2022

FJELLSPRENGNINGSDAGEN
Oslo, 24. november 2022

BERGMEKANIKKDAGEN
Oslo, 25. november 2022

GEOTEKNIKKDAGEN
Oslo, 25. november 2022

Foto: Juan Antonio Fernández Matamoros

ARRANGØRER:

NFF

NORSK BERGMEKANIKKGRUPPE

NGF 1950 NORSK GEOTEKNISK FORENING

Tekna

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK

Oslo, 24. november 2022

BERGMEKANIKK

Oslo, 25. november 2022

GEOTEKNIKK

Oslo, 25. november 2022

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

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

C Forfatterne, 2022

ISBN: 978-82-8208-077-4

Fjellsprengningsdagen
24. november 2022
Arrangør: *Norsk forening for fjellsprengningsteknikk*

Bergmekanikkdagen
25. november 2022
Arrangør: *Norsk Bergmekanikkgruppe*

Geoteknikkdagen
25. november 2022
Arrangør: *Norsk Geoteknisk Forening*

FORORD

Boken inneholder referat fra foredrag på Fjellsprengningsdagen, Bergmekanikkdagen og Geoteknikkdagen, arrangert i Oslo 24. – 25. november 2022.

Årets arrangement er det 60. 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
Torsdag 24. november 2022

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

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

FELLESSESJON

Møteleder: Fredrikke Syversen, Oslo Kommune VAV

0900 1. **Åpning og velkommen**
Olaf Rømcke, Orica, styreleder NFF

0920 2. **Vegbygging i nytt økonomisk landskap**
Kjell Inge Davik, Statens vegvesen

0940 3. **Removing the island barrier – Socio-economic impact of tunnels in Faroe Islands**
Sigurd Lamhauge and Brandur Sjúrðarson, Landsverk, Færøyene

1000 4. **Miljøprosjektet Svea og Lunckefjell**
Morten Hagen Johansen, SNSK

1020 Kaffepause

1040 5. **Jernbanebygging i Moss – tunneldriving i bynære strøk**
Kenneth Haraldseth, BaneNOR

1100 6. **Fellesprosjektet Arna - Stanghelle**
Katrine Erstad Sælandsminde Statens vegvesen,
Anne Laskemoen Herdlevær, BaneNOR

1120 7. **Valg av gjennomføringsmodeller for tunneler**
Amund Bruland, NTNU

1140 8. **Historisk innlegg:**
Gjennombruddet for produksjon av svovelkis i Norge. Hvordan gruven på Vigsnes, Karmøy, ble Norges største på 5 år, 1865-1870.
Professor emeritus Gunnar Nerheim, Universitetet i Stavanger

1200 Lunsj

SPLITTE TIL TO SALER

Sesjon 1

Møteleder: Werner Stefanussen, Rambøll

Tema: **Bærekraft**

1300 9. **Sikrere vannforsyning og produksjon av ren, grønn elkraft. Slik kombinerte Glitrevannverket samfunnsansvar og bærekraft i ett og samme prosjekt**
Mårten Kyte, Glitrevannverket IKS

1320 10. **VAVs krav til nullutslipp i Ny vannforsyning Oslo**
Nils Vidar Rystad, Oslo kommune

1340 11. **Tunnelmasser brukt som tilslagsmaterialer i betong – erfaringer fra Sveits**
Annina Margreth, NGU

1400 Kaffepause

1425 12. **Bærekraftsanalyse av metodevalg – «Lessons learned»**
Rune Skjevdal, Norsk Grønn kraft

1445 13. **D18 sykkelvei Kronstadtunnelen – kryssløsning i løsmasser**
Kristine Hausberg Kjeilen, Bybanen utbygging,
Joel Biederman, Amberg Norge

1505 14. **Kirkegata 23-25. Byggegrop med alunskifer og sensitiv leire.**
Hanna Høgset, Rambøll Norge

1525 Kaffepause

Tema: **Driving og sikring**

15.45 15. **Innendørs Velodrom i Asker; berguttak og sikring av høye bergskjæringer i dårlig berg**
Marielle Øyvik, Rambøll

1605 16. **Sjaktsynking på E39 Rogfast**
Joakim Kvelland Berntsen, Norconsult

1625 17. **Elektroniske tennsystem i tunnel. Erfaring med bruk av ulike systemer**
Vegard Olsen, Forcit AS, Sverre Kvalø, Hæhre Entreprenør AS

1645 Slutt for dagen

1945 Fellesmiddag

Sesjon 2

Møteleder: Heidi Berg, Trimble Solutions

Tema: **Digitalisering**

1300	18.	**Studentpresentasjon + Fotokonkurranse** NFF Utviklingskomite, v/*Stein Bjøru, Veidekke*
1320	19.	**E18 Ytre Ringvei, Kristiansand – Ingeniørgeologiske utfordringer, digitale løsninger** *Anders Bergum Lauvli, Norconsult*
1340	20.	**Skanning under tunnelproduksjon, (knølkontroll og dokumentasjon til geologer)** *Teres Kettunen og Leif Tønnes, LNS*
1400		Kaffepause
1425	21.	**Erfaringer med bruk av skanner robot «hunden» SPOT i tunnel. Hvilke muligheter gir tilgangen ved hjelp av robot** *Anders Sand-Larsson, Buildingpoint Scandinavia*
1445	22.	**Digitale modellverktøy for prosjektering i urbane byggegroper** *Elin Morgan, Norconsult*
1505	23.	**IFC Tunnel – hva støtter den nye utvidelsen av IFC-standarden?** *Jan Erik Hoel, Trimble Solutions*
1525		Kaffepause
1545	24.	**Simuleringsmodell for byggetid ved vekseldrift i tunnel – Masteroppgave ved NTNU 2022** *Sigurd Strype, AF Gruppen og Edvard Dahl Furunes, Advansia*
1605	25.	**Rehabilitering av gamle Ulrikken jernbanetunnel** *Helge Tjelmeland, BaneNOR*
1625	26.	**Hommelvik bergskjæring – bruk av digitale verktøy i prosjektering** *Karsten Østerås, Rambøll Trondheim*
1645		Slutt for dagen
1945		Fellesmiddag

