enklere å registrere variasjoner i bergmassen for en bedre dokumentasjon av bergmasseforholdene - som gir mulighet for en bedre vurdering av bergforholdenes påvirkning på bergstabiliteten og mulighet for å bestemme ulike sikringsklasser innad i en enkeltsalve og en mer tilpasset bergsikring.

For hver salve kan man i Q-registreringen velge, for hver parameter RQD, Jn, Jr, Ja, Jw og SRF, enten en parameter, eller to, som selv sorterer seg i hvilken som gir høyest eller lavest Q-verdi. I tillegg er det lagt til en Q-verdi-velger, hvor man kan velge oppgitt Q-verdi blant intervallet for Qmin og Qmax. Se figur 1 og 2 for eksempler fra oppdatering i differensieringen av Q verdiene.

Det er også mulig å legge til separat Q-verdi innenfor et selvdefinert areal. Det er også lagt til et felt hvor man kan velge hvilken sikringsklasse man ønsker å bestille.



Figur 1: Eksempel på kartlegging fra Bever Mapping (utsnitt)

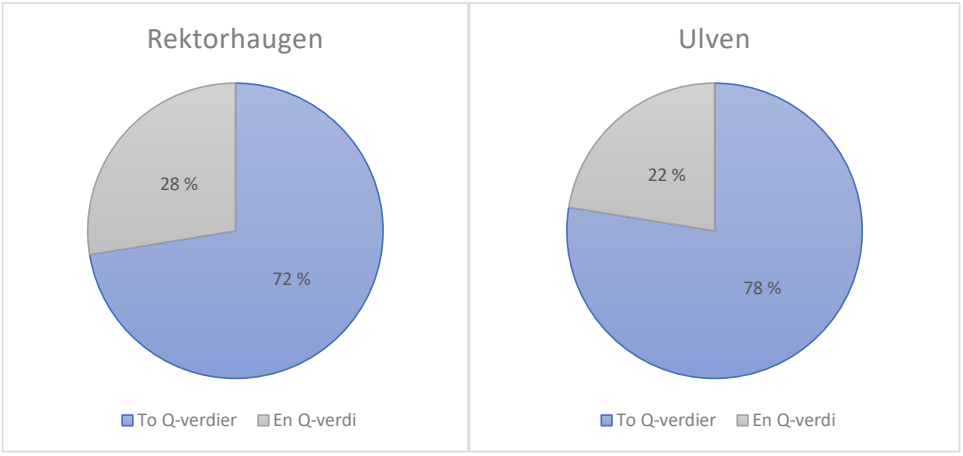


Figur 2: Visning av valgt Q-verdi og valgt sikringsklasse i Q-feltet til venstre i bildet, valgbare ruter hvor man kan få opp mer informasjon til høyre.

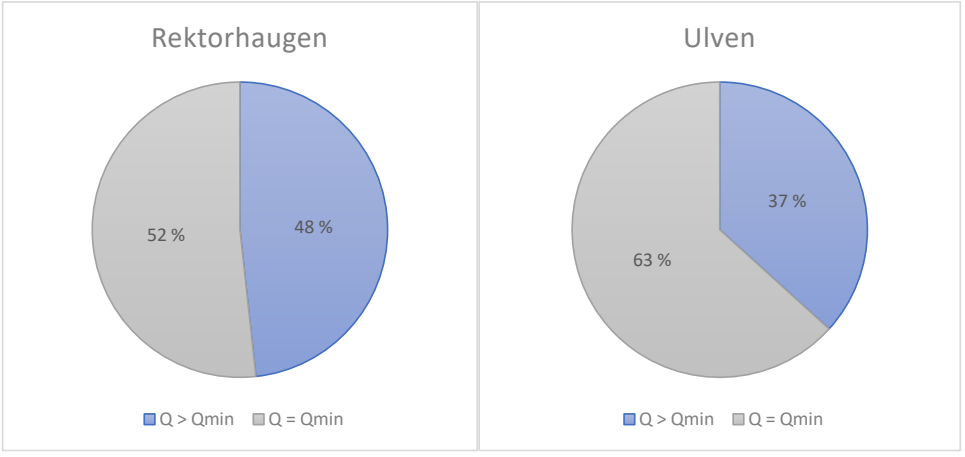
Erfaringer fra oppdatering

I slutten av oktober 2023 er det registrert kartlegging av over 300 meter med tunnel. Dermed er det et relativt lite tallmateriale foreløpig, men ut fra det som foreligger, er følgende statistikk registrert for Rektorhaugen, 100 meter kartlagt og Ulven, 200 meter kartlagt.

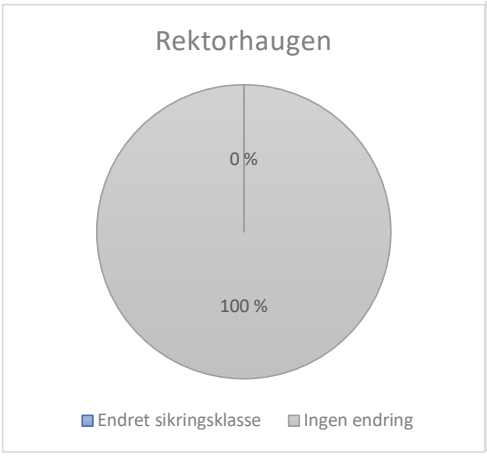
Hvor mange kartlegginger har kontrollørene vurdert at det er nødvendig å angi to separate Q-verdier?

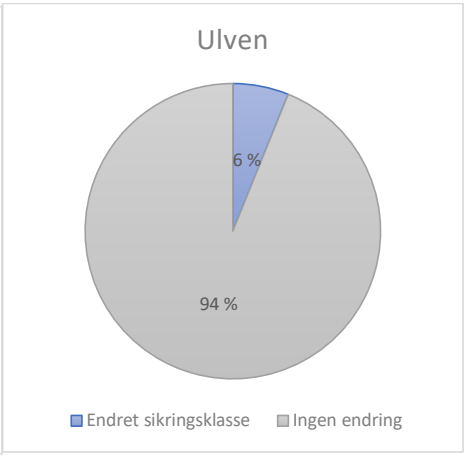


Antall kartlegginger hvor valgt Q-verdi er høyere enn Qmin?

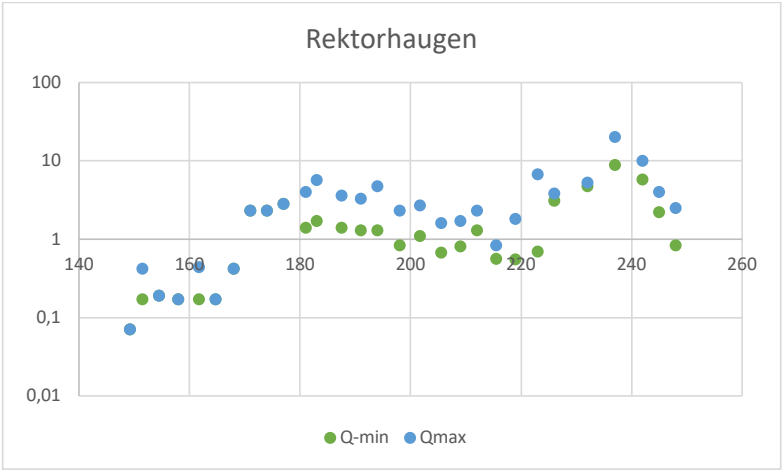


Hvor mange tilfeller er det endret fra en dårligere til en bedre valgt sikringsklasse på grunn av valgt Q-verdi?

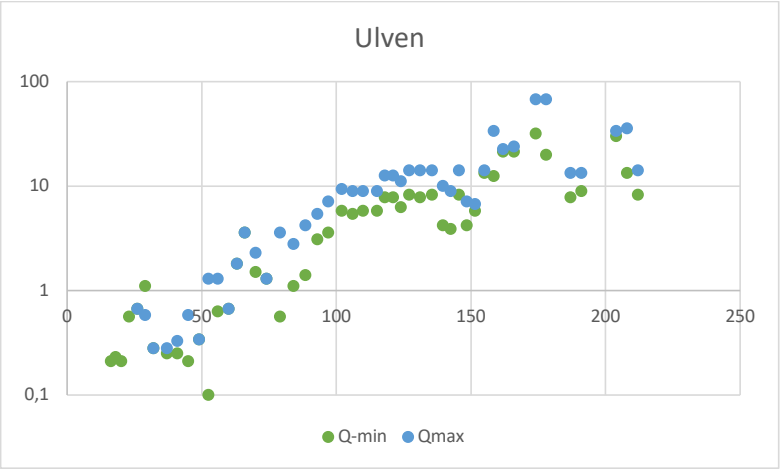




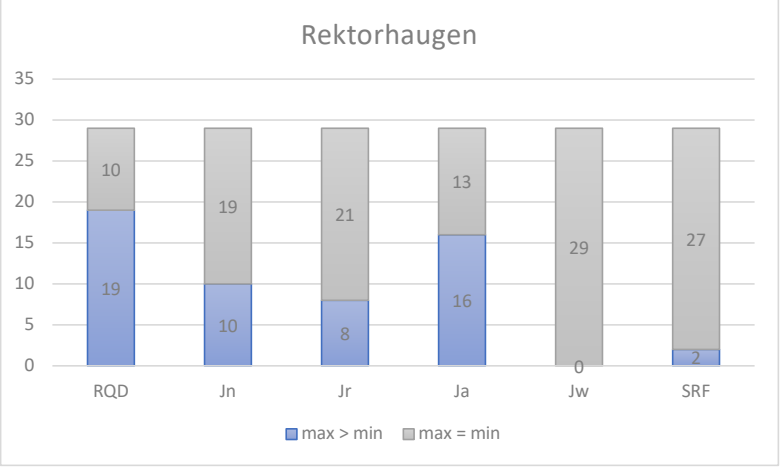
Q min vs Q max, Rektorhaugen (gjennomsnittlig deltaQ = 2,3, median 1,6)

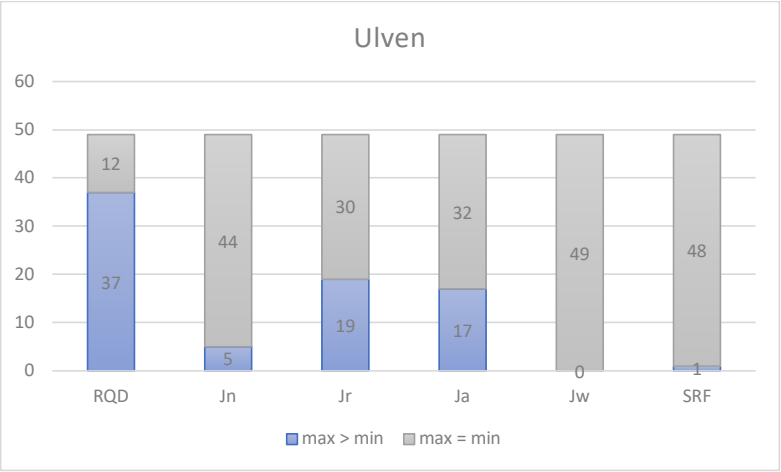


Ulven (gjennomsnittlig deltaQ =6,2, median 3,5)



Hvilke Q-parametere viser oftest variasjon mellom min?





Tilbakemeldingene fra kontrollørene så langt er at de opplever at de dokumenterer berget bedre, og får vist i større grad variasjoner i den kartlagte bergmassen. De ulike Q-parameterne kan gis som et sprang i stedet for en enkelt verdi. Ved å oppgi flere verdier for Q- parameterne drøftes det grundigere i kommentarfeltet for den valgte Q-verdien.

Kontrollørene opplever at det går raskere å velge parametere når de kan gi et intervall fremfor å avgjøre én verdi for bergmassen, slik at mer av tiden under kartleggingen kan gå på vurdering av hvilke parametere som bør vektes mest i forhold til bergstabiliteten. Et eksempel som er gitt, er at hvis de får to Q-verdier - min og max - som begge havner i samme sikringsklasse, er det en god bekreftelse på at det er riktig avgjørelse. Med mulighet for valg av kun én Q-verdi har tradisjonelt mer av tiden gått til å avgjøre representativ verdi selv om de registrerte verdiene fører til Q-verdier innenfor samme sikringsklasse. Det er også enklere å diskutere sikringsanbefaling med andre når flere aspekter ved bergkvaliteten er dokumentert.

Det er også muligheter for å bestille differensiert bergsikring for profilet. For Sogn-Ulven kabeltunnel har dette blitt vurdert, men ikke tatt i bruk grunnet lite tunneltverrsnitt og dermed begrenset effekt på materialforbruket ved differensiering.

Kontrollørene har ofte spesifisert hvilke Q-parametere som gjelder for hvilken bergart i de tilfellene de har flere bergarter innad i profilet. Man kunne tenke seg at det var relevant å dele inn profilet i flere felt for dokumentasjonen sin del, men også for enklere kunne differensiere sikring i naturlig oppdelte områder av profilet. For større tverrsnitt vil differensiert sikring kunne utgjøre en større andel reduksjon i materialforbruk. Det viktigste er at sikringen er best mulig tilpasset bergmassen, og entreprenørens forutsigbarhet og enklest mulig utførelse bør ikke være et argument for overforbruk av materialer til bergsikring. Bedre tilpasning av bergsikring og reduksjon av materialer for hver salve kan utgjøre betydelige mengder for et stort berganlegg.

Videre arbeid

Ettersom tilbakemeldingene fra de som benytter verktøyet er positive, fortsetter prosjektet, og tilbakemeldingene som kommer angående tekniske utfordringer søkes løst underveis. Gode

idéer som sikringsklassefelt legges til, og det kan være aktuelt å innføre dobbel Q-verdi også på andre prosjekter i fremtiden. Som nevnt er erfaringene så langt fra to tunnelstuffer med et relativt lite tverrsnitt. Det kan derfor være nyttig å prøve ut verktøyet i tunneler med større tverrsnitt.

Andre ønsker for fremtidens kartleggingsverktøy inkluderer blant annet

- Kartlegging på bilde eller 3D-modell fra skann/fotogrammetri.
- Beregne og presentere statistikk for Q-verdi (gjennomsnitt, best-case, worst-case) med automatisk anbefaling av minimumssikring (etter valg av type prosjekt (SVV, Nye Veier, Statnett, Bane NOR etc.))
- Inntegning av spotbolter direkte i 3D-modell / bilde, som overføres til boreplan for borerigg
- Oppdatere grensesnitt for mer riktig vurdering av Q-verdi (fra oppdatert Q-håndbok)
- Prediksjon av Q-verdi og bergart med maskinlæring fra MWD-data – før salven er sprengt. Kan brukes som uavhengig vurdering og dokumentasjon til kartleggingen, og gjør det mulig med intelligente valg foran stuff (forbolter, buer, grunnforsterkning, korte salver etc.).
- Prediksjon av RQD og Jn fra sprekkegjenkjenning fra skann og fotogrammetri som uavhengig vurdering og dokumentasjon til kartleggingen.

Kartlegging på bilde eksisterer allerede som mulighet, men kartlegging på skann/fotogrammetri har foreløpig sin utfordring i skanningen og kartleggingens plassering i tunnelsyklusen sammen med databeregning, men innen få år vil disse utfordringene løse seg ved hjelp av den teknologiske utviklingen.

KILDER

Barton, N., Lien, R. and Lunde, J. (1974) Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support. Rock Mechanics, 6, 189-236.

NGI (2022), Bruk av Q-systemet handbok-q-systemet-norsk-nov-2015-nettutg_oppdatert2-juni-2022.pdf (ngi.no)

NFF (2019) Publication No. 28, Bjørnsrud et al: Digitalisation of ground conditions in the engineering phase

Trude Ørbeck
Leder Norsk Geoteknisk Forening

Lederens 10 minutter

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2023

NUMERICAL SIMULATION AND EXPERIMENTAL STUDIES OF SUBMARINE LANDSLIDES

Erik R. Sørlie[1,4], Quoc A. Tran[2], Gudmund R. Eiksund[2], Samson Degago[3], Tore Thomassen[3]

[1]Norwegian University of Science and Technology, Norway. erik.sorlie@ntnu.no

[2]Norwegian University of Science and Technology, Norway

[3]Norwegian Public Road Administration

[4]Multiconsult Norge AS

ABSTRACT

This paper highlights the research on submarine landslides conducted in conjunction with the NPRA mega-project “Ferry Free E39” from Kristiansand to Trondheim, where the long-term goal is to replace the ferry crossings with bridges and tunnels along the costal high-way in the western part of Norway. Several of the crossings are planned to be built in fjord environments. In one of the planned crossings in Bjørnafjorden geophysical surveys have identified a significant submarine landslide activity. This fjord is planned to be crossed with a floating bridge anchored to the seabed. Soft soil deposits are present at the flanks makes the impact scenario from potential submarine landslides a key challenge in the design. The research presented herein combines physical model testing and numerical simulations and have been tailored to the Bjørnafjorden crossing. The experimental studies have focused on different aspects of submarine landslides, including impact with offshore foundations and erosion. These experiments have further been used for validation of numerical simulations. The numerical simulations were performed with the recently developed two-phase continuous method, denoted as the coupled material point method with computational fluid dynamics (MPM-CFD). This method has also been successfully adopted to simulate previously identified submarine landslide. The soil properties for both conditions were measured from detailed supplementary soil tests, which included test on the rheological soil behaviour at a large strain rates. The research that was carried out here can be utilized to model submarine slides and assess their potential impacts on offshore infrastructures Keywords: Submarine Landslides, Physical model testing, Coupled MPM-CFD

BACKGROUND

The background of the study is the NPRA mega-project Ferry Free 39, with a particular focus on the Hordfast project (www.hordfast.no), where a floating bridge moored to the seabed is planned to cross the 5 km wide fjord Bjørnafjorden, located in the western part of Norway, Figure 1a. Geophysical surveys have identified numerous slide events in the vicinity of the planned bridge (Solli et al., 2017) while recent soil investigations and stability evaluations have shown that there are still marginally stable accumulations of soil deposits located at the flanks (Charlton et al., 2017). The floating bridge is designed with mooring lines and suction anchors, Figure 1b. Future submarine landslides have potential to impact the anchors and evaluation of this is a crucial design condition for the bridge. This therefore amplifies the

need for detailed calculation methodologies that can capture all stages of the submarine landslide events including the propagation, seabed ploughing and the possible impact.

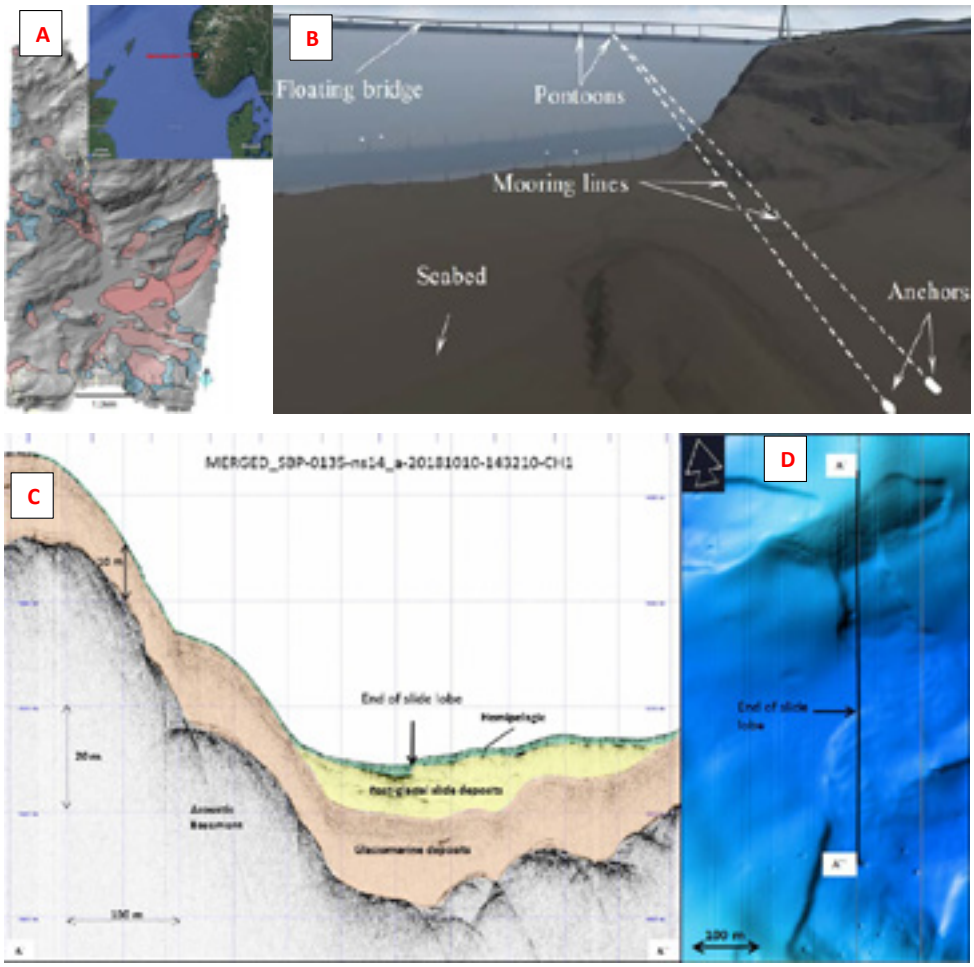


Figure 1 – The Bjørnafjorden crossing: A: Mapped submarine landslides from Solli et al. (2017), B: Floating bridge mooring to suction anchors, from Degago et al. (2021), C: Characterized deposits from a seismic profile, D: Hill-shade plot area adjacent to the seismic profile in C; both C and D from DOF Subsea (2016).

SHORT ON SUBMARINE LANDSLIDES

Submarine landslides present risks to structures and facilities located offshore and near the shore, as they have the potential to generate significant impact forces, entrain the seabed, and potentially trigger tsunamis. (Hampton et al, 1996; Locat and Lee, 2002; Harbitz et al., 2004; Puzrin, 2014; Sassa, 2023). Earlier events have led to collapse of offshore platforms, breaking of pipelines and seabed cables as well as catastrophic damage from tsunamis (Heezen and Ewing, 1954; Bea et al, 1983; Parsons et al., 2014). Common triggering factors for submarine slides include earthquakes, storm loading, release of gas hydrates, rapid sedimentation, seepage flow, volcanic and tectonic movements, in addition to human induced factors and onshore landslide events which continue as submarine landslides as summarized in Figure 2. Submarine landslides have previously been studied extensively through combined geophysical and geotechnical surveys to characterize the morphology of these events. From combined multi-

beam bathymetry, seismic profiles and sonar data, the landslide events can be characterized in terms of volume, run-out distance, thickness, and entrainment (Clare et al., 2018). The results of detailed investigations have shown that areas prone to submarine landslides include delta areas, fjords, open continental shelves, submarine canyons and at volcanoes (Locat and Lee, 2002). In addition to detailed geophysical interpretations, the understanding of submarine landslides has increased from small-scale models testing and numerical simulations (i.e., Elverhøi et al. 2010).

Model testing has revealed flow mechanisms specific for submarine landslides, including hydro-planning, generation of turbidity currents and fluidized flows, and development of outrunner blocks (Mohrig et al. 1998; 1999; 2003, Ilstad et al., 2004a; 2004b; 2004c, Elverhøi et al., 2005; 2010). Experiments of submarine landslides impacting pipelines (Zakeri et al., 2005) and foundation pillars (Sørlie et al., 2023) have quantified the expected impact loads on structures.

Numerical approaches on submarine landslides may be divided into simplified depth-averaged methods and advanced continuum analyses approaches. One type of simplified calculation methods on submarine landslides are based on depth-averaged methods, where the initial slide volume is subdivided into discrete elements (Norem et al, 1990, De Blasio et al. 2004). The methods may be regarded as two-step methods, where the initial failure mechanism and the corresponding factor of safety is evaluated, followed by separate a post-failure calculation. Different advanced continuous numerical methods have been applied to submarine landslides (i.e., Gauer et al., 2006; Zakeri et al., 2009, Dey et al., 2016, Dong et al., 2017a; 2017b; 2020 and Jiang et al., 2018). These studies either disregarded the interaction with the ambient water or focused on specific parts of the post-failure flow only, i.e., impact with rigid pipeline.

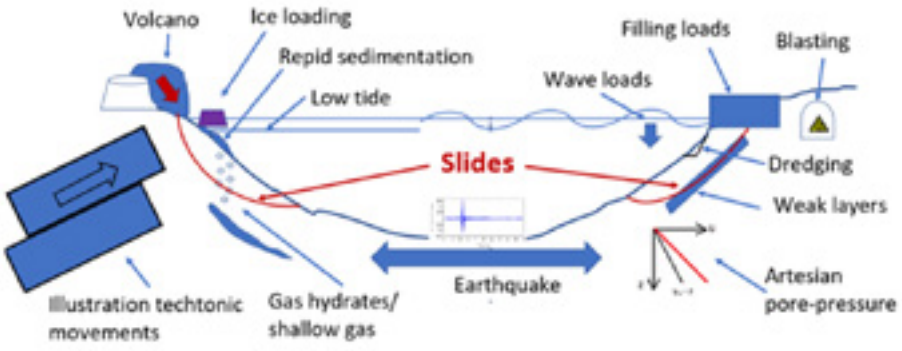


Figure 2 – Triggering mechanisms relevant for submarine landslides.

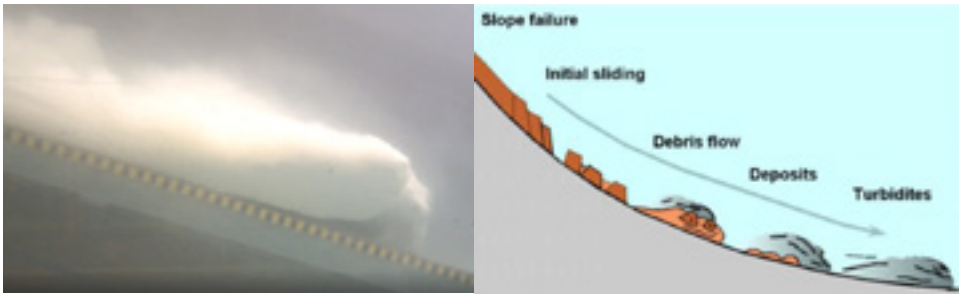


Figure 3 – Left: Submarine landslide mechanism from the experimental study of Sørlie et al. (2023a), Right: Illustration of flow transition from Bryn et a. (2005).

RESEARCH METHODOLOGY AND OUTCOMES

The research strategy consists of a combination of different methods, including lab testing, experimental modelling, and numerical simulations, and consists of the following steps:

1. Conduct lab tests on both the material used for experimental model test studies and for analyses of field events.
2. Conduct experiments on submarine landslides, with focus on impact scenarios.
3. Establish an advanced continuum modelling approach which can be used to both simulate model test scale and field scale.
4. Perform numerical analyses of the conducted experiments by considering measured soil properties.
5. Perform numerical simulations of previous characterized field events by considering measured soil properties.
6. Adopt the method on possible future submarine landslide events.

The outlined steps seek to study the submarine landslide impacting with foundations and to validate an advanced modelling approach. The outlined steps were performed in separate studies, given in Sørlie et al., (2022; 2023a; 2023b; 2023c; 2023d) and Tran et al. (2023a; 2023b; 2023c). The outcomes will be briefly explained in the following. More information is provided in the respective references.

Conduction of lab tests for model tests and analyses of field events

Detailed laboratory tests have been performed, to determine relevant geotechnical and rheological parameters for submarine slide events. The soil behaviour during both the initiation stage of the slope failure and the post-failure stage is required, to realistically understand and do analyses of the whole slide event. The tests were mainly conducted by using cyclic direct simple shear (DSS) tests, T-bar tests and viscometer tests. The different testing devices are showed in Figure 4, while the compilation of the strain rate dependency is showed in Figure 5. The tests also investigated other aspects of the soil characteristics, i.e., shear strengths for different liquidity indexes (LI) and post-cyclic strengths.



Figure 4 – Testing devices used to measure the soil properties relevant for the different phases of submarine landslide events; Left: direct simple shear (DSS), Middle: T-bar test devise, Right: viscometer test device. The DSS tests were conducted at NGI in Oslo, while the other tests at NTNU in Trondheim.

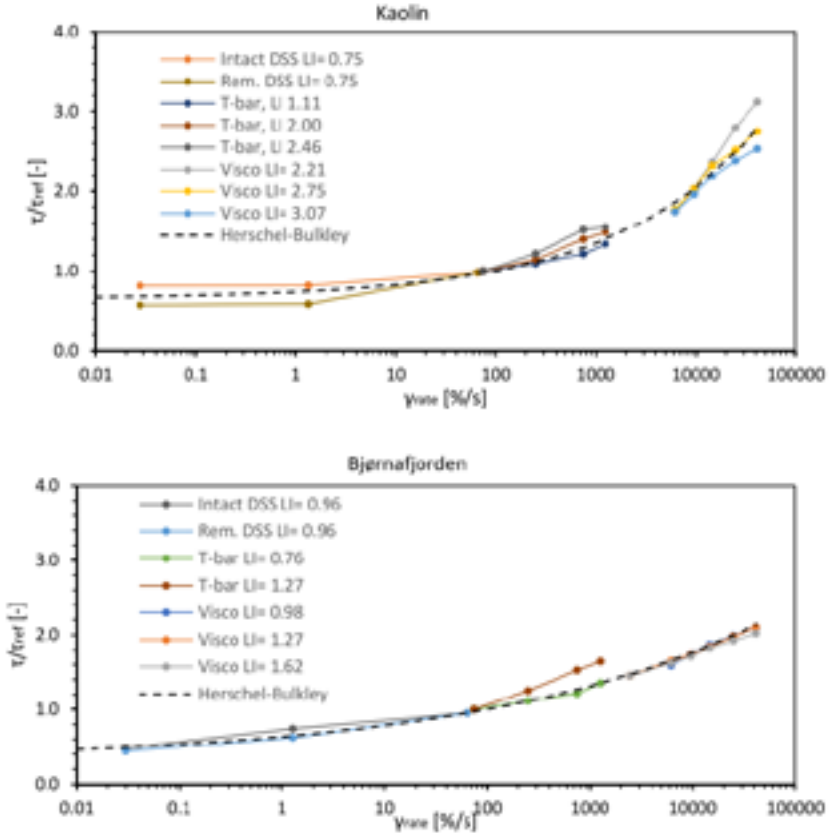


Figure 5 – Upper plot: Strain rate dependency for kaolin material. Lower plot: Strain rate dependency for Bjørnafjorden clay. The y-axis shows the shear measured shear strength relative to the shear strength (τ_{ref}) at a reference strain rate of $\gamma_{rate,ref}$=100%/s. The different lines represent different liquidity index (LI) of the soil and/or the testing device. The dotted lines represent an overall curve-fitting by used the Herschel-Bulkley rheology.

Physical model testing of submarine landslides

In total, three experimental model test programs were performed on submarine landslides. The purpose of the different campaigns was as follows:

- Examine complete submarine landslide envelopes, including both the run-out distance and the impact scenario with a foundation pillar.
- Examine how submarine landslides entrain the seabed when entering the flat basin and investigate the suction anchor integrity during such scenarios.
- Study the erosion rate of different soils subjected to rapid flows.

This paper focus on the first model test campaign only. The schematic test setup is showed in Figure 6. The setup included 6 pore-pressure transducers, a wave sensor, 4 cameras and a load cell for the impact pillar. Figure 7 show one the experiments just prior and after pillar impact, while the normalized results of the maximum impact loads on the foundation pillar are showed in Figure 8. The normalizations are given in terms the hydro-dynamic representation showed in eq. 1 and eq. 2. The provided graph also displays a trendline that

accurately reflects the measurements as well as trendlines from previous studies on pipelines and rapid T-bar tests. The trendline fitted to the data was based on a hybrid formulation showed in eq. 3, where the hybrid coefficients $N_{p,hybrid}$ (=5.20) and $C_{d,hybrid}$ (=1.06) were obtained by statistical means. The hybrid formulation combined hydro-dynamic and geotechnical principles, with an inertia term and a bearing resistance term. In eq. 1, U is the flow velocity. N_{rate} in eq. 3 is a strain rate coefficient, determined in this study from Figure 5.

$$Re_{non-Newtonian} = \frac{\rho_{flow} \cdot U^2}{\tau_{flow}} \quad \text{eq. 1}$$

$$C_d = \frac{q_{max}}{\frac{1}{2}\rho_{flow} \cdot U^2} \quad \text{eq. 2}$$

$$q_{max} = \frac{1}{2} C_{d,hybrid} \cdot \rho_{flow} \cdot U^2 + N_{p,hybrid} \cdot N_{rate} \cdot \tau_{ref} \quad \text{eq. 3}$$

The length scale was about 100 less and typical slide events at Bjørnafjorden (i.e., Solli et al, 2017). The shear strength of the debris material was changed to represent the same expected range of the non-Newtonian Reynold number.

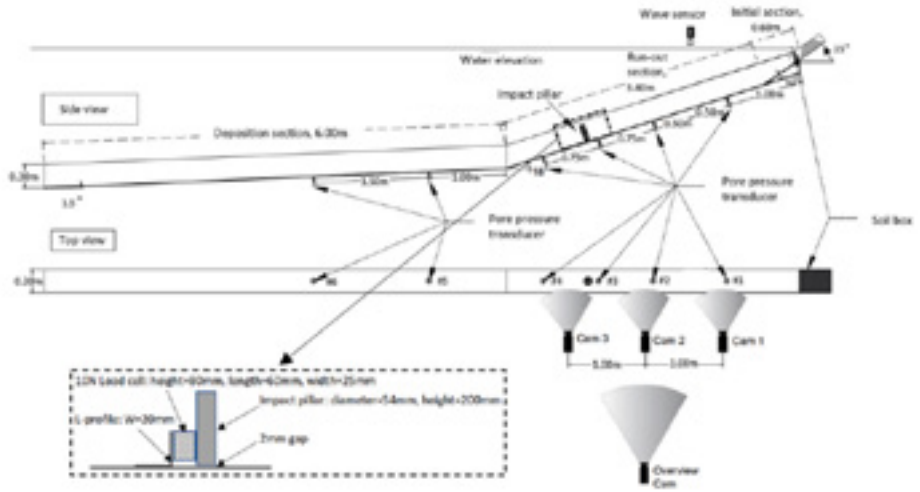


Figure 6 – Experimental set-up model tests of submarine landslides.

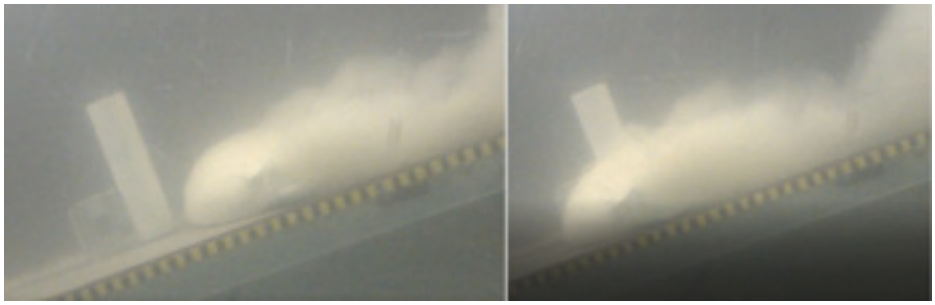


Figure 7 – Experiment impacting with a foundation pillar. Left: Prior to impact, Right: After impact.

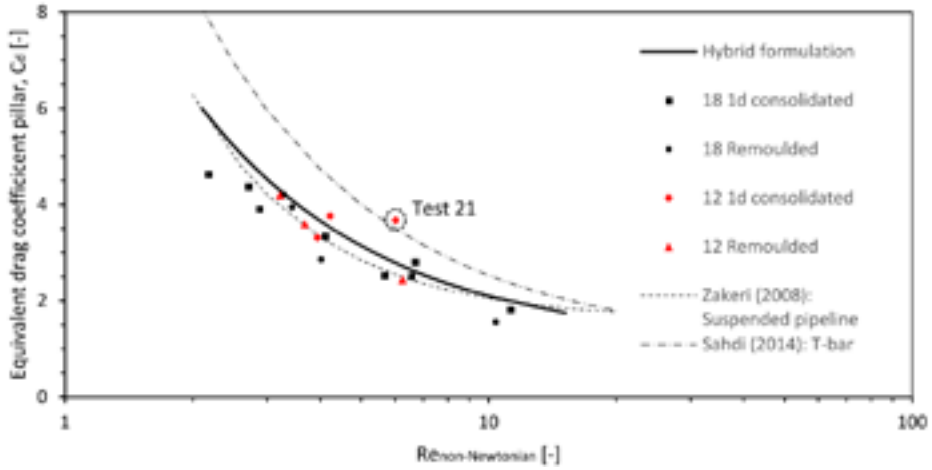


Figure 8 –Normalized impact forces from the experiments in Sørlie et al. (2023a), obtained trendline from experiments and comparison studies, including pipelines and rapid T-bar tests. The normalizations are $R_{e,\ non\text{-}Newtonian} = \rho \cdot U^2/\tau_{flow}$ *and* $C_d = q_{impact}/(1/2 \cdot \rho_{flow} \cdot U^2)$.

Numerical MPM-CFD analyses

The coupled material point method with computational fluid dynamics (MPM-CFD) modelling approach is briefly explained, followed by application on the model tests and field conditions, resembling the Bjørnafjorden conditions.

With MPM-CFD, the solid fraction and the soil the bedrock and possible structures are represented by MPM, while the ambient water, the pore-water and the air are represented by the CFD domain. The calculation methodology for the CFD domain consists of solving the Navier-Stokes equations using a Eulerian grid. For the MPM domain, the material points deform with displacements while the nodes are fixed in space. For each time increment, the properties at the material points are mapped to the nodes, and the momentum equations are solved. Further details regarding the calculation methodology are given in Tran et al. (2023a; 2023b; 2023c).

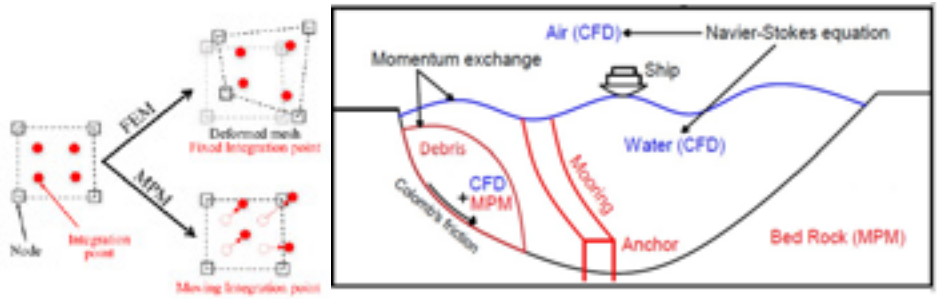


Figure 9 Schematic of the MPM-CFD model (Tran et al. 2023a).

The method has been adopted to both model test conditions and field scales. Figure 10 and Figure 11 show a comparison between the numerical simulation and a model test experiment. It is seen from Figure 10 that the flow mechanisms are similar, with parts of the material deposited in the initial section, while the remaining continues to flow. The numerical

simulation matches both the position vs time and the run-out distance compared to the experiment. This gives confidence on the method, as the simulation is based on the measured soil properties. The MPM-CFD analyses approach has also been used to simulate field events, with the simulation in Figure 12. This simulation was based on a normally consolidated undrained shear strength profile increasing linearly below seabed, a soil sensitivity S_t=6 and the Herschel-Bulkley theology presented in Figure 5.

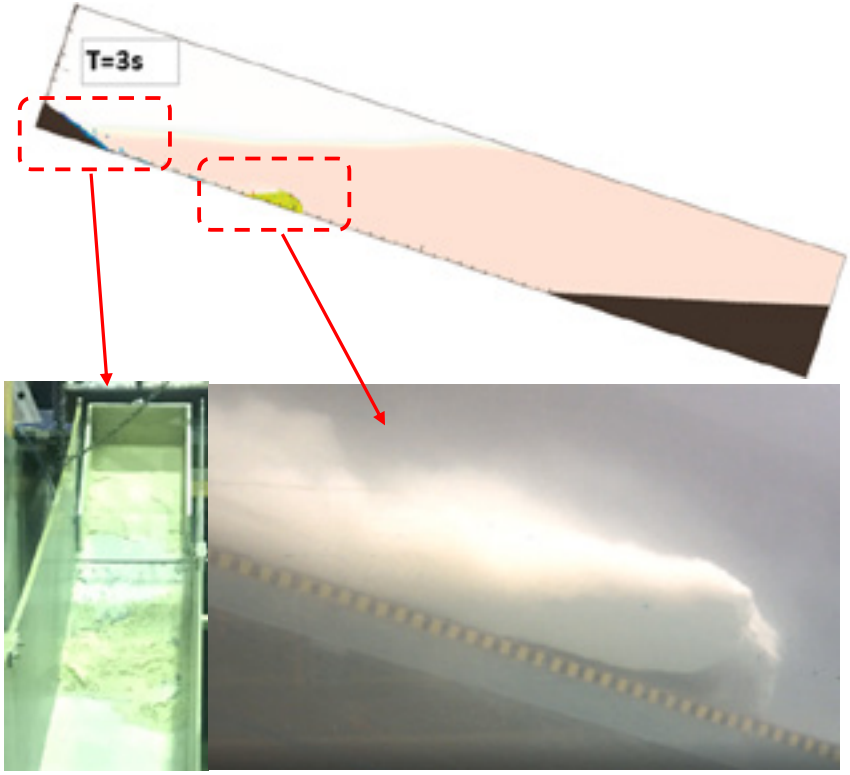


Figure 10 Comparison MPM- CFD model and experiment (Sørlie et al. 2023d).

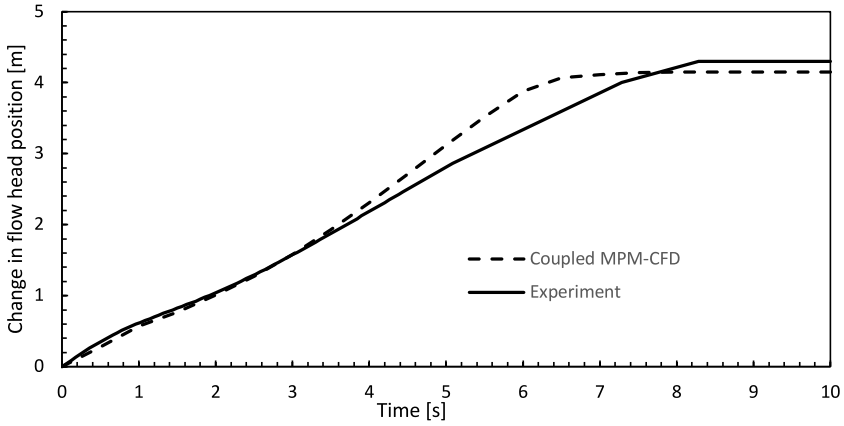


Figure 11 Comparison MPM-CFD model and experiment (Sørlie et al. 2023d).

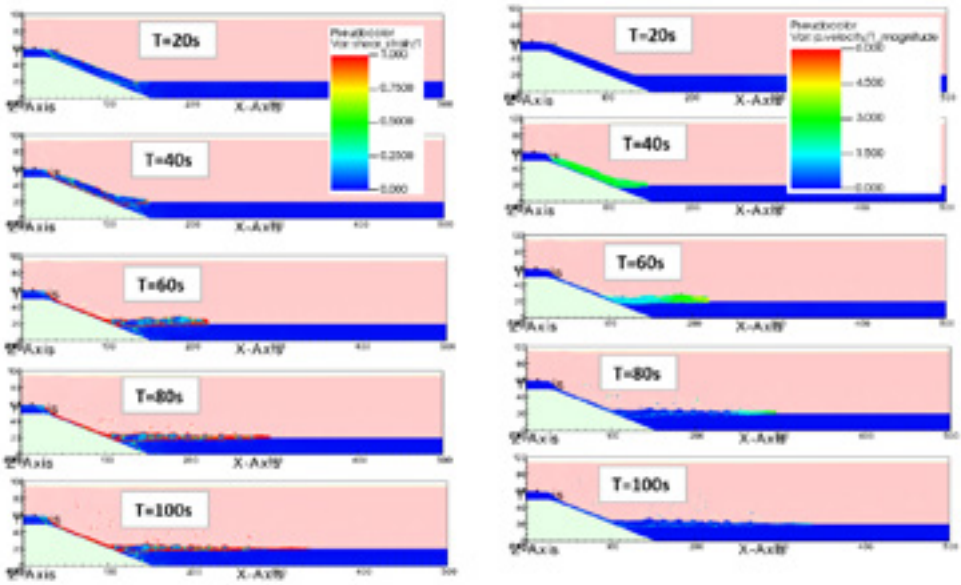


Figure 12 MPM-CFD method used on a field event, from Sørlie et al. (2023d). Left: Shear strain contours, Right: velocity magnitude contours.