FREDAG 25. NOVEMBER

FELLESSESJON BERGMEKANIKK / GEOTEKNIKK 2022

Møteleder: Hanne Wiig, BaneNOR

0900 27. **Utgraving og sikring av Norges største og mest spektakulære Løsmassetunnel**
Lise Backer, BaneNOR

0920 28. **Utfordringer med svarte leirskifere; mellomlagring og naturlige blandmasser**
Frøydis Wærsted, NGI

094 29. **Forbedret samvirke mellom bergmassen og sikringsmidlene med tilpasset bergsikring**
Bent Aagaard, Aagaard Geo Consulting

1000 30. **Geothermal energy pile foundations for heating & cooling buildings**
Rao Martand Singhn NTNU

1020 – 1050 Rigging av salene – kaffe

SESJON BERGMEKANIKK

Arrangør: **Norsk Bergmekanikkgruppe (NBG)**

Programkomite:
Hanne Wiig, BaneNOR
Mari Lie Arntsen, NGU
Javier Macias, JMC
Henki Ødegaard, Multiconsult Norge AS
Jorge Terrón-Almenara, Sweco/NTNU
Haakon Walter Bjørnsrud, Norconsult
Kriti Panthi, NTNU

Møteleder: Hanne Wiig, BaneNOR

1050 31. **Lederens 10 minutter**
Hanne Wiig, BaneNOR, leder NBG

1100 32. **From rockfall experiments to applications – New methods in the field of rockfall hazards**.
François Noël, University of Lausanne / NGU

1120 33. **ROCARC – Rock anchoring for stabilisation of infrastructures, ei oversikt av prosjektet og arbeidet så langt**.
Bjarte Grindheim, NTNU

1140 34. **Empirical design of rock support in Norwegian tunnels excavated in poor rock mass conditions. challenges and opportunities**.
Jorge Terron-Almenara
PhD-kandidat NTNU, Sweco Norge AS

1200 Lunsj

1300 35. **The NTNU and QTBM methods of prognosis with emphasis on hard-rock mixed-face problems**.
Javier Macias, JMC og Nick Barton, NB&A

1320 36. **Metode for utførelse av sensitivitetsstudier rettet mot svakhetssoners påvirkning på tunnelstabilitet**
Eirik Kaasbøll Andresen, Sweco Norge AS avd Trondheim

1340 37. **Introduksjon av et forskningsprosjekt: Norsk in-situ rock stress for sustainable development of hydroelectric power (NoRSTRESS)**
Helene Strømsvik, Sintef

1400 Pause

1420 38. **TBM rotasjonshastighetens påvirkning på bergets responstid relatert til hardt berg parametere**
Helge-Ivar Frostad, NTNU

1440 39. **Ny Vannforsyning Oslo – Fjellhaller til nytt vannbehandlingsanlegg: Bergsikring, deformasjon og spenningsutvikling**
Simen Thorsen, Oslo kommune VAV

1500 40. **Mineralsk svelling i svakhetssoner – har det skjedd? Og hva annet kan skje der?**
Are H. Høien, Statens vegvesen

1520 Slutt for dagen

SESJON GEOTEKNIKK

Arrangør: Norsk Geoteknisk Forening /NGF)

Programkomite:
Trude Ørbech, Rambøll
Sigurd Holo Leikarnes, Era-Geo
Hanne Ottesen, Statens vegvesen
Ragnhild Saarem, Norconsult
Vetle Kolberg Stene, Veidekke

Møteleder: **Trude Ørbech, Rambøll, (leder NGF)**

1050 41. **Lederens 10 minutter**
Trude Ørbech, Rambøll

1100 42. **En maskinlæring- og geofysikk-basert metode for identifisering av kvikkleire: Erfaringer med luftbåren geoskanning i Romerike**
Craig W. Christensen, EMERALD

1120 43. **Reduksjon av skader fra boring av peler og ankere** – anbefalinger fra BegrensSkade II
Einar John Lande, NGI

1140 44. **Norconsult: Norspunt – Digital transformasjon**
Henning Firman, Norconsult

12.00 Lunsj

Møteleder: Inger-Johanne Søreide, Cowi

1300 45. **Prosjektet «Miljøtiltak Langøyene» i Oslofjorden**
Thea Lind Christiansen, Sweco Norge AS

1320 46. **KlimaGrunns arbeidsmetodikk for dokumentasjon og prediksjon av skjærfasthet og stivhet i bindemiddelstabiliserte peler**
Tonje Eide Helle, Multiconsult

1340 Pause

1410 47. **UDK 02 – Cut-and-cover, 10-20 m dyp utgraving i kvikkleire og morene** – Geoteknisk samarbeid mellom entreprenør og rådgiver
Per-Anders Mortensen, NGI

1430 48. **E6 Kvål-Melhus S – første IPL-Prosjekt i Norge**
Muhammad Adeel Mazhar, Cowi

1450 Pause

1520 49. **Northern Lights – Kontrollmetoder på byggeplass av sjøfylling og pelearbeid**
Elisa Brekke, Multiconsult

1540 50. **Bygging av kulvert under jernbanen for nytt Drammen sjukehus**
Sebastien Resseguier, Rambøll

1600 Slutt for dagen

1700 Middag – Geoteknikk

DEL I FJELLSPRENGNINGSDAGEN 2022

01 **Åpning og velkommen ved styreleder NFF**
Olaf Rømcke, Orica

02 **Vegbygging i nytt økonomisk landskap**
Kjell Inge Davik, Statens vegvesen

03 **Removing the island barrier – Socio-economic impact of tunnels in Faroe Islands**
Sigurd Lamhauge and Brandur Sjúrðarson, Landsverk, Færøyene

04 **Miljøprosjektet Svea og Lunckefjell**
Morten Hagen Johansen, Store Norske Spitsbergen Grubekompani

05 **Jernbanebygging i Moss – tunneldriving i bynære strøk**
Kenneth Haraldseth, BaneNOR

06 **Fellesprosjektet Arna - Stanghelle**
Katrine Erstad Sælandsminde, Statens vegvesen,
Anne Laskemoen Herdlevær, BaneNOR

07 **Valg av gjennomføringsmodeller for tunneler**
Amund Bruland, NTNU, Eivind Grøv, SINTEF

08 **Historisk innlegg:**
Gjennombruddet for produksjon av svovelkis i Norge. Hvordan gruven på Vigsnes, Karmøy, ble Norges største på 5 år, 1865-1870.
Professor emeritus Gunnar Nerheim, Universitetet i Stavanger

09 **Sikrere vannforsyning og produksjon av ren, grønn elkraft.**
Slik kombinerte Glitrevannverket samfunnsansvar og bærekraft i ett og samme prosjekt
Mårten Kyte, Glitrevannverket IKS

10 **VAVs krav til nullutslipp i Ny vannforsyning Oslo**
Asbjørn Karlsrud, Tone-Lise Rustøen, Fredrikke Syversen, Prosjekt Ny Vannforsyning Vann og Avløpsetaten, Oslo kommune

11 **Tunnelmasser brukt som tilslagsmaterialer i betong – erfaringer fra Sveits**
Annina Margreth, NGU

12 **Bærekraftsanalyse av metodevalg – «Lessons learned»**
Rune Skjevdal, Norsk Grønn kraft

13 **D18 sykkelvei Kronstadtunnelen – kryssløsning i løsmasser**
Kristine Hausberg Kjeilen, Bybanen utbygging,
Joel Biedermann og Leiv Pedersen, Amberg Norge

14 **Kirkegata 23-25. Byggegrop med alunskifer og sensitiv leire.**
Hanna Margrete Høgset, Erik Endre, Rambøll Norge

15 **Innendørs Velodrom i Asker; berguttak og sikring av høye bergskjæringer i dårlig berg**
Marielle Øyvik, Hanna Margrete Høgset, Ingvild Skøyen, Rambøll

16 **Sjaktsynking på E39 Rogfast**
Joakim Kvelland Berntsen, Norconsult

17 **Elektroniske tennsystem i tunnel. Erfaring med bruk av ulike systemer**
Sverre Kvalø, Hæhre Entreprenør AS

18 **Studentpresentasjon + Fotokonkurranse**
NFF Utviklingskomite, v/*Stein Bjøru, Veidekke*

19 **E18 Ytre Ringvei, Kristiansand – Ingeniørgeologiske utfordringer, digitale løsninger**
Anders Bergum Lauvli, Norconsult

20 **Skanning under tunnelproduksjon, (knølkontroll og dokumentasjon til geologer)**
Teres Kettunen og Leif Tønnes, LNS

21 **Erfaringer med bruk av skanner robot «hunden» SPOT i tunnel. Hvilke muligheter gir tilgangen ved hjelp av robot**
Anders Sand-Larsson, Buildingpoint Scandinavia

22 **Digitale modellverktøy for prosjektering i urbane byggegroper**
Elin Morgan, Norconsult

23 **IFC Tunnel – hva støtter den nye utvidelsen av IFC-standarden?**
Andre Borrmann, Techn. University of Muniuch
Jan Erik Hoel, Trimble Solutions

24 **Simuleringsmodell for byggetid ved vekseldrift i tunnel – Masteroppgave ved NTNU 2022**
Sigurd Strype, AF Gruppen og Edvard Dahl Furunes, Advansia

25 **Rehabilitering av gamle Ulrikken jernbanetunnel**
Helge Tjelmeland, BaneNOR

26 **Hommelvik bergskjæring – bruk av digitale verktøy i prosjektering**
Karsten Østerås, Rambøll Trondheim

DEL II FELLESSESJON BERGMEKANIKK / GEOTEKNIKK 2022

27 **Utgraving og sikring av Norges største og mest spektakulære løsmassetunnel**
Lise Backer, BaneNOR

28 **Utfordringer med svarte leirskifere; mellomlagring og naturlige blandmasser**
Frøydis Meen Wærsted, Christian Totland, Marion Børresen, Gørild Aasen Slinde, Caroline Berge Hansen, Elisabeth Tønnessen, Gunvor Baardvik, NGI, Halldis Fjermestad, Per Hagelia, SVV, Lars Erstad, UiO/Sweco

29 **Forbedret samvirke mellom bergmassen og sikringsmidlene med tilpasset bergsikring**
Bent Aagaard, Aagaard Geo Consulting

30 **Geothermal energy pile foundations for heating & cooling buildings**
Rao Martand Singhn NTNU

BERGMEKANIKKDAGEN

31 **Lederens 10 minutter**
Hanne Wiig, BaneNOR, leder NBG

32 **From rockfall experiments to applications – New methods in the field of rockfall hazards**.
François Noël, University of Lausanne / NGU, Synnøve Flugekvam Nordang, Rambøll Norge, Michel Jaboyedoff, University of Lausanne