SUMMARY AND CONCLUSIONS

This paper has briefly summarized on ongoing research of submarine landslides which is conducted with the Ferry Free E39 project. Different research methods have been combined, including laboratory testing, experimental studies, and numerical modelling. The different activities have different research outcomes. In short, the experimental studies have increased the knowledge of submarine landslide mechanisms, particularly regarding the impact scenario with foundations. The experimental studies have also been the stating point in terms of validating the numerical simulations. A new calculation methodology, the MPM-CFD method, have been developed and validated in terms of both model test condition and from a previous characterised field event. This new method can investigate all aspects of submarine landslides, from initiation to deposition. Seabed ploughing and entrainment and the remoulding process from intact soil material to fully remoulded material are explicitly captured in the method.

The outcomes of the research may be as follows:

- For large projects, specific MPM-CFD analyses can be an important tool to examine expected consequence of future events.
- For smaller projects, the simplified models may be adjusted to resemble the response from the MPM-CFD model. For this calibration of the simplified model, previous characterized landslides are also important.
- The impact forces can be estimated from flow velocity and state of the soil. The ploughing depth should be taken into consideration, as this will give increased loads and reduce the soil support. The different vertical loads on each side on the foundations and the strain rate effects can be accounted for this short-term condition.

ACKNOLOWDEMENTS

The work has been funded by the Norwegian Public Roads Administration (NPRA) as a part of the Ferry Free 39 Hordfast project. Q.A Tran has received funding from the European Union's Horizon 2020 research and innovation program under the Marie Skłodowska Curie Actions (MSCA) Individual Fellowship (Project SUBSLIDE "Submarine landslides and their impacts on offshore infrastructures") grant agreement 101022007. The computations were performed on High Performance Computing resources provided by UNINETT Sigma2 - the National Infrastructure for High Performance Computing and Data Storage in Norway.

REFERENCES

Bea, R.G., Wright, S.G., Sicar, P. & Niedoroda, A.W. (1983). Wave-induced slides in South Pass Block 70, Mississippi delta, J. Geotech. Eng. 109, 619-644. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1983)109:4(619)

Bellwald, B., Hjelstuen, B.O., Sejrup H.P., Haflidason, H. (2016). Postglacial mass movements and depositional environments in a high-latitude fjord system – Hardangerfjorden, Western Norway. Marine Geology, 379, 157–175. DOI: 10.1016/j.margeo.2016.06.002

Bryn, P., Berg, K., Forsberg, C. F., Solheim, A. & Kvalstad, T. (2005). Explaining the Storegga slide. Mar. Petrol. Geol. 22, No. 1–2, 11–19.

Clare, M., Chaytor, J., Dabson, O., Gamboa, D., Georgiopoulou, A., Eady, A., Hunt, J., Jackson, C., Katz, O., Krastel, S., Le´on, R., Micallef, A., Moernaut, J., Moriconi, R., Moscardelli, L., Mueller, C., Normandeau, A., Patacci, M., Steventon, M., Urlaub, M., Volker, D., Wood, L., Jobe, Z. (2018). A consistent global approach for the morphometric characterization of subaqueous landslides. Subqueous Mass Movements, Volume 477, 455–477. DOI: 10.1144/SP477.15

Charlton, B., Vanneste, M., Forsberg, C.F., Knutsen, S., Løvholt, F., Kvalstad, T., Holm, S., Kjennbakken, H., Mazhar, M.A., Degago, S. & Haflidason, H. (2019). Geohazard assessment related to submarine instabilities in Bjørnafjorden, Norway. Subaqueous Mass Movements. Geological Society, London, Special Publications, 477, 549–566. DOI: 10.1144/SP477.39

De Blasio FV, Engvik L, Harbitz CB, Elverhoi A (2004) Hydroplaning and submarine debris flows. J Geophys Res 109. DOI: 10.1029/2002JC001714

Degago, S.D., Kjennbakken, H., Kavli A. and Watn, A. (2021). Improving identification of a significant soil layer from CPTU combined with acoustic data. IOP Conf. Ser.: Earth Environ. Sci. 710 012015.

Dey, R., Hawlader, B.C., Phillips, R and Soga K. (2016). Numerical modelling of submarine landslides with sensitive clay layers. Geotechnique, Volume 66, Issue 6, pp. 454-468. DOI: 10.1680/jgeot.15.P.111

DOF Subsea 2016 Bjørnafjorden Survey report, Documnt no. 600308-SV-CL-403-0001.

Dong, Y., Wang D. & Randolph, M.F. (2017a). Investigation of impact forces on pipeline by submarine landslide using material point method. Ocean Engineering 146, 21-28

Dong, Y., Wang D. & Randolph, M.F. (2017b). Runout of submarine landslide simulated with material point method. Journal of Hydrodynamics 29(3), 438-444

Dong, Y., Wang D. & Randolph, M.F. (2020). Quantification of impact forces on fixed mudmats from submarine landslides using the material point method. Applied Ocean Research 102

Elverhøi, A., Issler, D., De Blasio, F.V., Ilstad, T., Harbitz, C.B. & Gauer, P. (2005). Emerging insights into the dynamics of submarine debris flows. Natural Hazards and Earth System Sciences 5, 633-648. DOI: 10.5194/nhess-5-633-2005

Elverhoi A, Breien H, Blasio FVD, Harbitz CB, Pagliardi M (2010) Submarine landslides and the importance of the initial sediment composition for run-out length and final deposit. Ocean Dyn 60, 1027-1046. DOI 10.1007/s10236-010-0317-z

Gauer, P., Elverhøi, A., Issler, D. and De Blasio F.V. (2006). On numerical simulations of subaqueous slides: Back-calculations of laboratory experiments of clay-rich slides. Norwegian Journal of Geology

Hampton, M.A., Lee, H.J. & Locat, J. (1996). Submarine Landslides. Reviews of Geophysics, 34, 1, 33-59. DOI: 10.1029/95RG03287

Harbitz, C.B., Løvholt, F. & Bungum, H. (2004). Submarine landslide tsunamis: how extreme and how likely. Nat. Hazards 72, 1341-1374. DOI 10.1007/s11069-013-0681-3

Heezen B.C. & Ewing, M. (1952) Turbidity currents and submarine slumps, and the 1929 Grand Banks earthquake. Am. J. Sci. 250, 849-873. DOI: 10.2475/ajs.250.12.849

Ilstad, T., Marr, J.G., Elverhøi, A. & Harbitz, C.B. (2004a). Laboratory studies of subaqueous debris flows by measurements of pore-fluid pressure and total stress. Marine Geology 213, 403-414. DOI: 10.1016/j.margeo.2004.10.016

Ilstad, T., Elverhøi, A., Issler, D. & Marr, J.G. (2004b). Subaqueous debris flow behaviour and its dependence on the sand/clay ratio: a laboratory study using particle tracking. Marine Geology 213, 415-438. DOI: 10.1016/j.margeo.2004.10.017

Ilstad, T., De Blaiso, F.V., Elverhøi, A., Harbitz, C.B., Engvik, L., Longva, O. & Marr, J.G. (2004c). On frontal dynamics and morphology of submarine debris flows. Marine Geology 213, 481-497. DOI: 10.1016/j.margeo.2004.10.020

Jiang. M., Shen, Z. and Wu D. (2018). CFD-DEM simulation of submarine landslide triggered by seismic loading in methane hydrate rich zone. Landslides, 15, 2227-2241. DOI: 10.1007/s10346-018-1035-8

Locat, J. & Lee, H.J. (2002). Submarine landslides: advances and challenges. Can. Geotech. J. 39, 193-212. DOI: 10.1139/t01-089

Mohrig, D., Whipple, K.X., Ellis, C. & Parker, G. (1998). Hydroplaning of subaqueous debris flows. Geological Society of America Bulletin.

Mohrig, D., Elverhøi, A. & Parker, G. (1999). Experiments on the relative mobility of muddy subaqueous and subaerial debris flows, and their capacity to remobilize antecedent deposits. Marine Geology 154, 117-129. DOI: 10.1016/S0025-3227(98)00107-8

Mohrig, D. & Marr, J.G. (2003). Constraining the efficiency of turbidity current generation from submarine debris flows and slides using laboratory tests. Marine and Petroleum Geology 20, 883-899. DOI: 10.1016/j.marpetgeo.2003.03.002

Norem, H., Locat, J. & Scheildrop, B. (1990). An approach to the Physics and the Modeling of Submarine Flowslides. Marine Geotechnology, Volume 9, 93-111. DOI: 10.1080/10641199009388233

NPRA (2017). Geohazard report, Ferry Free E39 – Fjord crossing Bjørnafjorden

Puzrun, A.M. (2016). Simple criteria for ploughing and runout in post-failure evolution of submarine landslides. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 53, 1305–1314. DOI: 10.1139/cgj-2015-0582

Sassa, S. (2023). Landslides and Tsunamis: Multi-Geohazards. Landslides, 20,1335–1341. DOI: 10.1007/s10346023-02084-w

Shi, J., Zhang, W., Wang, B., Li, C. and Pan, B. (2020). Simulation of a Submarine Landslide Using the Coupled Material Point Method. Mathematical Problems in Engineering. DOI: 10.1155/2020/4392581

Solli, K., Vikebø, J.A., Søyland, E., Hjelstuen, B.O., Kjennbakken, H. & Thomassen, T. (2017). Detailed site survey examining the postglacial sediment succession and depositional processes within a Norwegian fjord system, Bjørnafjorden (West Norway). Norwegian Journal of Geology 97, 95–104. DOI: 10.17850/njg97-2-02

Sørlie, E.R., Hartnik, L.O., Tran, Q.A. & Eiksund, G.R. (2022). Rheological parameters for submarine landslide materials. 10th International Conference of Physical Modelling in Geotechnics., 153-156

Sørlie, E.R., Hartnik, L.O., Tran, Q.A., Eiksund, G.R., Degago, S. & Kjennbakken, H. (2023a). Physical model testing of clay-rich submarine landslides and its interaction with offshore foundation. Ocean Engineering 273. DOI: 10.1016/j.oceaneng.2023.113966

Sørlie, E.R, Tran, Q.A., Eiksund, G.R. (2023b). Submarine landslide simulations of steep clay-rich slopes using the material point method coupled with computational fluid dynamics. 9th International SUT Offshore Site Investigation and Geotechnics Conference, At: London, UK

Sørlie, E.R, Tran, Q.A., Eiksund, G.R., Degago, S. & Kjennbakken, H., Johansen, T.F. (2023c). Experimental erosion tests of cohesive soils from rapid flows. Ocean Engineering. Submitted.

Sørlie, E.R, Tran, Q.A., Eiksund, G.R., Degago, S. (2023d). Validation of the coupled Material Point Method and Computational Fluid Dynamics on clay-rich submarine landslides. Computers and Geotechnics. Submitted.

Sørlie, E.R, Sharipkhanov, N., Tran, Q.A., Eiksund, G.R., Degago, S. (2024). Model testing of submarine landslides on seabed ploughing and foundation integrity. XVIII European Conference in Soil Mechanics and Geotechnics, Lisbon. In preparation.

Zakeri, A., Høeg, K & Nadim, F. (2008). Submarine debris flow impact on pipelines — Part I: Experimental investigation. Coastal Eng. 55, 1209–1218. DOI: 10.1016/ j.coastaleng.2008.06.003

Zakeri, A., Høeg, K., Nadim, F. (2009). Submarine debris flow impact on pipelines — Part II: numerical analysis. Coast Eng. 56, 1–10. DOI: 10.1016/j.coastaleng.2008.06.005

Zhang, X., Onate, E., Andres, S., Torres, G. and Bleyer, J. and Krabbenhof, K. (2019). A unified Lagrangian formulation for solid and fluid dynamics and its possibility for modelling submarine landslides and their consequences. Computer methods in applied mechanics and engineering, 343, 314-338, DOI: 10.1016/j.cma.2018.07.043

Takahashi, H., Fujii, N. and Sassa, S. (2020). Centrifuge model tests of earthquake-induced submarine landslide. International Journal of Physical Modelling in Geotechnics, 20, 254-266, DOI: 10.1680/jphmg.18.00048

Tran, Q.A., Grimstad, G. & Amiri S.A.G. (2023a). MPMICE: A hybrid MPM-CFD model for simulating coupled problems in porous media. Application to earthquake-induced submarine landslides. Pre-print

Tran, Q.A., E.R. Sørlie, Grimstad, G. and Eiksund, G.R. (2023b). Role of hydraulic conductivity on the mechanism of earthquake induced submarine landslides -a CFD-MPM analysis. 10th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical. At: UK, London. DOI: 10.53243/NUMGE2023-79

Tran, Q.A., Sørlie, E.R., Grimstad, G., Eiksund, G.R., Takahashi, H. & Sassa, S. (2023c). Influence of sediment permeability in Seismic-Induced Submarine Landslide Mechanism: Centrifuge Validation and CFD-MPM Analysis. Géotechnique. Submitted.

PROAKTIV FOREBYGGING AV KVIKKLEIRESKRED: BRUK AV DATA OG TEKNOLOGI FOR EFFEKTIV IDENTIFISERING AV UTSATTE OMRÅDER

Proactive prevention of quick-clay landslides: use of data and technology for effective identification of vulnerable areas

Cristian Godoy, Geotekniker, Seksjon for skred, Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE)

SAMMENDRAG

Med det økende behovet for rettidig identifikasjon av områder som kan være sårbare for kvikkleireskred, er en proaktiv forebygging essensielt. Denne artikkelen introduserer en ny metode, som er under utvikling hos Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE), som har som mål å identifisere områder som kan være sårbare for naturlig utløste kvikkleireskred. Ved å bruke offentlig tilgjengelige datasett, drar vi nytte av automatisk identifikasjon av terrengendringer langs raviner og vassdrag. Disse er endringer som potensielt kan forverre skråningenes stabilitet. Disse terrengendringene identifiseres ved hjelp av en *deep learning/computer vision* modell, trent på flertemporal lidar-data for å oppdage endringer i terrengets høyde, helning og kurvatur. Modellen legger vekt på en høyere *recall* over *precision*, slik at vi forsikrer oss at potensielle skadelige endringer ikke blir oversett.

Foreløpige anvendelser av metoden viser at den er effektivt til å oppdage terrengendringer, selv ved utfordringer som tett vegetasjon, støy i lidar-data og varierende vannstand i vassdragene.

De identifiserte terrengendringene brukes som grunnlag for beregning av maksimale løsneområder til potensielle skred. Når løsneområdene videre sammenstilles med geodatabaser som befolkningsdata eller infrastrukturinformasjon, gir de et tydelig bilde av det potensielle risikolandskapet. Ved å kvantifisere både fare og konsekvens, genereres en forenklet risikovurdering som peker ut områder som kan være spesielt utsatt, og som må prioriteres for utredning av reell fare og eventuelt sikring.

Selv om studien til nå viser lovende resultater, er det behov for ytterligere kalibrering og forfining, spesielt med hensyn til tolkning av geologiske- og geotekniske data i den videre metodeutviklingen som er en del av et FoU-prosjekt vi har satt i gang.

SUMMARY

With the increasing need for timely identification of areas that may be vulnerable to quick-clay landslides, proactive prevention is essential. This article introduces a new method, currently under development by the Norwegian Water Resources and Energy Directorate (NVE), aimed at identifying areas that may be susceptible to naturally triggered quick-clay landslides. By using publicly available datasets, we benefit from the automated identification of terrain changes along ravines and watercourses. These are changes that could potentially deteriorate the stability of the slopes. These terrain changes are identified using a deep-learning/computer vision model, trained on multi-temporal LiDAR data to detect changes in terrain height, slope, and curvature. The model emphasizes a higher recall over precision, to ensure that potential harmful changes are not overlooked.

Preliminary applications of the method show that it is effective in detecting terrain changes, even with challenges such as dense vegetation, noise in LiDAR data, and varying water levels in the watercourses.

The identified terrain changes serve as the basis for calculating the maximum release areas for potential landslides. When we query geodatabases with population and infrastructure information using these release areas, they provide a clear picture of the potential risk landscape. By quantifying both hazard and consequence, a simplified risk assessment is generated that points out areas that may be particularly vulnerable and must be prioritized for investigation of actual hazard and possible construction of mitigation measures.

Although the study has shown promising results to date, it requires additional calibration and refinement. This is particularly true concerning the interpretation of geological and geotechnical data, as we continue to develop the method within the scope of an R&D project we have initiated.

INNLEDNING

Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE) har ansvaret for forebygging av flom- og skredulykker i Norge. Dette inkluderer blant annet kartlegging av områder med kvikkleireskredfare. Vanlig prosess er først en oversiktskartlegging med identifisering av kvikkleiresoner, etterfulgt av forenklet- og detaljert soneutredning av kvikkleiresonene med størst risiko- og faregrad. Prosessen identifiserer kvikkleiresoner hvor der er behov for sikring av eksisterende bebyggelse. Dette er en tidkrevende og kostbar prosess, samt viser prioritering av områdene seg å være en vanskelig oppgave. NVE har derfor gått i gang med utvikling av en ny proaktiv metode for raskere identifisering av de områdene som bør utredes for kvikkleireskredfare.

NOU 2022:3 (Gjerdrumutvalget, 2022) understreker behovet for mer og bedre kartlegging, samt viktigheten av å følge med på områder hvor erosjon og andre terrengendringer kan forårsake skred.

Artikkelen presenterer våre innledende resultater til en ny metodologi for å identifisere de områdene som potensielt kan være sårbare for naturlig utløste kvikkleireskred innenfor aktsomhetsområdene. Metodologien er en skisse av hvordan vi ser for oss at vi i NVE kan utnytte nye teknologier, og de tilgjengelige dataene til å hjelpe oss til å prioritere områdene for framtidige utredninger og bygging av sikringstiltak. Metodologien er utviklet i forbindelsen med et FOU-prosjekt startet av NVE tidligere i år, og skal fortsette i to år til.

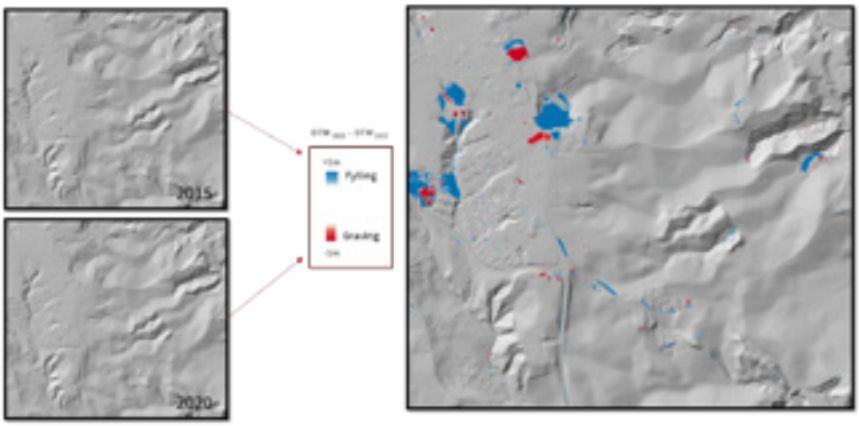
Metodikken handler om å automatisk identifisere terrengendringer langs raviner og vassdrag, som kan forverre stabiliteten til skråningene i områder med kvikkleire. Det beregnes deretter den maksimale utbredelsen til løsneområdene som kan initieres ved et initialskred som starter ved disse terrengendringene. Videre beregnes det risiko-relaterte parametere som kan brukes for å prioritere områdene for ev. detaljutredning eller sikring.

Hele prosessen er implementert i Python ved bruk av «open-source» biblioteker, samt stammer hele datasettet fra offentlige databaser fra bl.a. Statistisk Sentralbyrå (SSB), Statens Kartverk (SK), og NVE.

AUTOMATISK GJENKJENNING AV TERRENGENDRINGER VED HJELP AV COMPUTER VISION

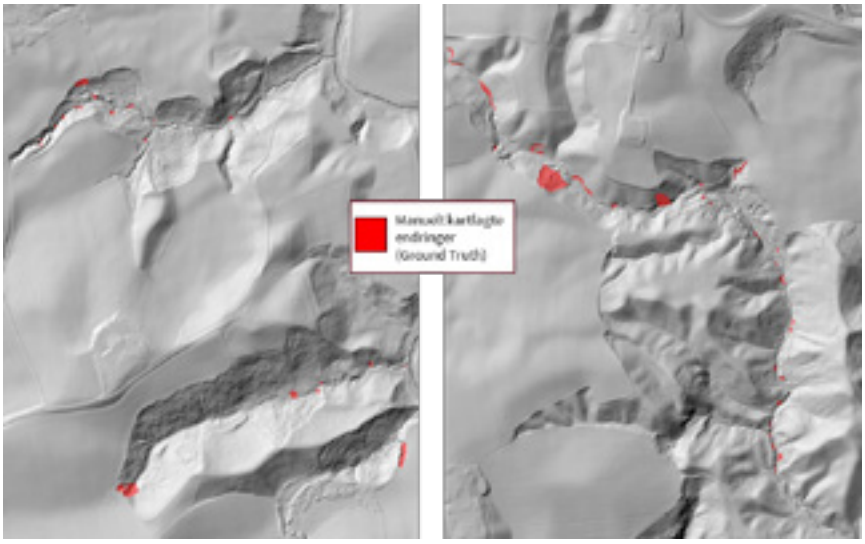
I forbindelse med tidligere prosjekter i NVE ble terrengendringer over tid (oftest over en 5-6 årsperiode) beregnet og kartfestet som punktobjekter i en geodatabase for områder under marin grense. Slik kartfesting er gjort i kommunene Gjerdrum, Nannestad, Ullensaker og Enebakk.

Målet var å identifisere erosjon langs vassdragene for å få et oppdatert bilde av faregrad i tidligere kartlagte faresoner, og å gi grunnlag for eventuelle befaringer i forbindelse med, blant annet, forenklet soneutredninger. Terrengendringene ble beregnet som en vanlig raster algebra med utgangspunkt i to digitale terrengmodeller (DTM) fra lidar-skanninger på forskjellige tidspunkt (eksempel i Figur 1).



Figur 1 – Terrengendringer i Ask Gjerdrum mellom 2015 og 2020.

Etter beregning av endringer i DTM-ene, ble studieområdene gjennomgått, og terrengendringer som potensielt kunne medføre større skred og forverring av skråningenes stabilitet, ble markert som polygoner ved hjelp av en gis-programvaren (QGIS). Datasettet består av over 4000 objekter (eksempel i Figur 2), og er grunnlag for videre trening av en *computer vision* / maskinlæring modell som er i stand til å identifisere samme type endringer på en automatisk måte.



Figur 2 – Eksempler av manuelt kartlagte terrengendringer i Gjerdrum kommune. Polygonene er brukt videre som ground - truth eksempler for å trene en computer vision modell.

Tilnærmingen for automatisk identifikasjon av endringer baseres på bruken av en deep learning modell for bildesegmentering, U-Net (Ronneberger, Fischer, & Brox, 2015), som er designet for å dele inn bilder i forskjellige områder (her: endring, ikke endring). For å lære modellen å gjenkjenne terrengendringer, bruker vi fire forskjellige måter å sammenligne terrenget på, som er avledet av DTM-ene (Gallant & Wilson, 2000). Disse er:

- Endring i høyden
- Endring i helning
- Endring i plan kurvatur
- Endring i tangent kurvatur

Vi bruker disse fire parametere til å lage nye rasterbilder som viser forskjellen mellom terrenget før og etter en endring. Terrengmodellene er hentet fra Høydedata (Statens Kartverk, 2023) og er «*resamplert*» til en oppløsning på 0.5 m. Alle avledete rasterdata får også samme oppløsning. Vi gir disse rasterne til modellen sammen med datasettet med manuelt kartlagte terrengendinger som eksempler på det vi ønsker å identifisere. Modellen lærer da å finne de samme mønstrene i andre, nye, bilder.

Treningsdatasett består av 70% av *groud-truth* eksempler, mens den resterende 30% er brukt for testing og evaluering av treningen. Modellen er trent trinnvis, og til sammen ble 100 treningstrinn gjennomført.

For å måle hvor godt modellen klarer å identifisere terrengendringer, bruker vi to begreper som heter *recall* og *precision*. Disse begrepene forteller oss hvor mange av de faktiske endringene modellen fant, og hvor mange av funnene som var riktige.

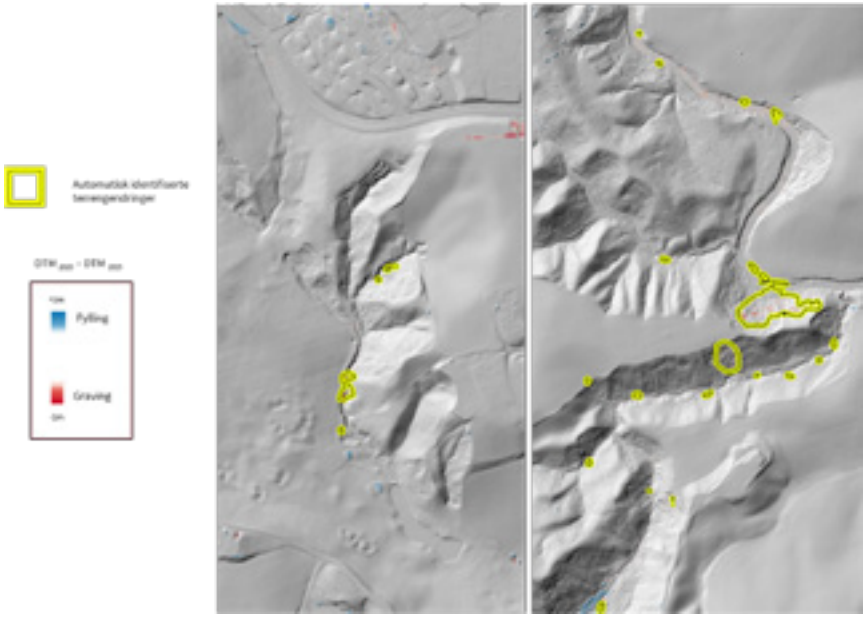
Recall angir andelen av alle de faktiske endringene som modellen fant. En høy *recall* betyr at modellen ikke går glipp av mange endringer. *Precision* angir andelen av alle de funnene som

modellen gjorde som faktisk var riktige. En høy *precision* betyr at modellen ikke finner mange falske endringer.

Det er vanskelig å oppnå høy *recall* og høy *precision* samtidig, så vi må velge hva som er viktigst for vår oppgave. I vårt tilfelle, siden vi jobber med skredforebygging, er det viktigere å ha høy *recall* enn høy *precision*. Det betyr at vi vil finne flest mulig potensielle skredområder, selv om noen av dem kan være feil. Den ferdigtrente modellen fikk en *recall* på 87% (*precision* på 58%) noe som vi mener er godt nok for vårt behov.

Vi har videre testet modellen i områder som var ikke med hverken i trening- eller testdatatettet med gode resultater.

Vi har brukt modellen for å automatisere prosessen med å tegne polygoner rundt identifiserte endringer i Ask (inndata bruk er DTM-er fra 2020 og 2015 tilgjengelige på Høydedata.no). Figur 3 viser prediksjonene til modellen i to områder i studieområde.



Figur 3 – Prediksjon av endringer i to områder.

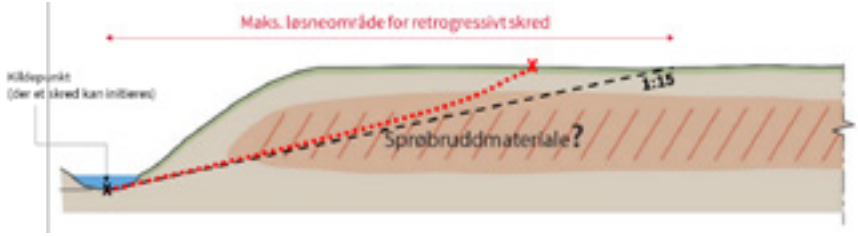
Resultatene viser at modellen kan detektere terrengendringer med relativt høy nøyaktighet og detaljgrad, og at den kan håndtere ulike utfordringer som skygge, endringer i vannstand, vegetasjon og støy i lidar-dataene (grov interpolasjon, eller dårlig oppløsning). Metoden er også rask og skalerbar sammenlignet med manuelt arbeid, og kan dermed brukes til å analysere store mengder lidar-data på en effektiv måte.

Det er viktig å understreke at resultatene fra «U-Net»-metoden ikke er en fasit til terrengendringsdeteksjon, men en måte for å automatisere arbeidet ved å analysere multitemporale lidar-data.

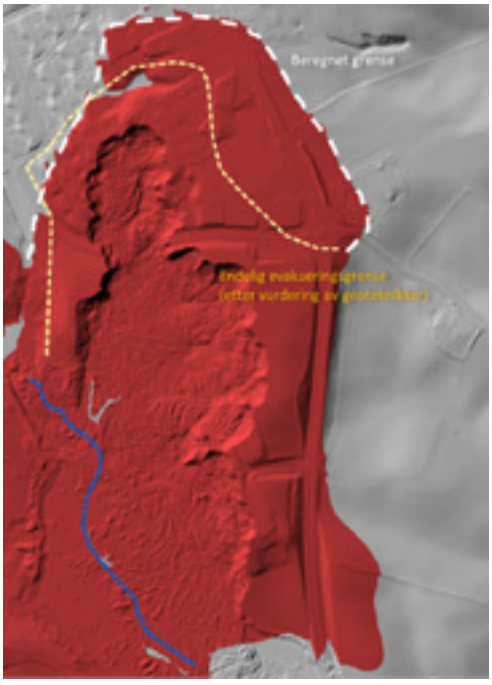
AVGRENSING AV POTENSIELLE LØSNEOMRÅDER

NVE har også utviklet et verktøy for å beregne terrengkriteriene med utgangspunkt i et gitt initieringsområde (punkt, linje eller flate der et tenkt skred initieres og forplanter seg bakover). Ved å bruke en helning på 1:15, som vist på Figur 4, i beregningene får man et anslag av skredets maksimale løsneområde (NVE, Jernbaneverket og Statens vegvesen, 2016). Det er viktig å påpeke at fallforholdet på 1:15 skal være tatt i den bratteste retningen (normalt på høydekotene) (NVE, 2020a).

Figur 5 viser resultatet av å teste verktøyet i Ask ved Tistilbekken, og viser at metodikken fanger opp det faktiske løsneområdet av skredet i 2020 og at metoden anses å være tilstrekkelig konservativ for dette tilfellet.



Figur 4 – Terrengkriterier for beregning av den maksimale retrogresjon av et kvikkleireskred.

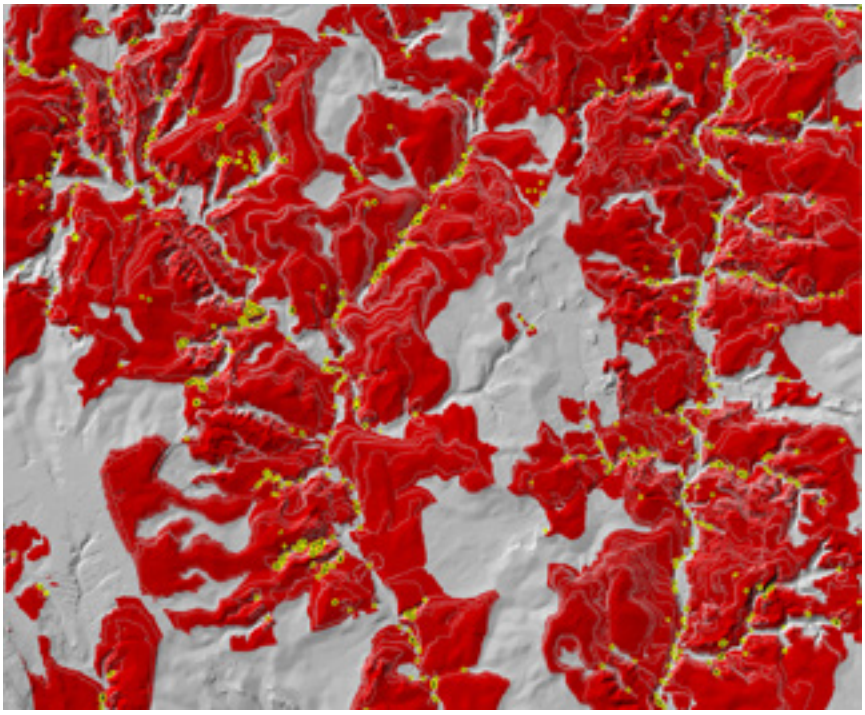


Figur 5 – Eksempel av beregningen av forplanting av et kvikkleireskred fra en linje ved Tistilbekken. Beregnet retrogresjonsgrense ved bruk av 1:15-kriterium stemmer med den vurdert av geotekniker.

En forenklet versjon av verktøyet finnes det som webapp på https://kvkl-losneomrade.nve.no.

Vi har brukt de automatiske identifiserte terrengendringene for å beregne potensielle maksimale løsneområder dersom et intialskred starter ved dem (Figur 6). Det er antatt en retrogressiv skredutvikling. Vi har brukt en overordnet geologisk vurdering for å avgrense løsneområdene, ved å vurdere alt som er kartlagt som mulighet for sammenhengende forekomster av marin leire (MSML) i NVEs kvikkleire temakart (NVE, 2023) som sprøbruddmateriale. MSML-kartet er et avledet lag fra Norges geologiske undersøkelse (NGU) sitt «mulighet for marin leire (MML)»-kart (NGU, 2023), hvor vi har fjernet usammenhengende forekomster med marin leire og områder med lite sannsynlighet for marin leire. Vi forutsetter også av hele skråningsprofilet består av sprøbruddmateriale, noe som derfor gir et veldig konservativt resultat.

Resultatene viser hvilke områder som kan være mest sårbare for skred basert på hvor terrengendringene finner sted i studieperioden. De viser også hvilke områder som ikke vil bli påvirket av eventuelle skred med opprinnelse ved terrengendringenes beliggenhet.



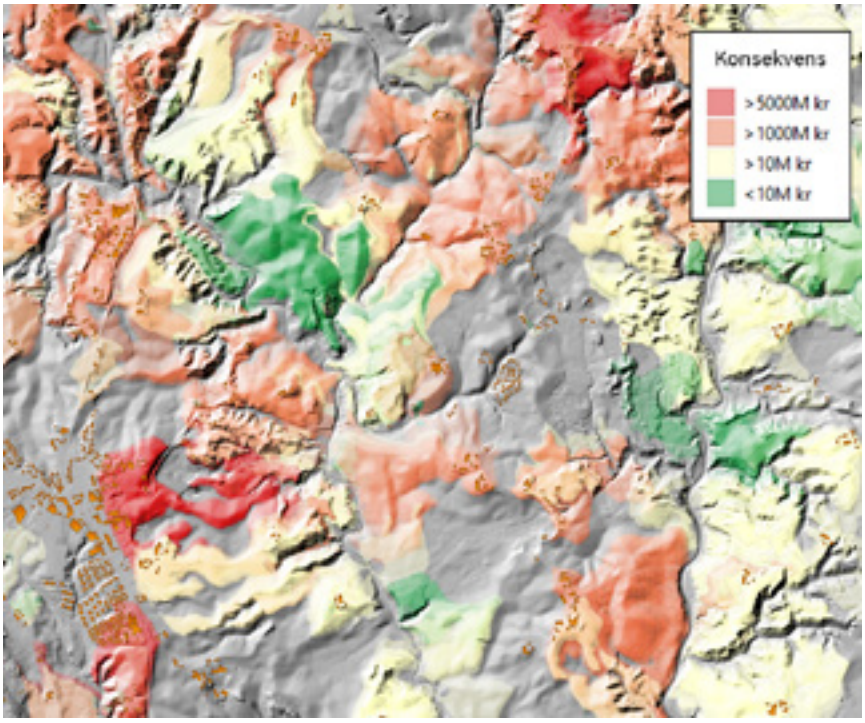
Figur 6 - Sammenslåtte (potensielle) løsneområder som kan initieres ved de indentifiserte terrengendringene

VURDERING AV KONSEKVENS, SANNSYNLIGHET OG RISIKO

Risiko er sannsynligheten for at en bestemt fare vil inntreffe, multiplisert med konsekvensene av denne hendelsen. Risiko er altså et mål for både sannsynligheten for en hendelse og de mulige skadene den kan forårsake. Risikoen avhenger av hvor ofte en bestemt type naturhendelse vanligvis skjer i et bestemt område (sannsynlighet) og hvor alvorlige konsekvensene kan være hvis hendelsen faktisk inntreffer.

Konsekvens

Vi har brukt de maksimale løsneområdene knyttet til hver terrengendring og koblet på databaser til SSB og SK for å etterspørre informasjon om antall innbyggere og infrastruktur som mulig kan bli berørt av et naturlig utløst skred. Vi har prissatt de enkelte objekter og beregnet skadekonsekvensen av hver enkelte løsneområde. Tilnærmingen er en forenkling av den som er utviklet for NVE sitt Nytte-/Kostverktøy (NVE, 2020b), brukt som grunnlag for prioritering av sikringstiltak.



Figur 7 – Løsneområdenes skadekonsekvens. Konsekvensen tar hensyn til antall innbyggere og infrastruktur (bygninger, veier og togspor) innenfor løsneområdene, flere parametere kan bli lagt til ved behov for mer detaljert beregning. Det forutsettes at alt som ligger innenfor løsneområdene blir rammet av skredet, noe som skal være konservativt.

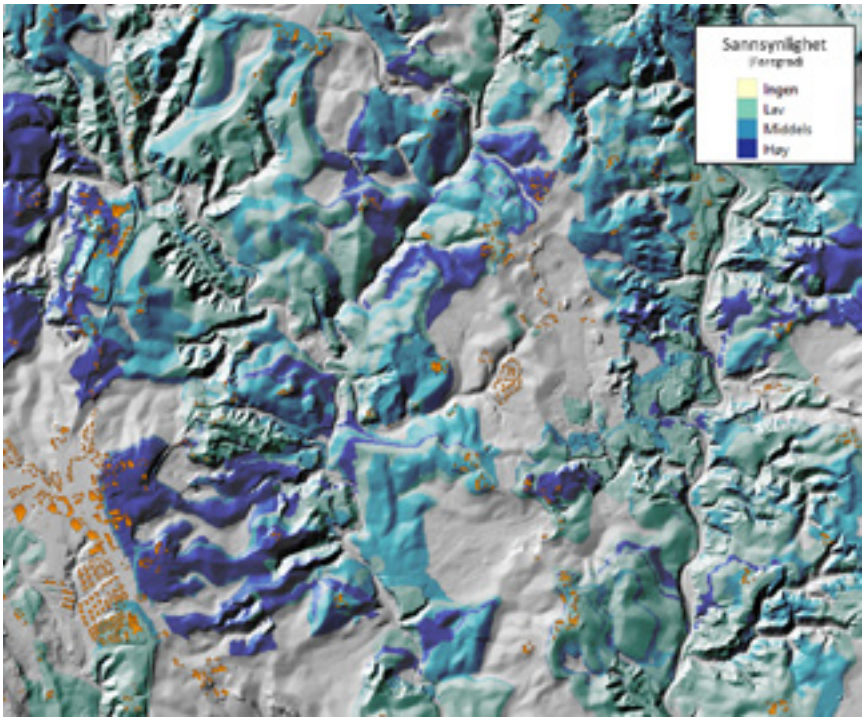
Sannsynlighet (Faregrad)

Siden kvikkleireskred er engangshendelser, er det vanskelig å anslå sannsynligheten knyttet til dem. Ut av de topografiske og geologiske/geotekniske forholdene og terrengendringene kan vi knytte en faregrad til disse, på en semi-kvantitativ måte. Denne tilnærmingen følger til en viss grad metodikken i (NVE, 2020c), men det er viktig å påpeke at det ikke er den samme faregrad som beregnes i forbindelse med faresoneutredninger. På nåværende tidspunkt er det kun en forenklet versjonen for å teste metodikken. Det skal jobbes videre med denne delen av metodikken i prosjektet.

I en innledende utredningsfase har man som regel ikke mye geoteknisk informasjon om grunnforholdene, og vi har til nå benyttet en konservativ avgrensing av løsneområdene ved å definere alle MSML-områdene som områder med sprøbruddmateriale.

Faregraden er anslått ved å gi en vurdering fra ingen til høyt i tre kategorier: Helning (gjennomsnitt), Høydeforskjell (maksimalt) og terrengendringer/erosjon (gjennomsnitt volum). Hver av disse parameterne er vurdert innenfor hvert løsneområde og får en score mellom 0-3 (ingen til høyt hhv). Helning er vurdert i forhold til hvor erosjonen er detektert (initialskredet), mens total høydeforskjell gjelder for hele løsneområdet.

Sannsynligheten er summen av disse tre faktorene, og normalisert slik at den rangeres mellom 0-1. Vi har videre delt intervallet i 3 kategorier; Lav, Middels og Høy sannsynlighet. Det bemerkes at kategoriene og inndelingen av disse fra ingen til høy kun er for å prøve ut metodikken, og dermed må resultatene under betraktes deretter.



Figur 8 – Skisse av vurderingen av løsneområdenes sannsynlighet (faregrad), beregnet med å gi poeng til helningen, høydeforskjellen og terrengendringer/erosjon ved de enkelte løsneområdene. Dette er bare en test av metodikken og skal spisses videre i prosjektet.

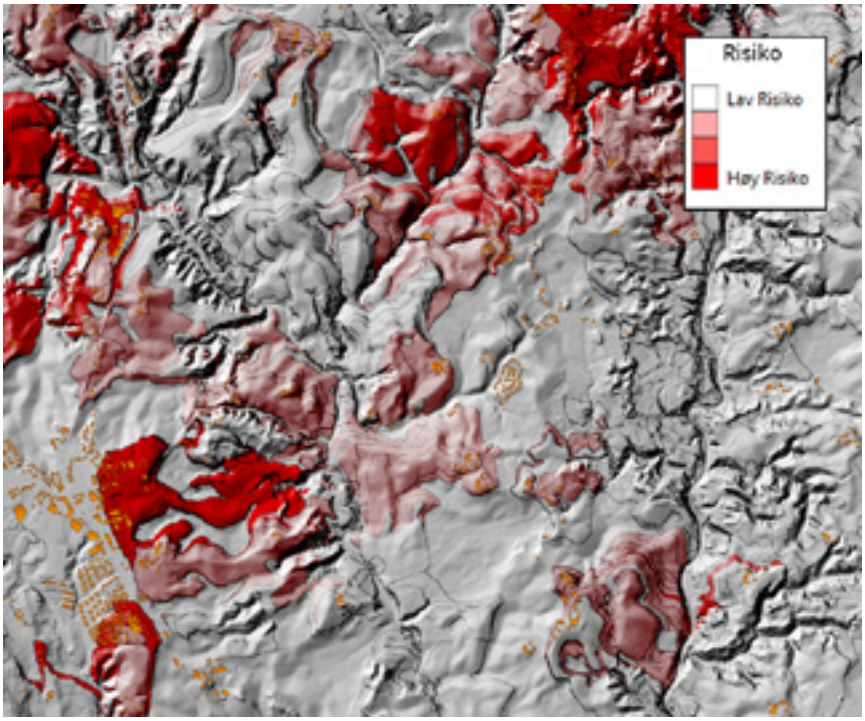
Risiko

Risiko er beregnet ved å multiplisere sannsynligheten med konsekvensen. Vi har deretter delt risikoen i fire kategorier fra lav til høy.

Kategoriene både i konsekvens, faregrad og risiko må studeres nærmere videre i prosjektet slik at de passer bl.a. historiske hendelser, feltobservasjoner, beregnet stabilitet, og så videre.