33 **ROCARC – Rock anchoring for stabilisation of infrastructures, ei oversikt av prosjektet og arbeidet så langt**.
Bjarte Grindheim, NTNUAre Håvard Høien, Statens vegvesen, Charlie C. Li, NTNU

34 **Empirical design of rock support in Norwegian tunnels excavated in poor rock mass conditions. Challenges and opportunities**.
Jorge Terron-Almenara PhD-kandidat NTNU, Sweco Norge AS

35 **The NTNU and QTBM methods of prognosis with emphasis on hard-rock mixed-face problems**.
Javier Macias, JMConsulting-Rock Engineering og Nick Barton, NB&A

36 **Metode for utførelse av sensitivitetsstudier rettet mot svakhetssoners påvirkning på tunnelstabilitet**
Eirik Kaasbøll Andresen, Sweco Norge AS avd Trondheim

37 **Introduksjon av et forskningsprosjekt: Norsk in-situ rock stress for sustainable development of hydroelectric power (NoRSTRESS)**
Nghia Trinh, SINTEF, Helene Strømsvik, SINTEF

38 **TBM rotasjonshastighetens påvirkning på bergets responstid relatert til hardt berg parametere**
Helge-Ivar Frostad, NTNU, Amund Bruland, NTNU, Javier Macias, JMC, Pål Drevland Jakobsen, NGI

39 **Ny Vannforsyning Oslo – Fjellhaller til nytt vannbehandlingsanlegg: Bergsikring, deformasjon og spenningsutvikling**
Ingjerd Mørck, (VAV), Simen Thorsen, VAV, Eivind Grøv, SINTEF, Nghia Quoc Trinh, SINTEF

40 **Mineralsk svelling i svakhetssoner – har det skjedd? Og hva annet kan skje der?**
Are H. Høien, Statens vegvesen

GEOTEKNIKKDAGEN

41 **Lederens 10 minutter**
Trude Ørbech, Rambøll

42 **En maskinlæring- og geofysikk-basert metode for identifisering av kvikkleire: Erfaringer med luftbåren geoskanning i Romerike**
Craig William Christensen, Guro H. Skurdal, Andreas A. Pfaffuber, EMERALD
Christian Godoy, Toril Wiig, NVE

43 **Reduksjon av skader fra boring av peler og ankere** – anbefalinger fra BegrensSkade II
Einar John Lande, Thomas Sandene, Jenny Langford, Stefan Ritter, NGI

44 **Norspunt – Digital transformasjon**
Henning Firman,, Lars Gudmund, Kristian Aunaas, Norconsult

45 **Prosjektet «Miljøtiltak Langøyene» i Oslofjorden**
Thea Lind Christiansen, Jan Slungaard, Sweco Norge AS

46 **KlimaGrunns arbeidsmetodikk for dokumentasjon og prediksjon av skjærfasthet og stivhet i bindemiddelstabiliserte peler**
Tonje Eide Helle, Steffen Giese, Pernille Wiersholm, Ingrid Hegseth, Simon O`Rawe, Guro Brendbekken, Multiconsult, Atle Gerhardsen Cautus Geo, Thorbjørn Rekdal, Argeo, Svein Eriksson, Norcem, Eivind Schnell Juvik, Marianne Dahl, El Hadj Nouri, Statens vegvesen

47 **UDK 02 – Cut-and-cover, 10-20 m dyp utgraving i kvikkleire og morene** – Geoteknisk samarbeid mellom entreprenør og rådgiver
Per-Anders Mortensen, NGI, Vetle Kolberg Stene, Veidekke Entreprenør

48 **E6 Kvål-Melhus** S – Første IPL-Prosjektet i Norge
Muhammad Adeel Mazhar, COWI AS, Nils Gustafsson, PEAB Anlegg AS

49 **Northern Lights – Kontrollmetoder på byggeplass av sjøfylling og pelearbeid**
Elisa Brekke, Arne D. Stordal, Robert Bendzovski, Arne Schram Simonsen, Jesper Bjerre, Erik Bjertness, Multiconsult

50 **Bygging av kulvert under jernbanen for nytt Drammen sjukehus**
Sebastien Resseguier, Rambøll

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2022

Olaf Rømcke, Orica
Styreleder i Norsk forening for fjellsprengningsteknikk

ÅPNING - VELKOMMEN

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2022

VEGBYGGING I NYTT ØKONOMISK LANDSKAP

Building Norwegian Roads under new economical circumstances

Kjell Inge Davik, sivilingeniør og Utbyggingsdirektør i Statens vegvesen

SAMMENDRAG

Nasjonal transportplan (NTP) 2022-2033 ble debattert i Stortinget 2021. I planen legges det til rette for en rekke store utbygginger over hele landet. Et behov som er tydelig i forhold til å nå toppmålene i NTP. Siden sommeren 2021 har vi hatt en betydelig prisøkning på innsatsfaktorer på alle materialer, og en betydelig inflasjonsøkning. I tillegg har Russlands invasjon av Ukraina medført at regjeringen har måtte dreie budsjettet mot andre poster. Dette har medført at dagens regjering har signalisert et betydelig lavere investeringsnivå, og en intensivering av arbeidet med en ny NTP. Denne vil nå legges fram ett år før normalt, i 2024. Regjeringen er opptatt av at NTP skal være et reelt styringsdokument, basert på nye økonomiske forutsetninger. Statens vegvesen har en rekke tunnelprosjekter høyt på prioriteringslisten, og disse nye prioriteringene kan medvirke til noe forsinkelse.

Allikevel er mange av prosjektene på Statens vegvesens prioriteringsliste tunnelprosjekter, og jeg er sikker på at de blir bygget – om enn noe forsinket.

SUMMARY

National transport plan (NTP) 2022-33 was discussed in parliament in June 2022. The plan includes a series of large investments, all over Norway. These projects are crucial to start in order to meet the top goals in NTP. Since summer 2021 we have experienced a major rise in material prices, an increase inflation rate and of course the Russian invasion of Ukraine. All these incidents have led to the governments need to reduce the road investments. The government has to canalise investments to other parts of the National budget.

The government has also decided to revise NTP one year earlier than normal (2024), in order to make it a proper management document.

Norwegian Public Roads Administration has a series of tunnel projects on our priority list. The new economic scenario may lead to delays in the original plan.

Nevertheless, a majority of projects on our list are tunnel projects, and they will be built even if they are a bit delayed.

INNLEDNING

Statens vegvesen legger hvert år fram sin porteføljeprioritering. Siste framlagte prioritering var i mai 2022. Den viser modenhet på prosjekter og hvilke vi mener må prioriteres først. 2022 var første gang vi gjorde dette og prosjektene tar da sitt utgangspunkt i tabell 12.2 i NTP 2022-2033.

PRIORITERING OG POLITISKE VEDTAK I 2021

Stortinget debatterte NTP sommer 2021. Forrige regjering la da fram en ekspansiv plan som innebar en årlig investeringsøkning på 1,5-2 milliarder kroner. Dette var helt avgjørende for å klare å starte store prosjekter som E6 Megården-Mørsviksbotn, E39 Stord-Os, E39 Ålesund-Molde og E16 Arna-Stanghelle. Alle disse prosjektene er store og vil medføre en betydelig trafikant nytte. Statens vegvesens prioritering er vist i tabell 1.

Pri	Prosjekt	Sted	Modenhet	Kostnads-prognose (milliarder)
1	**E134 Oslofjordforbindelsen (byggetrinn 2)**	**Frogn og Asker (Viken)**		**5,83**
2	**E134 Røldal – Seljestad**	**Ullensvang (Vestland)**		**3,34**
3	**E6 Megården – Mørsvikbotn**	**Sørfold (Nordland)**		**10,27**
4	**E16 Hylland – Slæen**	**Aurland og Voss (Vestland)**		**1,64**
5	E134 Saggrenda – Eigsjø	Kongsberg (Viken) og Notodden (Vestfold og Telemark)		2,44
6	E45 Kløfta	Alta (Troms og Finnmark)		1,23
7	E16 Arna – Stanghelle	Vaksdal og Bergen (Vestland)		14,93
8	E39 Ådland – Svegatjørn (Hordfast)	Stord, Tysnes og Bjørnafjorden (Vestland)		41,14
9	E18 Retvet – Vinterbro	Nordre Follo og Ås (Viken)		8,39
10	E39 Ålesund – Molde (Møreaksen)	Ålesund, Vestnes og Molde (Møre og Romsdal)		26,54
11	E134 Dagslett – kryss E18	Lier (Viken)		4,16
12	E10 Nappstraumen – Å	Flakstad og Moskenes (Nordland)		1,28
13	E39 Volda – Furuene	Volda (Møre og Romsdal)		1,10
14	E39 Storhaugen – Førde	Sunnfjord (Vestland)		3,29
15	Rv. 22 Glommakryssing	Lillestrøm (Viken)		3,22
16	Rv. 5 Erdal – Naustdal	Sunnfjord (Vestland)		2,29
17	E39 Ålgård – Hove	Gjesdal og Sandnes (Rogaland)		4,25
18	E8 Flyplasstunnelen Tromsø	Tromsø (Troms og Finnmark)		1,96
19	Rv. 36 Skjelsvik – Skyggestein	Porsgrunn og Skien (Vestfold og Telemark)		5,77
20	Rv. 19 Moss	Moss (Viken)		5,24

Tabell 1: Statens vegvesens Porteføljeprioritering mai 2022.

I debatten i Stortinget ble i tillegg 6 prosjekter behandlet med flertallsvedtak. Dette er prosjekter Statens vegvesen må ta med i prioriteringen i 2023. Det er;

- E39 Ringveg Øst – Vågsbotn-Klauvaneset
- Rv 15 Strynefjell
- E134 Bakka-Solheim
- E16 Fagernes-Hande
- E14 Stjørdal-Meråker
- E10 Fiskebøl-Nappstraumen

VEIEN VIDERE FOR PRIORITERING OG FORUTSIGBARHET

Forslaget til Statsbudsjett ble lagt fram av regjeringen i oktober 2022. Forslaget medfører ingen oppstart av nye prosjekter. Endelig statsbudsjett skal forhandles i Stortinget i desember 2022.

Statens vegvesen jobber nå parallelt med ny prioriteringsliste i 2023 og revidert Nasjonal Transportplan 2025-2036. Vår porteføljeprioritering vil foreligge våren 2023, mens regjeringens

forslag til ny NTP vil foreligge våren 2024. Viktige føringer i dette er de økonomiske rammebetingelsene som legges til grunn.

Begge disse dokumenter blir vesentlige for å skape god forutsigbarhet i prosjektporteføljen framover.

TUNNELPROSJEKTER I PORTEFØLJEN

- **E134 Oslofjordtunnelen – løp 2 (Viken)**
  Prosjektet skal løse utfordringene med EU's tunnelsikkerhetsforskrift og behovet for to løp basert på trafikkmengde. Prosjektet er klart til oppstart.

- **E134 Røldal-Seljestad (Vestland)**
  Prosjektet er en del av vintersikkervei øst-vest og vil løse stigningsutfordringene på strekningen og vil redusere klimagassutslipp og framkommelig fra tungtrafikkent betydelig. Prosjektet er klart til oppstart.