Det er viktig å understreke at Figur 7 til Figur 9 viser bare en øvelse om hvordan disse kategoriene kan defineres.

Blant de områdene med høyest risiko i Figur 9, ser vi at området der skredet gikk i 2020, samt skråningen ved Kyken som nå er sikret av NVE. Antall områder som blir framhevet er veldig avhengig av fare-, konsekvens- og risikointervallene som blir valgt. Dette er noe som skal forskes videre i prosjektet. Vi påpeker også at faresonene i Gjerdrum kommune er en del av et forenklet soneutredningsprosjekt i regi av NVE som kommer til å avklare skredfare.



Figur 9 – Skisse av beregning av løsneområdenes Risiko ved å multiplisere konsekvens med sannsynlighet (faregrad). Inndeling av risikokategorier (lav til høy) må spisses videre i prosjektet.

KONKLUSJON

Vår studie introduserer en proaktiv metode for å detektere områder som kan være utsatt for kvikkleireskred utløst av erosjon. Metoden er en skisse av hvordan vi ser for oss at vi (NVE) kan utnytte de tilgjengelige dataene for å prioritere vår innsats med tanke på utredning og sikring.

Vi ser at metoden identifiserer området der skredet gikk i Ask 2020 som et høyrisikoområde. Vi må likevel teste metoden videre i andre områder i landet der vi også har informasjon om risiko for kvikkleireskred, herunder høyoppløselige kart, skredhendelser og grunnundersøkelser.

En begrensing som det må jobbes videre med er bl.a. at metoden avgrenser veldig store løsneområder da den legger til grunn at det er kvikkleire/sprøbruddmateriale over alt innenfor MSML. Dette vet vi er feil. Ved å benytte offentlige databaser som NADAG kan mange av løsneområdene reduseres vesentlig. Hvis man kan bruke maskinlæring for å automatisere

tolkningen av borehull og identifisering av områder med og uten sprøbruddmaterialer, vil dette gi et stort utbytte. Dette mener vi bør være oppnåelig på sikt.

Det må også jobbes videre med den delen av metodikken som omhandler sannsynlighet (faregrad). Denne delen er så langt kun «pirket i», men ved f.eks. automatisert tolking av grunnundersøkelser kan disse gi enda mer informasjon utover kun terrengforhold og hvor det er erosjon.

Å inkludere andre økonomiske mål i konsekvensberegning er også viktig videre i prosjektet. Samt at justering og kalibrering av konsekvens-, fare- og risikointervaller er avgjørende for prioriteringsformålet.

KILDER

Gallant, J. C., & Wilson, J. P. (2000). Primary Topographic Attributes. In J. P. Wilson, & J. C. Gallant, *Terrain analysis: Principles and applications* (pp. 51-85).

Gjerdrumutvalget. (2022). *NOU 2022:3 På trygg grunn – Bedre håndtering av kvikkleirerisiko*. Oslo : Departementenes sikkerhets- og serviceorganisasjon. Teknisk avdeling.

NGU. (2023, oktober). *Slik fungerer "Marin grense og mulighet for marin leire"- kartet*. Retrieved from https://www.ngu.no/geologi-og-risiko/slik-fungerer-marin-grense-og-mulighet-marin-leire-kartet

NVE. (2020a). *Veileder nr. 1/2019 Sikkerhet mot kvikkleireskred : vurdering av områdestabilitet ved arealplanlegging og utbygging i områder med kvikkleire og andre jordarter med sprøbruddegenskaper*.

NVE. (2020b). *Nytte/kost-verktøy NKA-2016 v 1.33c. Brukerveiledning*.

NVE. (2020c). *Oversiktskartlegging og klassifisering av faregrad, konsekvens og risko for kvikkleireskred*. Ekstern Rapport 9/2020.

NVE. (2023, oktober). *Temakart Kvikkleire ("Aktsomhet Marin Leire"-lag)*. Retrieved from https://temakart.nve.no/tema/kvikkleire

NVE, Jernbaneverket og Statens vegvesen. (2016). *Metode for vurdering av løsne – og utløpsområder for områdeskred. Naturfareprosjektet: Delprosjekt 6 Kvikkleire*. NIFS-rapport 14/2016.

Ronneberger, O., Fischer, P., & Brox, T. (2015). U-net: Convolutional networks for biomedical image segmentation. *Medical Image Computing and Computer-Assisted Intervention–MICCAI 2015: 18th International Conference, Munich, Germany, October 5-9, 2015, Proceedings, Part III 18*. Springer International Publishing, 2015.

Statens Kartverk. (2023). *Hoydedata*. Retrieved from https://hoydedata.no/LaserInnsyn2/

PREMORTEM-ANALYSER KAN FORHINDRE ULYKKER OG UFORUTSETTE KOSTNADER

Premortem-analyses can prevent accidents and unexpected costs.

Kjetil Brattlien, Sivilingeniør, Seksjonsleder Geoteknikk og Fundamentering i Bane NOR

SAMMENDRAG

Konseptet «pre-mortem» (av latin: før døden) innebærer kort fortalt at man før oppstart av et prosjekt antar at prosjektet mislykkes totalt. Premortem-analysen går da ut på å finne årsakene til at prosjektet (som ikke har startet) mislykkes totalt. Det antas at metodikken eksempelvis kunne bidratt til å forutsett skredulykken på Gjerdrum i 2020 hvis premortem-analyse hadde blitt gjort før utbyggingen, da kritiske trusler lettere kunne blitt identifisert.

SUMMARY

The concept "pre-mortem" (from Latin: before death) means, in short, that before starting a project one assumes that the project will fail completely. The premortem analysis then aims to find the reasons why the project (which has not started) fails completely. It is believed that the methodology could, for example, have helped to prevent the quick clay accident at Gjerdrum in 2020 if it had been carried out before the development, as critical threats could have been more easily identified.

INNLEDNING

Premortem-metodikken ble foreslått av Gary Kleine i Harvard Business Review-artikkelen *«Performing a Project Premortem»* i 2007. Metoden er også beskrevet av Daniel Kahneman i boken *«Thinking, Fast and Slow»* fra 2011 hvor Kahneman bl.a. skriver: *«Det premortem-teknikken gjør, som jeg synes er vakkert, er at den legitimerer dissens. Faktisk snur det ting. Det belønner folk for å være fantasifulle når de finner feil i den gjeldende planen.»*

Metodikken brukes hovedsakelig innen økonomifag, men i 2022 tok Bane NOR initiativ til å teste det på kvikkleireproblematikk i utbyggingsprosjektet Stokke-Sandefjord i et analyseteam med geoteknikere fra Norconsult, NTNU og Bane NOR. Analysen gav nyttig tilleggsinformasjon i prosjektet da metodikken bryter mulig gruppetenkning ved å legge til rette for en positiv diskusjon om trusler, og øker sannsynligheten for at hovedtruslene blir identifisert. Man kan deretter redusere sjansene for feil ved å analysere omfanget og sannsynligheten for hver trussel, og iverksette forebyggende tiltak for å beskytte prosjektet.

Rapporten fra premortem-analysen av utbygging Stokke-Sandefjord konkluderte bl.a. slik:

> Hovedforskjellen mellom premortem-metodikk og en tradisjonell fareidentifikasjon er at analyseteamet har **akseptert at en katastrofe har inntruffet.**
>
> En **tvinger da deltakere til å sette søkelys på hva som gikk galt** ut fra den kunnskap og erfaring analysegruppen har, i motsetning til tradisjonell metodikk, der en kan havne i en diskusjon om en katastrofe kan inntreffe eller ikke.

UTFØRELSE AV PREMORTEM-ANALYSE

Konseptet «pre-mortem» (av latin: før døden) innebærer kort fortalt at man i en tidlig fase av et prosjekt antar at prosjektet mislykkes totalt. Man definerer først ett eller flere ulykkes-senarioer som har gjort at prosjektet feilet, og så identifiserer og analyserer man sannsynlige årsakene til at prosjektet feilet.

Premortem gjøres i økonomisk analyser, og kan for eksempel gjennomføres hvis man planlegger å bygge en batterifabrikk i Mo i Rana med byggestart om 2 år. En premortem-analyse kan for eksempel være å finne sannsynlig årsak til at: 1) *Bedriften gikk konkurs før fabrikken ble ferdig bygget, 2) Fabrikken gikk konkurs etter 5 år med produksjon.*

Årsakene til de ulike *konkurs-senarioene* for batterifabrikken vil man kunne finne i for eksempel: Rentenivå, energipris, nasjonale og internasjonale støtteordninger for «det grønne skiftet», konkurranse fra andre batterifabrikker, tilgang på kvalifisert arbeidskraft, økonomisk og politisk situasjon nasjonalt og internasjonalt (som bla. hvem som vinner neste presidentvalg i USA). De fleste av disse faktorene er utenfor kontroll for de som planlegger bygging av batterifabrikk i Mo i Rana. En premortem-analyse vil kunne belyse trusler, risiko og muligheter for investorer og myndigheter, og dermed være et hjelpemiddel til riktige faktabaserte beslutninger hvor alle relevante trusler analyseres.

Ulempen med analysen kan være at den viser at prosjektet bør kanselleres, og det er ikke sikkert at interessentene som ønsker prosjektet er villige til å innse dette. Denne problemstillingen er relevant for alle prosjekter, da mennesker ikke er gode til å ta til seg argumenter som motsier deres planer.

Premortem-analyse skal gjennomføres tidlig nok i et prosjekt til at eventuelle funn som fremkommer kan hensyntas. Analysen kan for eksempel gjøres i følgende faser:

- Som hjelpemiddel i tidligfase til valg av beste trase i samferdselsprosjekter. Hensikten er å velge bort de mest problematiske alternativene i en tidlig fase når endringer har liten konsekvens.
- Som hjelpemiddel i tidlig fase av prosjekter for å avdekke ukjent risiko (ukjente-ukjente) som kan ha betydning for kostnader og konseptvalg. Hensikten er å identifisere mulige stoppende problemer i en tidlig fase.
- Som hjelpemiddel for sjekk av ferdig prosjektering, og kan utføres samtidig med 3.partskontroll og usikkerhetsanalyser. Hensikten er å kunne stoppe prosjektet før byggestart eller endre prosjektet slik at man får kontroll på kostnader og sikkerhet.

ANTATT RESULTAT FRA PREMORTEM-ANALYSE VIUL 2017

Det gikk et større skred ved Viul mellom Hønefoss og Roa 7. august 2023. Skredet gikk under ekstremværet «Hans» og førte til at 50 m av jernbanefyllingen raste ut i Randselva. Jernbanefyllingen på stedet ble bygget omkring år 1900 av stedlige løsmasser (sand, leire og morene), og ikke av sprengstein som vanligvis benyttes i dag. Gamle jernbanefyllinger kan følgelig være veldig utsatt ved vann på avveie og poretrykksøkning.

Det er flere bekker som drenerer ned til området der skredet gikk. Bekkene ledes under jernbanen i en stikkrenne som er 0.6 m x 1.1 m (b x h). Tidligere var det i tillegg en undergang

(tunell) gjennom jernbanefyllingen på ca. 2x2 m rett sør for stikkrenna. Denne undergangen har ifølge pensjonerte jernbaneansatte fungert som et flomløp i området frem til den ble tettet igjen i 2017. Hensikten med å fjerne undergangen var å redusere behov for vedlikehold av sporet og undergangen.

Skredet på Viul under ekstremværet «Hans» ville trolig ikke skjedd hvis ikke undergangen (som man i ettertid har blitt klar over fungerte som et flomløp) hadde blitt tettet igjen.

For å vise premortem-analysens styrke, er det gjort en hypotetisk test hvor man antar at det ble gjennomført en premortem-analyse på Viul i 2017 før undergangen ble tettet igjen. Figur 1 viser antatte resultater fra premortem-analysen (merk at det ikke ble utført slik analyse i 2017, og eksempelet er valgt kun for å illustrere metodikken):

- Det analyserte senarioet er: *Igjenfylling av undergang gir store problemer for jernbanen.*
- Figuren inneholder bl.a. påstanden: *Premortem-analyse i 2017 ville identifisert problem med å tette undergangen.*



Figur 1: Utklipp fra Kjetil Brattliens foredrag på Geoteknikkdagen 2023.

ANTATT RESULTAT FRA PREMORTEM-ANALYSE GJERDRUM I 2003

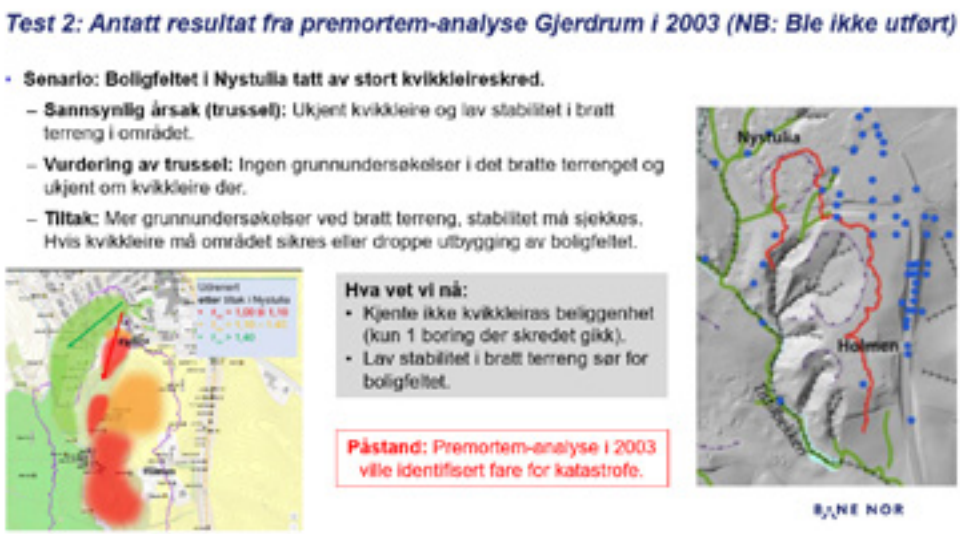
Kvikkleireskredet som tok boligfeltet på Gjerdrum i romjula 2020 er dypt tragisk. Etter ulykken ble det nedsatt et ekspertutvalg for å finne årsakene til kvikkleireskredet. Rapporten fra ekspertutvalget (2021) skrev bl.a.: *«Det lange utløpsområdet (2 km) indikerer at store deler av de utraste massene var kvikkleire»*.

Deler av årsaken til ulykken på Gjerdrum var at kvikkleiras beliggenhet ikke var godt nok kjent. Betydningen av dette kan belyses med NTNU-professor Lars Grande sine ord (kilde: NVE 1/2019): *«Det aller viktigste man kan gjøre for å unngå kvikkleireskred, er først og fremst å*

skaffe seg rede på hvor kvikkleira ligger og dernest å informere alle det angår, om hvordan man unngår å utløse skred».

For å vise premortem-analysens styrke, er det gjort en hypotetisk test hvor man antar at det ble gjennomført en premortem-analyse på Gjerdrum i 2003 før boligfeltet ble utbygd. Figur 2 viser antatte resultater fra premortem-analysen (merk at det ikke ble utført slik analyse i 2003, og eksempelet er valgt kun for å illustrere metodikken):

- Det analyserte senarioet er: *Boligfeltet i Nystulia tatt av stort kvikkleireskred.*
- Figuren inneholder bl.a. påstanden: *Premortem-analyse i 2003 ville identifisert fare for katastrofe.*



Figur 2: Utklipp fra Kjetil Brattliens foredrag på Geoteknikkdagen 2023.

KONKLUSJON

Konseptet «pre-mortem» (av latin: før døden) innebærer kort fortalt at man før oppstart av et prosjekt antar at prosjektet mislykkes totalt. Premortem-analysen går da ut på å finne årsakene til at prosjektet (som ikke har startet) mislykkes totalt.

Hovedforskjellen mellom premortem-metodikk og en tradisjonell fareidentifikasjon er at man aksepterer at en katastrofe har inntruffet. Man tvinges da til å sette søkelys på hva som gikk galt, og kan vurdere om prosjektet har tilstrekkelig kontroll også på disse forholdene eller om avbøtende tiltak eller stopp av prosjektet er påkrevd.

REFERANSER

Kahneman, Daniel (2011): *«Thinking, Fast and Slow».* Farrar, Straus and Giroux.

Kleine, Gary (2007): «*Performing a Project Premortem*». Harvard Business Review.

NVE 1/2019: *Sikkerhet mot kvikkleireskred*. Veileder 1/2019.

Rapport fra ekspertutvalget (2021): «*Årsakene til kvikkleireskredet i Gjerdrum 2020».* Avgitt 29.september 2021.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2023

E6 KVITHAMMAR – ÅSEN: FYLLING PÅ LEIRE MED VERTIKALDREN OG FORBELASTNING

E6 Kvithammar – Åsen: Embankment on clay in combination with vertical drains and preloading

Åse Marit Wist Amdal og Sølve Hov, NGI

SAMMENDRAG

Ny E6 fra Kvithammar til Åsen i Trøndelag er under bygging i regi av Nye Veier. I den sørligste dagsonen skal det etableres ei bru fundamentert på stålkjernepeler til berg. Brua lander i ei 7 m høy tilløpsfylling på opprinnelig terreng som består av 40 m leire. For å oppnå akseptable setninger etter ferdigstillelse er det prosjektert med vertikaldren i kombinasjon med forbelastning for å oppnå tilnærmet full konsolidering i løpet av byggetiden. For skråningsstabilitet er det benyttet prinsipp om gradvis økning i skjærfasthet av den opprinnelige leira, som følge av konsolidering. Under oppfyllingen har målt poretrykk styrt fyllingshastigheten slik at tilstrekkelig stabilitet til enhver tid er opprettholdt. Målt poretrykksdissipasjon har vist seg å stemme svært godt med teoretiske kurver fra prosjekteringen. Med denne løsningen har det vært mulig å minimere omfang av kalksementpeler. Økning i skjærfasthet er verifisert gjennom supplerende CPTU-sonderinger etter oppfylling.

SUMMARY

The new E6 from Kvithammar to Åsen in Trøndelag is under construction. In the southern part of the project, a 400 m long road bridge is founded on steel core piles to bedrock. The bridge abutment connects to a 7 m high embankment on original ground consisting of 40 m of clay. To achieve acceptable differential settlements and total settlements after completion, vertical drains in combination with preloading is used. The centre distance of the vertical drains is determined to ensure almost full consolidation of the clay during the construction phase. For slope stability, the principle of gradual increase in shear strength of the original clay, due to consolidation, is considered. During the construction phase, pore pressure measurements controlled the filling rate so that sufficient stability was always maintained. Measured pore pressure dissipation has shown to agree very well with theoretical curves from the design. With this solution, it has been possible to minimize the extent of lime-cement columns. Increase in shear strength has been verified through supplementary CPTU soundings during the fill works.

INTRODUKSJON

Ny E6 fra Kvithammar til Åsen i Stjørdal og Levanger kommune er under bygging i regi av Nye Veier. Figur 1 viser oversiktskart over hele traseen. Vegen planlegges som firefelts motorveg med fartsgrense 110 km/t på hele strekningen, og vil redusere reisetiden mellom Åsen og Stjørdal med 9 minutter. Kontrakten gjennomføres som en totalentreprise, med Hæhre Entreprenør som totalentreprenør med underrådgivere. NGI er med i prosjekteringsgruppen som ledes av Aas Jakobsen Trondheim. Prosjektet består av 6 dagsoner, og 5 bergtunneler, hvor den lengste, Forbordsfjelltunnelen, er 6 km lang. Her ble det gjennomslag i september 2023. Byggeplan startet i 2022 og etter planen står vegen ferdig i 2026.

I den sørligste parsellen, P01 Kvithammar, skal Vollselvbrua bygges. Brua er om lag 350 m lang og skal fundamenteres på stålkjernepeler til berg, se utsnitt fra modell i figur 2. I den nordlige enden går brua over i ei tilløpsfylling som på det meste er 7 m høy. Denne bygges opp av sprengstein fra tunnelen og fylles på opprinnelig terreng som består av leire med opptil 40 m mektighet. Tilløpsfyllingen er omtrent 350 m lang og reduseres gradvis inn mot Forbordsfjelltunnelen i nord.



Figur 1: Oversiktskart E6 Kvithammar-Åsen.



Figur 2: Utsnitt fra modell.

I denne artikkelen legges det vekt på A) Prosjekteringsprinsipp og B) Oppfølging i anleggsfasen. Målet i prosjekteringen var å minimere omfang av kalksementstabilisering ved å benytte seg av en gradvis økning av skjærfasthet i leira som følge av konsolidering, påskyndet av vertikaldreneringen. For å sikre tilstrekkelig skråningsstabilitet underveis i fyllingsarbeidene er fyllingshastigheten styrt slik at man til enhver tid oppnår nødvendig økning i leiras skjærfasthet. Dette er kontrollert gjennom kontinuerlig overvåkning av poretrykksrespons. Kalksementpeler i ribber ble hovedsakelig brukt som supplement for å komme opp til tilstrekkelig sikkerhetsnivå.

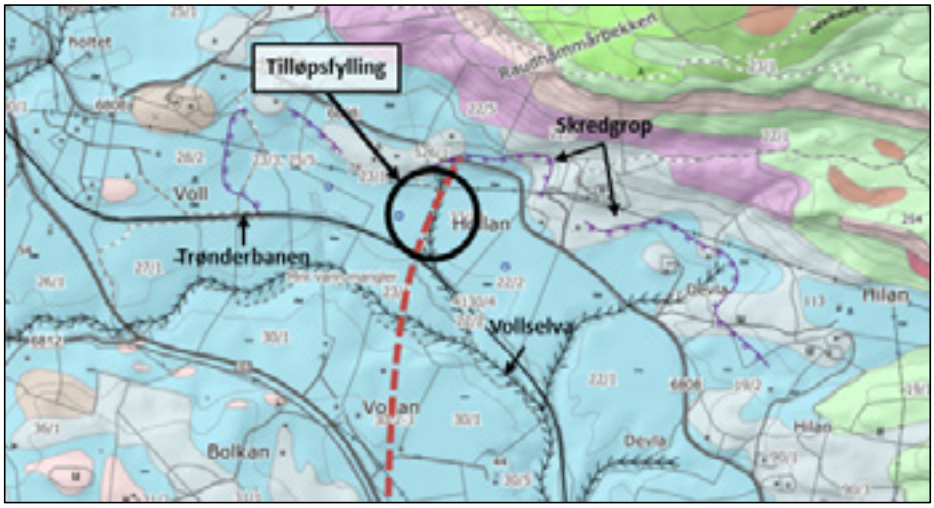
Teoretiske kurver for poretrykksdissipasjon i leire med vertikaldren er benyttet for å predikere tidspunkt for videre fyllingstrinn. Målt måletrykksrespons har vist seg å stemme godt med de teoretiske kurvene fra prosjekteringen.

I tillegg til stabilitet er også setninger et vesentlig tema. Senteravstanden på vertikaldrenene er bestemt slik at alle primære konsolideringssetninger tas ut i løpet av byggetiden og at det kun gjenstår krypsetninger etter ferdigstillelse.

Artikkelen presenterer først grunnforholdene. Videre gjengis vesentlige elementer fra prosjekteringa, herunder vurdering av stabilitet, konsolidering med vertikaldren og setninger. Til slutt oppsummeres resultater fra instrumentering av poretrykk og setninger, som sammenlignes med forutsetninger fra prosjekteringen.

GRUNNFORHOLD

Traseen går gjennom det som kan klassifiseres som typiske trønderske forhold. Løsmassekart, i figur 3, viser at traseen går gjennom områder med tykke hav- og fjordavsetninger (lyseblå farge). Disse ble avsatt på fjordbunnen under isavsmeltingen ved siste istid, og består av lagdelt leire og silt. Ved Vollselva er det flere markerte raviner, hvor elver har erodert seg ned gjennom den tidligere sjøbunnen. Det er også kartlagt fire skredgroper i området som tyder på at det har gått store skred opp gjennom historien. Traseen passerer to registrerte kvikkleiresoner, og det er i reguleringsplan gjort arbeid med å sikre disse sonene (behandles ikke videre her).



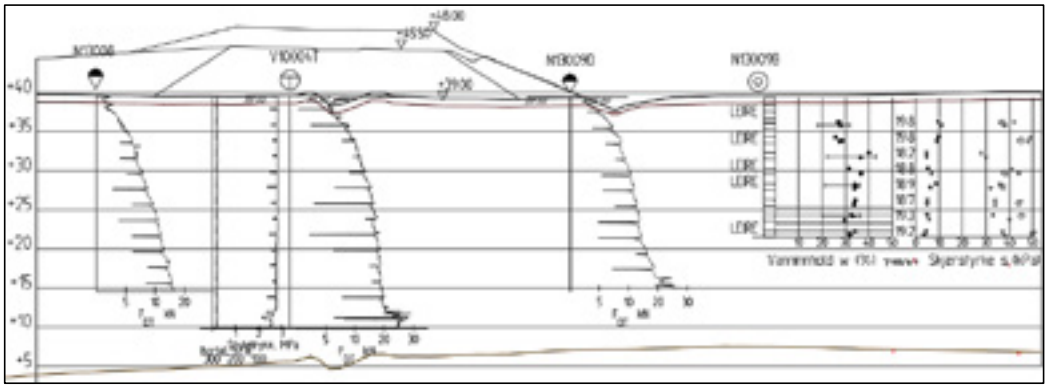
Figur 3: Kvartærgeologisk kart. Vegtrasé markert med rød stiplet linje.

Det er utført et stort omfang av grunnundersøkelser i området for å bestemme lagdeling, dybde til berg, poretrykk og mekaniske egenskaper til løsmassene. Kort oppsummert er omfanget som følger:

- Poretrykksmålere: 12 stk
- Prøveserier (Ø72/Ø75): 14 stk
- CRS ødometerforsøk: 36 stk
- Treaksialforsøk: 38 stk
- CPTU-sonderinger: 29 stk
- Direkte skjærforsøk: 3 stk

Grunnundersøkelsene viser at berget ligger opp mot ca. 40 m dyp der hvor i området der hvor Vollselvbrua ender i tilløpsfyllinga. Videre nordover stiger berget gradvis. Over berget består løsmassene av leire med tynne siltlag. Grunnundersøkelsene viser et topplag på ca. 1-3 m mektighet av matjord og middels fast leire. Under dette er leira bløt til middels fast. Nord, ved forskjæringa er løsmassemektigheten redusert til 2-3 m. Langs veglinja er det en forekomst av

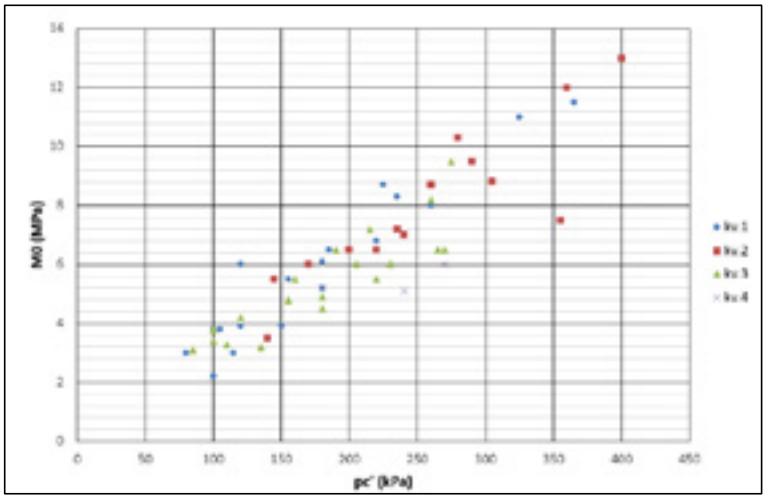
kvikkleire i området under nordre del av fyllinga og inn mot tunnelpåhugget. Figur 4 viser et tverrsnitt med sonderingsprofiler.



Figur 4: Typisk tverrsnitt gjennom tilløpsfyllinga, med relevante sonderingsprofiler.

Rutineparametere for leire ligger innenfor variasjonsområdet w = 19-46 %, I_p = 3-24%, γ = 17,5-20,5 kN/m^3. Poretrykket fordeler seg hydrostatisk fra terreng.

Fra ødometerforsøk er det tolket p_c', stivhet i NC-/OC-området, samt konsolideringskoeffisient, c_v. Målt c_v fra laboratorieforsøk viser stor spredning, og forsøkene er innenfor normalt variasjonsområdet for norske leirer (2-25 m^2/år). Figur 5 viser at det sammenheng mellom p_c' og målt modul i OC-området fra ødometerforsøkene. Det er en viss grad av prøveforstyrrelse, men tilsynelatende ikke veldig stor.



Figur 5: Sammenheng mellom p_c' og M_0.

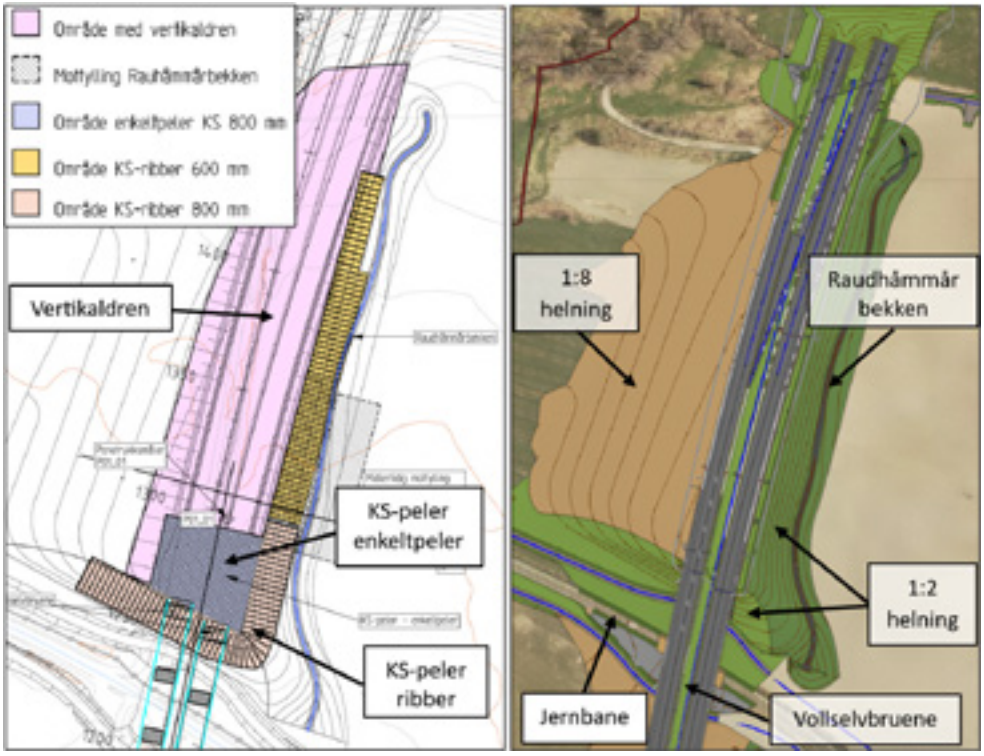
Det er gjort treaksialforsøk som er konsolidert til spenninger over opprinnelig prekonsolidering, for å vurdere normalisert skjærfashet i NC-området. Dette er relevant for valg av skjærfasthet i tilfeller hvor utlegging av fylling medfører konsolidering til spenninger høyere enn p_c'. Treaksialforsøkene viste at skjærfastheten var 0,28-0,30 ganger effektiv vertikalspenning, dvs. konsolideringsspenning og ny p_c'. I prosjektering ble det brukt en faktor 0,29 med uendrede anisotropifaktorer.

GEOTEKNISK PROSJEKTERING

Overordnet

Tilløpsfyllingen er på det meste 7 m høy og reduseres gradvis nordover mot påhugget til Forbordsfjelltunnelen. Steinfyllingen er begrenset av Raudhåmmårbekken i øst og jernbanen sør, som medfører en fylling med skråningshelning opp mot 1:2. For å sikre tilstrekkelig stabilitet i både midlertidig fase og permanent fase er det prosjektert med vertikaldrenering som sikrer raskere konsolidering av leira. I kombinasjon med kalksementstabilisert leire i ribbemønster sikrer dette tilstrekkelig stabilitet. Figur 6 viser plantegning av tilløpsfyllinga med tilhørende geotekniske tiltak. For at tilnærmet 100 % av de primære konsolideringssetningene skal oppstå i anleggsfasen er det valgt å legge på en forbelastning, som sammen med vertikaldrenene sørger for en raskere konsolidering. Bruk av vertikaldren i kombinasjon med forbelastning har dermed to formål; og øke leiras udrenerte skjærfasthet og framskynde de primære setninger. Ut fra disse prinsippene er det utført følgende beregninger som presenteres i det etterfølgende:

A. Nødvendig senteravstand mellom vertikaldren for å utvikle tilnærmet 100 % konsolidering i anleggsfasen
B. Stabilitetsberegninger med kalksementpeler i ribber for å oppfylle krav til partialfaktor i anleggsfase og permanent fase.
C. Kontroll av langtidssetninger (krypsetninger) i permanent fase.



Figur 6: Venstre: Plantegning med område for vertikaldren og KS-peler og beliggenhet beregningssnitt. Høyre: Utklipp fra modell.

Prosjektering av vertikaldrenering

Prinsipp

Prosjekteringsprinsippet innebærer at tilnærmet 100 % av de primære konsolideringssetninger tas ut i løpet av liggetiden i byggefasen med vertikaldren. I prosjekteringen ble planlagt oppfyllingshastighet som følge av berguttak fra tunneldriving hensyntatt. Framdriftsplanen viste at tunneldriving ville pågå i ca. 5 måneder og deretter med liggetid på ca. 1 år. Beregningsmessig antok man liggetid på 6 måneder for å ta høyde for generelle usikkerheter.

Nødvendig senteravstand for vertikaldrenene er bestemt etter følgende kriterier:

- Oppnå minimum 95 % teoretisk konsolideringsgrad i løpet av ca. 6 måneders liggetid.
- Vurdering av økning i udrenert fasthet (kontinuerlig konsolidering) underveis i fyllingsarbeidene som gir tilstrekkelig stabilitet ved pågående oppfyllingsarbeider.

Konsolideringsberegninger baseres på en viss oppfyllingshastighet. Med forbelastningen er fyllingshøyden 10 m på det meste. Siden fyllingsperioden er 5 måneder, vil oppfyllingshastigheten da bli rundt 2 m/måned. Det er disse premissene som har gitt input til vurdering av senteravstand mellom vertikaldren.

Tidsforløp - teori

Det ble utført overslagsberegninger for tidsforløp. Det ble ansett at mer avanserte beregninger ikke var nødvendig å utføre, siden det var stor usikkerhet knyttet til løsmassemektighet og parametere. Beregningsmetodikken for konsolidering med vertikaldren følger metodikken fra håndbok V221, som tar utgangspunkt i Terzaghis konsolideringsligning i naturlig leire, der gjennomsnittlig konsolideringsgrad (U_v) beregnes fra en tidsfaktor T_v. Konsolideringsgraden med dobbel drenering (uten vertikaldren) beregnes med følgende ligninger:

$$U_v = \frac{(4T_v/\pi)^{0,5}}{(1 + (4T_v/\pi)^{2,8})^{0,179}}$$

$$T_v = \frac{c_v \times t}{H^2}$$

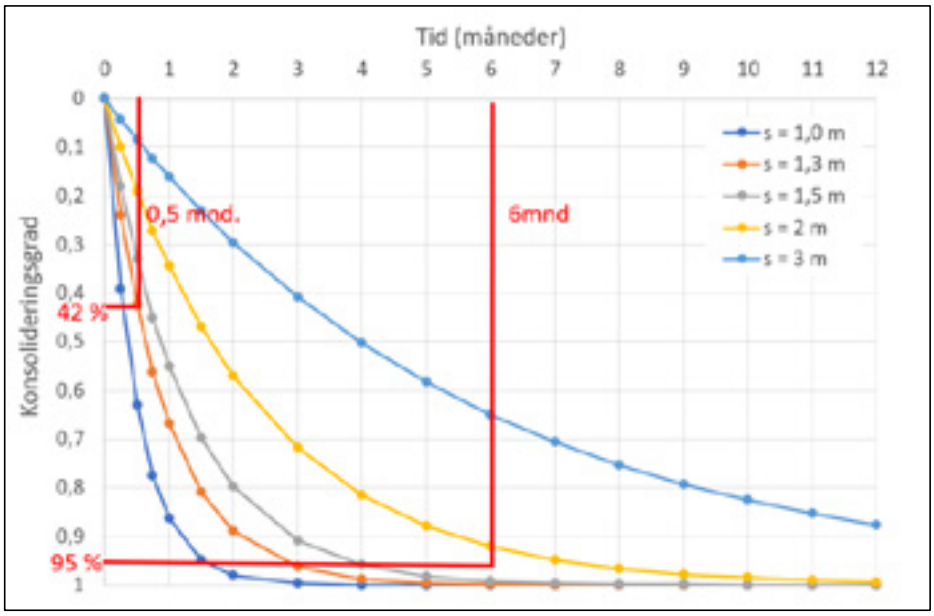
Tilløpsfyllingen gir spenningsøkning over opprinnelig prekonsolideringsspenning, p_c', konsolidering vil derfor pågå både i OC- og NC-området. Konsolideringskoeffisienten c_v er forskjellig i disse områdene ettersom leiras permeabilitet reduseres noe ved kompresjon og ettersom modulen reduseres over p_c'.

For konsolidering med vertikaldren, dvs. radiell konsolidering mot hvert enkelt dren, brukes i prinsippet samme ligning mellom U_v og T_v, men med noen matematiske korreksjonsfaktorer for bl.a. omrørt sone rundt dren og drenskapasitet. Følgende antakelser ble gjort:

- Forhold horisontal og vertikal konsolideringskoeffisient, $c_h/c_v = 2$
- Forhold permeabilitet i opprinnelig leire i og omrørt sone, $k/k' = 3$
- Diameter omrørt sone i forhold til drenets diameter, $d_s/d = 2$

Figur 7 viser konsolideringsgrad for ulike senteravstander (mellom 1 og 3 m) mellom vertikaldrenene. For å ta ut 95 % av konsolideringen i løpet av anleggsperioden (som konservativt ble satt til 6 mnd.) viser figuren at nødvendig senteravstand mellom vertikaldren

er minimum 1,5 m. For valgt senteravstand på 1,3 m viser figuren at man etter 6 mnd. oppnår 99 % konsolideringsgrad.



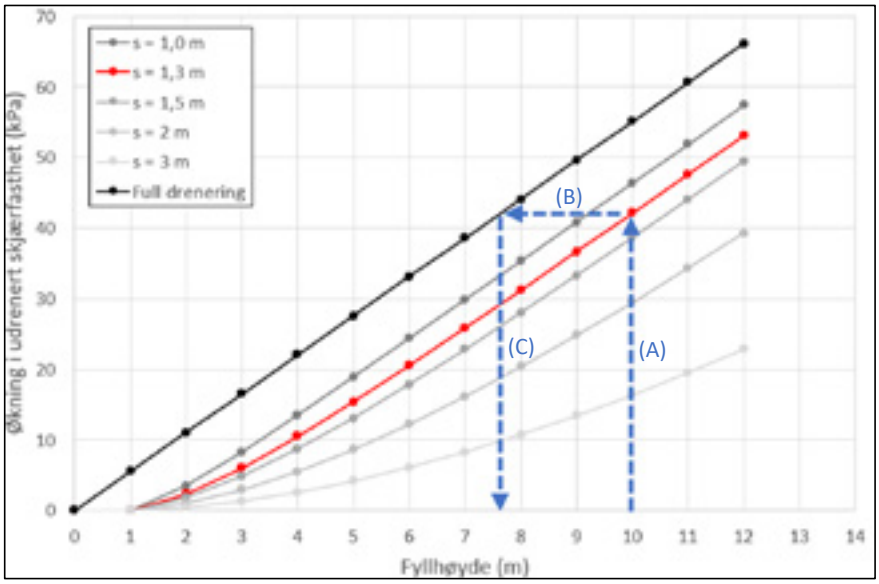
Figur 7: Beregning av konsolideringsgrad for ulike senteravstander mellom vertikaldren (beregnet med $c_{v,NC}$ = 6 m^2/år).

Trinnvis konsolidering av leira

For å beregne økning av udrenert skjærfasthet som følge oppfyllingsarbeidene og konsolidering er det forenklet lagt til grunn at 1 m oppfylling legges ut med en viss oppfyllingshastighet, kalt «trinnvis konsolidering». Oppfyllingshastigheten er styrt av tunneldriften, og forutsatt til 2 m i måneden som tilsvarer 1 m oppfylling i løpet av en halv måned.

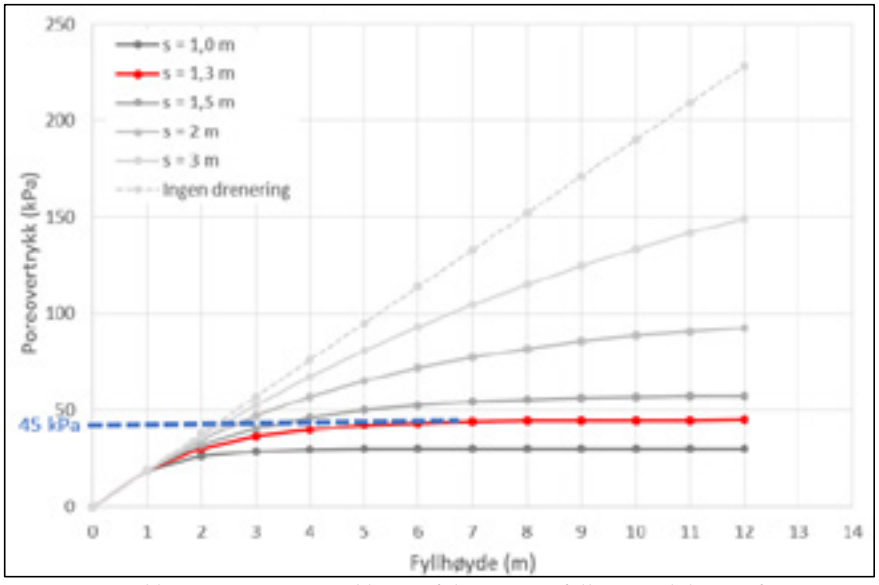
For hvert trinn beregnes total last, poreovertrykk, økning i effektivspenning ved start og ved slutt av oppfyllingstrinnet. Konsolideringsgraden beregnes på samme måte som for vertikaldren. Hvor raskt konsolideringen går er da avhengig av senteravstanden mellom vertikaldrenene, og hvor fort oppfyllingen skjer. For eksempel kan man fra figur 7 (over) finne at konsolideringsgraden etter en halv måned er 0,42 (for cc. vertikaldren 1,3 m), som vil si at 42 % av det totale poreovertrykket dissiperer i løpet av denne perioden. Ut fra dette beregnes deretter økning i effektivspenning og økning i udrenert skjærfasthet (etter SHANSEP-prinsippet, med s = 0,29) ved starten og slutten av hvert trinn.

Figur 8 viser økning av skjærfasthet ved starten av fyllingstrinnet, for ulike senteravstander mellom vertikaldrenene. For eksempel viser figuren at like etter oppfylling til 10 m gir vertikaldren med cc. 1,3 m økt udrenert skjærfasthet på ca. 42 kPa (A). For full drenering (B) tilsvarer dette en fyllingshøyde på ca. 7-8 m (C). Dette prinsippet er brukt for å estimere økningen i udrenert skjærfasthet som følge av konsolidering i et stabilitetsprofil ved pågående fyllingsarbeider.



Figur 8: Økning i udrenert skjærfasthet som funksjon av fyllingshøyde. Her ligger det til grunn at fyllingen etableres med hastighet 1 m per halve måned (2 m per måned).

Figur 9 viser utviklingen av poreovertrykk som følge av oppfyllingen ved starten av fyllingstrinnet. Her ligger det til grunn en oppfyllingshastighet på 1 m på en halv måned. Dette viser at teoretisk sett skal poreovertrykket aldri overstige 45 kPa. Dette er benyttet for å styre utførelsen underveis.



Figur 9: Utvikling av poreovertrykk som følge av oppfylling. Bak ligger forutsetning om at fyllingen etableres med hastighet 1 m per halve måned (2 m per måned).