- **E6 Megården-Mørsviksbotn (Nordland)**
  Prosjektet skal løse utfordringene med EU's tunnelsikkerhetsforskrift der 12 gamle og smale tunneler ikke oppfyller kravene. I tillegg er strekningen utfordrende å drifte og ved brudd på strekningen er det 11 timers omkjøring om Sverige. Prosjektet er klart til oppstart.

- **E16 Hylland-Slæen (Vestland)**
  Prosjektet skal løse rassikringsutfordringene ved bygging av lang tunnel på en viktig del av E16 mellom øst og vest. KS2 er i sluttfasen og prosjektet er klart til oppstart.

- **E45 Kløfta (Troms og Finnmark)**
  Prosjektet skal løse rasutsatte områder ved erstatning med tunnel. Prosjektet avventer KS 2.

- **E16 Arna-Stanghelle (Vestland)**
  Prosjektet skal løse rasutfordringene både for veg og bane på en av de mest rasutsatte områder i landet. Dette er et fellesprosjekt mellom Statens vegvesen og BaneNor, og en betydelig del av prosjektet er tunnel. Prosjektet avventer oppstart på KS2.

- **E39 Ådland-Svegatjørn (Vestland)**
  Prosjektet er en viktig del av lenken mellom Stavanger og Bergen og vil bidra til innkorting av reisetid mellom byene fra i dag 5 timer til 2 timer. Hoveddelen av prosjektet er broløsning over Bjørnafjorden, men prosjektet innehar også en rekke tunneler. Statlig reguleringsplan pågår og vil være klar høsten 2023.

- **E39 Ålesund-Molde (Møre og Romsdal)**
  Prosjektet skal redusere reisetiden mellom byene fra 2 timer i dag til under 1 timer. Første trinn i prosjektet er strekningen Vik-Molde, Prosjektet innebærer en undersjøisk tunnel og en brukrysning over Julsundet. KS 2 pågår.

- **E134 Dagslett-x E18 (Viken)**
  Prosjektet skal løse utfordringene med framkommelighet, trafikksikkerhet og boområder i Lier kommune. Statens vegvesen har fått styringsmål av Samferdselsdepartementet som tilsier at Vikerlalterntativer er det vi går videre med. Det innebærer en lang tunnel ut til E18. Prosjektet avventer behandling av kommunedelplan i Lier kommune og er klar for å gå videre med reguleringsplan.
- **E39 Volda-Furene (Møre og Romsdal)**
  Prosjektet skal få E39 trafikken ut av Volda sentrum og igjennom en lang tunnel. Det jobbes med revisjon av reguleringsplan for å kommer videre.

- **E39 Storehaugen-Førde (Vestland)**
  Prosjektet skal bidra til å ta E39 utenom Førde sentrum, samt løse vankelige stigningsforhold, ved å bygge en lang tunnel. Det jobbes med reguleringsplan på prosjektet.

- **Rv 5 Erdal-Naustdal (Vestland)**
  Prosjektet skal løse rassikringsutfordringene ved bygging av tunnel på Rv 5. Forslaget til kommunedelplan er nå ute på høring.

- **Rv 5 Erdal-Naustdal (Vestland)**
  Prosjektet skal løse rassikringsutfordringene ved bygging av tunnel på Rv 5. Forslaget til kommunedelplan er nå ute på høring.

- **E8 Flyplasstunnel Tromsø (Troms og Finnmark)**
  Prosjektet skal løse framkommelighetsutfordringene i Troms ved å lede trafikken i tunnel ut mot Tromsø Lufthavn. Prosjektene er en del av bypakke iTromsø. Reguleringsplanarbeidet pågår.

- **E39 Ringveg Øst – Vågsbotn-Klauvaneset (Vestland)**
  Prosjektet skal løse utfordringene med framkommelighet, trafikksikkerhet og boområder, ved bygging av NordHordlandstunnelen. Kommunedelplan er vedtatt av Bergen kommune og Statens vegvesen starter nå arbeidet med reguleringsplan.

- **Rv 15 Strynefjell (Vestland, Møre og Romsdal, Innlandet)**
  Prosjektet skal løse utfordringene med framkommelighet og trafikksikkerhet for krysningen over fjellet. Prosjektet innebærer en lang ny tunnel, med arm til Geiranger. I første omgang vil Statens vegvesen går i gang med planarbeidet for deponiområder.

- **E16 Fagernes-Hande (Innlandet)**
  Prosjektet skal løse utfordringene med framkommelighet, trafikksikkerhet og boområder, ved å trekke trafikken utenfor Fagernes sentrum og i tunnel. Statens vegvesen vurderer oppstart på arbeidet med reguleringsplan.

REMOVING THE ISLANDS BARRIER – SOCIO-ECONOMIC IMPACT OF TUNNELS IN FAROE ISLAND

Sigurd L. Lamhauge, BSc Engineering & MSc Management, CEO Landsverk
Brandur Sjúrðarson, MSc Economics, Landsverk

INTRODUCTION

Over the last 70 years, infrastructure in the Faroe Islands has developed significantly, despite the geographic challenges associated with being a remote archipelago. With each new road, tunnel, ferry, bridge, dam, and subsea tunnel, commutes have shortened considerably.

Figure 1: A map and facts about Faroe Islands

The total main road stretch has reached approximately 480km, amounting to over nine metres of road per inhabitant (Statistics Faroes). In tunnels alone, there is more than a meter per inhabitant, with around 11% of the entire Faroese main road system being underground. In comparison, Denmark and Norway have 13% and 11% of main road per inhabitant respectively, and Norway has 0.2m of tunnel per inhabitant (dst.dk, ssb.no).