Stabilitetsvurderinger

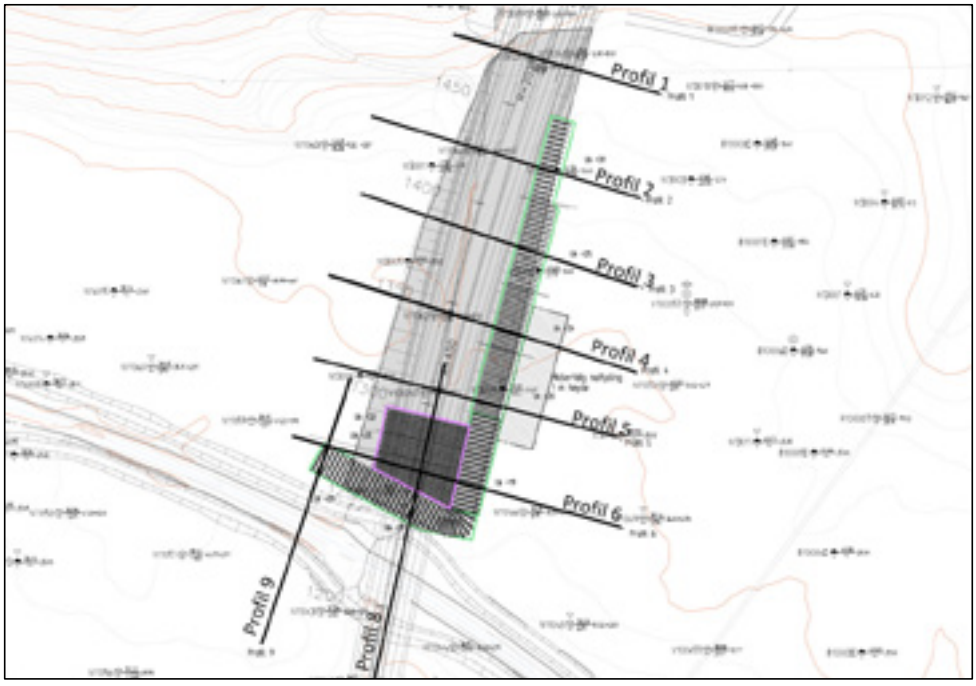
Geometri og materialparametere

Sikkerhetsnivå for lokalstabilitet er valgt i henhold til håndbok V220. Det er ulik konsekvensklasse for anleggsfasen (CC2) og permanent fase (CC3), som gir ulike krav til partialfaktor:

- Midlertidig fase: 1,5 (CC2, sprøtt brudd)
- Permanent fase: 1,6 (CC3, sprøtt brudd)

På det meste blir tilløpsfyllingen 7 m høy (i profil 6) og reduseres gradvis nordover mot profil 1 (se lokasjon av profiler i figur 10). Det skal i tillegg legges en forelastning på 3 m over framtidig veg, slik at maksimal fyllingshøyde under utførelse blir 10 m. Denne forbelastning reduseres også noe nordover mot påhugget. I kombinasjon med vertikaldren vil forbelastningen framskynde konsolideringstiden. Mot øst begrenses utstrekning av fyllinga mot Raudhåmmårbekken som gir skråningshelning på 1:2. For å sikre tilstrekkelig stabilitet av fyllingsfot må det utføres dypstabilisering av leira med kalksement.

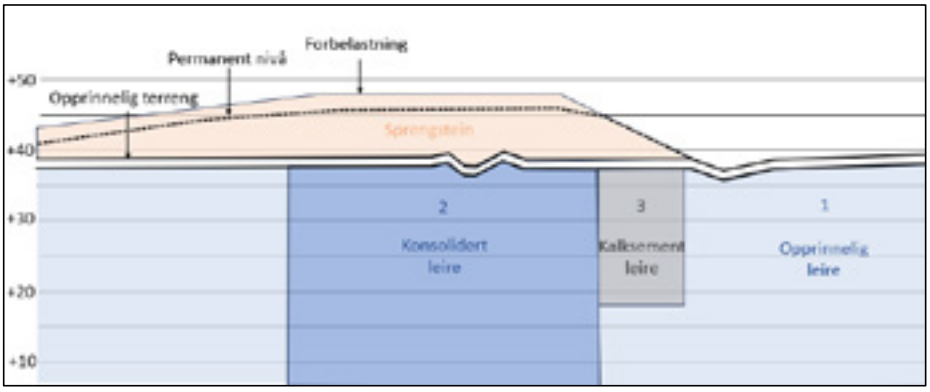
Det er beregnet stabilitet i åtte profiler (6 tverrprofiler og 2 langsgående profiler). I det etterfølgende avsnittet er det for enkelhetsskyld vist beregninger for det mest kritiske profilet, profil 5. Dette har ikke størst fyllingshøyde (6,5 m permanent fylling + 2,5 m forbelastning). Likevel er dette det kritiske profilet, siden det i profil 6 er kalksementstabilisering i enkeltpeler for setningsutjevning. Tolkede materialparametere er vist for dette profilet.



Figur 10: Plantegning med profiler for stabilitetsberegninger.

Som det fremgår av et typisk tverrprofil, vist i figur 11, er opprinnelig terreng flatt, og ligger på kote +39. Det er regnet med 1 m tørrskorpe over leire. Det er etablert ulike tre ulike skjærfasthetsprofil for leira:

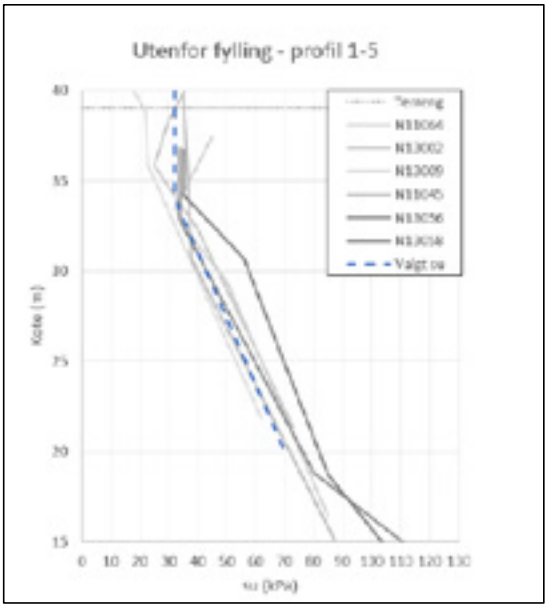
1. Opprinnelig leire som ikke opplever konsolidering (som ligger utenfor vegfyllinga)
2. Leire som konsolideres ved hjelp av forbelastning og vertikaldren.
3. Kalksementstabilisert leire.



Figur 11: Typisk tverrprofil, vist med permanent nivå og forbelastningsnivå, samt inndeling i ulike skjærfasthetsprofil for leire.

1. Opprinnelig leire

Skjærfasthet for opprinnelig leire er tolket fra CPTU-sonderinger i 6 borhull. Skjærfastheten er tolket til en konstant verdi på 32 kPa i 6 m dybde, og øker til 70 kPa på 20 m dybde (dvs. 2,7 kPa/m), se figur 12. Anisotropifaktorer er satt til 1-0,63-0,35 (basert på treaksialforsøk/erfaringsverdier).



Figur 12: Tolket designprofil for skjærfasthet i opprinnelig leire.

2. Konsolidert leire
Konsolidering med vertikaldren gir en gradvis økning i skjærfasthet. Denne beregnes med SHANSEP-prinsippet. For spenninger over in situ opprinnelig prekonsolideringsspenning (OCR = 1,0), brukes 0,29 basert på resultater fra treaksforsøk som er konsolidert til spenninger over opprinnelig p_c':

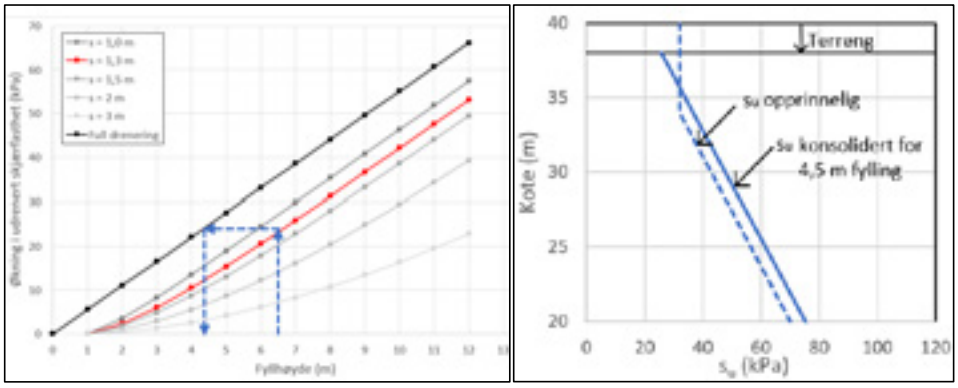
$$s_{uA} = s \cdot \sigma'_v \cdot OCR^m = 0{,}29 \cdot \sigma'_v$$

Ved for eksempel fyllingshøyde 7 m gir dette en økt skjærfasthet på 39 kPa ved full konsolidering.

Det er beregnet med ulik fasthetsøkning etter som fyllinga gradvis øker i størrelse (etter prinsippene beskrevet i avsnitt 3.1. I denne artikkelen er det vist to ulike beregningssituasjoner med ulike skjærfasthetsprofiler:

- Fullt konsolidert for permanent situasjon (fyllingshøyde 6,5 m)
- Midlertidig situasjon, like etter oppfylling til 6,5 m

Figur 13 viser hvilket fyllingsnivå leira er fullt konsolidert for i midlertidig fase, ved antatt fyllingshastighet. Like etter oppfylling til 6,5 m er leira fullt konsolidert for 4-4,5 m, som tilsvarer en økning i skjærfasthet på 15 % i forhold til opprinnelig s_u.



Figur 13: Prinsipp for bestemmelse av skjærfasthet som følge av konsolidering, for fyllingshøyde 6,5 m (tilsvarer full konsolidering for 4,5 m fylling).

3. Kalksementstabilisert leire
I reguleringsplanen ble det beskrevet en stor mengde kalksementstabilisering i prosjektet (samlet for hele prosjektet 25 000 tonn bindemiddel). Et mål i detaljprosjekteringen ble å forsøke å optimalisere bruken av kalksement, gjennom to prinsipper:

- Fokus på utforming og mengder ved prosjektering
- Bruk av reelle parametere i stabilisert leire ved å etablere forsøksfelt i forkant for å undersøke materialoppførsel, bindemiddelmengde, samt detaljer i utførelse.

Prosjekteringsprinsippet har bestått i å optimalisere designet for å redusere bruken av kalksementstabilisering. Fyllingshøyden avtar innover mot påhugget som medfører gradvis mindre behov (reduksjon i dekningsgrad, dvs. senteravstand, samt lengde peler og bredde på «KS-beltet») for stabilisering av leira. I profil 5, som er valgt å vise som eksempel i denne artikkelen, er det regnet med kalksementstabilisering i enkle ribber, med dekningsgrad 30 %.

Det er benyttet KS-peler med diameter 800 mm med overlapp på 150 mm, som gir senteravstand 2,3 m. Pelene er 18 m lange i dette snittet.

For kalksementpelene er det benyttet forutsetning om udrenert skjærfasthet i aktiv sone på $s_{u,col}$ = 250 kPa (dette er høyere enn styrketak angitt i V221, men ble verifisert fra prøvefelt), med ADP-faktorer på 0,8 og 0,6 basert på treaksialforsøk. Ettersom ribbene hovedsakelig ble etablert i direkte sone av kritiske glideflater er valgt skjærfasthet i praksis nærmere 200 kPa (og i passiv sone 150 kPa). For stabilitetsberegninger ble det brukt vektede anisotropifaktorer i stabilisert volum.

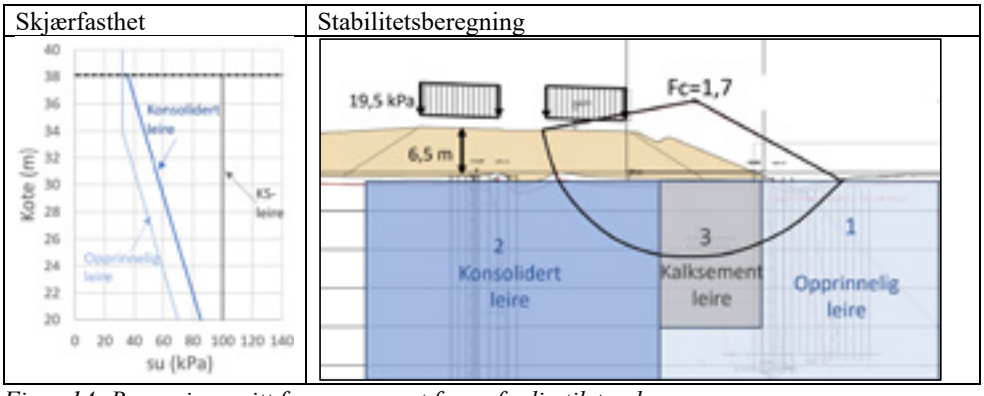
Enkeltpeler ble utført for å utjevne setninger langs vegen. Disse er medregnet i stabilitetsberegninger, men anisotropifaktorene i stabilisert volum er justerte slik at enkeltpelene ikke øker skjærfastheten i leira i direkte og passiv sone.

Stabilitetsberegninger

Stabilitetsberegninger er delt inn i permanent fase og midlertidig fase, siden det er ulike krav til sikkerhetsnivå og ulik grad av konsolidering av leira. Stabiliteten har vist seg å være mest kritisk i midlertidig fase, dvs. underveis i oppfyllingsarbeidene. En kort oppsummering av beregningene er vist i det etterfølgende.

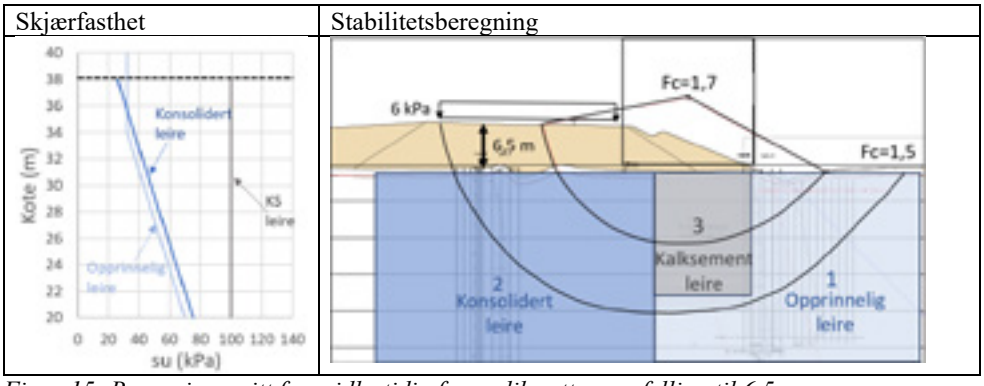
Permanent fase – ferdig tilstand

I permanent fase er krav til partialfaktor 1,6 og det er medregnet trafikklast på 19,5 kPa. Fyllingshøyden er 6,5 m. Leira under fyllinga regnes her som fullt konsolidert for ferdig terreng (som tilsvarer økning i skjærfasthet på 45 %). Området for kalksementstabilisering er lagt utenfor selve vegbanen for å redusere risiko for skjevsetninger på tvers. Figur 14 viser beregningssnittet. Det oppnås partialfaktor på 1,70.



Figur 14: Beregningssnitt for permanent fase - ferdig tilstand.

Midlertidig fase: 6,5 m oppfylling (like etter oppfylling)
I anleggsfasen er krav til partialfaktor 1,5 og det er ikke medregnet trafikklast. I midlertidig fase er det regnet med en antatt konsolideringsgrad av leira for som gir input til leiras skjærfasthet ved gjeldende fyllingsnivå Situasjonen like etter oppfylling på 6,5 m viser at leira er fullt konsolidert for 4,5 m høyde, som tilsvarer en økning i skjærfasthet på 15 %, som vist i figur 13. Oppnådd partialfaktor er over kravet, $F_c > 1,5$, vist i beregningssnitt i figur 15.



Figur 15: Beregningssnitt for midlertidig fase – like etter oppfylling til 6,5 m.

På tilsvarende måte er stabiliteten kontrollert i de resterende 5 tverrprofiler og 2 lengdeprofiler.

Med den gitte fyllingshastigheten og antatt styrkeoppbygging av leira oppnås tilstrekkelig stabilitet ved hvert fyllingstrinn. Kritisk fase er i midlertidig fase, med lavest stabilitet (ned mot 1,5). For permanent situasjon oppnås partialfaktor på 1,7 (med forutsetning om full konsolidering av leira).

Vurdering av langtidssetninger (kryp)

Beregning av krypsetninger må være innenfor kravene gitt i N400, som angir at totalsetningen ikke skal overstige 40 cm for veg med fartsgrense 110 km/t. Maks tillatt differansesetning er 40 cm på en strekning på 80 m, dvs. 0,5 cm per meter.

Landkaret til Vollselvbrua er fundamentert på stålkjernepeler til berg og er setningsfritt. For å jevne ut setningsforskjeller er det valgt å legge inn enkeltpeler av kalksement, som gradvis trappes ned i lengde. Avstanden på nedtrappingen er bestemt av å gjøre krypberegninger i GeoSuite Settlement og overslagsberegninger med tidsmotstandstallet r_s.

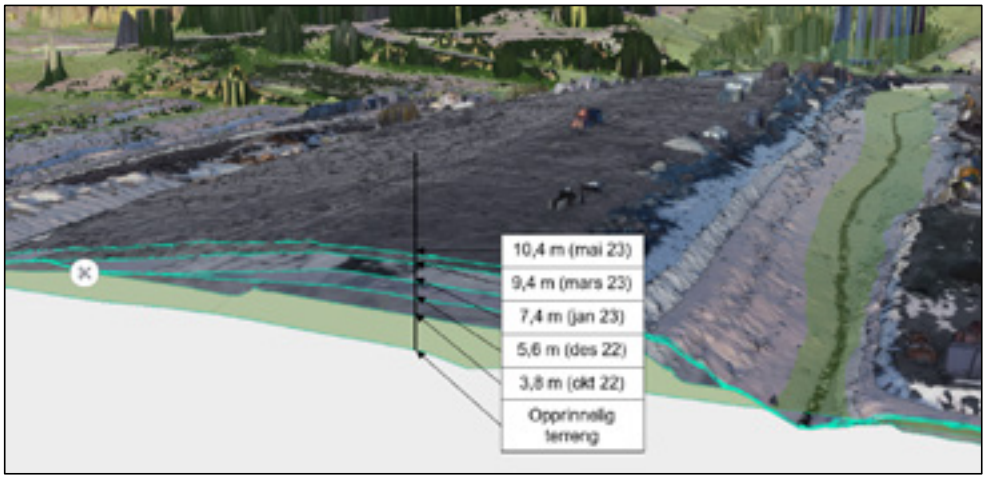
I Geosuite er beregnet restsetning etter 40 år etter ferdigstillelse vurdert til differansen mellom setning like etter forbelastningen er tatt bort og setning etter 40 år. Beregnet setning etter at forbelastningen er tatt bort er S_1=1,13 m og etter 40 år S_2 = 1,26 m dvs. en totalsetning på S_1-S_2 = 13 cm. Håndberegninger med et antatt tidsmotstandstall (r_s = 900) gir setninger på 0,14 m, dvs. tilsvarende som beregningen i GeoSuite.

Beregnet setning s = 0,13 m ligger til grunn til utforming av utfasingen av KS-stabiliseringen, som teoretisk betyr at det kreves ca. 26 m utfasing for å tilfredsstille krav til setninger. Lengden på utfasingen er dratt noe lengre for å være på konservativ side. Dybden på KS-pelene er trappet ned i tre omganger, med hhv. 20 m, 14 m og 7 m lengde over en lengde på 35 m fra landkaret.

OPPFØLGING I BYGGEFASE

Overordnet

Fyllingsarbeidene startet i oktober 2022. I starten ble fyllingen etablert relativt raskt, og etter 3-4 uker var fyllingsmektigheten rundt 4 m. I prosjektet ble det gjort jevnlige dronescan (omtrent månedlig) og lagt ut på prosjektets Quadri-modell. Figur 16 viser oppbyggingen av fyllingen i et snitt gjennom utførte dronescan. I mars 2023 var topp forbelastning nådd (dvs. at det ble brukt 5 måneder på utleggingen, som forutsatt). Oppfølgingen er beskrevet i de etterfølgende kapitler.



Figur 16: Snitt (sett mot nord) gjennom modeller fra dronescan. Omtrentlig nivå for fyllingstrinnene er vist, samt tidspunkt for fyllingen.

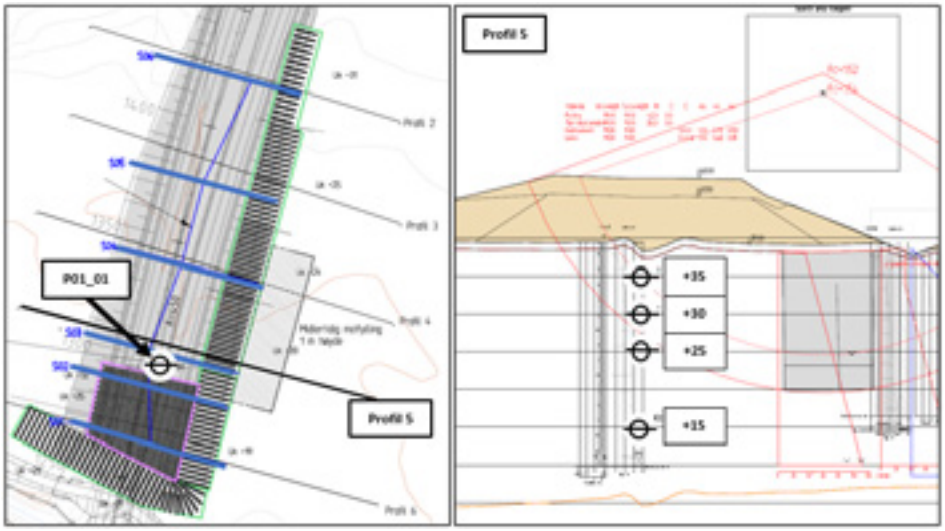
Poretrykk

I prosjekteringen ble det lagt til grunn en viss oppfyllingshastighet, og forventet poretrykksoppbygging/konsolidering som følge av denne hastigheten. I prosjekteringsrapporten er det satt opp følgende oppfølgingskrav: "Målt poreovertrykk må ikke overstige kurve med 1,3 m senteravstand i figuren vist i figur 9, dvs. maksimalt målt overtrykk over hydrostatisk må ikke være høyere enn ca. 45 kPa. Dersom høyere trykk måles må fyllingen stoppes i påvente av vurdering av konsekvens.".

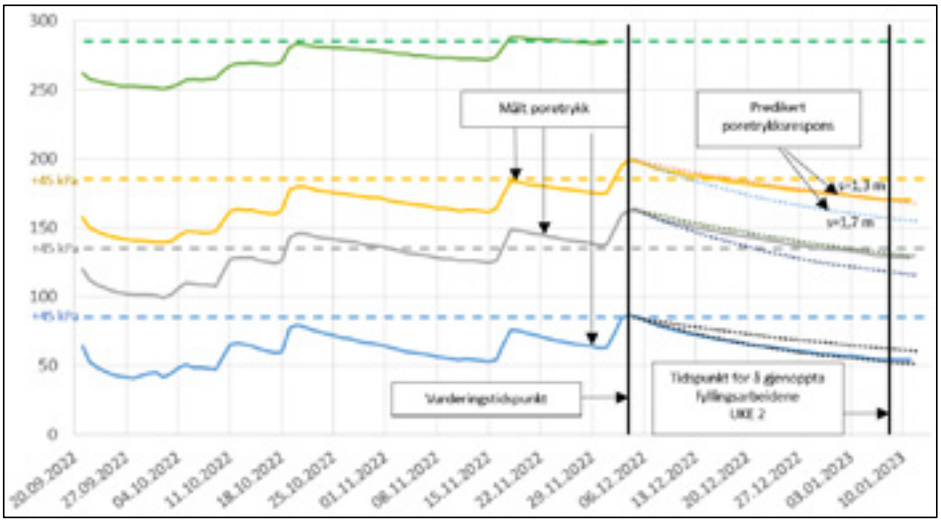
Elektriske piezometre ble installert i ett punkt på dybder 5, 10, 15 og 25 m under opprinnelig terreng. Målerne sitter omtrent midt i profil 5, som er benyttet som tidligere er brukt som eksempel i denne artikkelen, vist på plantegning i figur 17. Målerne ble koblet opp mot avlesningsskap med mulighet for sanntids fjernavlesing gjennom innsynsløsningen «NGI Live», med avlesingsfrekvens én gang per døgn.

Målt poretrykk ble benyttet til å styre fyllingshastigheten underveis. Ved eventuell overskridelse av terskelverdi (+ 45 kPa over u_0), ble det benyttet teoretiske kurver for poretrykksdissipasjon for å predikere tidspunkt for oppstart av neste fyllingstrinn. Som eksempel er det i figur 18 vist et utklipp fra situasjonen i desember 2022. Ved dette tidspunktet var fyllingshøyden 5,5 m, med 4,5 m fylling igjen opp til endelig forbelastningsnivå. I starten

av desember ble det gitt beskjed til entreprenør om at maks poretrykk var overskredet og fyllingsarbeidene måtte stoppes inntil videre. Her ble teoretiske kurver for poretrykksdissipasjon (stiplede linjer) benyttet til å forutsi når fyllingsarbeidene kunne gjenopptas. Basert på disse kurvene fikk entreprenøren beskjed om at arbeidene kunne gjenopptas i uke 2. Som figuren viser, stemmer den faktiske poretrykksresponsen svært godt overens med predikert respons. Over tid har poretrykksdissipasjonen gått noe saktere, som skyldes reduksjon i leiras permeabilitet når leira blir presset sammen. Dette er ikke medregnet i håndberegningene. Sannsynligvis er drenskapasiteten til vertikaldren ikke særlig påvirket, da tøyningen er innenfor et akseptabelt nivå.

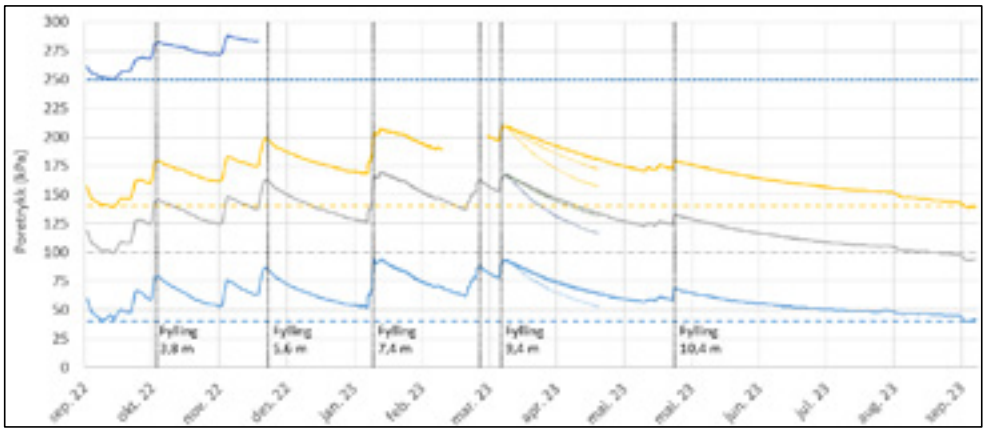


Figur 17: Beliggenhet poretrykksmålere og profiler for slangesetningsmålinger (markert med blå linjer).



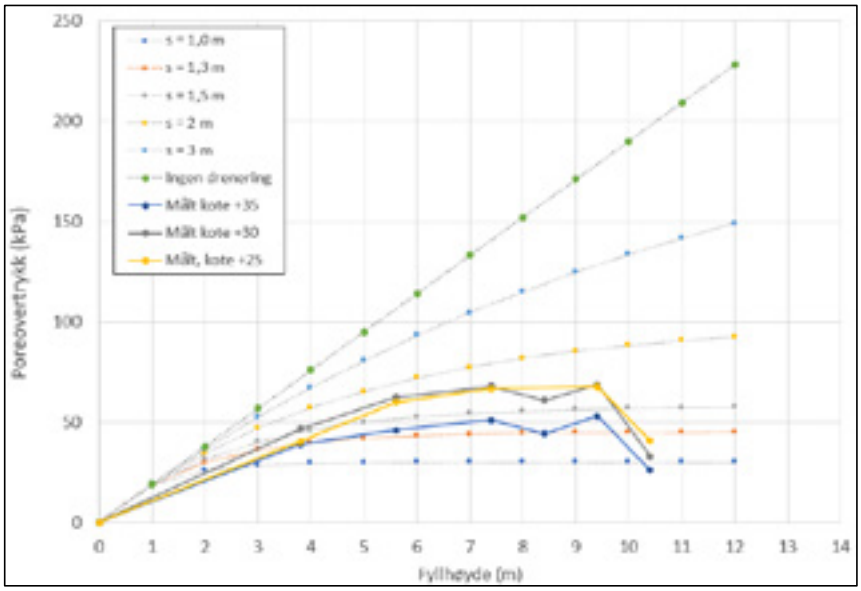
Figur 18: Målt poretrykk fram til 10. januar 2023, vist sammen med predikert poretrykks-dissipasjon fra fyllingsarbeidene stoppet 4. desember 2022. Fargede stiplede linjer viser maksimal terskelverdi for poretrykk (u_0 +45 kPa).

Poretrykket har blitt målt kontinuerlig siden oppstart, og måles fortsatt. Per oktober 2023 er poretrykket nå tilbake til opprinnelig poretrykk, se figur 19.



Figur 19: Målt poretrykk fra oppstart i september 2022 til oktober 2023, sammen med fyllingsnivå og opprinnelig poretrykk i fargede stiplede linjer.

Figur 20 viser målt poreovertrykk mot utvikling i oppfyllingen, plottet sammen prosjekterte kurver fra figur 9. Figuren viser at poreovertrykket var maksimalt opp mot 65 kPa på de to nederste målerne (kote +25 og +30). Den øverste måleren er innenfor nivå på poreovertrykk på 45 kPa. Overskridelsen skyldes at oppfyllingshastigheten var noe raskere enn forventet i starten, samt at dissipasjonen gikk noe saktere for de siste fyllingstrinnene. Det siste punktet (fyllingstrinn 10,5 m) viser et «dropp» i kurvene, som skyldes at det ble ventet lenge (2 måneder) før man fylte på den siste meteren.



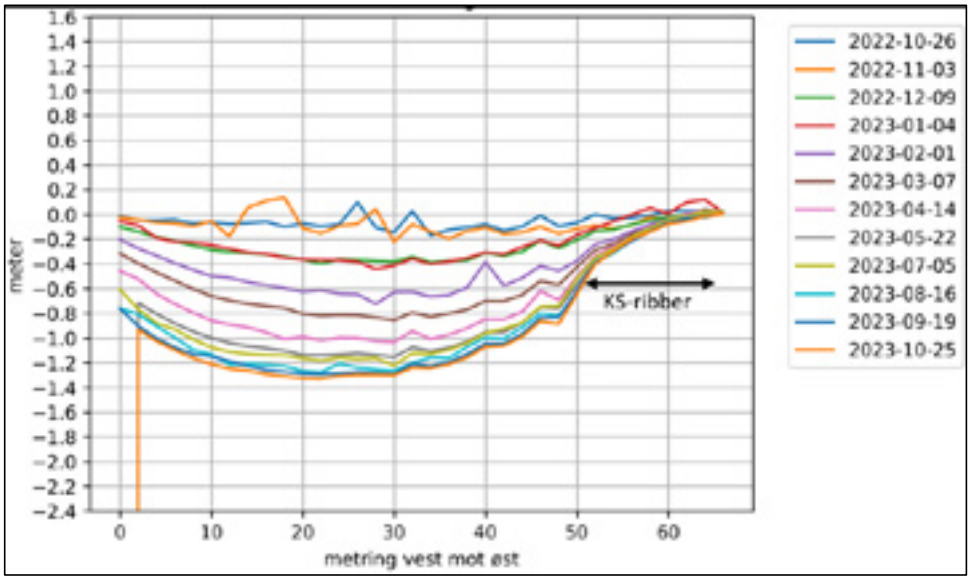
Figur 20: Målt poreovertrykk mot utvikling i fyllingshøyde plottet sammen med prosjekterte kurver fra figur 9. Siste måling ved 10,4 m har lengre liggetid enn antatt i beregningene.

Setninger

Oppfølging av poretrykk har vært det viktigste virkemidlet til å styre oppfyllingshastighet og vurdere konsolidering av leira. Det er i tillegg også utført setningsmålinger i 6 tverrprofiler for å overvåke setningsutviklingen underveis i anleggsarbeidene. Det er utført slangesetningsmålinger med Consoil, hvor det ligger plastrør i sandgrøft under fyllingen. Målinger er utført månedlig (ca. 5-6 uker frekvens).

For setninger er det ikke satt noe krav. Utvikling av setninger er derfor vurdert fortløpende, men det må konkluderes at setningshastigheten fra forbelastningen er slik at den primære konsolideringen i prinsippet er avsluttet.

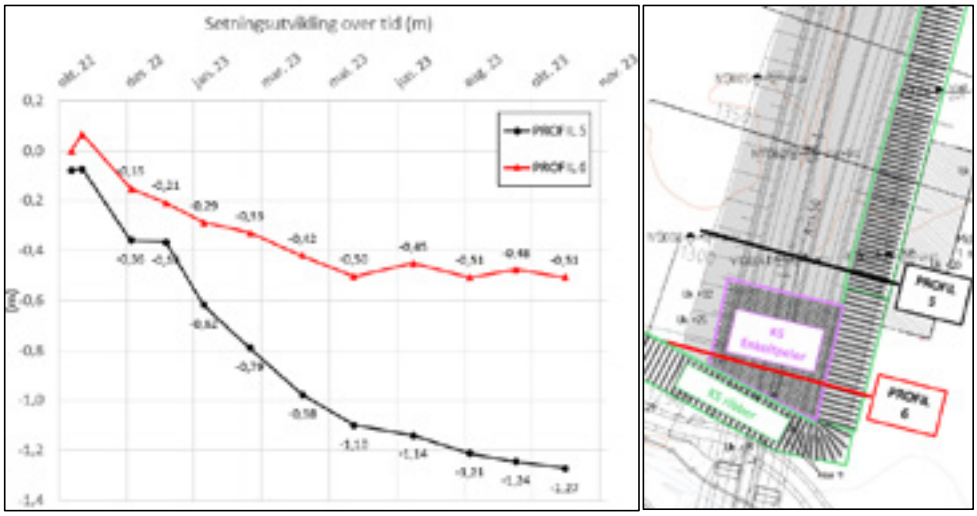
Figur 21 viser setningsutviklingen i profil 5. Nullmåling ble utført oktober 2022, og siste måling er fra oktober 2023. Målt totalsetning er nå rundt 1,3 m. Effekten av kalksementribbene i foten av skråningen kan ses ved at setningskurvene blir dyttet opp (i dette området trappes også fyllingshøyden av).



Figur 21: Setningsutvikling i profil 5. Siste setningsmåling utført 23.10.2023. Området med KS-ribber er tegnet inn.

Figur 22 viser tidsserie for målte setninger i senter av profil 5 og profil 6. I profil 6 kan effekten av KS-enkeltpelene ses i form av at maksimale setninger er kun 40 % av målte setninger i profil 5, til tross for at fyllingshøyden i profil 6 er større.

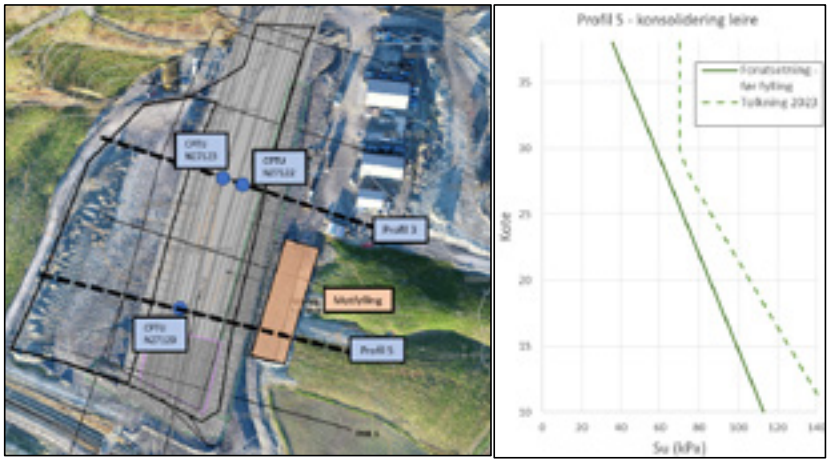
Det måles fortsatt setninger for å følge med på utviklingen, men frekvensen er redusert til 8 uker.



Figur 22: Tidsserie for setningsmålinger i senterpunktene (punkter med maks totalsetning) i profil 5 og 6. Profil 5 er det mest kritiske profilet, mens profil 6 har størst fyllingshøyde + KS-enkeltpeler for setningsutjevning.

Supplerende CPTU gjennom steinfylling

Da det gjenstod omtrent 1 m av forbelastninga (starten av mars 2023) ble det utført 3 supplerende CPTU-sonderinger gjennom steinfyllinga for å dokumentere oppnådd fasthetsøkning i leira. Tolkning av disse resultatene viste vesentlig høyere skjærfasthet enn det som var forutsatt i prosjekteringen. Figur 23 viser beliggenhet, samt økning i skjærfasthet sammenlignet med opprinnelig antatt skjærfasthet (detaljer rundt tolkning vises ikke her). Dermed kunne klarsignal gis om å fullføre forbelastninga. Siste forbelastningsnivå ble lagt 10. mars 2023. I tillegg ønsket entreprenøren å undersøke muligheten for å mellomlagre knuste steinmasser oppå forbelastningsfyllinga. Det ble utført supplerende stabilitetsberegninger, med tolkninger fra de supplerende CPTU-sonderingene. Beregninger viste at det kunne fylles 1 m fra opprinnelig forbelastningsnivå, og oppnå krav til sikkerhet på $F_c > 1{,}5$.



Figur 23: Supplerende CPTU gjennom steinfylling, like før siste fyllingstrinn.

OPPSUMMERING

Fyllingsarbeidene startet oktober 2022 og forbelastninga på Holan ble ferdig oppfylt den 10. mars 2023. Opprinnelig planlagt forbelastning var på det meste 3 m over planlagt vegtrase, med total fyllingshøyde på 10 m. Entreprenøren brukte dermed 5 måneder på fyllingsarbeidene. Prinsippet om en gradvis styrkeøkning i leira er benyttet for å minimere omfanget av kalksementstabilisering. Med dette prinsippet kunne man i parsell 01 (Kvithammar) redusere omfanget kalksementpeler fra 185 000 løpemeter (fra reguleringsplan) til 85 000 løpemeter.

Underveis i utførelsen har det vært god dialog mellom rådgiver og totalentreprenør. Målt poretrykk er benyttet for å styre fyllingshastigheten underveis. Teoretiske kurver for poretrykksdissipasjon er benyttet for å predikere tidspunkt for neste fyllingstrinn. Dette har vist seg å stemme svært godt med målt poretrykksrespons.

Som det framgår i figur 19, mangler det data fra den dypeste poretrykksmåleren fra desember 2022. Det ble utført feilsøking, men det var ikke mulig å få hentet data fra denne etter denne perioden. Et viktig læringspunkt er å installere nok poretrykksmålere for å ta høyde for eventuelle bortfall underveis i byggefasen.

Det ble i tillegg utført supplerende CPTU i steinfyllinga før siste fyllingstrinn ble lagt ut, for å verifisere oppnådd økning i skjærfasthet. Tolkning av disse boringene viser en høyere skjærfasthet enn prosjektert. Dette ga rom for å øke fyllinshøyden ytterligere, slik at det ble mulig å benytte området til ekstra mellomlagring av masser. Dermed reduserte man behov for å transportere gravemasser lengre enn nødvendig. Dette skyldes tett dialog og god oppfølging mellom rådgiver og entreprenør.

Tusen takk til godt samarbeid mellom BAT Cofra, SMG, Hæhre og Nye Veier!



Figur 24: Bilde av tilløpsfyllinga tatt 5. oktober 2023, sett mot sør.

Rv.4 -Roa -Gran grense

Thomas Bjørhusdal og Andreas Elkjær Riis, (Geoteknikk), COWI AS

Sammendrag

Rv.4 Roa - Gran grense er et ca. 4,2 kilometer langt vegprosjekt der eksisterende to-felts Rv.4 skal erstattes med fire-felts motorveg. I prosjektet er det fire bruer, én kulvert, omfattende løsmasse- og fjellskjæringer samt betydelige fyllinger. Det er stor variasjon i grunnforhold og det skifter raskt fra friksjonsmasser og morene, til torv og kvikkleire i stor mektighet. De komplekse grunnforhold, kravene til fremkommelighet i anleggsfasen, samt fokus på miljø, har inspirert prosjektet til å søke alternativer til tradisjonell masseutskiftning og brubygging. Dette har blant annet resultert i sementstabilisering av et område der grunnforholdene består av myr over kvikkleire. Beregninger utført av byggherre Statens vegvesen, viser at den valgte løsningen medførte en besparelse på rundt 30 % CO_2, sammenlignet med alternativene. Løsningen anses å være innovativ da det kun ble funnet referanseprosjekter som var i langt mindre skala, og det er ikke kjent at løsningen tidligere er brukt i motorvegprosjekter. Prosjektet har gått parallelt med innovasjonspartnerskapet KlimaGrunn [1], og erfaringer og metoder som har fremkommet der, er derfor ikke innarbeidet her. Erfaring og metodikk fra KlimaGrunn kan med fordel innarbeides i fremtidige prosjekter.

Summary

Rv. 4 Roa – Gran grense is a 4,2-kilometer long motorway project that replaces the existing two-lane highway with a four-lane motorway. The project contains four bridges, one culvert, extensive rock- and soil cuts, and significant landfills. The ground conditions vary greatly within the project area, from peat, till, quick clay in great abundance to thin layers of gravel over bedrock. The complexity of the ground conditions, combined with high focus on environment, has inspired to seek alternative solutions to traditional concrete bridges and extensive mass replacement. This has resulted in an innovative way of crossing an area with peat over quick clay, by stabilizing using cement. Calculations done by the Norwegian Public Roads Administration, show that the chosen solution resulted in a reduction of 30 % CO_2, compared to the alternatives. The method is seen as an innovative way to build a highway, as there could not be found references of the method being used in this scale earlier. The project has run in parallel with the innovation partnership KlimaGrunn, and experience and method from that work, has therefore not been incorporated. Experience and method from KlimaGrunn can advantageously be incorporated into future projects.

Innledning

Entreprenørfellesskapet Hæhre&Isachsen ble sammen med COWI AS, engasjert av byggherre Statens vegvesen i en totalentreprise i forbindelse med detaljprosjektering og bygging av ny 4 - felts Rv.4 fra Roa – Gran grense. Traseen går gjennom et område der det er stor variasjon i grunnforhold, noe som bød på en rekke utfordringer.

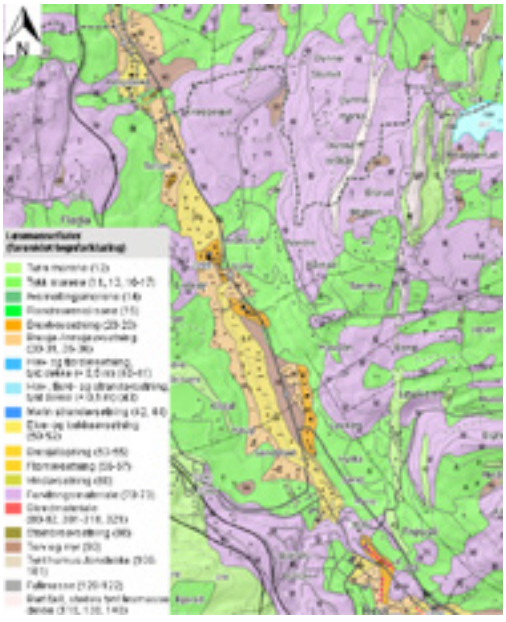
Spesielt utfordrende var krysning av et myrområde, omkring profil 1900 - 2450. Der var det ca. 10 meter torv/myr over 10 meter bløt og stedvis kvikk leire. Det ble vurdert både å masseutskifte, forbelaste og å bygge myrbru, men valgt løsning ble sementstabilisering i kombinasjon med en sandwich-konstruksjon av geonett og geotekstiler.