Expansions in infrastructure have played a key role in the welfare of our country in easing everyday life for people and businesses as well as creating economic growth. Research from other countries also shows that infrastructure investments contribute to increased production and economic growth (Bhattacgarya et al., 2015, Stupak, 2018). However, as a society, we need to ask ourselves: With a well-developed infrastructure, will continued investments keep contributing to development and growth? Are

the benefits from continued investment greater than the costs? And does further expansion lower CO2 emissions?

The presentation will discuss and answer these questions with respect to a new route to Suðuroy. The main purpose of the study is to provide politicians with information based on sustainability.

A possible tunnel to Suðuroy would no doubt be the biggest infrastructure investment in Faroese history, both in terms of length and cost. With a cost estimation of 5.4 billion DKK, amounts to 26% of the GDP or most of the annual budget (93%). If we compare the tunnel to Suðuroy with the Great Belt Bridge connecting Zealand and Funen, the investment amounts to 15 Great Belt Bridges. These numbers suggest that the cost of this project is relatively high. It also shows the importance of a broad and thorough analysis of the project.

UN'S FRAMEWORK USED TO SHOW DIFFERENT ASPECTS

The pilot study of a new route to Suðuroy is based on the UN's definition of sustainable development, taking into account society, economy and the environment, see Figure 2 (the Brundtland report, 1987). The conclusion will therefore be based on a balance between these three components.

Figure 2: Model of analysis for the pilot study

Investing in a tunnel to Suðuroy is a big social decision. It requires careful consideration and should be based on a solid foundation, taking into account the many and varied factors involved in such a large project. The study will show possible routes to Suðuroy based on social, economic, and environmental aspects. These aspects will then be merged into an estimation of the best possible solution.

The analysis was based on five chosen scenarios, which all were compared to the base case (currernt ferry route). See figure below.

Figure 3: Overview of the chosen scenarios in the analysis

Social analysis

The social analysis estimates the extent to which the local community in Suðuroy, as well as in the whole of the Faroe Islands, can expect to benefit from an expanded infrastructure. The study reviews experience gained from previous large projects, particularly the tunnels to Vágar and Borðoy. These projects suggest a positive effect on local communities historically, including a growing population, better age distribution, as well as increased work and salaries. The effect varies between communities, as the tunnel to Vágar showed a greater effect on the local community than the tunnel to Borðoy. However, the effect is not necessarily positive. Norwegian examples show the need for certain conditions to be in place in order for investments made in infrastructure to result in regional development. Quite a few of these seem to be in place regarding Suðuroy. This supports the social argument for a tunnel to Suðuroy. However, the benefit to the community depends on commuter fees, i.e., the fees for passing through the tunnel. Higher fees can diminish the social benefits.

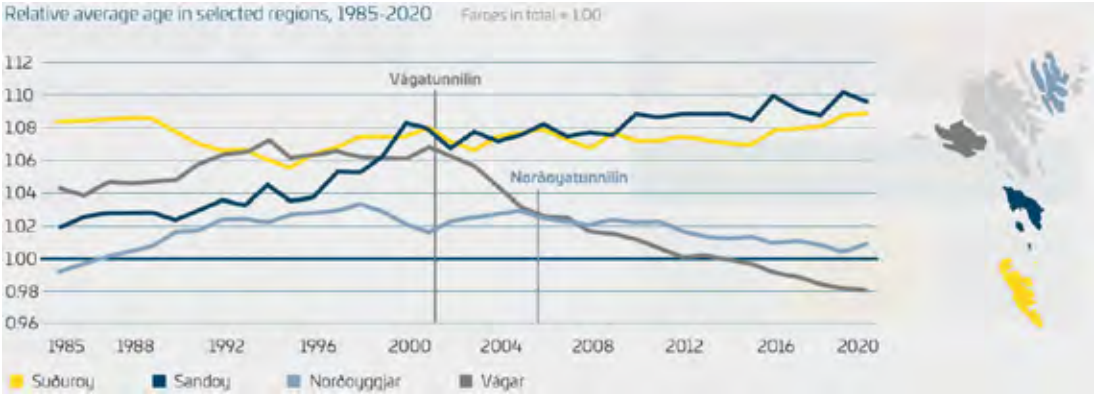


Figure 4: Proportional average age for selected islands, 1985-2020, National = 1

Economic analysis

The economic analysis compares potential solutions for a new route by looking at the cost and the investment's usage value. The usage value must outweigh the cost before it is advisable to support such an investment. The study suggests that the best financial solution is a ferry, either as it is today from Tórshavn or one from Sandoy when the tunnel is completed. According to the calculations, a subsea car tunnel provides a negative net present value of c. minus 1.6 billion DKK and should not be carried out from an economic point of view. Despite the social and consumer advantages, as well as relatively low running costs compared to a ferry, it still does not outweigh the enormous cost of a subsea tunnel. Even with considerable adjustments to conditions, a subsea tunnel still does not produce a positive present value. Neither do other possible benefits such as increased business and tourism possibilities correct the economic imbalance.