Lengst nord i prosjektet ble Holmen bruer etablert. Holmen bruer er to parallelle bruer som er fundamentert på stålkjernepeler til berg. De er ca. 240 meter lange og krysser elva Vigga. Grunnforholdene består av et topplag av torv og myr, etterfulgt av kvikkleire med mektighet på opptil 15 meter. Under leiren ble det påtruffet faste masser som sand og morene. De bløte grunnforholdene førte blant annet til at midlertidige byggekraner måtte fundamenteres på sementstabiliserte masser for å sikre tilstrekkelig bæreevne og stabilitet.

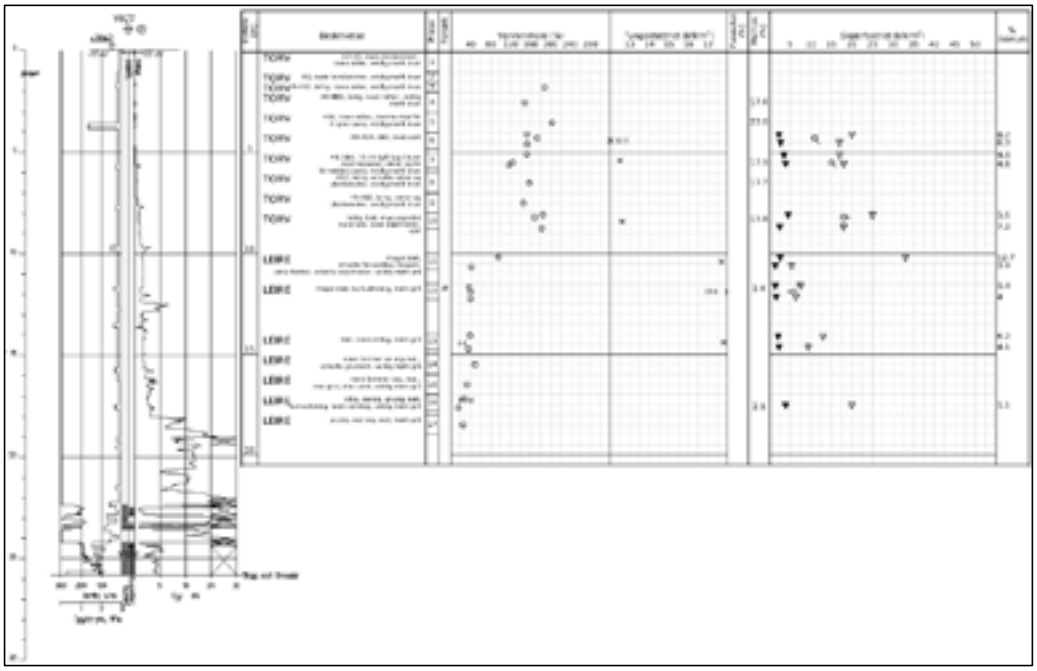
Et tredje område som bød på utfordringer, var en antatt bergskjæring som viste seg å være faste morenemasser med betydelig leirinnhold. Det underliggende berget var oppsprukket og det ble også identifisert slepper med svelleleire. For å sikre området ble det her valgt å slake ut skråningen og sikre med sprengstein.

Grunnforhold i prosjektområdet

Området er undersøkt i flere omganger og det ble utført undersøkelser i forskjellige traseer i reguleringsplanfasen. Prosjektområdet ligger i utgangspunktet over marin grense, og NGUs løsmassekart [2] indikerer relativt store variasjoner langs traseen, se Figur 1**Feil! Fant ikke referansekilden.**. Det er ikke indikert marine avsetninger på løsmassekartet, og kvikkleire var derfor ikke et tema i reguleringsplanfasen. I grunnundersøkelsene ble det imidlertid påvist kvikkleire i flere punkter langs traseen. Påvisning av kvikkleire i detaljprosjekteringfasen medførte høyere krav til sikkerhet for de valgte løsninger, iht. NVEs veileder nr. 1/2019 [3]. COWI har i den forbindelse hatt dialog med NGU, som vil oppdatere den marin grense i området. Figur 2 viser en totalsondering med tilhørende prøveserie i et myrområde, sør i prosjektet. Prøven i punkt V027 viser overgangen mellom torv og leire i ca. 10 meters dyp. Leiren er i dette punktet bløt og grenser mot sprøbruddmateriale.



Figur 1. Utklipp fra NGUs løsmassekart [2].



Figur 2. Totalsondering og prøveserie i punkt V027, i område der sementstabilisering ble benyttet.

Geotekniske utfordringer

Det var flere interessante geotekniske utfordringer i prosjektet. Det velges i denne artikkelen å fokusere på utfordringene knyttet til krysning av et ca. 550 meter langt myrområde, ved bruk av sementstabilisering, da dette skiller seg mest fra de mer tradisjonelle løsninger innenfor vegbygging.

Sementpeler i torv/myr og kvikkleire

Bakgrunn

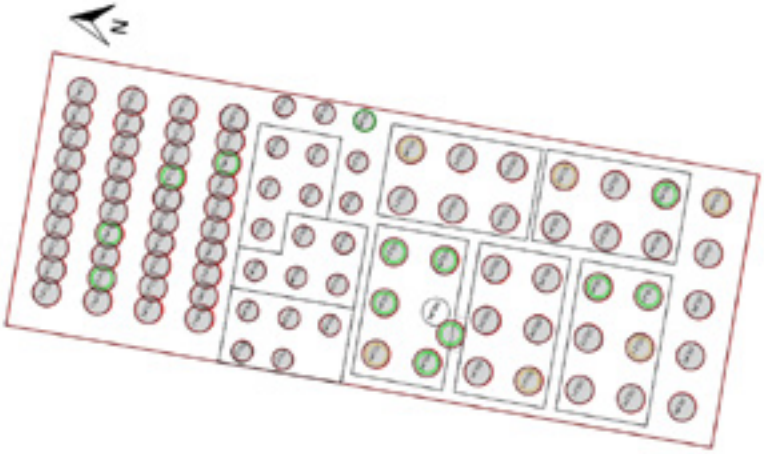
I sørlig ende av prosjektet går vegen over et ca. 550 meter langt myrområde som i senere tid har blitt benytte til jordbruksareal. Generelt ble det ved grunnundersøkelser påtruffet et øvre lag med organisk materiale (torv, myr og humus) som varierte mellom 0-11 meter. Under de organiske massene ble det påvist bløt og siltig leire eller bløt silt med en mektighet på opptil 10 meter. Leiren ble klassifisert som kvikk i flere av punktene i området. Under de bløte massene var det fastere masser over berg, se eksempel fra borpunkt V027 på Figur 2.

Det ble installert to elektriske piezometer i borpunkt V027. Pedometrene indikerte at grunnvannstand stod omtrent i terrengnivå i området.

Det var flere løsninger som var vurdert å være aktuelle for å krysse myra, blant annet omfattende masseutskiftning, forbelastning, samt å bygge tradisjonell myrbru i betong. Med fokus på miljø, sikkerhet for eksisterende Rv. 4 og fremdrift, ble det besluttet å sementstabilisere torven og den underliggende leiren. Stabiliseringen ble ført så tett på opprinnelig terreng som mulig og ned til faste masser.

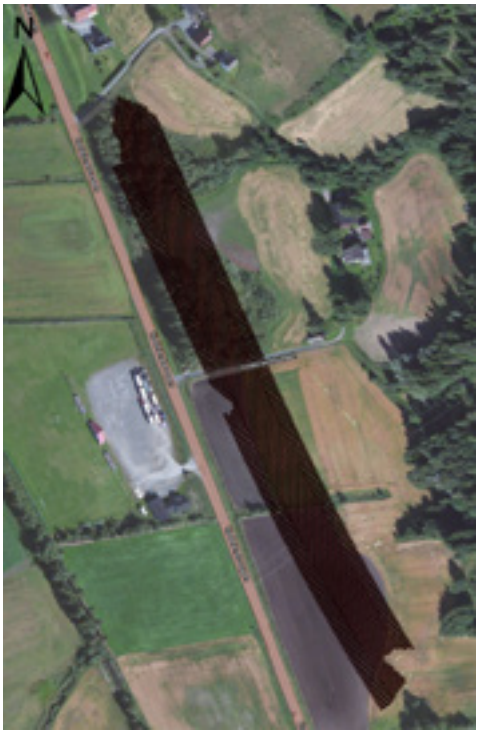
Prosjektering
Det ble i samarbeid mellom entreprenørfelleskapet Hæhre&Isachsen og COWI valgt å kun benytte sement som innblandingsmiddel i grunnforsterkningen, noe som samsvarer med anbefalinger i Statens vegvesens håndbok V221 [4]. Tidligere erfaringer tilsier at sementandelen bør økes i leirer med høyt innhold av organisk materiale, og i løsmasser med høy siltandel. Håndbok V221 anbefaler at sementandelen er over 75 % i torv [4].

Det ble i forkant av det endelige stabiliseringsprosjektet etablert et testfelt for å bestemme innblandingsmengde av sement i henholdsvis torv og leire, type utstyr samt installasjonsprosedyre. Testfeltet, som vises på Figur 3, bestod både av enkeltpeler og peler i ribber. Det ble utført forsøk på ulike innblandingsmengder, ulike pelediametere og stigningshastighet på vispen. Det ble benyttet pelediameter på 0,8 meter i det endelige designet. Testfeltet bestod av totalt 95 peler, med varierende innblandingsmengde. Flere av pelene hadde samme innblandingsforhold slik at det var mulig å teste styrkeutviklingen på ulike tidspunkter.



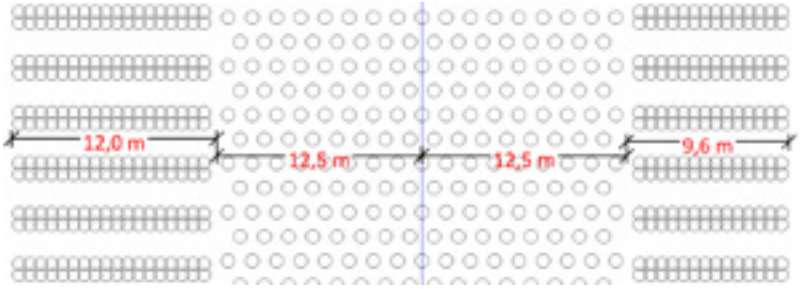
Figur 3. Planskisse over testfeltet. Ulike pelekonfigurasjoner med ulike blandingsforhold og pelediameter.

Grunnforsterkningen ble utført som et setningsreduserende tiltak under ny Rv.4. Den skulle også sikre grunnens bæreevne langs vegens ytterkant og for planlagt støyvoll og deponi på nordøstlige side av vegen. Det ble stabilisert med enkeltpeler rett under ny Rv. 4, (setningsreduserende) og dobbeltribber (stabiliserende) på sidene av vegen. Løsningen medførte betydelig mindre utslipp av CO_2 som følge av unngått nedbryting av myra, ved at den ble holdt neddykket. Utstrekning av det stabiliserte området vises på Figur 4**Feil! Fant ikke referansekilden.**.



Figur 4. Utstrekning av det stabiliserte området, hentet fra prosjektets Novapointmodell.

Prinsipp for planlagt grunnforsterkning er vist på *Figur 5***Feil! Fant ikke referansekilden.**, hvor enkeltpelene og dobbeltribbenes utstrekning i forhold til senterlinje av veg vises. Det ble valgt å grunnforsterke med enkeltpeler i trekantmønster under prosjektert veg og dobbeltribber på yttersiden av vegen fra profil 1930 - 2450.



Figur 5: Skisse som viser utstrekning av enkeltpeler og dobbeltribber, i forhold til senterlinje av ny Rv.4.

Det ble benyttet høyere sementmengde for pelene i de organiske massene sammenlignet med leirmassene. Spesifikk innblandingsmengde utelates fra artikkelen av konkurransehensyn. Sementstabiliseringen ble utført fra opprinnelig terreng ned til faste masser. Skjærfastheten av stabiliserte masser for bruk i stabilitetsberegninger ble bestemt av gjennomsnittlig skjærfasthet i det totale jordvolumet iht. føringer gitt i Håndbok V221 [4].

Utførelse
Installasjonen av pelene ble utført av Soil Mixing Group AB (SMG), se peleriggen på Figur 6.

Før installasjon av sementpelene kunne starte i de bløte massene, ble det etablert en arbeidsplattform bestående av fiberduk, geonett og pukk, som sikret et stabilt underlag for peleriggen. Over pukken ble det lagt et lag med bark for å hindre teledannelse i de øvre lag av torven/myren, noe som kunne ført til utfordringer med installasjon av sementpelene, se Figur 6**Feil! Fant ikke referansekilden.**.



Figur 6. Installasjon av sementpeler. Foto: T.Bjørhusdal.

Følgende parametere ble kontrollert og registrert under installasjon:

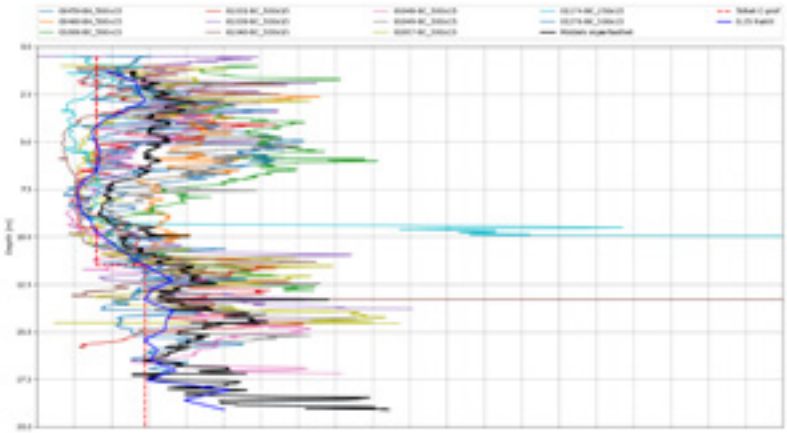
- Innblandingsmengde per meter pel
- Stigning (mm/omdreining)
- Rotasjonshastighet (omdreining/min)
- Terrengnivå (kote)
- Lengde pel (m)
- Type visp
- Type/kvalitet stabiliseringsmiddel og blandingsforhold
- Helning (avvik fra vertikal)
- Trykk ved utpumping

Det ble utført tester på minimum 1 % av de installerte pelene, da i form av FKPS-tester. Testene ble utført av SMG med riggen som vises på Figur 7**Feil! Fant ikke referansekilden.**.



Figur 7. SMGs rigg for testing av installerte sementpeler. Foto: T.Bjørhusdal.

Den målte skjærstyrken i den stabiliserte torven varierte mer enn forventet og det var partier som var lavere enn det prosjekteringen forutsatte. Spesielt i den nedre del av torven ble det i områder målt en lavere skjærfasthet, noe som medførte behov for supplerende peler**Feil! Fant ikke referansekilden.**. I den underliggende leiren er den målte skjærfastheten generelt som forutsatt i prosjekteringen. Datamengden fra feltforsøkene var relativt stor, så selv om det var en del variasjon i resultatene, gjør mengden data at tolkningen anses som god. Uførte feltforsøk på et utvalg av de installerte peler vises med prinsipp for valg av C-profil på Figur 8.



Figur 8. Graf med utførte FKPS-forsøk, prinsipp for tolket C-profil i rødt.

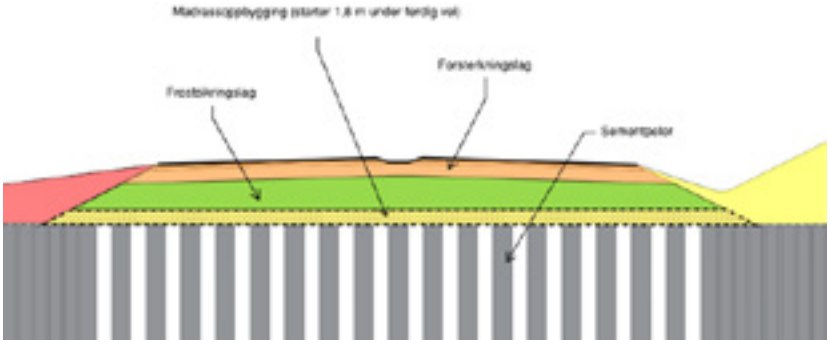
På topp av sementpelene ble det plassert en "madrassløsning" bestående av geonett og geotekstiler, som etableres lagvis med lag av pukk. Prinsipp for madrassen er gjort iht. oppbygningen beskrevet under og vises på Figur 9. Prinsipp for oppbygning av vegen er vist på Figur 10.

- Fiberduk plasseres over sementpelene.
- To lag geotekstil
- Fk 0-32
- Geonett
- Fk 0-32
- Geonett
- Fk 0-32
- To lag geotekstil fra bunn
- Fiberduk



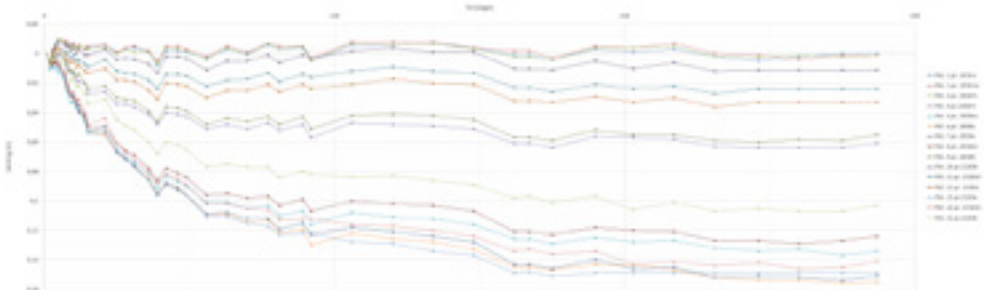
Feil! Fant ikke referansekilden.

Figur 9. Oppbygning av madrassløsningen under utførelse. Foto: T.Bjørhusdal.



Figur 10. Prinsipp med oppbygning av vegen i området.

På topp av vegoverbygningen ble det etablert en forbelastning tilsvarende 0,5 meter over ferdig veg. Setningsforløpet ble innmålt kontinuerlig og forbelastning avsluttet da setningene stabiliserte seg. Generelt ble det registrert setninger i området på ca. 16 cm se Figur 11.



Figur 11. Innmåling av setninger for den sørlige del av området.

På strekningen fra profil 2230 til 2420, førte lasten fra vegoppbyggningen og forbelastning til større setninger enn forventet, samt et setningsforløp var langsommere enn forventet. Den aktuelle strekningen som vises på Figur 12, ble forbelastet i to omganger. Første lasttrinn tilsvarte en overhøyde på 0,5 meter over ferdig veg. Denne lå i ca. 5 måneder før andre lasttrinn, tilsvarende 0,8 meter over ferdig veg, ble etablert. For å redusere størrelsen på fremtidige setninger, ble det prosjektert en løsning hvor frostsikringslaget i overbygningen ble erstattet med skumglassgranulat fremfor steinmasser. Formålet med de lette massene var å introdusere en delvis kompensert løsning og på den måten redusere fremtidige setninger.



Figur 12. Utklipp fra entreprenørens dronevideo. Det omtalte området er markert med rødt.

Miljøhensyn

Innledningsvis skal det nevnes at topptorven i området i lengre tid hadde blitt benyttet som dyrket mark, og på den måten ikke kan anses som en myr i tradisjonell forstand. Under topptorven var det imidlertid intakt torv som har vært under grunnvannsnivå over lang tid.

SVVs miljøavdeling, i regi av Even Stensrud har fulgt prosjektet tett og har utarbeidet et klimaregnskap for å se hvordan løsningen har prestert sammenlignet med de alternative løsningene. Det er utført prøver på TOC (totalt organisk karbon) og pH.

De store besparelsene av CO_2 er i hovedsak knyttet til mindre bruk av betong, stål og masseutskiftning av myr med tilhørende massetransport. Selv om det ble installert ca. 20.000 peler og brukt ca. 9.000 tonn sement, medførte løsningen en besparelse i CO_2-utslipp på ca. 30 % sammenlignet med tradisjonelle løsninger. Det er også gjort vurdering på hvordan den basiske sementen påvirker elven Vigga og våtområder i nærheten. Resultater i skrivende stund viser gode resultater, ifølge Statens vegvesen. Det vil videre bli utført målinger av pH og utlekking av tungmetaller i området rundt pelene, for å se om det er noen utlekking over tid.

Videre arbeid

Metoden har vist seg å være effektiv med tanke på fremdrift, økonomi og miljø. For å øke miljøgevinsten ytterligere bør det vurderes om det kan benyttes andre tilsetningsstoffer, for å redusere sementmengden og heve materialegenskapene av pelene. Eksempelvis kan multicem, eller biokull av ulike slag være aktuelt å undersøke nærmere. Erfaringer fra dette prosjektet, kombinert med flere grunnundersøkelser for å avdekke variasjon i grunnforhold, samt innblandingsforsøk i laboratoriet, vil kunne redusere usikkerheter og optimalisere løsningen.

Det er også tenkelig at løsningen kan optimaliseres videre ved bedre måling av styrken på pelene og bedre dokumentasjon av styrkeutviklingen. Bedre sikkerhet i målemetoder kan tillate økt utnyttelse av kapasiteten til de stabiliserte volumer, og på den måten redusere omfang av stabilisering. Det vil gi positive utslag både med tanke på økonomi og miljø. Det

forventes at erfaringene og resultatene fra Klimagrunn [1] og GOAL [5] vil kunne bidra til dette.

References

[1] Statens vegvesen, «KlimaGrunn - Klimagassreduksjon i grunnarbeider,» Statens vegvesen, [Internett]. Available: https://www.vegvesen.no/fag/fokusomrader/forskning-innovasjon-og-utvikling/innovasjonspartnerskap/klimagrunn/. [Funnet 31 10 2023].

[2] Norges geologiske undersøkelse, «Løsmasser - Nasjonal løsmassedatabase,» Norges geologiske undersøkelse, [Internett]. Available: https://geo.ngu.no/kart/losmasse_mobil/. [Funnet 31 10 2023].

[3] Norges vassdrags- og energidirektorat, NVE, «NVE veileder 1/2019, Sikkerhet mot kvikkleireskred : vurdering av områdestabilitet ved arealplanlegging og utbygging i områder med kvikkleire og andre jordarter med sprøbruddegenskaper,» NVE, ISBN: 978-82-410-2091-9, 2020.

[4] Statens vegvesen, «Håndbok V221. Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger.,» Vegdirektoratet, 2014.

[5] The Reasearch Council of Norway, «GOAL - Green sOil stAbiLisation,» Norges geotekniske institutt, [Internett]. Available: https://www.ngi.no/en/projects/goal/. [Funnet 2 10 2023].

ERFARINGER FRA OPPTIL 150 M LANGE RAMMEDE STÅLRØRSPELER MED BORET YTRE RØR FOR Å BEGRENSE PÅHENGSLASTER - KATTEGAT II KAIA, DRAMMEN

Experiences from up to 150 m long driven steel pipe piles with bored outer casing to limit negative skin friction - The Kattegat II quay, Drammen

Kjell Karlsrud og Marit Skaug Løyland, Norges Geotekniske Institutt (NGI)

SAMMENDRAG

Det første 140 m lange byggetrinn av Kattegat kaia ytterst på Holmen i Drammen ble bygget i 2008. Grunnen i området besto av noe steinfylling over flisblandet sand, leire og morene eller berg funnet på ca. 80 m dybde. Denne kaia ble fundamentert på utstøpte 610/16 mm stålrørspeler rammet til stopp på morene eller berg. Pelene var dimensjonert for full mobilisering av påhengslaster og permanente laster fra kaidekket, men de store variable kranlastene ble vurdert tatt opp ved reversering av påhengslaster. Målinger har vist at denne kaia har oppført seg eksemplarisk.

Ved den nye 200 m lange forlengelsen av Kattegat kaia sydover var utfordringene større idet dybde til underkant av leire økte på til fra ca. 80 til 110 m med fast morene eller berg i dybder mellom ca. 90 og mere enn 150 m. Det var i dette området lagt ut steinfylling med mektighet på opptil ca. 30 m bare 5-8 år før ny kai skulle bygges. Det innebar store pågående terrengsetninger. For å begrense påhengslaster ble det valgt en pel-i-pel- løsning ved først å bore ned et ytre 762/20 mm rør til dybder på 20 til 65 m som de bærende indre 610/18 mm pelene ble rammet gjennom. Drammen havn tillot ikke bruk av et hengende lodd. Det ble derfor satt krav til bruk av største tilgjengelige pelemaskin med føringstårn som kunne gi en rammeenergi på inntil 296 kNm.

Boring for ytterpelen viste seg å være problematisk da leirmasser, delvis forstyrret av boreoperasjonen, presset seg opp i røret når borestrengen ble trukket opp. Det ble derfor satt krav til at leirmasser som hadde presset seg opp i borerøret ble grabbet ut før pelene kunne rammes. Til tross for dette, viste det seg at omrørt leire eller boreslam tøt opp mellom det ytre røret og pelen når den ble rammet. Det måtte derfor gjøres spesielle vurderinger av hvilken betydning slike omrørte masser mellom rammet bærende pel og ytre rør kunne ha for overføring av påhengslaster.

Omtrent 75 % av pelene kunne rammes til stopp på berg i opptil 140 m dybde. De resterende ble rammet til stopp i morene på inntil 150 m dybde.

For peler rammet til stopp på berg var det for de lengste pelene ikke nok rammeenergi til fullt ut å dokumentere bæreevne større enn dimensjonerende last. Det ble derfor lagt vekt på stoppkriterium knyttet til synk pr. slagserie for disse pelene. PDA målinger, både under ramming og inntil 1 uke etter ramming, var helt avgjørende for å bestemme hvilken

dimensjonerende sidefriksjon og spissmotstand man kunne regne med for peler med stopp i morene.

SUMMARY

The first 140 m of the Kattegat quay at the tip of Holmen in Drammen was buildt in 2008. The ground conditions consisted of some meters of stone fill over sand containing some sawdust, soft clay and a thin layer of moraine. Bedrock was located at a depth of about 80 m. This quay was founded on closed-ended 610/16 mm steel pipe piles driven to stop in moraine or on bedrock. These piles were designed for full development of negative skin friction in addition to permanent loads. The large variable crane loads where however assumed taken by reversal of the negative shaft friction.

For the new 200 m long extension of the Kattegat quay southwards, there were larger challenges due to an increase in depth of the soft clay layer to up to 110m, and depth to bedrock increasing southwards to more than 150 m. It was in this area placed up to 30 m rockfill only 5-8 years before construction of the quay extension. That implied very large ongoing settlements. To limit loads on the piles caused by negative skin friction it was chosen a pile-in-pile solution by first drilling down an outer 762/20 mm pipe casing to depths of 20 to 65 m, and through which the load carrying 610/20 mm piles were subsequently driven. Pile driving was undertaken with a guided hammer with maximum driving energy of 296 kNm.

After drilling for the outer pile casing, it was observed that disturbed clay/mud was squeezed up into the pipe. It was required that this clay/mud was removed by grabbing before the inner pile was driven. Despite that, clay was also squeezed up in between the pipes. This had to be accounted for when assessing negative skin friction on the inner load bearing piles.
About 75 % of the piles were driven to end-bearing on bedrock up to a depth of 140 m. The remining to stop in moraine at a depth up to 150 m.

The end bearing capacity on the strong granite bedrock was verified by considering the penetration and blow-count in relation to energy used, but also partly verified by PDA. For the piles ending in moraine PDA at end of driving and after about a week of set-up was instrumental for determining design values for ultimate shaft friction and end bearing.

INNLEDNING

Kattegat kaia ligger langs østsiden av Holmen i Drammen, Figur 1. Det første 140 m lange byggetrinnet, Kattegat I, ble utført i 2008. Grunnen i dette området besto av noen meter steinfylling over flisblandet sand, leire og morene eller berg funnet på ca. 80 m dybde, Figur 2.



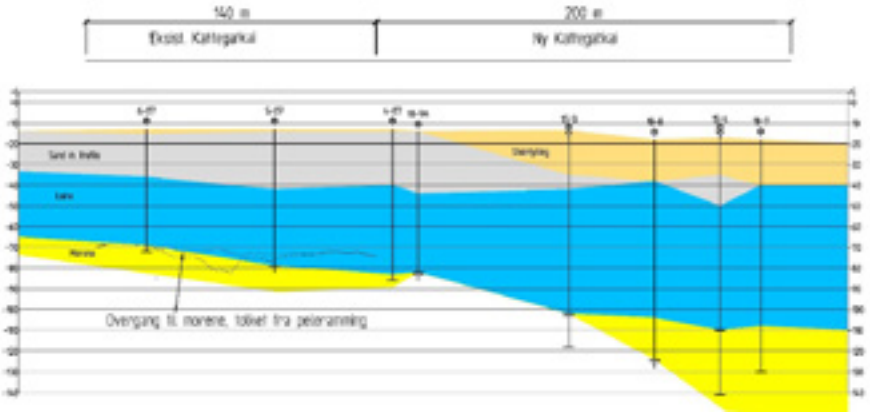
Figur 1: Oversiktskart Kattegat kaiene på Holmen i Drammen (Kilde: Norgeskart)

Tabell 1 viser hvilke aktører som var involvert i prosjektering og bygging av kaia. Byggherre var Drammen Havn.

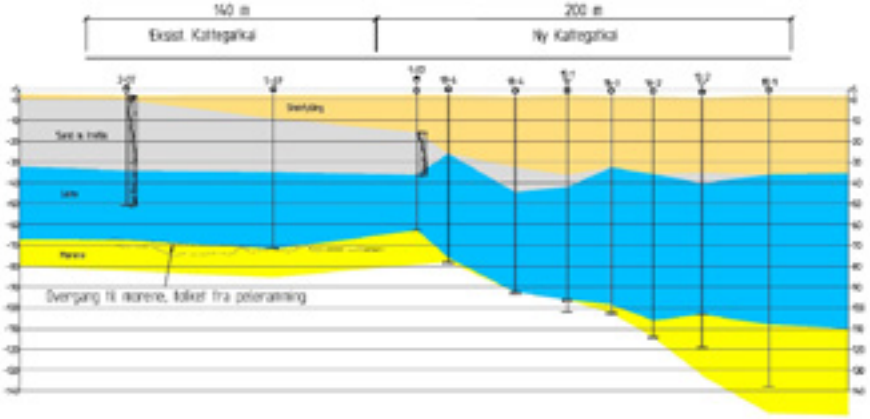
Tabell 1: Oversikt over aktører

Rolle	**Firma**
Byggherre	Drammen Havn
Byggeledelse	Norconsult/Hillestad prosjekt
Byggeteknisk rådgiver	Rambøll
Geoteknisk rådgiver	Norges Geotekniske Institutt (NGI)
Hovedentreprenør	NRC
Underentreprenør til NRC pelearbeider	Fundamentering AS (FAS)
Underentreprenør til FAS borede pelerør	DESTIA (Finland)

Kattegat II kaia er en 200 m lang forlengelse av kaia videre sydover. Som vist ved lengdeprofilene i Figur 2 øker mektigheten av steinfyllingen sydover samtidig som dybden til berg eller fast morene øker på. I det sydligste området hadde man selv ved teleskopisk fjellkontrollboring ikke klart å nå ned til berg, men fikk stopp i 120 til 140 m dybde.



a) Akse A – Ytre pelerad



b) Akse B – Indre pelerad

Figur 2: Lengdeprofil langs Kattegat kaiene

Både Kattegat I og II kaia har et betongdekke som er fundamentert på rammede stålrørpeler. Avstanden mellom ytre pelerad i Akse A og indre pelerad i Akse B er 12,5 m og avstanden mellom pelene er 4,85 m i hver akse.

Kattegat I kaia ble fundamentert på 610/16 mm stålrørspeler rammet til stopp på morene eller berg i 70-80 m dybde. Pelene var dimensjonert for full mobilisering av påhengslaster og permanente laster fra kaidekket, men de store variable kranlastene ble vurdert tatt opp ved reversering av påhengslaster.

Disse pelene ble i all hovedsak rammet med et hengende lodd av typen Sennebogen 12 tonn med maksimal rammenergi på 160 kNm, men det ble også satt krav til sluttramming med et

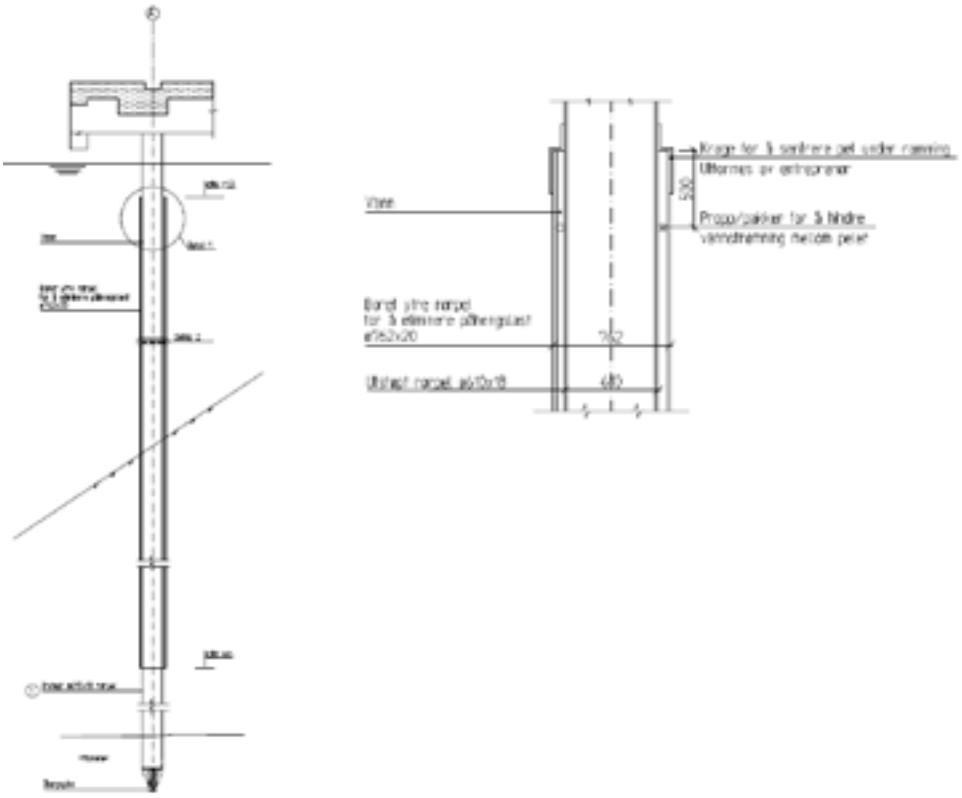
lodd som kunne gi 280 kNm maksimal rammeenergi. Det loddet ble bare benyttet for en del av pelene. Setningsmålinger har vist at Kattegat I kaia har oppført seg eksemplarisk.
Ved den nye 200 m lange forlengelsen av Kattegat kaia sydover var utfordringene større idet dybde til underkant av leire økte på i sydlig retning fra ca. 80 til 110 m, med fast morene eller berg i dybder mellom ca. 90 og 150 m eller mere. Det var i dette området lagt ut steinfylling med mektighet opptil ca. 30 m inntil bare 5-8 år før ny kai skulle bygges. Det innebar store pågående terrengsetninger.

Et vesentlig moment ved dimensjonering av pelene for Kattegat II kaia var at de ville bli utsatt for full mobilisering av påhengslaster som følge av store pågående terrengsetninger. Uten tiltak ville disse påhengslastene bli så store at det bød på store utfordringer mht. dimensjonering av rammede stålrørspeler.

Det ble derfor valgt en "pel-i-pel" løsning basert følgende, Figur 3:

- Den indre bærende pelen ble valgt som rammet pel med diameter ø = 610 mm og godstykkelse t = 18 mm.
- For å begrense påhengslaster på indre rammet pel skulle det først bores ned en ytre rørpel som kan gli fritt i forhold til indre rammet pel. Dette borede røret ble valgt med diameter ø = 762 mm og godstykkelse t = 20 mm

Figur 3 viser prinsippet for løsningen. For å sikre god sentrering av innerpelen og at den ikke skulle henge seg opp på innerkant av borkronen til ytterrøret ble det ble det påsveiset fire små avstandsholdere med 90 gr. avstand for hver 5. meter langsmed pelen. Entreprenøren ble også pålagt å sørge for at valgt borkrone for ytterrøret var uten rette kanter innvendig som innerpelen kunne henge seg opp på. Dette fungerte helt etter hensikten.



Figur 3: Prinsipp for valgt «pel-i-pel løsning»

Drammen havn tillot ikke bruk av et hengende lodd fordi man hadde opplevd problemer med kranvelt under arbeidene med Kattegat I kaia. Det ble derfor satt krav til bruk av største tilgjengelige pelemaskin med føringstårn som kunne gi en rammeenergi på inntil 280 kNm.

LASTER

Ved dimensjoneringen av Kattegat I pelene i 2008 ble det lagt til grunn at pelene skulle bære påhengslast + alle relevante permanente egenlaster. Kortvarige variable laster fra havnekranen ble antatt tatt opp ved reversering av de skjærspenninger som skyldes påheng. Det er lagt til grunn samme forutsetninger/antagelser for Kattegat II kaia. Tabell 2 viser dimensjonerende laster for pelene til Kattegat II kaia, uten bidrag fra påhengslaster.

Tabell 2: Dimensjonerende permanente og variable bruddgrenselaster på pelene for samme forutsetninger som Kattegat I kaia (fra Rambøll)

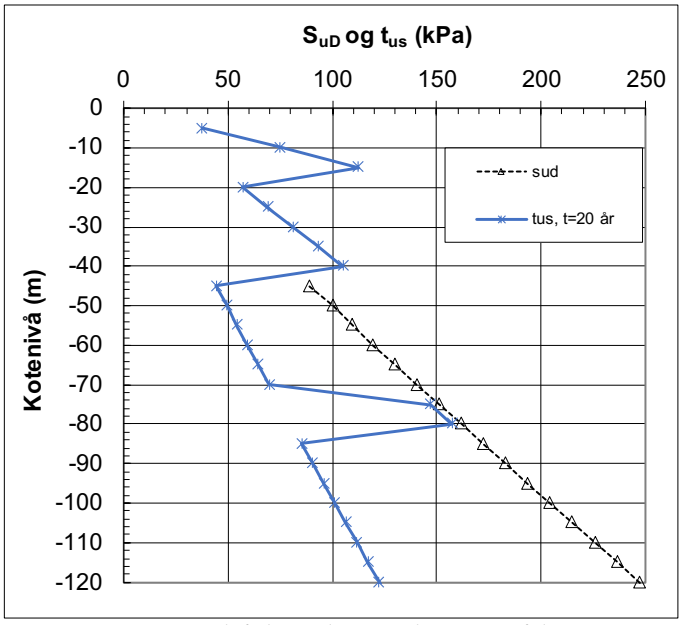
Pelerad	**Permanente laster (kN)**	**Variable nyttelaster (kN)**	**Total last (kN)**
A – Ytre pelerad	1108	3904	5011
B – Indre pelerad	1808	3359	5167

Dimensjonerende kapasitet av peletverrsnittet, som er utstøpt med betong og armert i toppen, ble oppgitt av Rambøll til 14 370 kN.

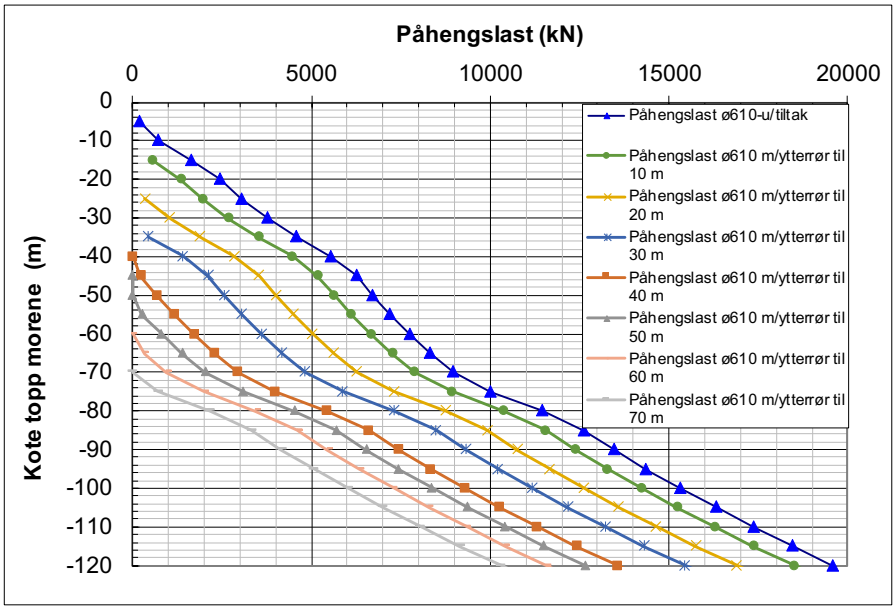
Påhengslaster er beregnet på grunnlag at fullt utviklet sidefriksjon, t_{us}, gjennom de ulike lagene inkludert aldringseffekt basert Peleveiledningen 2019, /1/, som følger:

Steinfylling: $t_{us}= 0,5\cdot\sigma'_v$ og aldringsfaktor 1,5 der σ'_v = vertikal effektivspening
Sandlag: $t_{us}= 0,2\cdot\sigma'_v$ og aldringsfaktor 1,5
Leirlag: $t_{us}=\alpha\cdot s_{uD}$, der direkte skjærfasthet er antatt $s_{uD} = 0,224\ \sigma'_v$. Leiren er antatt generelt å ha plastisitetsindeks $I_p = 10$ %, med unntak mellom kote -75 og -80 hvor det er antatt $I_p = 20$ %. Det ble benyttet aldringsfaktor for 20 år etter ferdig konsolidering.

Figur 4 viser denne beregnede sidefriksjonen. De relativt sett høyeste verdiene er for antatt leire med plastisitetsindeks på $I_p = 20$ %, og de laveste for leire med $I_p = 10$ %. Dette gir påhengslaster som funksjon av dybde ytre foringsrør som vist i Figur 5.



Figur 4: Beregnet sidefriksjon langs pelerør som følge av terrengsetning etter 20 år

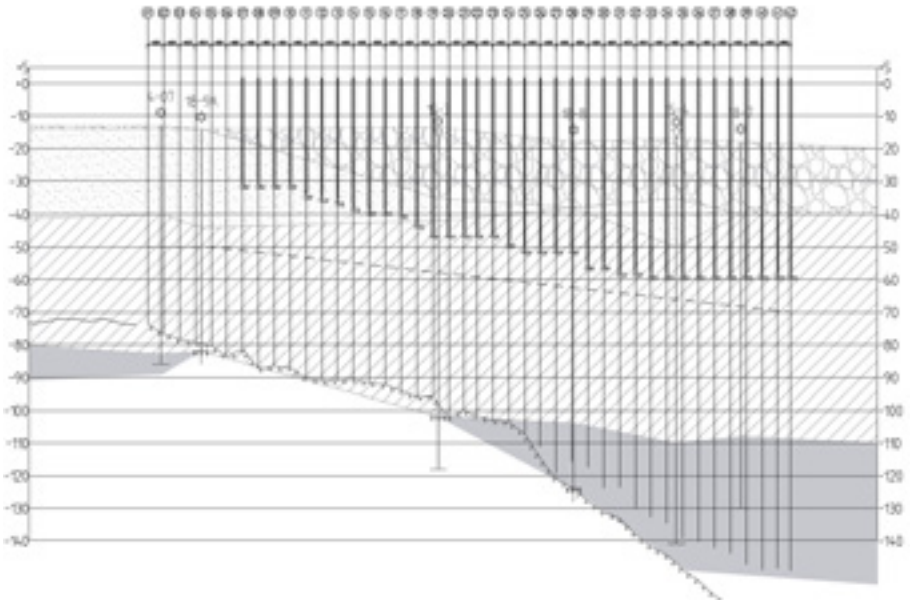


Figur 5: Beregnet påhengslast som funksjon av dybde på ytre foringsrør

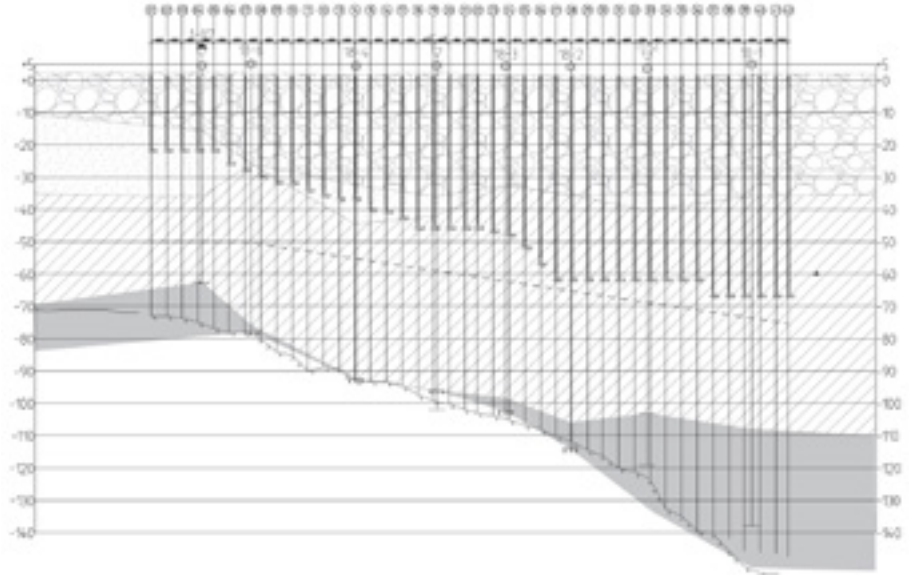
For Kattegat I kaia, med morene på det dypeste på ca. kote -75, er påhengslasten i henhold til Figur 5 ca. 10 MN. Setningsmålinger viser at Kattegat I kaia ikke fått noen setninger av betydning pr. i dag. Det ble derfor lagt til grunn at rørpelene for Kattegat II kaia kan utsettes for like stor påhengslast som pelene for Kattegat I kaia, dvs. ca. 10 MN. Dette i tillegg til permanente laster.

Figur 6 og 7 viser prosjektert dybde av det ytre foringsrøret som øker på i sydlig retning. Dette baserer seg på nivå av morenelaget også vist i samme figurer, og ble bestemt for å begrense påhengslasten til 10 MN.

Også det ytre Ø762-foringsrøret er dimensjonert for påhengslast, men fordi spissen kan bevege seg tilnærmet fritt blir dimensjonerende påhengslast bare halvparten av den teoretiske hvis spissen hadde stått i ro. Valgt dimensjon på ytterrøret er ø = 762 mm, t = 20 mm.



Figur 6: Lengdeprofil med valgt dybde av ytre foringsrør og rammet dybde av peler, Akse A

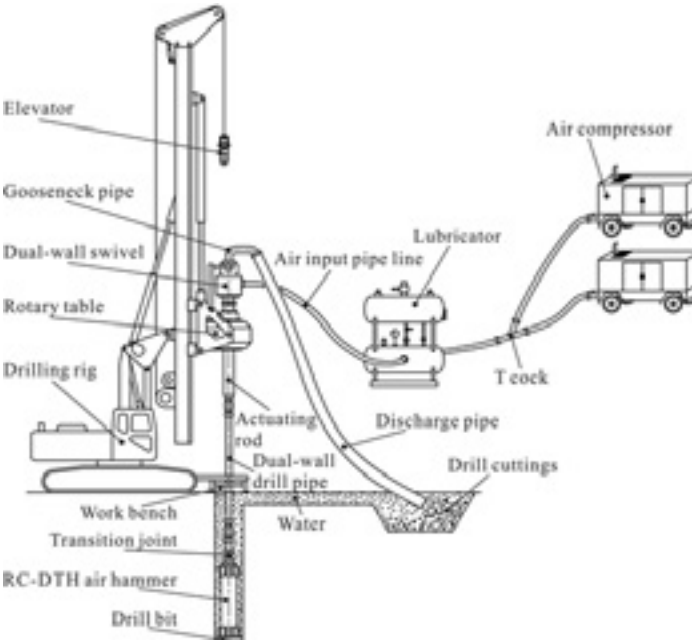


Figur 7: Lengdeprofil med valgt dybde av ytre foringsrør og rammet dybde av peler, Akse B

ERFARINGER FRA BORING AV YTRE FORINGSRØR

Det var entreprenøren som valgte boresystem. Det skulle sikre seg at det ivaretok funksjonene som ytterrøret har, det vil si at det skulle kunne gli fritt i forhold til den bærende innerpelen.

De endte opp med å velge en luftdreven borepilot av typen Radial Flush fra Tri-Mach og bruk av borerigg av typen Bauer RM20. Borerøret har et ringskjær i bunnen som roterer med borkronen. Figur 8 illustrerer boresystemet og system for oppsamling av borekaks. Det er et "oppsamlingkammer" for borkaks på toppen av borestrengen som via pumpeledning som skulle føre borkakset over i container. Figur 9 viser et bilde av borehammeren som ble benyttet.



Figur 8: Illustrasjon av transport av borkaks under rørboring fra borkrone til oppsamling i container (hentet fra NRC/FAS sitt tilbud)



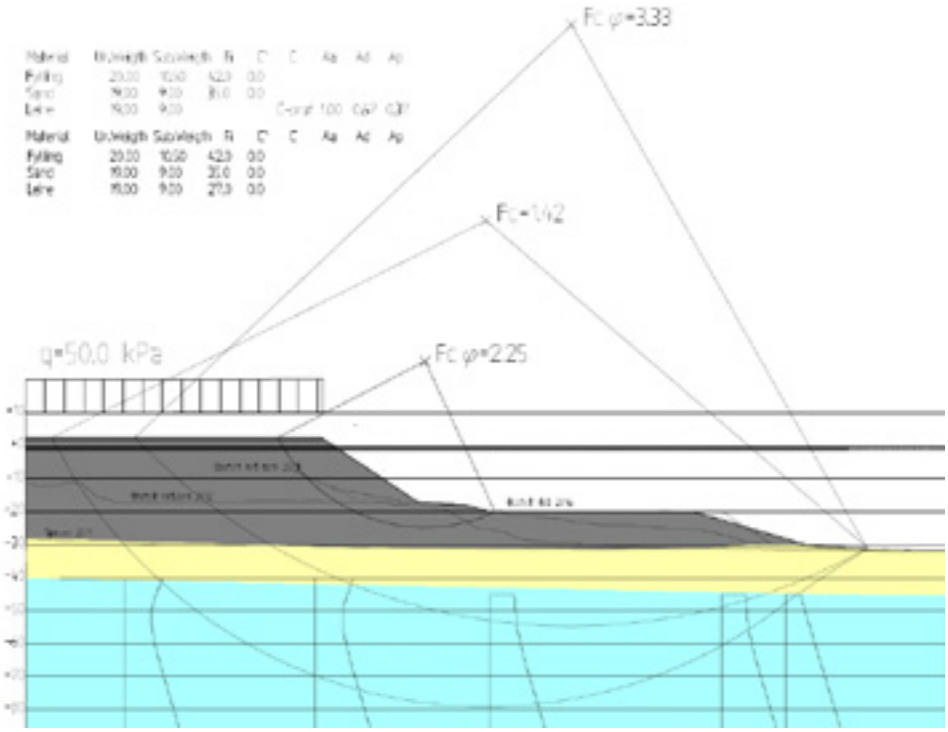
Figur 9: Bilde av borkrone som ble benyttet

Det ble under boring av foringsrøret for mange av pelene observert betydelige mengder «luft på avveie». Dette i form av luft som kom opp gjennom steinfyllingen både nær og godt til siden for der det ble boret, både i sjø og på land.

Det har under boring kommet lite borkaks opp gjennom borestrengen og over til samlecontainerne. Anslagsvis kun ca. 20 % av det volumet som ble boret ut. Manglende retur blåste antagelig delvis ut med luft som kom opp, men mye sprutet også ut på toppen av borestrengen.

At ikke alle masser kom opp gjennom borestrengen kan bety at borkronen gikk helt eller delvis tett. Gjennom steinfylling vil det måtte forårsake at borkaks blåses ut i hulrom i fyllingen og fyller porene i denne, eventuelt kombinert med at det blåses direkte ut i sjøen. Gjennom leire vil tett borkrone enten føre til at masser i stedet for å bli boret ut ble blandet med luft og vann og presset ut til siden. Dette har sannsynligvis ført til å svekke leira under og rundt borkrone og borestreng, se etterfølgende.

Det var i starten en viss bekymring for at luft på avveie kunne sette stabilitet av området i fare. Men kritisk glideflate var svært lang, Figur 10, og det ble vurdert at noe lokal svekkelse av leira nær peleboringene ikke ville kunne ha noen vesentlig påvirkning på stabiliteten.



Figur 10: Kritisk glideflate fra stabilitetsberegning for typisk profil

OPPRESSING AV MASSER I RØR ETTER FERDIG BORING

Målinger

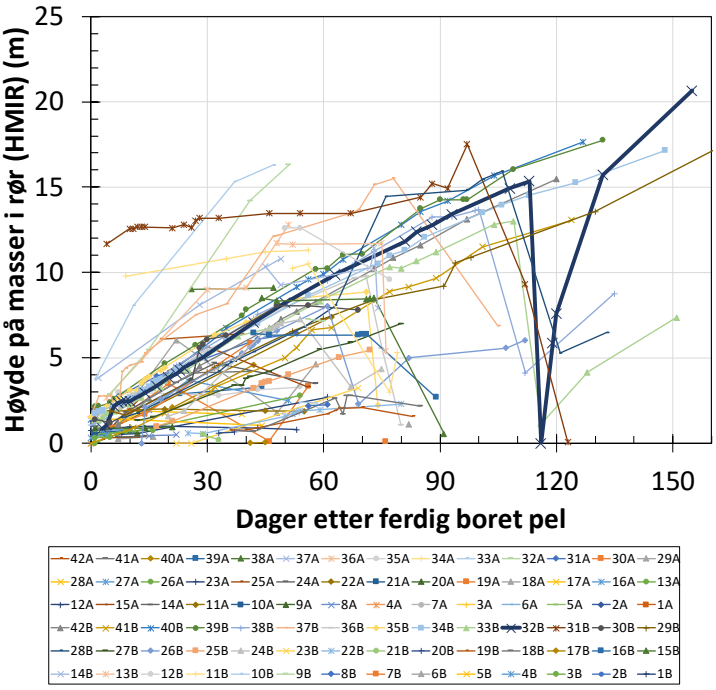
Det ble observert inntrengning av masser i borerøret allerede ved de første pelene som ble boret i Akse B. Det ble derfor igangsatt måling av dybde til masser i alle rør over tid etter at det var boret ferdig.

Det ble i starten observert at borestrengen ble trukket opp uten at det ble etterfylt med vann. Dette vil medføre et betydelig undertrykk ved bunn av rør under opptrekket, noe som har stor betydning for sikkerhet mot at masser presses opp i røret.

FAS endret etter dette sin prosedyre slik at det ble etterfylt med vann under opptrekk av borestrengen. Det tar imidlertid tid for vann å strømme forbi borkronen, særlig hvis den var gått helt eller delvis tett. Mye tyder på at full vannfylling ikke var tilfelle før noen tid etter at hele borestrengen var trukket opp.

Det viste seg at det etter opptrekk av borerørene var kommet slam/masser opp i alle rørene bortsett fra de 5 første i nordenden i Akse A (ytterst).

Figur 11 viser for alle rør utvikling av målt høyde på masser i rør (HMIR) som funksjon av tid etter ferdig boring. Målingene viser at nivå av masser i røret generelt var begrenset til noen få meter rett etter opptrekk av borestrengen, men at det steg jevnt og trutt over lang tid (flere måneder) etter ferdig boring.



Figur 11: Målt høyde på masser i rør mot tid etter ferdig boring

Figur 12 viser det høyeste nivået på HMIR som er målt langs de to aksene før tømming. Det viser at HMIR generelt øker i sydlig retning, men var generelt noe større noe større i Akse B innerst enn i Akse A ytterst på grunn av størst vertikalspenninger i Akse B. Økningen i sydlig retning har klar sammenheng med at dybde på uk. rør øker i sydlig retning samt at uk. rør blir liggende i leire fra ca. Pel 17A/17B og videre sydover. «Humpen» i nivå fra Akse 7B til 16B er vanskelig å forklare.

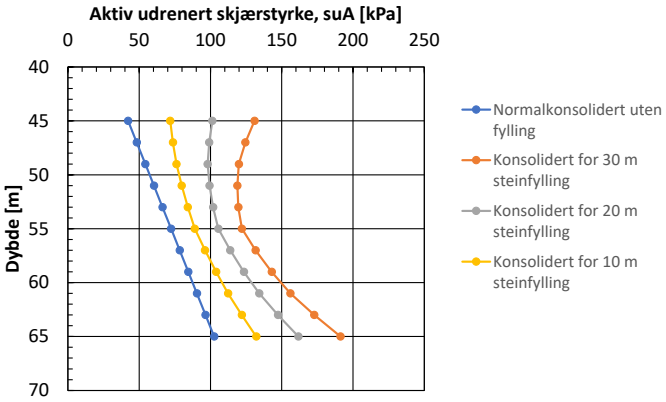


Figur 12: Høyeste nivå av HMIR registrert før tømming

For å begrense mulig effekt på påhengskrefter ble det satt krav til at rørene skulle tømmes før innerpel ble satt ned og rammet. Tømming ble utført med en liten «appelsingrabb» tilpasset rørdimensjonen. Etter tømming av rørene steg imidlertid HMIR i løpet av noen uker tilbake til der det var før tømming. Det ble derfor satt krav fra til at masser i rør skulle fjernes til bunn av røret maksimalt ca. 2 døgn før innerpel skulle settes. Da burde det typisk vært ca. 2 m med masse i bunn av borerøret når pel ble rammet. Hvis alle masser i et rør under ramming av pel ble presset opp i spalten på 55 mm mellom ytterrør og pel ville det gi 7,2 m med på høyde av masse mellom rørene (HMMR) etter at pel var rammet. Mulig effekt av dette på påhengskrefter på pel ble i tidlig fase vurdert som akseptabel.

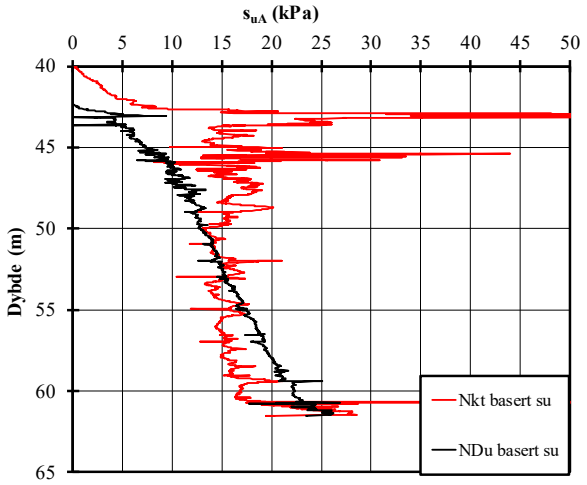
Vurdering av årsaker til oppressing av masser i rør
Hva som skjer spesifikt med jorda under (foran) borkronen under boring er avhengig av både valg av utstyr (utforming av borkrone, egenskaper til hammer mm.) og utførelse (trykk og mengde luft og vann, rotasjons- og penetrasjonshastighet, mm.).

NGI gjorde beregninger av stabilitet av borehullet, hvis leira ikke ble svekket av boringen, som viste at sikkerheten mot bunnoppressing skulle være god. Disse beregningene var basert på anslått styrke av leira under fyllingen etter at leira er konsolidert gjennom de 6 år som var gått siden den siste utfyllingen ble gjort. Figur 13 viser anslått udrenert uforstyrret aktiv styrke, s_u^A, mot dybde for ulike mektigheter av steinfylling etter 6 års konsolideringstid. For 30 m tykk steinfylling, som langs søndre del ved akse B, viste disse beregningene en skjærfasthet på s_u^A = 150 kPa ved uk. borerør i ca. 60 m dybde under dagens terreng. Det ga en sikkerhetsfaktor på 1,57 mot oppressing av masser i røret.



Figur 13: Beregnet udrenert aktiv styrke, suA, under fylling som funksjon av dybde i akse B etter 6 års konsolidering

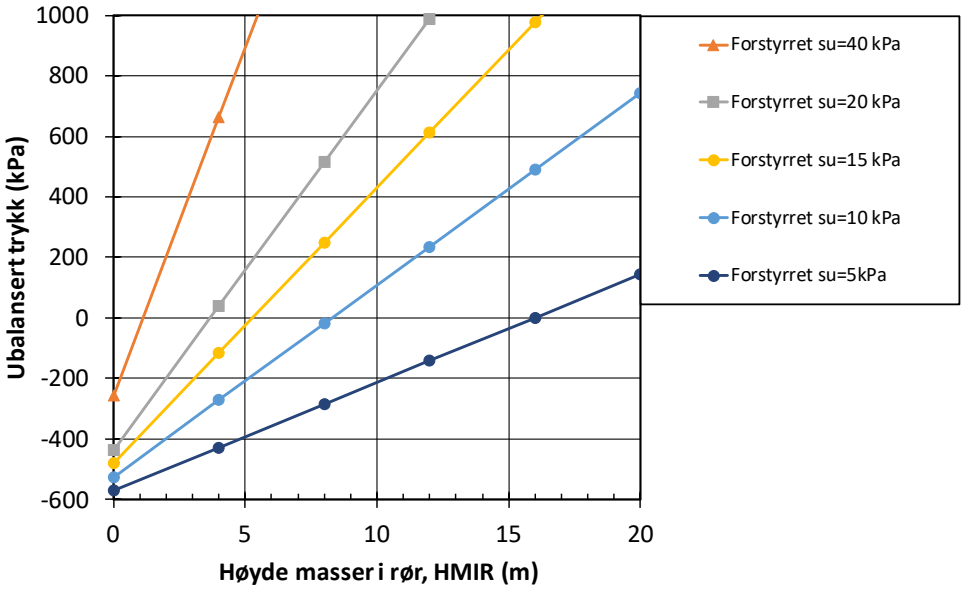
For å prøve å forstå årsak til oppressing av masser i rørene ble det utført CPTu sonderinger inne i rørene for pel 32B og 41B. Disse CPTU sonderingene stoppet ved uk. rør begge steder, antagelig fordi man påtraff borekronen for røret. Figur 14 viser tolket styrke fra boring i rør for pel 32B, men 42B gav tilsvarende resultat. Ved 32B møtte CPTU sonden noe løst «slam» i dybde på ca. 40 m, og mer fast, men forstyrret leire i 42,4 m dybde. Det tilsvarer at det på dette tidspunkt var en «plugg» i røret med høyde ca. 19 m. Tolket s_{uA} er typisk omkring 15 kPa. Det er vesentlig lavere enn hva opprinnelig styrke var antatt å være i denne dybden, Figur 13, og tilsvarer omtrent fullstendig omrørt styrke av leira.



Figur 14: Tolkede s_{uA} styrker fra CPTU boring gjennom masser i rør i pel 32B

Basert på konvensjonell teori for bunnoppressing er det beregnet utvendig trykk, p_u, som prøver å presse masser opp i rørene i forhold til det innvendig trykket i røret, σ_{vi}, som holder mot. Det er vekt av masser og vann i rør og innvendig sidefriksjon som mobiliseres når massene presses opp i røret som bidrar til σ_{vi}. Det ble forenklet antatt at det var den samme forstyrrede styrken av massene inni røret som rett under uk av røret. Det er udrenert DSS styrke som inngår i beregningene. For bunnoppressing ble det benyttet stabilitetstall på N_c =9,0.

Figur 15 viser beregnet trykk differens (p_u-σ_{vi}) for ulike verdier for antatte verdier for udrenert styrke og HMIR. For å oppnå HMIR på 19 m, som observert ved pel 32B, må midlere skjærfasthet reduseres til ca. 4 kPa. Til sammenlikning viste CPTu boringen en midlere s_{uA} styrke på ca. 15 kPa, som vil tilsvare s_{uD} på ca. 11 kPa. Det skulle tilsagt at massene bare var presset ca. 7 m og ikke 19 m opp i røret. Årsaken til denne differensen kan være at deler av MIR består av veldig løst slam, slik det delvis ble observert i pel 32B.



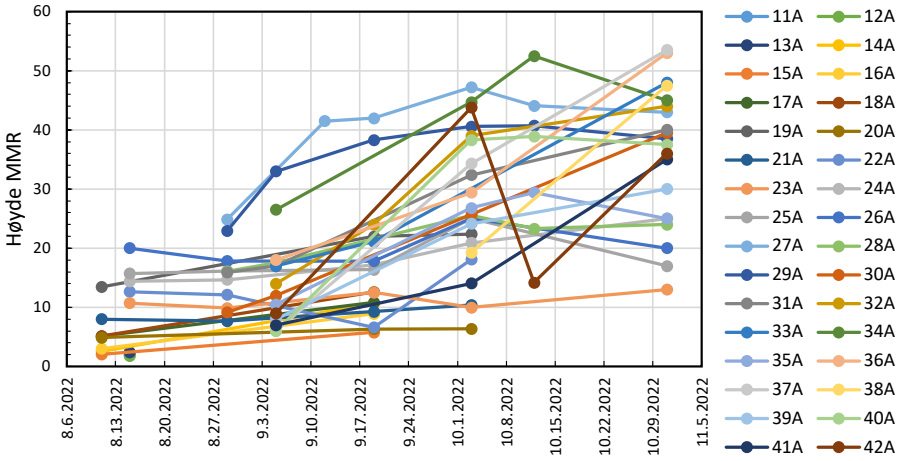
Figur 15: Beregnet ubalansert trykk mot oppressing av leire i røret som funksjon av udrenert styrke og HMIR. Dette gjelder for rør med uk. på kote -60

MASSER MELLOM RØR ETTER RAMMING OG KONSEKVENSER FOR LASTER

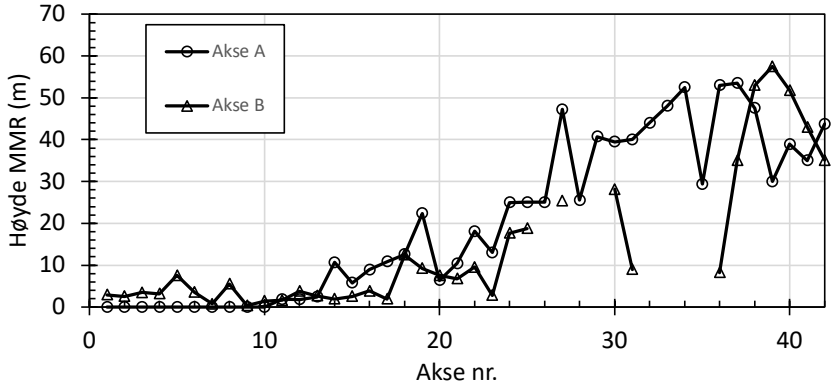
Målinger

Etter at peler var ferdig rammet ble det også satt krav til måling av høyde av masser mellom rør (HMMR) ved flere tidspunkter etter ferdig ramming. Dette ble også gjort med loddesnor. Figur 16 viser målinger utført i Akse A, hvor HMMR ble størst. Tendensen var at også HMMR økte med tid etter at pel var rammet og nådde i overkant av 50 m på det meste. For alle peler var det imidlertid en klart avtagende tendens med tid og verdiene stabiliserte seg etter hvert til verdier vist i Figur 17.

Verdier for HMMR var ganske like i akse A og B, med en generelt økende tendens mot syd. Dette har, som for HMIR, klar sammenheng med at uk. rør øker i sydlig retning samt at uk. rør sør for ca. Akse 25 ligger i leire, og i nord ligger i eller nær sandlaget (Figur 6 og 7).



Figur 16: Målte verdier for HMMR med tid, Akse A



Figur 17: Endelig nivå på HMMR langs de to peleaksene

Vurdering av årsak til MMR

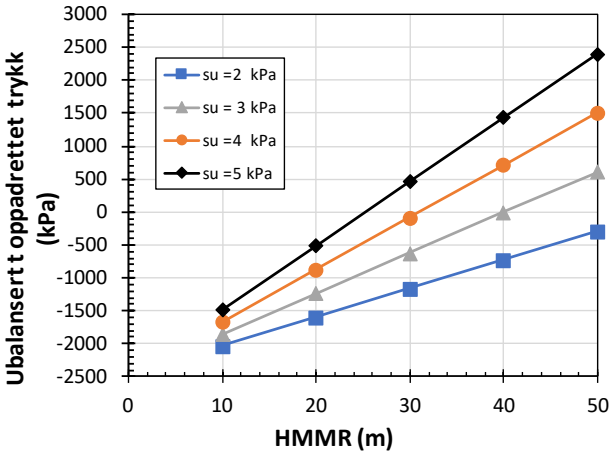
For at masser skal trenge opp mellom rørene etter at innerpel er ferdig rammet er det også gjort beregninger av likevekt mellom drivende trykk som virker fra utsiden av rørene og motholdene trykk fra innsiden mellom rørene. I den sammenheng ble det valgt et stabilitetstall for oppressing av masser i en annulus mellom de to rør ene på $N_c = 6{,}0$. Ved beregning av motholdene trykk inne i rørene ble det regnet med konstant og styrke langs innside av ytre rør og utside av pelerør. Glippen mellom de to rørene er 55 mm.

Figur 18 viser resultat av parameterstudie for å bestemme den skjærfastheten som gir balanse mellom utvendig og innvendig trykk. Denne beregningen gjelder for akse A med ytterrør til kote -58 (som for pel A34 tom A42). Det ble lagt til grunn samme forstyrrede skjærfasthet ved uk. rør som innvendig mellom rørene.

Hvis det skal oppnås HMMR over 25 m må skjærfastheten være mindre enn 5 kPa. For å nå HMMR opptil vel 50 m, som målingene i Figur 17 viser for noen peler, må det anvendes en styrke på BARE 2,4 kPa. Dette kan virke urimelig lavt, men kan skyldes at MMR delvis

består av "boreslam" (leire som er blitt blandet med vann under boring), og som lå igjen inni, under og langs utside av borerøret etter ferdig boring og grabbing. Det er lite sannsynlig at lettflytende slam ble med opp under denne grabbingen.

At det er målt så store verdier for HMMR bekrefter uansett at boring av rørene har ført til en betydelig svekkelse av leira under og langs borerørene og ført til betydelig oppressing av både MIR og senere MMR.



Figur 18: Beregnet sammenheng mellom ubalansert trykk og styrke og høyde av masser mellom rør (ved null ubalansert trykk er det likevekt)

Påhengslaster fra masser mellom rør

Når ytterrøret setter seg med fyllingen vil det mobiliseres friksjon mellom ytterrør og pel. Denne friksjonen vil tilsvare styrke av omrørt leire som er re-konsolidert for de jordspenningene som opptrer i MMR. Figur 19 viser beregnet påhengslast som følge av masser mellom rør basert på følgende antagelser:

- MMR vil gradvis re-konsolidere etter at de har blitt mer eller mindre fullstendig omrørt når de er blitt presset opp i røret.
- Når ytterrøret beveger seg nedover vil styrken som mobiliseres tilsvare skjærdeformasjoner som skjer i et direkte skjærforsøk (DSS).

Etter 100 % konsolidering ble det anslått at vertikal effektivspenning i MMR ville tilsvare:

$$\sigma'_{vc} = \gamma' \cdot z, \text{ med neddykket romvekt valgt som } \gamma' = 8{,}5 \text{ kN/m}^3$$

Midlere effektivspenning (vertikal, radial, tangential) er anslått til:

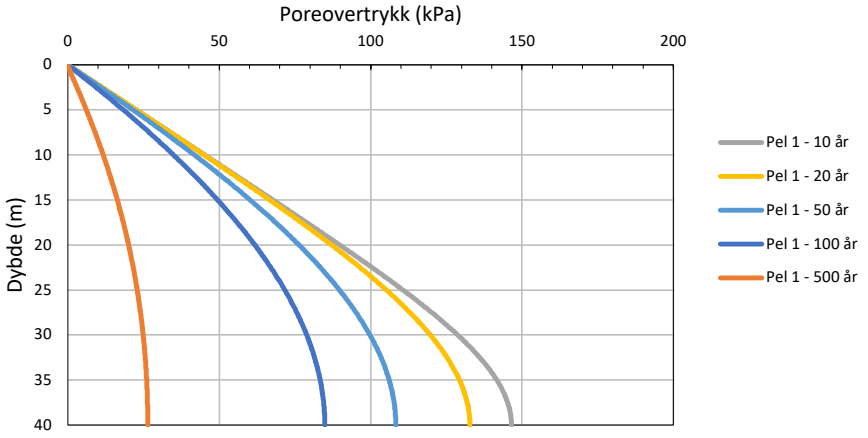
$$\sigma'_{mc} = (1 + 0{,}3 + 0{,}3) \cdot \sigma'_{vc}/3 = 0{,}533 \cdot \sigma'_{vc}$$

Initialt poreovertrykk er antatt med samme størrelse som σ'_{mc} etter ferdig konsolidering, som gir:

$$\Delta u = 4{,}53 \cdot z, \text{ der } z = \text{dybde under topp av MMR}$$

Beregning av konsolideringsforløp ble gjort med Geosuite Settlement programmet for ulike antatt høyder HMMR. For de omrørte massene ble det basert erfaringsdata antatt modultall på m = 20, permeabilitet $k_0 = 1 \cdot 10^{-9}$ m/s og permeabilitetsendringsfaktor $\beta = 5$.

Figur 19 viser eksempel på beregnet utvikling av poreovertrykk etter ulike tider for et tilfelle med HMMR = 40 m. For en valgt levetid for kaia på 100 år har poretrykket ved bunn av rør blitt redusert med ca. 75 kPa, mens det er liten grad av konsolidering langs øverste del.



Figur 19: Beregnet utvikling av poreovertrykk med tid for HMMR= 40 m

Både jordmodeller og erfaringer viser at DSS styrken er lineært avhengig av midlere effektiv konsolideringsspenning (σ'_{mc}) i prøven før udrenert skjæring. I DSS apparatet er middelspenningen tilnærmet gitt ved:

$$\sigma'_{mc} = (1 + 2k'_o) \cdot \sigma'_{ac}/3, \text{ der } \sigma'_{ac} = \text{aksial konsolideringspenning}$$

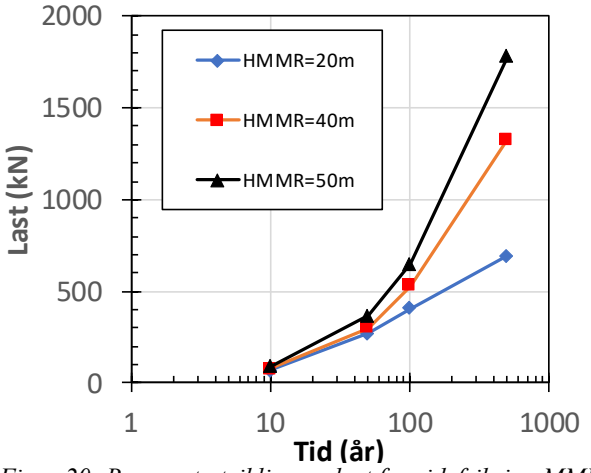
Med en typisk verdi for hviletrykkskoeffisienten k'_o på 0,5 vil dette gi at skjærfastheten i relasjon til middelspenningen er gitt ved:

$$\tau_f{}^{RR} = 0{,}45 \cdot \sigma'_{mc}$$

For antatte spenningsforhold i MMR vil dette tilsvare skjærfasthet:

$$\tau_f^{RR} = 0{,}24 \cdot \sigma'_{vc}$$

Figur 20 viser eksempel på utvikling av total last fra sidefriksjon i MMR som funksjon av tid. For 100 års levetid vil lasten MMR være begrenset til ca. 700 kN, selv for det mest ugunstige tilfellet med HMMR = 50 m.



Figur 20: Beregnet utvikling av last fra sidefriksjon MMR som funksjon av tid

ERFARINGER FRA PELERAMMING OG BRUK AV PDA FOR Å VERIFISERE BÆREEVNE

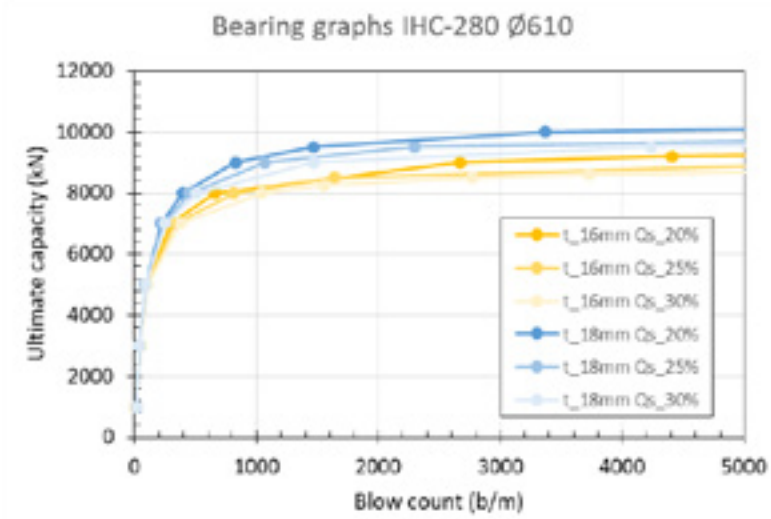
Rammeutstyr og prosedyrer

På grunn av noen uheldige erfaringer med kranvelt under peling med hengende lodd for Kattegat I kaia tillot ikke Drammen Havn bruk av slikt lodd ved peling for Kattegat II kaia. For å oppnå ønsket bæreevne ble det derfor satt krav til bruk av rigg med føringstårn og bruk av hydraulisk fallodd som kunne levere en rammeenergi på minimum 280 kNm. FAS valgte å benytte en nyinnkjøpt rigg av typen Junttan MPx90, og bruk av et 20 tonns dobbeltvirkende hydraulisk lodd som kunne levere en rammeenergi på opptil 296 kNm. Bilde av den valgte peleriggen er vist på Figur 21. Dette er det tyngste rammeutstyret med føringstårn som har vært benyttet i Norge til nå.



Figur 21: Pelerigg, Junttan MPx90 med HHK20S-lodd.(Kilde: FAS)

Det var i prosjekteringsfasen utført en rekke rammeanalyser med GRLWEAP programmet, /2/. Herunder ble det sett på både effekt av pelelengde, forhold mellom sidefriksjon og spissmotstand og godstykkelse på pel. Figur 22 viser eksempel på beregning for en 110 m lang pel. Det kan diskuteres hvilket slagantall som bør legges til grunn for hva som kan oppnås/dokumenteres. Bør det eksempelvis være 100 slag/m (1 mm pr. slag) eller 10,000 slag/m (1 mm pr. 10 slag)? I denne sammenheng skal det merkes at dette er å anse som stoppkriterium dvs. det skal ikke rammes langt med full rammeenergi. Det ble derfor ansett for rimelig å legge til grunn verdi som kurvene flatet ut ved, i praksis ca. 5000 slag/m.



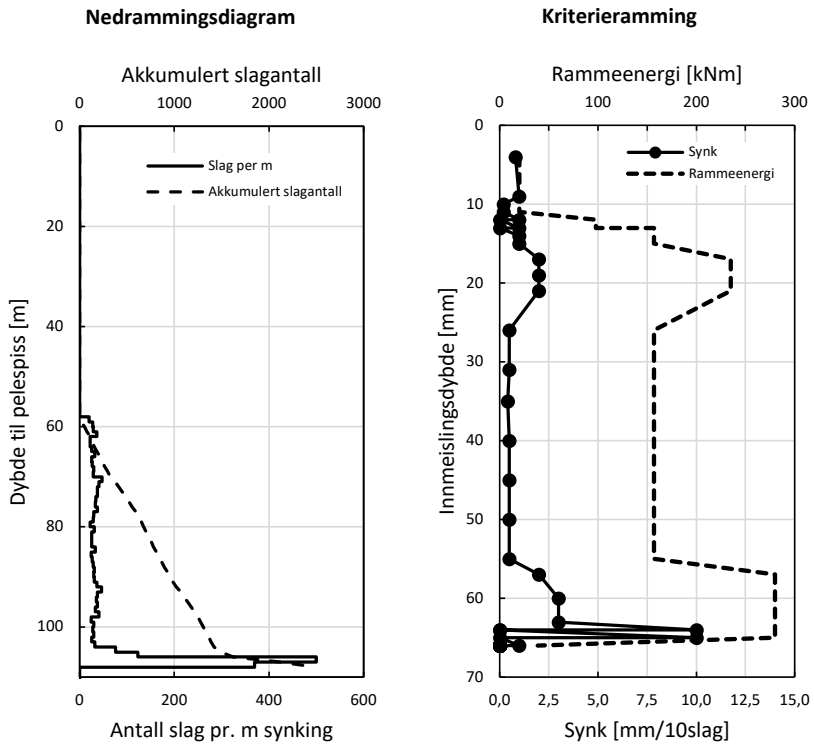
Figur 22: Eksempel på resultat av dokumenterbar bæreevne i relasjon til slagantall for 110 m lang pel rammet med IHC-280 hammer (18 mm godstykkelse ble valgt)

Erfaringer for peler rammet til stopp på berg
For peler rammet til stopp på berg ble følgende det fulgt en rammeprosedyre som stort sett er i tråd med anbefalinger i Peleveiledningen 2019.

PDA målinger viste at kraft hammeren klarte å påvise nedført på berg/morene under ramming var for peler lenger enn ca. 110 m noe mindre enn total dimensjonerende last. Disse pelene ble likevel ansett for å ha tilfredsstillende bæreevne på berg/morene ut fra det stoppkriteriet som var satt:

> "Det slås 5 kriterieslag med full rammeenergi 280 kNm og synkning for hvert slag måles. Sum synkning for de fem slagene skal ikke være større enn 5 mm med konstant eller avtakende tendens. Ellers gås det tilbake til pkt. 3".

At dette var akseptabelt ble underbygget av at samtlige peler rammet til berg viste et totalt sett tilfredsstillende rammeforløp. Ingen peler viste noen tendens til skrens på berg. Som eksempel viser Figur 23 fullstendig rammeforløp for pel 25A.



Figur 23: Rammeprotokoll og kriterieramming pel 25A.

Total dimensjonerende last på peler til berg inkludert permanente laster og påhengslaster fra del av pel i leire under ytterrøret og fra MMR er:

- Akse A: 8,5 til 10,6 MN
- Akse B: 9,7 til 11,8 MN

Til sammenlikning var det beregnet at de dypeste pelene rammet for Kattegat I kaia blir utsatt for laster av på opptil 11,8 MN, det vil si helt i øvre grense for hva som er beregnet for Kategat II kaia.

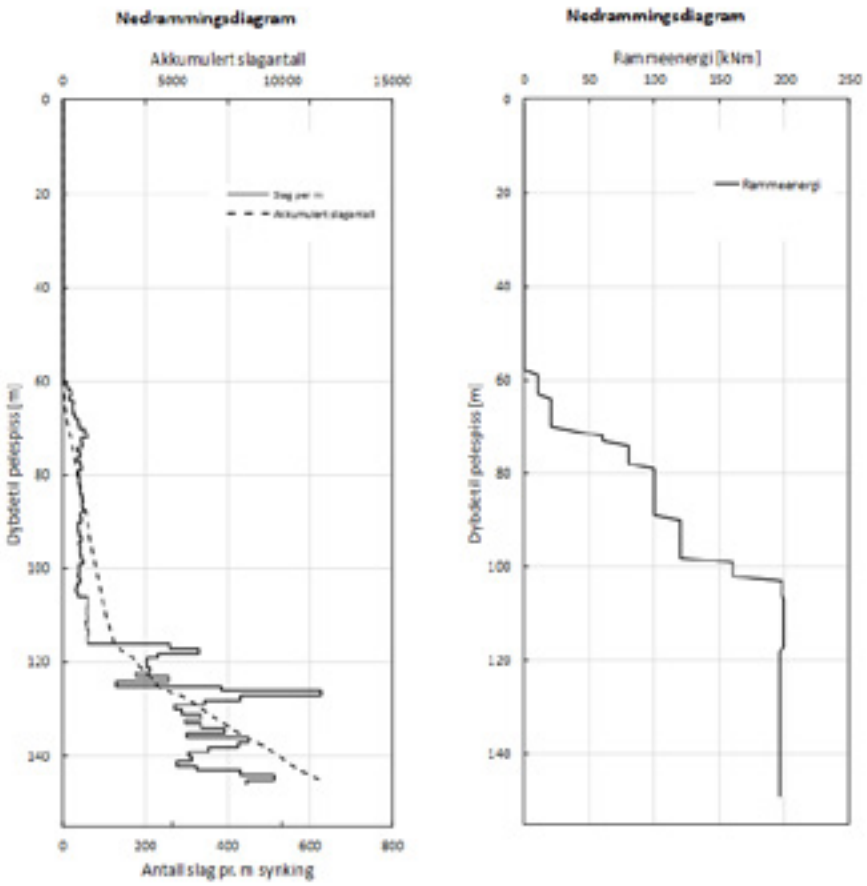
Med den aktuelle dimensjonen på pelespiss (260 mm) er teoretisk bæreevne på berg (Drammensgranitt, trykkstyrke > 100 MPa) minst 15,4 MPa og godt over dimensjonerende laster.

Erfaringer fra peler rammet til stopp i morene
Grunnundersøkelsene hadde påvist friksjonsmasser som var antatt å være morene rett fra uk. av leirlaget og videre ned til berg (Figur 2).

I akse A ble peler rammet til stopp i morene fra akse 27 til 42, og i akse B fra akse 38 til 42. Innledende anbefalt rammeprosedyre var trinnvis å øke rammeenergien fra 50, 100, 150, 200, 250 og til slutt 280 kNm til når synkningen var mindre enn 3 mm eller avtagende pr. 50 slag.

Det ble imidlertid ganske tidlig klart at rammemostanden i det pelen kom forbi uk. leirlag ikke var ensbetydende med fast lagret morene og at mange av pelene måtte rammes mye dypere ned enn forventet for å oppnå ønsket bæreevne.

Figur 24 viser eksempel på rammeforløp for Pel 40A.



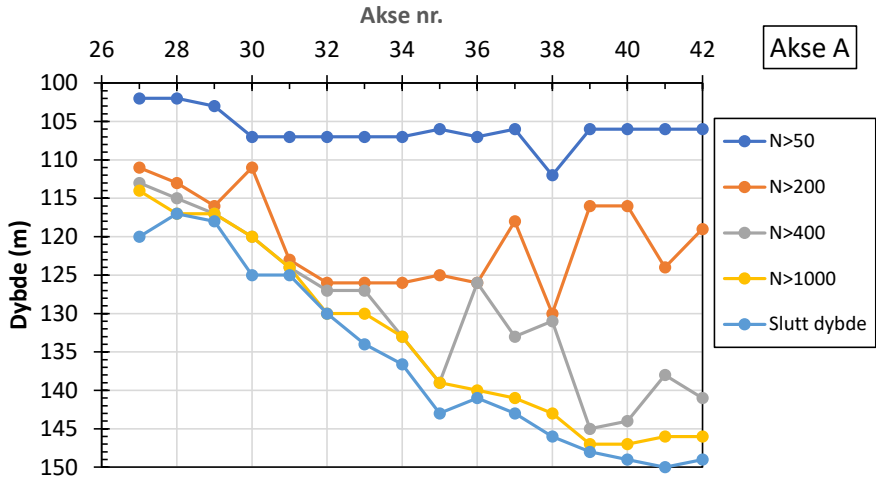
Figur 24: Eksempel på rammeforløp for pel 40A med stopp i morene

For å gi et inntrykk i variasjoner i rammemotstand langs de to aksene viser Figur 25 og 26 en forenklet presentasjon av antall slag pr. m langs de to aksene. Det er her angitt rammet dybde når slagantallet er større enn henholdsvis 50, 200, 400, 1000 slag pr. meter, samt angitt dybde ved slutt ramming. I alle disse tilfellene ble det benyttet rammeenergi på ca. 200 kNm etter at slagantallet økte ut over ca. 50-100 slag/m. Figurene begrenser seg til data fra akse 27 og sydover til akse 42.

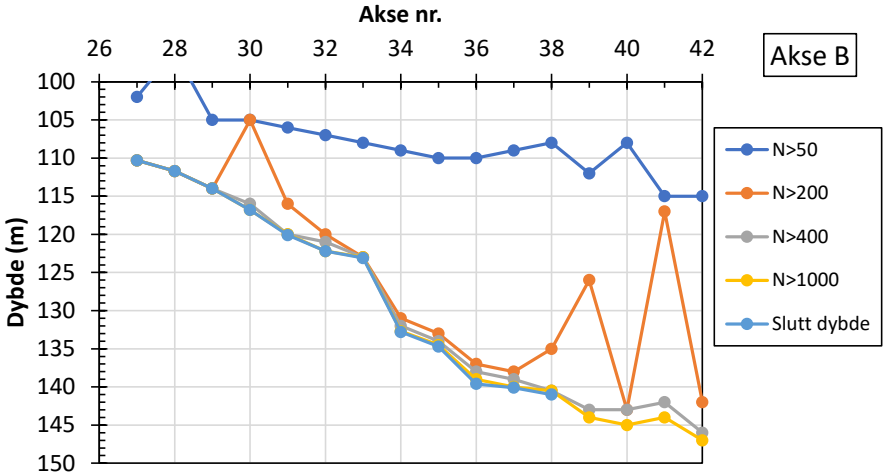
Noen observasjoner knyttet til rammedataene er:

- Når N = 50-200 er det antatt at man rammer gjennom løs til middels fast lagret sand som antagelig er en fluvial avsetning og ikke en fast lagret morene. N = 50 linjen påtreffes i omtrent samme dybde i de to aksene.

- N = 200 linjen antyder overgang til morene. Den tyder på at det er lokale variasjoner med større mektighet av morene i akse A enn i akse B, og størst mektighet i sydlig retning langs begge akser.
- I begge akser er det en lokal "hump" ved akse 30 med større mektighet av fast morene enn de nærmest nærliggende akser.



Figur 25: Sammenstilling slagantall pr. lm langs akse A



Figur 26: Sammenstilling slagantall pr. lm langs akse B

Erfaringen fra pel 40A viser at det måtte rammes så dypt som praktisk mulig for å oppnå tilstrekkelig bæreevne for peler som ikke nådde tydelig kontakt med berg. Følgende rammeprosedyre ble fulgt for disse pelene:

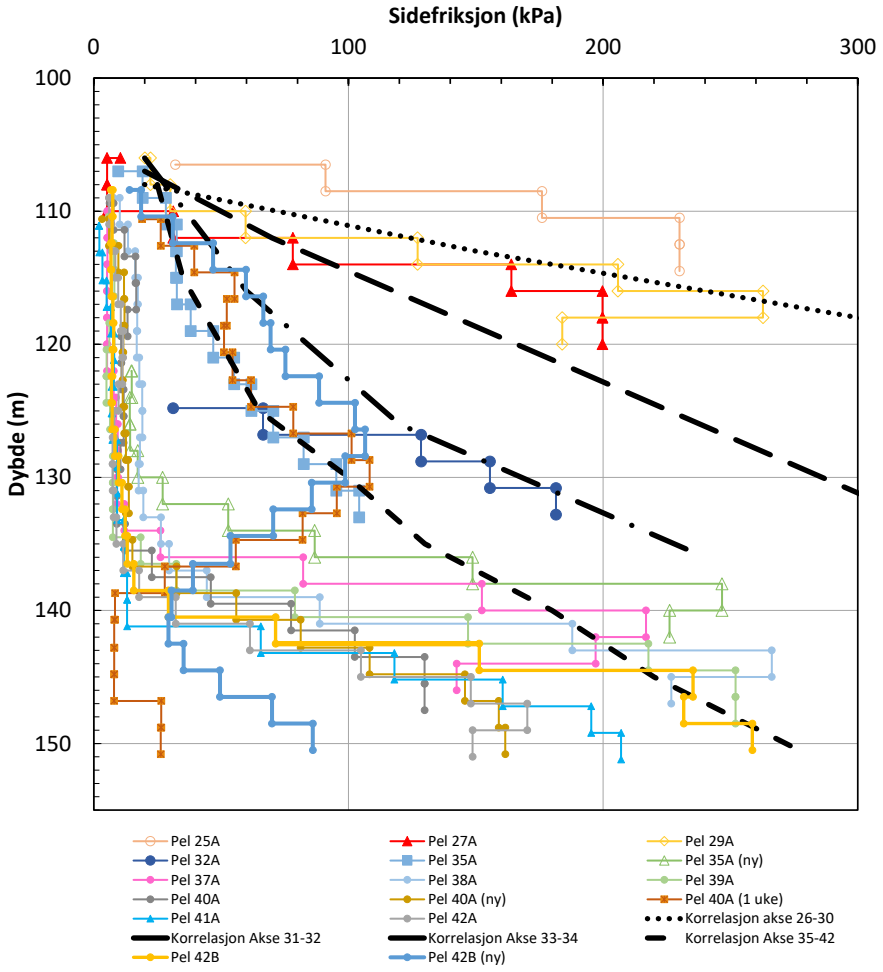
- Etter kontakt med friksjonsmasser/morene ble det satt krav til å ramme mest mulig kontinuerlig med rammeenergi ca. 200 kNm inntil antall slag pr. m oversteg 3000/slag pr. m.
- Det ble så tatt minimum 10 slagserier av 50 slag med rammeenergi 250 kNm med måling av synk etter hver serie. Stoppkriterium ble satt til 15 mm synk pr. 50 slag eller avtagende.
- Det ble til slutt utført PDA på utvalgte peler (mer enn halvparten) med full rammeenergi (280 kNm).
- PDA målingene skulle utføres kortest mulig tid etter avsluttet ramming, men det ble også utført PDA på noen peler en tid etter ferdig ramming, noe som viste seg helt vesentlig for å kunne bestemme pelenes virkelige bæreevne.

Det ble utført manuelle stukningsmålinger på samtlige peler under kontrollslagene ved bruk av videoopptak. Disse viste meget god overenstemmelse med stukning bestemt ved PDA. Stukningen ble imidlertid ikke benyttet for å bestemme bæreevne, mer som indikasjon på at det var en effektiv og konsistent overføring av rammeenergi til pelene.

Resultater fra PDA målinger og vurdering av bæreevne
Grunnlaget for å bestemme bæreevnen av pelene rammet til stopp i morenelaget ble basert på følgende:

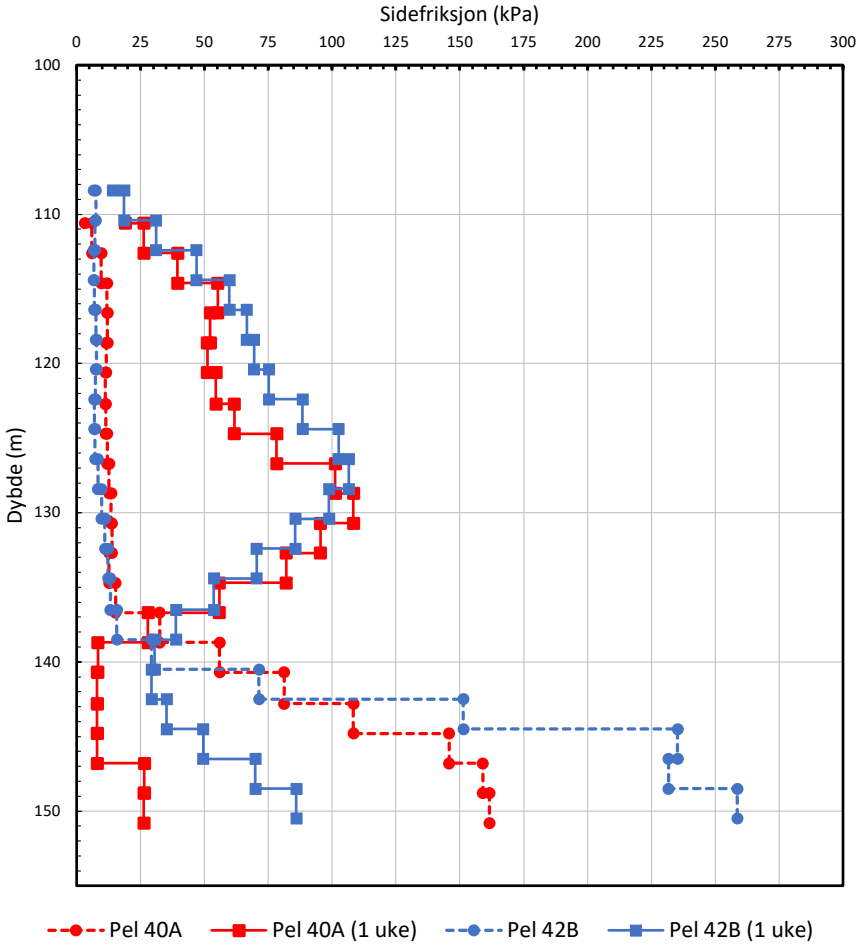
- Den aktuelle hammeren med maksimal rammeenergi på 296 kNm kunne ikke for de lengste pelene mobilisere full sidefriksjon og spissmotstand som jorda kunne gi i morenelaget.
- Viktig informasjon om sidefriksjon kom frem ved å gjenta PDA måling på noen peler (40A og 42B, se etterfølgende)

Figur 27 sammenstiller sidefriksjon fra PDA målingene på peler i Akse A. Den viser stor sidefriksjon for de grunneste pelene 25A, 27 A og 29A, forenelig med morene. For de dypeste pelene ble det ved PDA kort tid etter ramming målt liten sidefriksjon (ca. 10-30 kPa) ned til ca. 130-135 m, derunder en markert økning med dybde.



Figur 27: Sammenstilling av sidefriksjon fra PDA/CAPWAP på samtlige peler med stopp i morene i Akse A

For pel 40A ble det utført en første PDA etter ramming til 147,5 m dybde. Den ble så rammet videre til 151 m og ny PDA utført. Disse viste begge omtrent samme sidefriksjon i alle dybder, se Figur 28. En ny PDA ble utført 1 uke etter rammingen til 151 m. Figur 28 viser disse to siste PDAene på Pel 40A sammen med PDA utført henholdsvis rett etter ramming og en uke senere på Pel 42B.



Figur 28: Sammenlikning mellom sidefriksjon fra PDA på pel 40A og 42B

På grunnlag av disse PDA resultatene ble oppnåelig karakteristisk sidefriksjon vurdert som følger:

1. For de korteste pelene 25A, 27A og 29A kom man ned i fast morene ved ca. 106 m dybde og sidefriksjonen øker raskt til 200-260 kPa. For pel 27A og 29A er det vurdert at rammeenergien ikke var stor nok til fullt ut å mobilisere sidefriksjonen. For området fra pel 26A til 30A ble det derfor forsiktig valgt en karakteristisk sidefriksjon som angitt ved den prikkede linjen i Figur 27.

2. På det dypeste partiet er det utført PDA/CAPWAP på alle peler fra 37A tom. 42A. Det kan være nyttig å først ta for seg pel 40A som det er utført PDA/CAPWAP ved tre anledninger. Først etter ramming til ca. 147,5 m dybde, så etter videre ramming noen dager senere til sluttdybden på 150,8 m, og så en ny etter at pelen hadde stått i ro en uke.

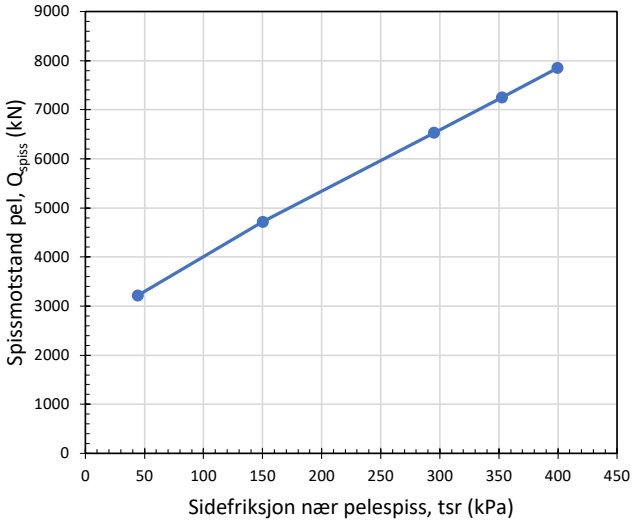
Figur 27 og 28 viser at ved den første og andre målingen er det tilsynelatende relativt liten rammemotstand fra ca. 106 m til 136 m, og så en markert økning til rundt 160 kPa ved spissen. Ved PDA/CAPWAP etter en uke har sidefriksjonen fra 106-136 m dybde økt betydelig, men man har da ikke hatt nok rammeenergi til å mobilisere nederste del. Årsaken til betydelige økt sidefriksjon fra 103-106 m kan være at denne del av morenelaget er mer siltig og etterlater et poreovertrykk ved slutt ramming som så er disspert når man kommer tilbake med PDA en uke senere.

På grunnlag av denne tolkningen er det valgt en karakteristisk sidefriksjon som vist ved den sorte stiplede linjen i Figur 27. Denne ansees for å være på den konservative siden da stigningen med dybde når man er kommet ned i hva som ansees for den fasteste morenen er valgt en god del mindre enn for pel 25A, 27A og 29A.

3. Pel 31A til 34A ligger i overgangen mellom de "grunne" pelene og de dype pelene. For disse fire pelene er det derfor valgt en mellomting mellom de to ytterlighetene som vist med egne stiplede linjer.

Fordi rammenergien ikke var stor nok til å mobilisere maksimal spissmotstand, ble denne beregnet basert på korrelasjon mellom spissmotstand og antatt sidefriksjon i henhold til Peleveiledningen 2019.

I Peleveiledningen 2019 er både sidefriksjonen og spissmotstanden bestemt ut fra spissmotstanden fra CPT sonderinger. Når sidefriksjonen er valgt gjør dette det mulig å beregne hvilken spissmotstand fra CPT, q_{cCPT}, som vil gi den samme verdien. Denne verdien for CPT spissmotstand q_{cCPT} er så benyttet for å beregne pelens spissmotstand, q_{spiss}, også det basert metode beskrevet i PV2019. Figur 29 viser denne beregnede sammenhengen mellom spissmotstand og sidefriksjon.



Figur 29: Beregnet sammenheng mellom sidefriksjon (nær spiss) og spissmotstand mot pel

Ved bestemmelse av dimensjonerende total bæreevne for peler avsluttet i morene, som sammenstilt ble det videre lagt til grunn følgende forutsetninger:

- Basert på data i PV2019 er det forsiktig lagt til grunn en tidsfaktor på 2,0 på sidefriksjon bestemt som beskrevet over, men det er ingen slik tidsfaktor på spissmotstanden.
- I tråd med PV2019 er det anvendt en materialfaktor for både sidefriksjon og spissmotstand på $\gamma_s = \gamma_b = 1{,}1$.
- Basert PV2019 ble det valgt en PDA basert korrelasjonsfaktor $\xi_5 = 1{,}5$

Sammenlikning laster og tolket bæreevne

De samlede vurderinger og sammenlikning mellom dimensjonerende last og dimensjonerende bæreevne i viste at alle pelene oppnådde en dimensjonerende bæreevne som er større enn dimensjonerende last. For de dypeste pelene var dette også med god margin (ca. 30 til 75 %) som illustrert ved Tabell 3.

Tabell 3: Sammenstilling av som bygget dimensjonerende last sammenliknet mot dimensjonerende bæreevne på peler med stopp i morene for utvalgte peler i akse A

Pel nr.	Nivå rammet Kote (moh)	Dim. ytre påhengslast (kN)	Last fra MMR (kN)	Last tyngde pel (kN)	Total dim last (kN)	Dim. bæreevne morene (kN)
A37	-142,19	8306	484	886	10785	13574,4
A38	-143,79	8306	406	896	10716	14643,5
A39	-147,23	8306	422	917	10754	17179,9
A40	-148,88	8306	520	928	10862	18516,8
A41	-148,56	8306	573	926	10913	18251,2
A42	-149,01	8306	399	928	10741	18625,5

REFERANSER

/1/ Norsk Geoteknisk forening. Peleveiledningen 2019.

/2/ Pile Dynamics, Inc. GRLWEAP – Wave Equation Analysis of Pile Driving, Procedures and Models – Version 2010.

Assessment of the impact of pile driving on slope stability

Yeganeh. Attari[1,2], Gudmund R. Eiksund[1], Hans Petter Jostad[3]

[1]Norwegian University of Science and Technology, Norway.

[2]Multiconsult Norge AS

[3]Norges Geoteknisk Institutt (NGI)

ABSTRACT

Driving piles near slopes can be challenging in terms of temporarily reducing slope stability, specifically in the presence of sensitive clay or lenses of sand and silt in the ground. There is currently no standard method for calculating the reduced safety factor of a slope due to pile driving, even though this has been the initiating cause for a few landslides in the Nordic countries, Canada, and the United States, among others. This paper investigates some of these cases of slope failure, looks into the possible failure mechanisms and assesses the traditional methods used to calculate the reduced factor of safety of the slope during pile driving. Finally, the paper provides suggestions for better evaluation of pile driving effects on slope stability based on the results of numerical analyses in Plaxis 2D Geotechnical finite element package, coupled with soil mechanics theory and project experience.

Keywords: Pile driving, Slope stability, Excess pore pressure, Finite Element Analysis

1. BACKGROUND

1.1.How can pile driving affect a slope negatively?

Pile driving, may be conducted adjacent to slopes for bridge abutments, port substructures or other objectives. Driven piles are also used as a method to stabilize slopes, specifically in areas prone to shallow slides where the generated lateral forces by the slide can be resisted by rows of piles (Abramson et al. 2001). However, installation effects may be sufficient to trigger slope instability during and shortly after driving. Such effects include induced displacements, excess pore pressure, vibrations, cyclic degradation of the soil and the possibility of progressive failure in a slope where a local failure can propagate into the slope and result in a massive landslide (see Figure 1 where the impact of pile driving in a slope are depicted).

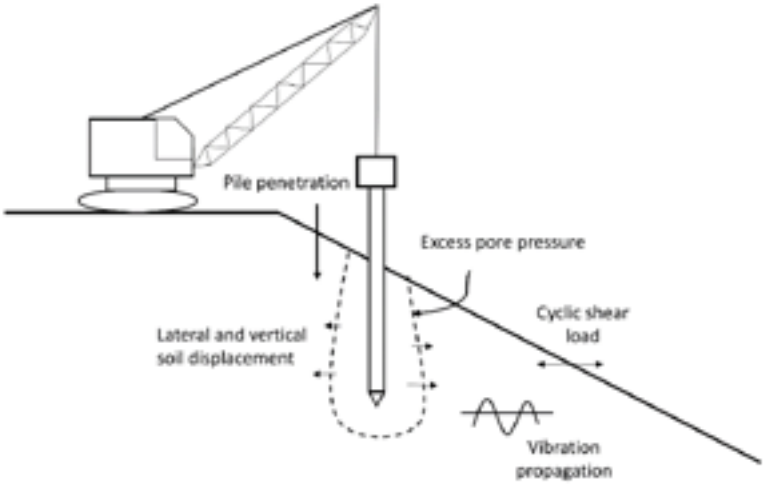


Figure 1 - Effects of pile installation in a slope (Attari et al., 2023)

It shall be noted that the lateral movements generated by pile driving tend to follow the direction towards the lower ground and in the case of a slope, accumulation of displacements towards the slope toe can also be dangerous and problematic (Vytiniotis et al., 2018). Furthermore, shear strains generated due to pile driving may be sufficient to exceed the peak shear strength point and hence, reduce the strength of the soil material in the failure surface to a post-peak value. In soft sensitive clays, after reaching a peak strain value, further straining of the material results in loss of shear strength, which is called strain-softening (see Figure 2). It can be inferred that increased displacements in the soil due to pile driving may cause a gradual progression of strain-softening behaviour throughout the slope which could ultimately lead to a global failure (Bernander 2011). Sensitivity of a clay material is the ratio between undisturbed shear strength and the shear strength of the soil in a remoulded state. Behavior of soft and sensitive clay is an important topic in Scandinavia due to the existence of large deposits of quick clays in this region (Rosenqvist 1953). Presence of soft sensitive soils in an area necessitate conducting slope stability analysis with regards to strain-softening behaviour as well as thorough risk assessments prior to construction on such deposits. Design codes require higher safety margins for construction in areas with the presence of sensitive and quick clays.

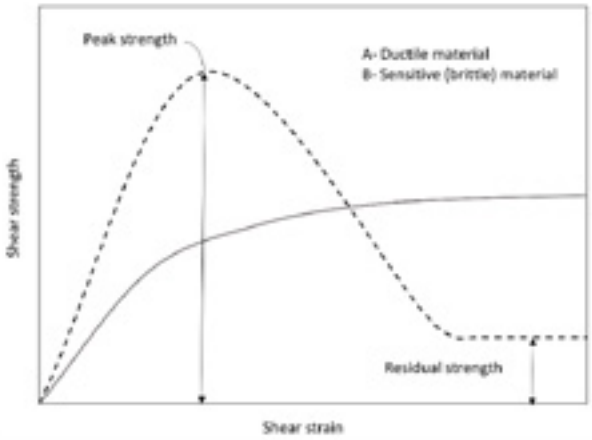


Figure 2 - Illustration of shear stress vs. shear strain behaviour in different types of soil, based on a figure by Bernander (2011)

In Norway, there is no standard method recognized by the industry to account for reduction in safety factor for slope stability as an effect of mass displacement and pore pressure build-up during pile installations. In practice, to account for reduced stability of the soil, pore pressures are monitored during construction and limits are set on maximum allowable pressure levels to avoid slope failure (Tefera et al., 2013). This allowable limit is normally based on previous experience and does not have a fixed theoretical base. The time required for the dissipation and continuation of the piling operation is not accurately specified either when a group of piles are installed. Moreover, the costs for waiting time or for moving pile-driving machines to different locations to allow for pore pressure dissipation can be large. Therefore, there is a strong need for further research to develop a standard approach to account for pile installation effects on slope stability in a reliable manner and understand the probable failure mechanisms involved.

2. RESEARCH METHODOLOGY AND OUTCOMES

2.1.Cases of slope failure

The research strategy to address this research gap consists of a combination of investigating cases of slope failure in the literature where pile driving was considered to be an initiating factor for the landslide as well as numerical simulations. Table 1 summarises cases of slope failure that were associated with pile driving.

Table 1 Cases of slope failure due to pile driving

Location	Description	Reference
Drammen, Norway	Piling activity for a factory building triggered a large landslide at which approximately 1000 m2 of the site subsided and slid out into the nearby River.	(Aas, 1975)

Fredrikstad, Norway	Pile driving for a bridge foundation (Værstebrua) caused excessive ground movements and resulted in misaligning of already-driven piles and disruption in construction activities.	Norwegian project report by Geovita AS (2013) 'Værstebrua, bysiden rapport'
Sandvika, Norway	Foundation installation for an embankment during construction of E18 road in Mustadjordet which included 150 number of concrete piles, resulted in a landslide volume of 5,000m3.	Norwegian project report by Veglaboratoriet (1963)
Quebec, Canada	A landslide occurred due to driving of three friction piles which resulted in a loss of life.	(Carson, 2011)
Portland, USA	During construction of a wharf facility, an underwater slope failed during dredging and subsequent driving of piles through the slope.	(LaGatta and Whiteside, 1984)
Trøndelag, Norway	In a harbour projects, a slide occurred in an engineered embankment during its construction, which was attributed to the movements induced by pile driving.	(Thakur et al., 2008)
Shanghai, China	A riverbank dike was damaged by pile driving in very soft Shanghai clay. Severe deformation and cracks of bank slope occurred during pile driving for the reinforcement of Shanghai Bailianjing port.	(Shen et al., 2005)
Gothenburg, Sweden	A slide took place due to pile driving for a family house, which slid away 31 houses in the area.	(Bernander, 2011)
Rollsbo Kungälv, Sweden	Pile driving for a family house resulted in a slope failure.	(Bernander, 2011)
Rävekärr, Mölndal, Sweden	Driving of pipes for sand drains resulted in a landslide.	(Bernander, 2011)

Investigating into the cases summarised in Table 1 has suggested that the speed of pile driving can affect slope stability. In some cases, excessive (vertical or lateral) displacements of the slope was regarded as failure without development of a slip surface, for instance in a case of slope failure induced by pile driving in Norway, ground movements accounted to 70 cm and pile installation was stopped Geovita AS (2013). In another case, during pile installation for a bridge, the accumulated displacements resulted in movement of the slope towards and into the adjacent river and this was considered as a landslide.

Some case studies such as the submarine landslide in Portland (LaGatta and Whiteside, 1984) have concluded that high speed of the pile driving suite to be a contributing factor to slope failure. In many cases, limiting the speed of pile driving per day or limiting the number or volume of piles per area/day could contribute to safe installation. In some cases, such as in Værstebrua, noticeable rise in excess pore pressure was observed prior or after the landslide (Geovita AS, 2013). However, in other cases, no significant changes were reported which indicates that the absence of high excess pore pressure does not guarantee safety of the slope during pile driving. Pore pressure monitoring is nevertheless recommended during piling in soft cohesive soils as its generation and dissipation can provide insight to the changes happening in the soil's stress state. Location and installed depth of the piezometers may also highly affect these results. Placing the piezometers in governing location/depths can provide more useful/relevant output with regards to continuing pile driving. Sand and silt lenses are present in most of the failed cases reported. It may be concluded that presence of sand and silt layers can be problematic, as these deposits may be prone to liquefaction due to vibrations caused by pile driving. The liquified lenses could induce displacements and stresses in the areas with low shear strength and generate failure. Furthermore, these layers with higher permeability could facilitate lateral dissipation of excess pore pressures and cause reduction of effective stresses in areas not affected by pile driving. Pile driving can initiate a local failure which can in turn develop into a global failure of the slope even when external forces are not sufficient (based on conventional stability analyses not accounting for the effect of strain softening) to cause instability.

2.2. Current methods of analysis

This section briefly summarises three methods that are commonly used to assess slope stability during pile driving in clay. It shall be noted that pile driving, which has an undrained rapid loading mechanism in cohesive soils, results in generation of excess pore pressures. One method considers the generated pore pressures to reduce the effective stresses, assuming no change in total stresses due to pile driving. The excess pore pressure profiles calculated based on empirical methods are then introduced into an effective-stress-based Limit Equilibrium Method (LEM) which result in a reduced factor of safety compared to the original slope's factor of safety.

Another approach also uses estimations of excess pore pressures due to pile driving based on empirical methods. If no change in total stresses is assumed, this increase results in reduction of vertical effective stresses. The reduced values of effective stresses are then applied in a SHANSEP (Stress History and Normalized Soil Engineering Properties) formula to reduce the undrained shear strength of soil. SHANSEP technique which assesses the effect of stress history on the shear strength of soil was developed by Ladd & Foott (1974). This concept is based on a series of laboratory tests which establish undrained shear strength as a function of OCR and accordingly, calculates the undrained shear strength using the in-situ vertical effective stress, using Equation 1.

$$S_u = S(OCR^m)(P_0^{'}) \qquad \textit{Equation 1}$$

Where Su is the undrained shear strength, P'$_0$ is the in-situ vertical effective stress, S is undrained shear strength ratio in normally consolidated state (OCR=1) and m is a constant dependent on the type and Plasticity Index (Ip) of clay. Using the SHANSEP principle in a pile driving scenario will provide reduced shear strength values (Kirkebø et al., 2006), (see Equation 2). Using these reduced strength values in an undrained slope stability analysis will then result in a lower factor of safety during pile driving.

$$(S_{u1}) = \left(\frac{S_u}{P_0^{'}}\right) OCR^m (P_1^{'}) = \left(\frac{S_u}{P_0^{'}}\right)\left(\frac{P_0^{'}}{P_0^{'} - \Delta u}\right)^m \left(P_0^{'} - \Delta u\right) \qquad \textit{Equation 2}$$

Another method which is developed by Aas (1975) takes into account the effect of mass displacement due to pile driving by applying a horizontal load equal to the vertical pressure of clay in a vertical plane along the pile length. An increase in horizontal stresses corresponding to the coefficient of horizontal pressure (Kh) equal to 1 is assumed in this method. This increase can be applied as a driving force in a total or effective stress-based LEM analysis to provide a reduced factor of safety due to pile driving. A more in-depth summary of these methods can be found in Attari et al. (2023).

2.3.Numerical analysis

The effect of pile driving on slope stability was examined using the finite element package Plaxis 2D. A series of finite element analyses using three different constitutive soil models were conducted. The purpose of these analyses was to show the limitations of the methods discussed in Section 2.2. and provide a better understanding of the failure mechanisms that pile driving may initiate in a slope. In some cases, layers of silt can be present between layers of clay. The effect of these more permeable layers was simulated by applying a higher horizontal permeability in the soil material to show the effect of quicker pore pressure dissipation into the slope.

An arbitrary slope was modelled in Plaxis 2D, comprising of a slope and a pile row at the top of the slope, as is common for a bridge abutment. First, an elastic-perfectly plastic Mohr-Coulomb soil model was used. Secondly, more advanced soil models were used: Soft Soil that takes into account the excess pore pressure generated by the contraction of clay and NGI-ADPsoft that can simulate the strain softening in the soil. The soil parameters were selected in an arbitrary way to represent soft and brittle clay deposits. This is in detail presented in Attari et al., 2023).

For the purpose of this study, it was deemed suitable to only simulate the lateral push from pile driving on the slope stability, assuming the row of piles are installed simultaneously to full depth. For this reason, pile driving was simulated using the prescribed volumetric strain feature in Plaxis, where in a 2D setting, lateral strains are applied to a certain area. This function expands or contracts a soil cluster equal to the applied strain while maintaining the same stress levels (Brinkgreve et al., 2017). This change in strains will then affect the surrounding soil until an equilibrium is reached between all clusters. Application of prescribed displacements on the pile cluster, generates lateral displacements in the soil similar

to expansion of a cylindrical cavity in a soil medium, which is widely used in combination with a constitutive soil model to simulate the effects of pile driving in the soil (Hunt, 2000).

All the analyses start with a Gravity Loading phase as a slope stability problem is dealt with. This is followed by a phase where lateral strains are applied to the defined pile row based on pile size and centre to centre spacing into the plane. In the Mohr-Coulomb analysis a phi-c reduction is conducted before and after pile driving simulation which shows the factor of safety of the slope in the two phases. In the Soft Soil analysis, pile driving was followed by a consolidation phase where excess pore pressure generated during pile driving is partially dissipating. The generated excess pore pressure contours are shown in Figure 3 for Mohr-Coulomb and Soft soil analysis.

The phi-c reduction phase is not representative in a soft soil model, but Figure 4 which depicts the relative mobilisation of shear strength in the slope after pile driving shows a situation very close to failure, where a significant part of the soil in the slope shows 90% mobilisation and higher. The mobilisation factor was higher after dissipation of the excess pore pressures into the slope.

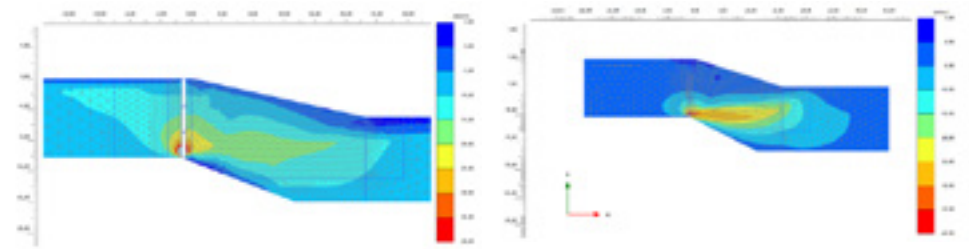


Figure 3 - Excess pore pressure field due to pile driving (Mohr Coulomb constitutive soil model on the left and soft soil model on the right.)

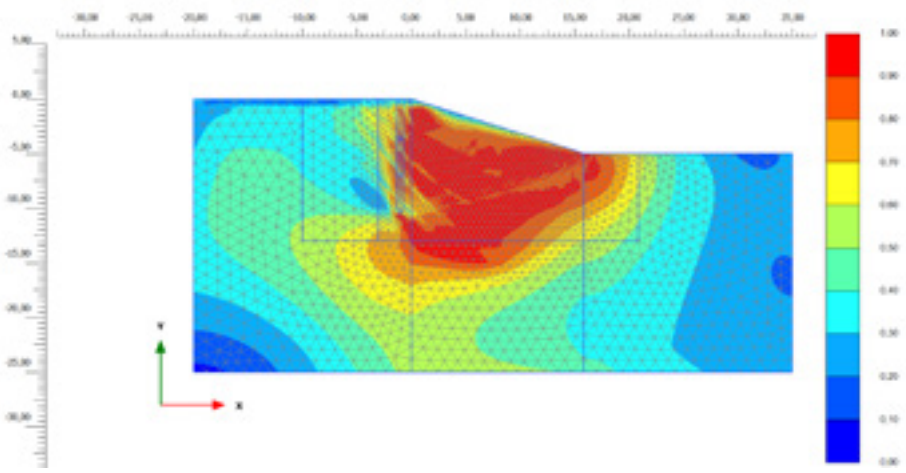


Figure 4 - Shear strength mobilisation in the slope after pile driving (during dissipation of the excess pore pressures into the slope)

The results of the gravity increase phase before and after pile driving phase, using NGI-ADPsoft constitutive soil model in Plaxis showed a reduction in the factor of safety of slope

due to pile driving (see Figure 5). According to the provided results, an analysis using the Mohr-Coulomb soil model cannot simulate the reduction of the safety factor of the slope, as the excess pore pressures generated are (1) does not include shear induced pore pressure and a reduction in the mean effective stress, and (2) do not have an effect on soil strength in undrained stability analysis. This proves the shortcoming of the current methods (referred to in section 2.2.) where the excess pore pressures generated due to pile driving directly reduces the effective stresses in the surrounding soil and hence, reduce shear strength and factor of safety of the slope. However, the total stress increase due to pile driving does not affect the effective stresses and does not change the soil strength. With no change in soil strength, such simulations do not provide a reduction in the factor of safety of the slope during pile driving and cannot represent a triggering mechanism. This shows also that using an advanced soil model that can represent the drop in the undrained shear strength of the soil may provide realistic results in the presence of sufficient soil tests that can be used to model the strain-softening behaviour of the soil. A more in-depth evaluation of the analysis and results is available in Attari et al. (2023).

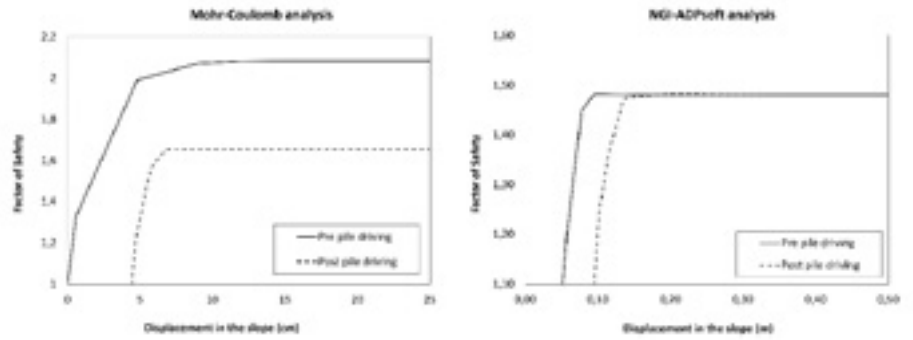


Figure 5 - Comparison of factor of safety using different constitutive soil models in Plaxis

SUMMARY AND CONCLUSIONS

The outcomes of this research can be summarised into the following points:

- There are limited number of reported cases of landslide that initiated due to pile driving. In many cases, sensitive clay deposits were present, or lenses of silt and sand were detected between the clay layers which could be subjected to liquefaction or facilitate migration of the excess pore pressures to parts of the slope where pile driving has not increased the total stress in the soil.
- In many reported cases of failure, limiting the speed of pile driving per day or limiting the number or volume of piles per area/day could contribute to safe installation.
- Current methods that estimate strength reduction due to increased pore pressure assuming no change in total stresses. This assumption is not correct as pile installation displaces the soil radially outwards which increases the total horizontal stresses in soils.

- Sensitivity and brittleness behaviour of soil are not considered in any of the methods. Hence, the possibility of a progressive failure which might occur in sensitive soil deposits is not considered.
- Applying a limit on measured pore pressure changes due to pile driving will not necessarily guarantee that failure cannot occur as excess pore water pressure can dissipate to other parts of slope that could trigger instability. The slope can be in a more critical situation during dissipation of the excess pore pressure, as seen in the results of the numerical analysis.
- An alternative to assess slope stability by means of LEM, is to use numerical methods such as the Finite Element Method (FEM), especially in the case of a brittle or quick clay deposit which increases the risk of a progressive type of failure. However, the effect of pile driving on slope stability cannot be simulated using a simple soil model such as Mohr-Coulomb. Reduced stability or failure may be predicted if a more advanced soil models that can simulate strain softening and shear induced pore pressure of the actual clay are used. In the presence of comprehensive information about the sensitivity and brittleness of the soil material, such constitutive soil models might be able to provide a more accurate prediction of the failure.

ACKNOLOWDEMENTS

This study was done within BegrensSkade (REMEDY) II research project financed by the Norwegian Research Council (grant 267674). The authors acknowledge the support of the research project leader, Dr. Jenny Langford at the Norwegian Geotechnical Institute.

REFERENCES

Aas, G. (1975). Skred som följe av peleramming i blöt leire. Nordisk Geoteknikermöde i Köbenhavn, 22(24.5), 1975.

Abramson, L. W., Lee, T. S., Sharma, S., and Boyce, G. M. (2001). Slope stability and stabilization methods. John Wiley & Sons.

Attari, Y., Jostad, H.P., Grimstad, G. et al. Evaluation of Pile Driving Effects on Slope Stability in Clay. Geotech Geol Eng (2023). https://doi.org/10.1007/s10706-023-02636-w

Bernander, S. (2011) Progressive Landslides in Long Natural Slopes. Doctoral dissertation, Luleå University of Technology.

Brinkgreve, R. B. J., Engin, E., & Swolfs, W. M. (2017). Plaxis 2D manual. Rotterdam, Netherlands, Balkema.

Carson, M.A. (2011) 'On the retrogression of landslides in sensitive muddy sediments: Reply', Canadian Geotechnical Journal. 16(2): 431-444. https://doi.org/10.1139/t79-047

Craig, R. (2005). Craig's Soil Mechanics.

Geovita Aas (2013). Bysiden . Sig i massene som f_lge av peleramming. Technical report.

Hunt, Christopher (2000). Effect of pile installation on static and dynamic soil properties. Doctoral Dissertation, University of California, Berkley.

Kirkebø, S., Athanasiu C. & Tvedt G. (2008). Stabilitetsmessige utfordrigner i forbindelse med peleramming langs trange elveløp. 15th Nordic Geotechnical Meeting (NGM), Sandefjord, Norge.

Ladd, C. C. and Foott, R. (1974) 'New design procedure for stability of soft clays', Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 100 (Proc Paper 10064).

LaGatta, D. P. and Whiteside, S. L., 'Failure of a Dredged Slope in a Sensitive Clay' (1984). International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering. 14.

Rosenqvist, I. T. (1953). Considerations on the sensitivity of Norwegian quick-clays. Geotechnique,3(5):195{200.

Shen, S. L., Han, J., Zhu, H. H., & Hong, Z. S. (2005). Evaluation of a dike damaged by pile driving in soft clay. Journal of performance of constructed facilities, 19(4), 300-307.

Tefera, T., Tvedt, G. and Oset, F. (2013) 'Control of excess pore pressure development during pile installations in soft sensitive clay', Installation Effects in Geotechnical Engineering - Proceedings of the International Conference on Installation Effects in Geotechnical Engineering, ICIEGE 2013, pp. 140–145. doi: 10.1201/b13890-22.

Thakur, V., Bæverfjod, M. G. and Grande, L. O. (2008) 'Pile Movements induced Instability of Engineered Slopes'. The 12th Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG), 1-6 October, 2008, Goa, India

Veglaboratoriet (1963) Rapport om grunnundersøkelse for Drammensvegen blommenhold, Sandvika, Norge

Vytiniotis, A., Casey, B., & Sykora, D. W. (n.d.). Lateral Soil Movements Due to Pile Driving: A Case Study in Soft Clays. In *IFCEE 2018* (pp. 113–128). https://doi.org/10.1061/9780784481622.010

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2023

PRESENTASJON AV NVE'S SIKRINGSHÅNDBOK

Presentation of NVE's mitigation measure manual

Priska Helene Hiller, byggingeniør PhD, Norges vassdrags- og energidirektorat

SAMMENDRAG

Sikringshåndboka er en digital veileder for informasjon om sikringstiltak mot flom og skred. Den har tre temaer: Flom og erosjon, kvikkleireskred og skred i bratt terreng. Hvert tema består av en oversiktsside og fire faser som leder til såkalte moduler. Fasene veileder gjennom et sikringsprosjekt fra planlegging, prosjektering, utførelse til forvaltning drift og vedlikehold av det ferdige tiltaket. De ulike arbeidsoppgavene er beskrevet i moduler. Sikringshåndboka passer godt for prosjekterende, utførende eller som veiledning til personer som jobber med sikring mot flom og skred i kommunen eller andre steder.

Dette manuskriptet gir en oversikt over hvordan sikringshåndboka er bygd opp. Fokus er på tema kvikkleireskred som er lansert høsten 2023. Sikringshåndboka er tilgjengelig på nett: https://veiledere.nve.no/naturfare/sikringshandboka/.

SUMMARY

The mitigation measure manual is a digital manual about structural measures to mitigate natural hazards. The manual contains three natural hazard topics: "flood and erosion", "quick clay landslides", and "landslides, rockfalls and snow avalanches". Each topic consists of an overview page and four phases guiding further to so called modules. The phases describe a mitigation measure project including: planning, design, construction and management, operation and maintenance. The content of the manual is organized in modules. Each module describes a distinct task. The target groups are design engineers, entrepreneurs and people working with natural hazard mitigation.

This manuscript gives an introduction about the structure of the mitigation measure manual. It focuses on the topic quick clay landslides which is released in autumn 2023. The mitigation measure manual is available online on https://veiledere.nve.no/naturfare/sikringshandboka/ in Norwegian only.

INNLEDNING

Sikringshåndboka er en digital veileder for informasjon om sikringstiltak mot flom og skred. I en helhetlig forvaltningsmodell for skred- og flomskadeforebygging er det flere elementer som for eksempel arealplan og kartlegging. Sikringshåndboka har fokus på fysiske sikringstiltak. Avhengig av problemstillingen kan det være mer hensiktsmessig med andre forvaltningstiltak eller å la naturen gå sin gang.

Sikringshåndboka har ikke hjemmel i noe regelverk og er frivillig å bruke. Byggherrer, kommuner og tiltakshavere står imidlertid fritt til å kreve at sikringshåndboka blir brukt i visse oppdrag. Arbeid med sikringstiltak skal alltid følge gjeldende lover og regler. Sikringshåndboka fokuserer på praktisk veiledning og erstatter på ingen måte prosjekteringsstandardene som Eurokodene med de nasjonale tilleggene. Det digitale formatet åpner for enklere revidering og videreutvikling av innholdet når det foreligger mer kunnskap og erfaring.

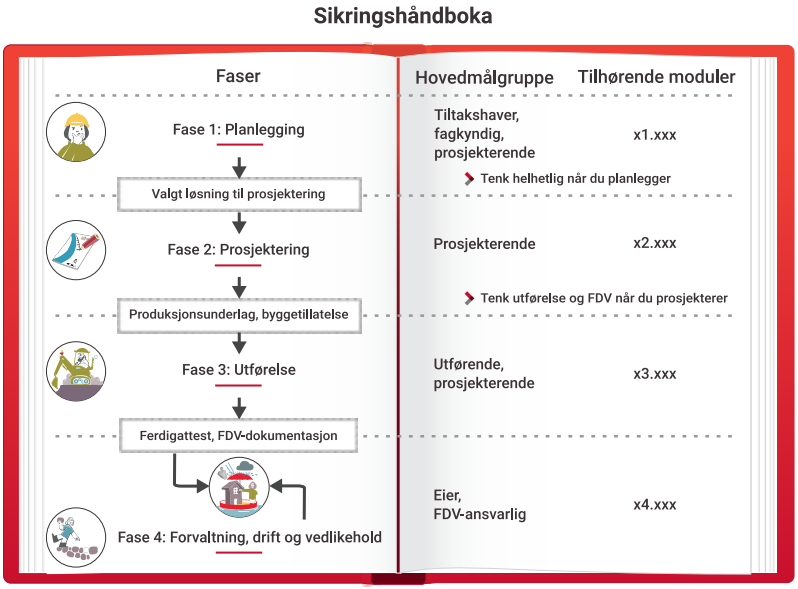
Hovedformålet med sikringshåndboka har vært å samle kunnskap og mangeårig erfaring med sikringstiltak i vassdrag. Dette med tanke på erfaringsoverføring internt i NVE og for å dele med samfunnet ellers for å øke evnen til å håndtere flom og skred. Gjennom dette ble det også naturlig å inkludere temaene kvikkleireskred og skred i bratt terreng. Sikringshåndboka har blitt utarbeidet i perioden 2018–2023 av et tverrfaglig fagmiljø i NVE og med eksterne bidragsytere. Multiconsult, Norges geotekniske institutt (NGI) og Rambøll har bidratt i stor grad i temaet kvikkleireskred.

OPPBYGGING AV SIKRINGSHÅNDBOKA

Sikringshåndboka er delt inn i *tre temaer*:

- flom og erosjon
- kvikkleireskred
- skred i bratt terreng (omfatter snøskred, steinsprang, steinskred, jordskred, flomskred og sørpeskred i naturlige skråninger)

På oversiktssidene kan du lese noe mer om det spesifikke temaet. Hvert tema er delt inn i *fire faser*: Planlegging, prosjektering, utførelse og forvaltning, drift og vedlikehold (FDV). Inndelingen er vist i Figur 1 sammen med overgangene og hovedmålgruppene for fasene. Innenfor hver av fasene finner du *moduler.* En modul beskriver en adskilt arbeidsprosess. Moduler er ofte lenket til andre relaterte moduler og støttemoduler. Satt i sammenheng danner de arbeidsgangen for de ulike sikringstiltakene. Du finner et eksempel med tiltaket «motfylling og terrengavlasting» lengre ned i dette manuskriptet. En mer detaljert beskrivelse av de ulike fasene og hvordan du kan bruke sikringshåndboka finner du på siden Om sikringshåndboka.



Figur 1: Oversikt over innholdet i sikringshåndboka. Venstre side viser de fire fasene og overgangene mellom dem. De stiplete boksene angir typiske dokument som må være på plass før du går til neste fase. På høyre side finner du hovedmålgruppene til fasene. Fasenummer vises i modul ID-en på andreplass. (Illustrasjon: Om sikringshåndboka)

Spesielt om figurer i sikringshåndboka

Figurer er sentrale i formidling. I sikringshåndboka valgte vi å lage en del illustrasjoner som er en blanding mellom en teknisk tegning og en skisse. Tanken er å gjøre informasjonen i illustrasjonene lettere tilgjengelig for både fagpersoner og andre som skal forholde seg til sikringstiltak, typisk ansatte i kommuner og grunneiere.

Figurer i sikringshåndboka er underlagt Creative Commons Navngivelse 4.0 Internasjonal (CC BY 4.0). Det vil si at du står fritt til laste ned figurer fra sikringshåndboka, bruke de aktivt i arbeidet ditt og tilpasse de, så lenge du oppgir korrekt kreditering, oppgir en lenke til lisensen, og indikerer om endringer er blitt gjort. Husk alltid å kreditere fotograf. Vi har samlet alle figurene i sikringshåndboka i NVEs mediebase – Fotostrømmen. Der finner du hver figur i to ulike filformat, som rastergrafikk i filformatet Portable Network Graphics (PNG) og vektorgrafikk i filformatet Scalable Vector Graphics (SVG). Klipp og Lim AS har utformet mange av illustrasjonene i sikringshåndboka. De har utformet illustrasjonsstilen og en enhetlig profil.

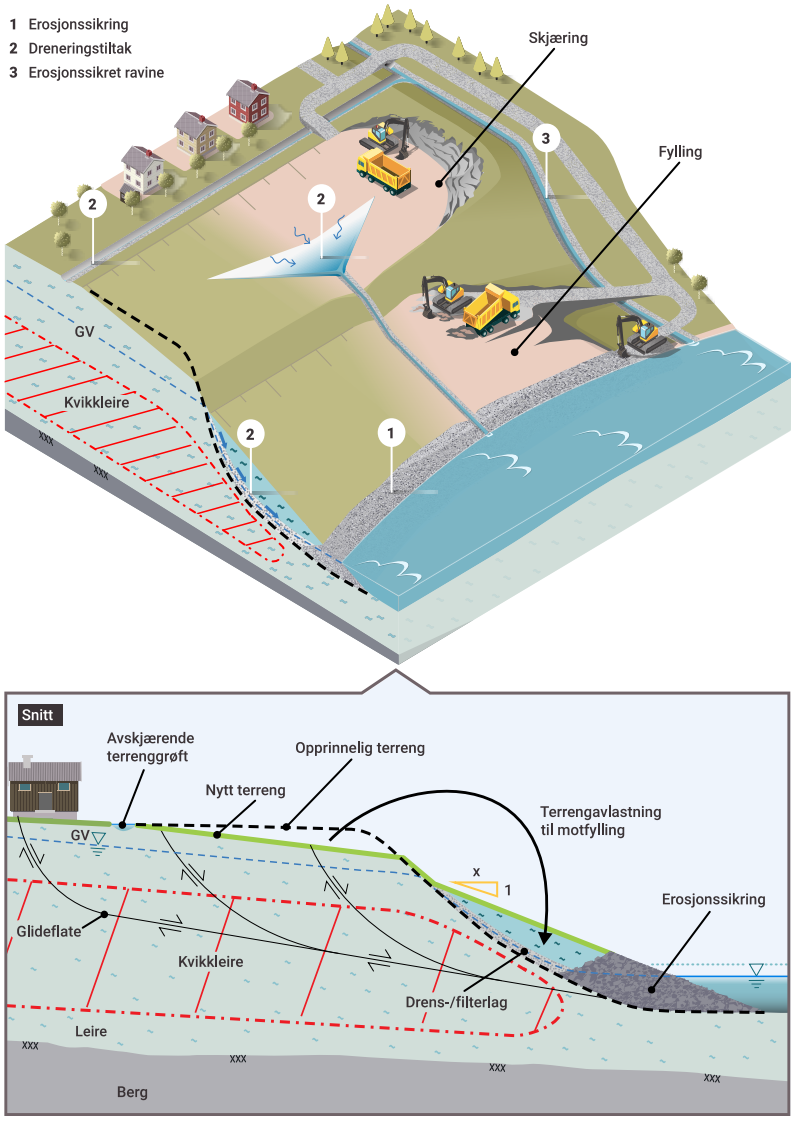
TEMA KVIKKLEIRESKRED I SIKRINGSHÅNDBOKA

På oversiktssiden til tema kvikkleireskred finner du noe mer info om:

- Hva er kvikkleireskred?
- Hvor er det fare for kvikkleireskred?
- Hvordan sikre mot kvikkleireskred?

Du får også opp de ulike fasene for å velge. Ved et nytt prosjekt starter du på fase 1: Planlegging. Mye av det du trenger med tanke på skredfare, vil allerede være på plass hvis stabiliteten har blitt vurdert etter NVE veileder 1/2019 *Sikkerhet mot kvikkleireskred*. Husk at det er viktig å tenke på blant annet miljø, kultur og trygg utførelse tidlig i prosjektet for å få til en god løsning. Det finnes ulike støttemoduler til disse temaene som for eksempel modul G1.004: Naturverdier, kulturminner, landskap og friluftsliv eller modul F0.101: Miljøtilpassing av sikring i vassdrag. Rammebetingelsene er viktige og danner vanligvis sammen med nytte/kost analyser grunnlaget for å velge type sikringstiltak. I noen tilfeller kan rammebetingelsene også være avgjørende om et sikringstiltak bør bygges eller ikke.

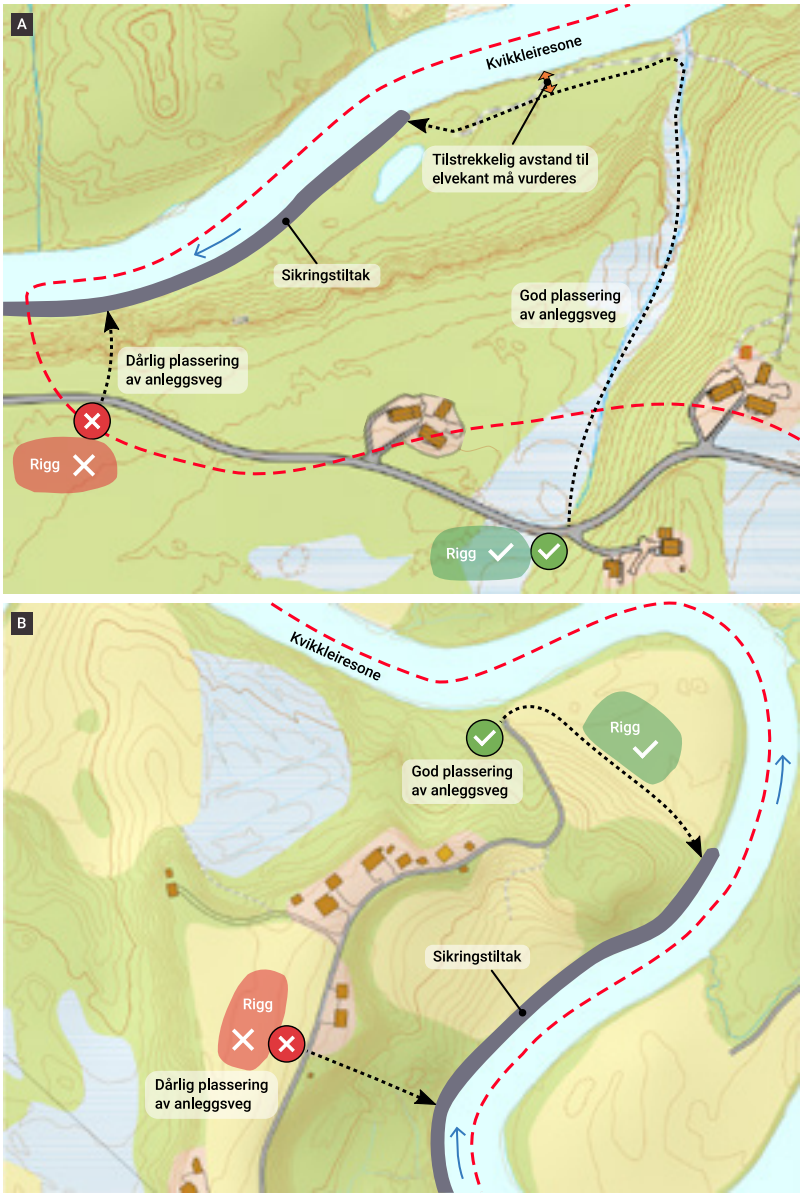
Når du har funnet egnet tiltak, som ofte består av flere elementer, kan du gå videre å prosjektere dem. Prinsippskissen i Figur 2 viser ulike tiltak og hvordan de kan bli kombinert.



Figur 2: Prinsippskisse over ulike tiltak for å forbedre stabiliteten i kvikkleireskråninger. (Illustrasjon: sikringshåndboka, fase 1: planlegging)

I eksempelet går vi for et tiltak med motfylling og avlasting. Prosjekteringen er nærmere beskrevet i modul K2.301: Motfylling og terrengavlastning – Prosjektering og tilhørende utførelse i modul K3.301: Motfylling og terrengavlasting – Utførelse. Det er lurt å se på modulene sammen fordi noen punkter som er viktig for utførelsen allerede må bli tatt hensyn til under prosjektering. Noen arbeidsprosesser som for eksempel rigg og adkomst brukes uavhengig av type tiltak. Derfor er slike prosesser beskrevet i såkalte støttemoduler som for eksempel Modul K0.001: Anleggsvei og riggområde i kvikkleireområder. Figur 3 er tatt fra støttemodul K0.001 og viser hvordan riggområde og adkomstveg kan bli plassert i en

kvikkleiresone som heller mot ei elv. Det er viktig at de midlertidige konstruksjonene ikke forverrer stabiliteten.



Figur 3: Eksempel som viser god og dårlig plassering av anleggsvei ned til elvebredden i kvikkleireområder. (Illustrasjon: sikringshåndboka, modul K0.001)

Fase 4 handler om FDV slik at funksjonen til sikringstiltak blir opprettholdt over tid. Motfylling og avlasting er terrengendringer og dermed varige tiltak som vanligvis krever lite oppfølging gjennom FDV. Spesielle forhold må derfor komme tydelig fram i FDV-dokumentasjonen. Hvis det er en motfylling mot ei elv, så vil det sannsynligvis være behov

for å beskytte motfyllingen mot erosjon. Erosjonssikring er nærmere beskrevet under temaet flom og erosjon, der det også finnes modul F4.200: Erosjonssikring med stein – FDV.

KONKLUSJON

Sikringshåndboka er en veileder om sikringstiltak mot flom og skred. Temaet kvikkleireskred ble lansert høsten 2023 og skal veilede gjennom de fire fasene fra planlegging til det ferdigstilte sikringstiltaket samt framtidig drift og vedlikehold. Dette ble presentert med motfylling og avlastning som eksempel. Vi håper at mange vil ha nytte av sikringshåndboka og bruke innholdet og figurene. Vi setter også pris på tilbakemeldinger for å gjøre sikringshåndboka enda bedre.

TAKK

Sikringshåndboka hadde ikke vært mulig uten mange faglige og tekniske bidragsytere internt i NVE og eksternt. En spesiell takk går til Tonje Eide Helle (Multiconsult), Anders Gylland (Multiconsult), Ragnar Moholdt (NGI) og Ernst Pytten (Rambøll) som har bidratt med mye faglig innhold til tema kvikkleireskred i sikringshåndboka.

KILDER

NVE (2019) *Sikkerhet mot kvikkleireskred*. Veileder nr. 1/2019. Oslo: Norges vassdrags- og energidirektorat.

NVE (2023) *Sikringshåndboka*. Tilgjengelig fra: https://veiledere.nve.no/sikringshandboka/.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2023

ERFARINGER MED RØRSPUNT PÅ FLEIRE T-BANESTASJONER PÅ FORNEBUBANEN

Experiences with pipe sheet at several subway stations on the Fornebu metro line

Vegard Søderholm, Fornebubanen Oslo kommune

SAMMENDRAG

I forbindelse med etableringen av Fornebubanen, en T-bane linje fra Majorstuen ut til Fornebu, har det blitt etablert flere støttekonstruksjoner med bruk av blant annet z-spunt og rørspunt. Vi har gjort oss flere erfaringer ved bruken av rørspunt, blant annet tidsforbruk, kostnader og utførelse. Vår erfaring er at rørspunt plass, kost- og tidskrevende sammenlignet med z- og u-spunt. Det må foretas nøye vurderinger før det velges å benytte rørspunt.

SUMMARY

In connection with the establishment of the Fornebu metro line in Oslo, a subway line from Majorstuen to Fornebu, several retaining structures have been installed using, among other things, sheet piles and pipe sheet. We have gained a lot of experience with using the pipe sheet. Among other things, time consumption, costs and execution. Our experience is that pipe sheet are space-, cost- and time-consuming compared to regular sheet piles. Careful assessments must be made before choosing to use pipe sheet.

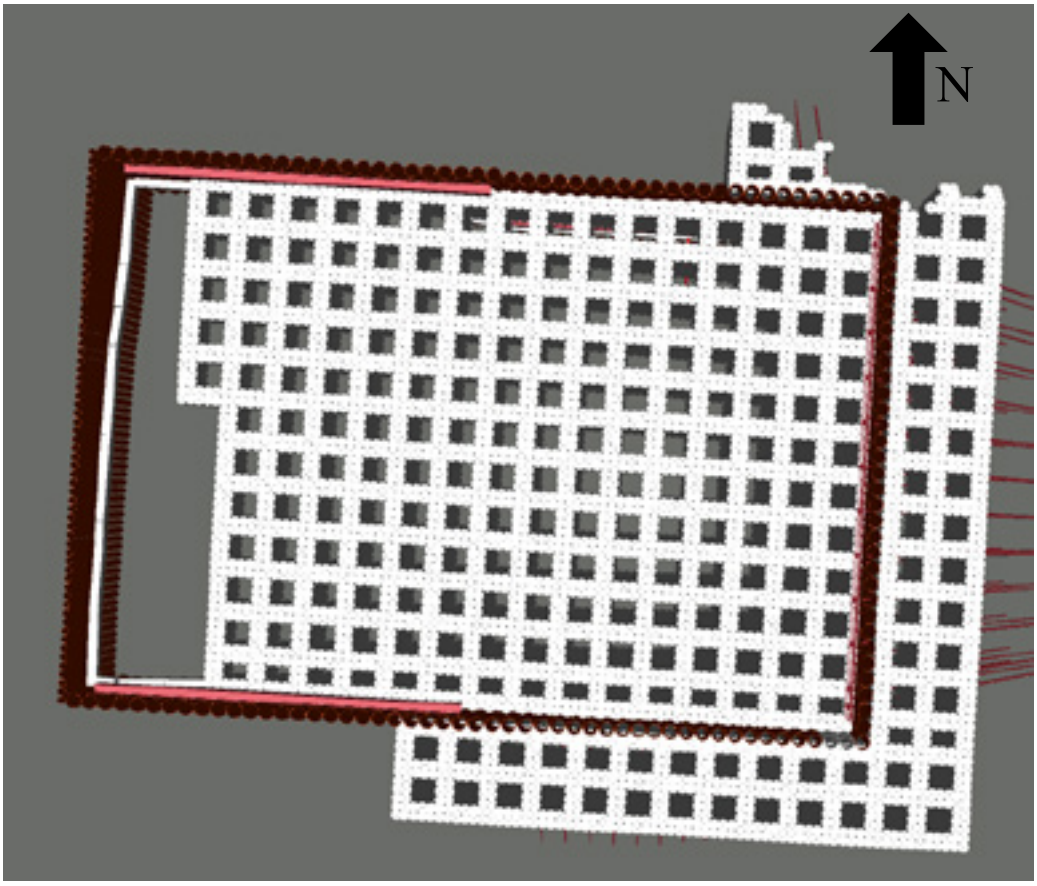
INNLEDNING

På Lysaker stasjon bygges det oppgang for Fornebubanen, og i den forbindelsen er det behov for en byggegrop ned til berg. Gropen er rektangulær og ca. 30 m x 44 m stor. Dybdene til berg varierer fra ca. 2-3 m i vest til 13-14 m i øst. Byggegropen skal graves ut til berg. Videre blir det tatt ut berg ned i en sjakt for å forbinde stasjonsadkomsten med t-banetunellen. Totalt blir gropen ca. 30 m dyp dels i løsmasse og dels i berg berg. Gropen er sikret med rørspunt som er boret minst 3 m inn i berg. Det er boret 133 stk. ø800 mm rør og 65 stk. ø400 mm rør, totalt 198 rør.

Grunnforhold

Tidligere har det vært industri og annen virksomhet på området. Derfor består øverste lag av løsmassene av fyllmasser i forskjellige fraksjoner. Derunder er det tørrskorpeleire før bløt- til middels fast leire videre ned til berg. Det er også områder med sensitiv og sprøbrudd/kvikkleire. Fyllmassene har blitt delvis skiftet ut og resten siktet og sortert før spunt og stabiliseringsarbeider startet.

Spuntgropen er stabilisert med kalk og multicem 50/50 med innblanding på 80kg/m^3 på innsiden av spuntgropen og innblanding på 100kg/m^3 på utsiden av spuntgropen. Det er stabilisert ned til berg på innsiden og første rad på utsiden av spunten i øst. På utsiden av spuntgropen er det stabilisert ned i 5 m dybde. På utsiden av byggegropen i nord er det et område som ikke ble stabilisert grunnet en større bunnplate i grunnen.



Figur 1: Utklipp av modell over byggegrop for Lysaker stasjon.

Generelt om plassbehov ved installasjon av rørspunt.
Monteringen av rørspunt skjer ved at det tres en borestreng gjennom rørspunten som kobles på borkronen i bunn av rørspunten. Deretter heiser boreriggen rørspunten opp i vertikal posisjon. For å tre røret på borestrengen senkes borestrengen ned på terreng samtidig som riggen rygger, eller at en gravemaskin drar borestrengen vekk fra maskinen. Deretter trer gravemaskinen rørspunten på borestrengen. Dette fører til at anleggsplassen trenger en minimumslengde på 2 ganger største rørspuntlengde + en maskinlengde med litt arbeidsrom. På Lysaker tilsvarer dette ca. 45 m lengde.



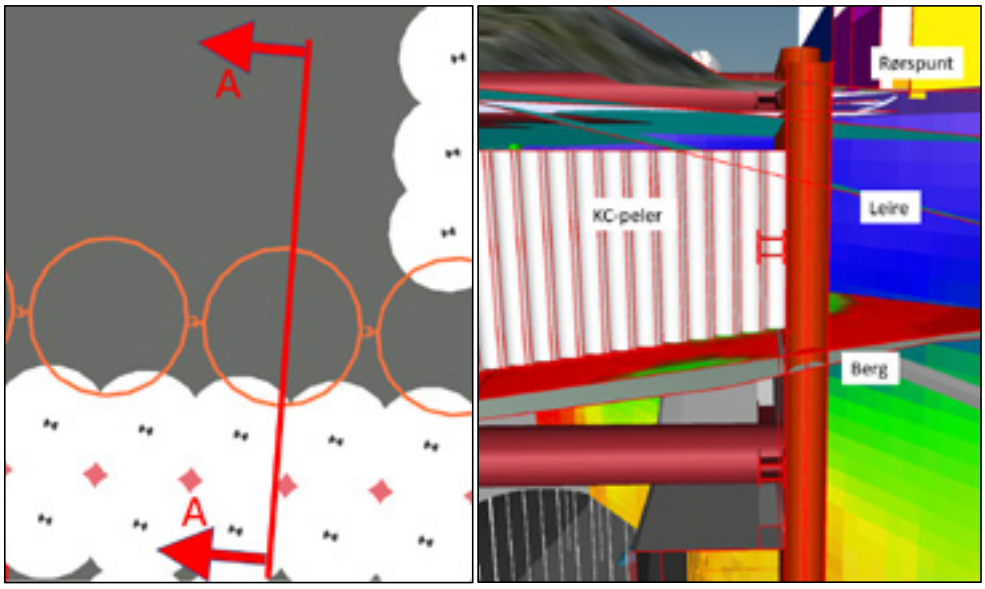
Figur 2: Gravemaskin som trer rørspunt på boreriggen.

På Lysaker ble det benyttet RC-boring (eng: Reverse Circulation drilling). Dette for å ha en skånsom utførelse i sensitive løsmasser. Når dette systemet benyttes, genereres det store mengder slam. Det ble tatt høyde for at volumet som ble vasket ut av rørspunten ville tilsvare tre ganger fast volum. Dette tilsvarer ca. 1,5 m^3 per meter boret pel med diameter Ø 813 mm. Det ble benyttet større vannvolumer enn planlagt, og førte til store behov for sedimentasjonskapasitet.

Det ble først forsøkt å sedimentere i geotuber. Det ble satt av et areal på ca. 10m x 25m hvor det ble lagt ut 4 stk. geotuber. Sedimentasjonen i geotubene tok i vårt tilfelle for lang tid og systemet ble byttet ut med 9 stk. 20 fots kontainere. Slammet ble også blandet med kalksement før uttransport. Det var to borerigger i drift store deler av tiden. Også på andre delprosjekter har slamhåndtering fra rørspuntboring vist seg å være utfordrende og undervurdert i planleggingsfasen.

Boring av rørspunt i delvis stabilisert leire.

Stabiliseringsarbeidene tok ca. 1 måned og oppstart boring av rørspunt var ca. 1 uke etter at stabiliseringsarbeidene ble avsluttet. Rørspunten var modellert med overlapp inn i stabilisert leire. Utførende ønsket å trekke stabilisert område 5-10 cm på utsiden av rørspunten og lage en slisse i den stabiliserte leiren. Dette var på grunn av fare for skrens på rørene grunnet skjev motstand på røret ved delvis boring i stabiliserte masser. Spesielt i de områdene hvor det kun var stabilisert på en side av rørspunten. Det er også områder i nord- og sørøst hvor det er 12-15 m til berg hvor det er stabilisert til berg på innsiden av gropen og kun til 5 m dybde på utsiden. Det ble besluttet å beholde overlappen med stabilisert leire med begrunnelse i at rørspunten var av en størrelse og lengde som ga nok stabilitet til å holde retningen under boring.



Figur 3:Snitt A-A, rørspunt bores ned i delvis stabilisert leire

De første rørene fikk avvik som overgikk toleransekravene på ansett på +/- 50 mm. Rørspunten holdt seg innenfor kravet om maksimalthelningsavvik på 1
%. Etter at det ble benyttet boremal for ansett, ble rørspunten boret innenfor toleransekravene.



Figur 4: Rørspunt installert uten boremal. Avvik på opptil +/-6 cm, avvikene er både inn og ut av spuntlinjen.



Figur 5: Boremal for å redusere avvik ved ansett.

I forbindelse med boringen spruter det en del borkaks opp av røret. Det er viktig å dekke til rør som allerede er boret så ikke disse fylles med borkaks. Vi opplevde også at det var forbindelse mellom flere av rørene under boring.

Ved et ujevnt ansett blir behovet for shimsing større. Shims på horisontal innvendig avstivning er en utfordring med rørspunten. Det er svært liten plass mellom pute og rørspunt. Det er ikke mulig å få sveiset på baksiden av puten. Dette ble løst ved å ha shims i veldig mange forskjellige tykkelser som ble hamret ned bak pute og sveiset mot pute og spunt over og under puten. Hvis det stilles strenge krav til deformasjon, er dette med shimsing et viktig punkt. Vi erfarte at shimsen kunne ha glipper på inntil 1 cm bak puten før dette ble påpekt av byggherre og deretter utbedret av entreprenør.

Tetting av rørspunt fot

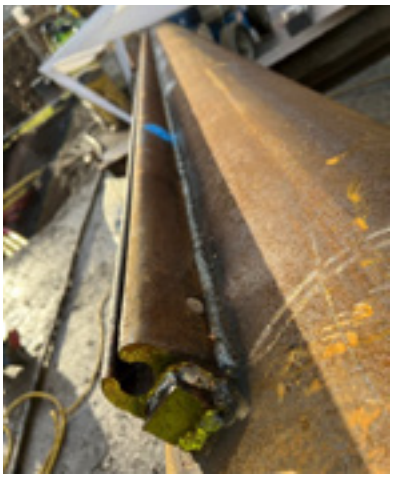
En av fordelene til rørspunt fremfor z-spunt er tettingen i spuntfoten og overgangen til berg. Rørspunten kan bores gjennom oppsprukket berg og hindre lekkasje i denne sonen. Det er da viktig at låsen går ned i berg eller at omstøpen på foten er tett. Når rørspunten bores inn i berg lages det en åpen spalte langs rørspunten i berget. Det en denne spalten som forsøkes tettes ved bruk av injeksjonsmasse. Injeksjonsarbeidet gjøres først når all rørspunt er boret. Det er rimelig å anta at glippen rundt rørfoten tettes med borkaks og tilsig av løsmasser og slam i perioden fra det ble boret til injeksjon startet. På Fornebubanen har det blitt prøvd ut flere metoder for å tette denne spalten.

Fra leverandør blir det blant annet anbefalt å injisere via injeksjonskanal som er en del av låsen. Låsen forberedes da ved å sveise bunnen av injeksjonskanalen tett. Så bores det hull inn i injeksjonskanalen ca. 20 cm og 40 cm opp langs låsen. Dette må utføres før røret bores. Det er viktig at det benyttes en membran i disse hullene. Uten membran er det fare for at hullene tetter seg under boring.

På Skøyen det ble benyttet ø406 mm rør og det ble ikke benyttet membran, og dermed ble flere av injeksjonskanalene tette og ikke lot seg injisere. Dette gjaldt både rør som var utstøpt så vel som ikke utstøpte rør. Denne spunten var boret ca. 2 m inn i berg. Låsen ble avsluttet ca. 30 cm over rørspuntfot. Det var planlagt å injisere 140 kg per kanal. Formålet var da å dekke hele glippen i berg på 27 mm som kronen hadde etterlatt seg. Målet var å feste rørspunten, men også ha en gjennomgående tett støp mellom rørspunt og berg.



Figur 6: Bildet viser forberedelse av lås til Injeksjon. Uten membran i hull.



Figur 7: Bildet viser membran i hull.

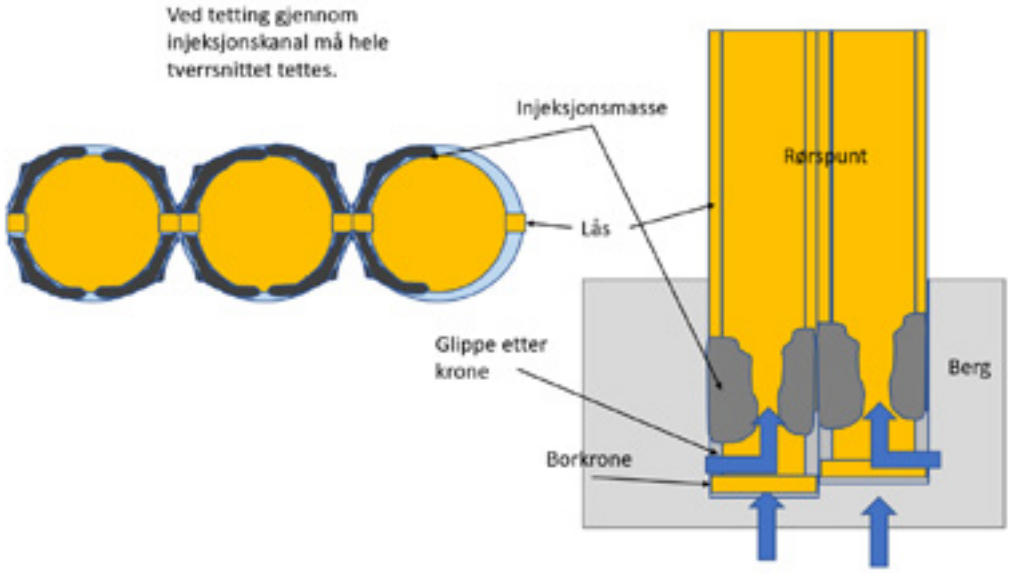
Det ble vurdert til at det faktiske behovet for å få en tett rørspunt var å støpe opp 0,5 m fra foten av røret. Da vil låsen ligge 20 cm inn i injeksjonsmassene. Etter vurderinger av totalt injisert masse opp mot det faktiske behovet for injisert masse, ble det vurdert at injeksjonsmassen fra naborør hadde spredt seg langs rørveggen i tilstrekkelig grad og også tettet rundt rørene som hadde tette injeksjonskanaler. Under utgraving viste dette seg ikke å stemme og det ble oppdaget lekkasjer langs rørspunten.

I rørspuntene på ø406 mm, som da ikke var utstøpt, ble det da benyttet en pakker tilpasset rørdimensjonen. Utbedringen ble utført i området det ble oppdaget lekkasje met et par rør til hver side for lekkasjen. Det ble da injisert med 250 kg per rør. Den supplerende etterinjeksjonen var vellykket, og rørene fikk injisert foreskrevet mengde. Det var da også mulig å injisere i rør som tidligere hadde blitt injisert via injeksjonskanalen. Dette kan tyde på at det ikke var helt tett etter injeksjon gjennom injeksjonskanalen.



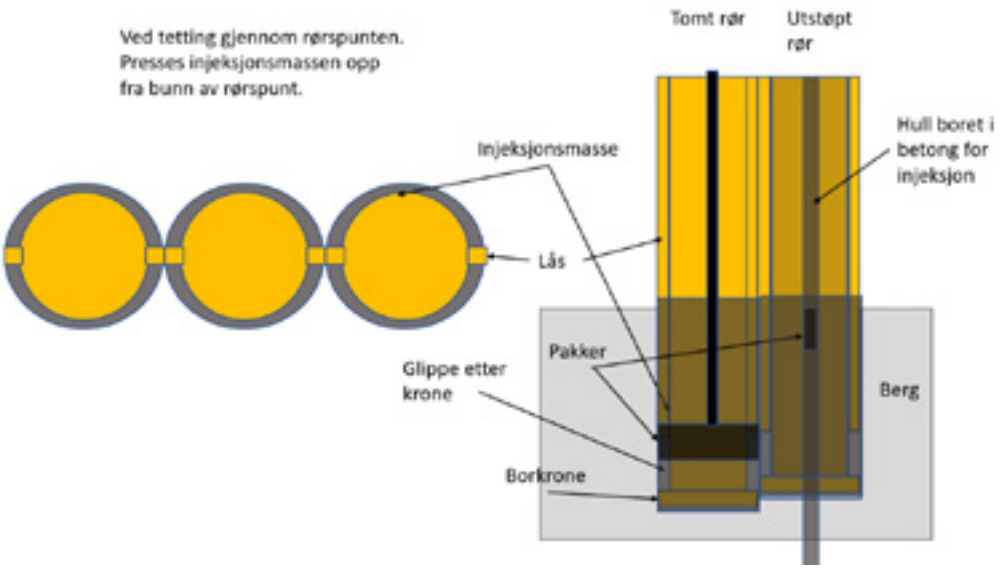
Figur 8: Pakker som ble benyttet til injeksjon av ø406 rørspunt på Skøyen.

Etter injeksjon via pakker viste poretrykksmålerne en markant økning. Tiltakene ble utført der hvor det var synlig innlekkasje av vann pluss noen rør til hver side. Omfanget av etterinjeksjonen ved bruk av pakker var dessverre i for lite. Vi mistenker at lekkasjen gikk langs rørveggen og fant letteste vei opp til traubunn. Det ble utført en supplerende runde til med injeksjon i et bredere omfang. Det hevet poretrykket ytterligere.



Figur 9: Skisse av mulig tetting ved injeksjon via injeksjonskanalen.

På Lysaker skal sjakten fortsette ned i berg etter utgraving av løsmasser. I den forbindelsen injiseres berget for å hindre innlekkasje av vann. Først ble rørspunten støpt ut og deretter ble det benyttet en bergborerigg for boring av injeksjonshull gjennom rørspunten og videre ned i berg. Det ble benyttet split spacing, noe som vil si at annethvert rør ble injisert i første runde. Så blir mellomliggende rør injisert i runde to. Det ble først injisert i berg med flere pakkerplasseringer før pakker ble trukket opp og plassert 1 m opp i rørspunten. Der ble det injisert med 5-10 bars trykk med et stoppkriterium på 200 liter. Dette tilsvarer støp ca. 3 m opp langs rørspunten. På ø400 mm rørene ble de kun injisert i annet hvert rør.



Figur 10: Ved bruk av pakker, enten tilpasset rørdimensjonen eller plassert i utstøpt rør, presses injeksjonsmassen inn ved bunn av rørspunt.

Det er per i dag utgravd inntil 8 m under grunnvannstand, på Lysaker, og tettingen mot berg har vist gode resultater og dette er en løsning vi benytter oss av videre i prosjektet.

Hulltagning i rørspunt

Det her flere steder vært behov for å ta hull på rørspunten for forankringer som stag og skråbolter for fotdrageren. Det bør etterstrebes å ha disse gjennomgangen i låsen på rørspunten, Låsen ligger i nøytralaksen og skal påvirke momentkapasiteten i spunten i minst mulig grad. Det er også her dybden på kuttet blir minst. Når det skal kuttes i større rørspuntdimensjoner, spesielt hvis de er utstøpte, kreves det et større hull mot innsiden av byggegropen for å få tilgang til bakveggen på rørspunten. Dette kan svekke tverrsnittet betydelig. På Lysaker ble stagene flyttet inn mot låsen, men samtidig slik at det kun var behov for å kutte inn i et av rørene. Dette røret ble ikke støpt ut før utgraving. Dette reduserte arbeidsomfanget med å pigge ut betong i utstøpt tverrsnitt for å få kuttet ut bakveggen på røret. Det skal være mulig å benytte seg av kjerneboring, men dette er dyrt og tidkrevende.



Figur 11: Gjennomføring med stag i ø800 rørspunt.

Der hvor det skal sprenges ut berg under spuntfot og rørspuntfot, installeres det en fotdrager som forankres med skrå bolter gjennom/under støtteveggen. På z-spunt blir det boret i forkant av spunten og under spuntfoten. På rørspunten bør dette utføres i låsen. Ved kort innboringslengde i berg (<50 cm) kan låsen avsluttes noe over berg og skråbolt kan bores under låsen. Ved dypere innboring i berg setter metoden for innboring av rørspunten begrensninger på hvilken dybde låsen kan avsluttes. I utgangspunktet bores rørspunt fra dypeste til grunneste rør. Dette er fordi låsen fester seg i borkronen til naborøret hvis røret bores dypere en naborøret. Dette kan løses ved å kappe låsen på røret som bores ned. På terreng må rørspunten avdekkes i tilstrekkelig grad for å få tredd neste rør i låsen. Det kan også sveises på en styrelås hvis formålet er å eliminere låsen i overgang løsmasser/berg. Der det er viktig med vanntetting viser erfaringen fra Fornebubanen, at det er bedre å kutte hull i låsen fremfor å ikke ha lås under bergnivå.



Figur 12: Rørspunt med styrelås for nedboring uten lås i overgangen til berg.

Hvis det skal skjæres i låsen på rørspunten er det viktig å ha med dette i beskrivelsen.

Installasjonstid

Det er benyttet rørspunt på flere deler av Fornebubanen. Installasjonstiden for rørspunt er betydelig lenger en for Z- og U-spunt. I tabell 1 er det listet opp installasjonstider for noen av delprosjekteten på Fornebubanen. Arbeidstid på prosjektene har vært 07:00-17:00 for sterk støyende arbeider og 08:00-16:00 på lørdager. I ukedagene kan det også pågå støyende arbeider til kl. 19:00, den tiden er blitt brukt til rigging og klargjøring til neste dag. Det skal også være 1 time med pause midt på dagen. På Lysaker ble det etter støymålinger utvidet boretid til kl. 19:00. I tabellen under er det kun installasjonstid som er tatt med. Startdato er første dag med produksjon og sluttdato er siste dag med produksjon. Det er ikke tatt med opp- og nedrigg.

Tabell 1: Tabell over installasjonstider på diverse spuntgroper og spuntvegger på Fornebubanen. For LYA ø800 er det antall dager på begge riggene til sammen.

Vegg	Spuntdimensjon	Produksjonsdager	Boret totalt [m]	Boret/rammet i løsmasser [m]	Innboring i berg [m]	Antall rør/doble nåler [stk.]	Gjennomsnittlig innboring i berg [m]	Installert vegg/produksjonsdag [m2]	Startdato	Sluttdato
A1	ø273	17	994	655,01	337,99	134	2,52	12,98	28.10.21	14.12.21
A1	ø406	11	329,5	203,7	125,8	57	2,21	8,70	30.11.21	14.12.21
A2	ø406	8	252,5	158,7	93,8	45	2,08	14,83	14.12.21	11.1.22
A3	ø406	20	855	479,3	372,4	151	2,47	20,09	2.12.21	11.1.22
A4	ø406	6	318,50	153,4	165,1	46	3,59	24,95	26.11.21	2.12.21
B1	ø273	21	1738,50	1193,1	544,6	281	1,94	27,90	16.11.21	1.2.22
B2	ø406	10	436	243,9	188,1	56	3,36	20,49	18.1.22	3.2.22
B3	ø273	2	146	74	72	41	1,76	24,60	7.2.22	8.2.22
B3	ø406	13	623	225,4	396,6	103	3,85	22,52	12.1.22	7.2.22
B4	ø508	20	972,00	553	419	103	4,07	27,80	26.11.21	18.12.21
LYA	ø800	110	1630	1140	490	133	3,68	13,00	25.10.22	10.3.23
LYA	ø400	19	411,5	198,5	213	65	3,28	10,18	11.1.23	9.2.23
MAD	AZ28-700	5		955		36		133,70	22.2.22	7.3.22
K2C	AZ26-700 AZ18-700	3		850		32		198,33	6.9.21	8.9.21

Vår erfaring fra Fornebubanen er at lengden på rørspunten og størrelsen på dimensjonen har mye å si for tiden boreriggen bruker på å gjøre seg klar til neste oppstilling. Ved kortere lenger (<6m), klarer gravemaskinen og tre rørene relativt raskt. Ved bruk av lengere og større rør tar det like lang, om ikke lengere tid å tre røret som det tar å bore det. Innboring i berg er også en tidsdrivende faktor. Enkelte rør på Lysaker ble boret så mye som 8 m inn i berg. Det var stor usikkerhet knyttet til om borkronen ville tåle så dyp innboring. Dette viste seg å la seg gjøre, men det var tidkrevende.

Sammenlignet med ramming av z-spunt så går installasjon/boring av rørspunt fra 5 til 23 ganger tregere enn installasjon av z-spunt. Da er det er ikke tatt med tid for dybling av z-spunt, men dette er vanligvis gjort på ett par dager.

Kostnader

På delprosjektet på Skøyen ble det satt en spunt for påhugget for en tverrslagstunnel. Den søndre spuntveggen ligger ca. 5 m fra jernbanen. Det ble benyttet rørspunt på veggen nærmest jernbanen for skånsom installasjon mens det på nordveggen ble benyttet z-spunt. Det gjør denne spuntgropen ideell for å sammenligne priser på disse to metodene.

Tabell 2: Sammenligner kostnader mellom rørspunt, z-spunt og en rørvegg på et delprosjekt på Skøyen.

Støttekonstruksjon	Totalt antall m^2	Antall m^2 i løsmasser	Pris per m^2 over berg	Pris per m^2 totalt
Rørvegg 273*6,3 c/c 0,42 m	71,4	27,3	6,97	2,67
Rørspunt ø406, 1,25 m i berg.	667,4	592,2	3,48	3,08
AZ18-700 og AZ26-700	550	550	1	1

Sammenligningen viser at boring av rørspunt ligger ca. 3 ganger høyere i pris sammenlignet med z-spunt. Da er ikke installasjonstiden tatt med i beregningen. Når spunting ligger på kritisk linje i fremdriften vil forlenget installasjonstid føre til økte kostnader for byggherre på grunn av lengere drift på byggherreorganisasjon med medfølgende utgifter.

Konklusjon

Erfaringen fra Fornebubanen er at rørspunt er mer arbeidskrevende i alle ledd med unntak av bergfeste og gjennomboring av faste masser. Hulltagning, installasjon, slamhåndtering og plassbehov er i tillegg til tid og kostnad, negative sider ved rørspunten. Denne løsningen må velges med omhu.

KILDER

RD Pile wall, DESIGN AND INSTALLATION MANUAL, SSAB.

Partnere ved
Fjellsprengningsdagen,
Bergmekanikkdagen og
Geoteknikkdagen 2023

GULL:

ORICA

www.orica.no

FORCIT EXPLOSIVES

www.forcitexplosives.no

SØLV:

AUSTIN POWDER

BANE NOR

Glasopor

LNS

Multiconsult

Norconsult

NORDISK FJELLSIKRING

SANDVIK

SWECO

Arrangører

Norsk forening for fjellsprengningsteknikk
Norsk Bergmekanikkgruppe
Norsk Geoteknisk Forening

ISBN: 978-82-8208-078-1

www.konsis.no