Route	1 Direct Streymoy	2 Direct Sandoy	3 Indirect Skúgoy	4 Railway tunnel	5 New ferry
Building cost:	**-4,517**	**-4,734**	**-4,906**	**-5,962**	**-809**
Construction cost	-5,638	-5,909	-6,124	-7,442	-1,023
Remaining value	1,121	1,175	1,218	1,480	214
Operation and maintenance:	**-1,101**	**-1,051**	**-1,094**	**-1,573**	**-1,625**
Operation, road	-1,101	-1,051	-1,094	-	-1,625
Operation, railway	-	-	-	-1,573	-
User profit:	**736**	**957**	**933**	**422**	**105**
Saved travel time, people	1,740	1,897	1,895	922	478
Saved travel time, goods	22	24	24	10	6
Driving cost	-1,025	-964	-986	-510	-379
Externality:	**86**	**91**	**88**	**155**	**26**
Road accidents	-54	-52	-53	-27	-19
Noise	-70	-69	-68	-35	-24
Air pollution	159	159	159	162	53
Environment (CO2)	50	50	50	55	17
Other outcomes:	**-82**	**-101**	**-109**	**-447**	**55**
Fee outcomes	203	194	198	99	71
Tax distortion	-335	-358	-368	-573	-26
Increased work force	51	62	61	27	10
Additional outcomes:	**3,200**	**3,200**	**3,351**	**3,200**	**2,319**
Savings of current route	2,892	2,892	3,044	2,892	2,319
Ferry cancellations	15	15	15	15	
Improved electricity grid, energy	251	251	251	251	-
Improved electricity grid, internet	41	41	41	41	-
NPV	**-1,678**	**-1,638**	**-1,735**	**-4,205**	**72**
IRR	2.1%	2.2%	2.2%	1.0%	3.5%
Net usage per public DKK*	-	-	-	-	1.65

*Only significant if the project has a positive NPV

Figure 5: Net present value (NPV), million DKK, 2021 prices

Environmental analysis

The environmental analysis compares potential solutions regarding CO2 emissions. The study shows that a tunnel produces considerably lower CO2 emissions compared to a ferry, with only a third of the emissions of a ferry. This amounts to approx. 231,000 tonnes less for the project period. Even though subsea tunnels produce higher emissions during construction, they produce considerably less when in use. The tunnel solutions all share similar figures for emissions. As with the economic analysis, changes have been made in calculations and conditions, confirming a subsea tunnel as the most sustainable solution.

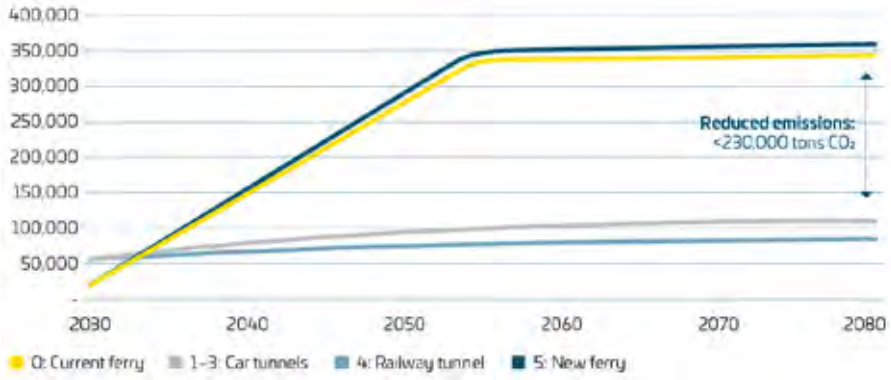


Figure 6: Accumulating emissions over time, tons CO2

A COMBINED ESTIMATION OF POTENTIAL SOLUTIONS

After discussing potential solutions socially, economically, and environmentally, an attempt will be made to provide a combined evaluation of solutions. The differing results make it difficult to combine the solutions. Socially and environmentally, a subsea tunnel is the best option, while the enormous cost of a tunnel points to a ferry instead. It is therefore a question of priority, i.e. which of the factors carries the most weight. Some consider the social factor the most important, while others focus on economy and environmental impacts.

In order to reach a combined conclusion, a multifactor analysis will be used. This aims to intertwine various factors in support of an enlightened decision. In this particular study, the social, economic and environmental aspects need to be considered together. The conclusion of the multifactor analysis is that from the point of view of sustainability, car tunnels are the best solution. They get high scores socially and environmentally but a low economic score, see figure 7.

Options	0 Current ferry	1 Tunnel from Skarvanes	2 Tunnel from Sandur	3 Tunnel via Skúgvoy	4 Rail tunnel	5 New ferry
Soocial	0	4	4	5	2	1
Economic	5	1	1	1	0	5
Enviromental	0	4	4	3	5	0
TOTAL	5	9	9	9	7	6

Figure 7: Multifactor analysis, value 0-5

CONCLUTIONS FROM ADDITIONAL ANALYSES

Regardless of whether we talk about tunnels or a new ferry, the investment is extensive and expensive. Therefore, the possible financing of a tunnel has been looked into.

The expected expenses for a possible tunnel to Suðuroy are estimated at 172 million DKK a year. Expense expectation is therefore so high that it cannot only be financed with commuter fees or by adjusting loan conditions. This study therefore investigated specific compound financing if the project is to be carried out. One of the conclusions is that leaving the current commuter fee unchanged would only finance 10% of the investment, leaving the rest to be funded by deposits or public financial support. Another conclusion suggests that by extending the lending period and letting the government play a bigger role in taking up the loan and thus reducing interest rates compared to previous tunnels, the annual financial requirements can be reduced from 172 million to 69 million DKK a year. This solution should reduce commuter fees as well as relieving the burden on the national purse.

Finally, this study looks at the possibilities of utilising the rock debris from the tunnel. A possible tunnel project produces c. 3.8 million m3 of debris that can either create new possibilities or new challenges. The possibilities lie in new projects that would otherwise require rather expensive debris. A high supply of debris can therefore open possibilities for other projects to take place during the construction of the tunnel. The debris can also be a challenge due to the vast amount of it and limitations in quality. This study stresses the importance of determining where to put the debris, or what to use it for, before the project is commenced. This study presents nine suggestions for utilising the debris, where environmental as well as archaeological aspects must be considered before any other measures are implemented.

SOURCES

Bhattacgarya et al., 2015. Driving sustainable development through better infrastructure: Key elements of a transformation program.

Brundtland, 1987. The Brundtlant Report: Sustainable Development.

Landsverk, 2019. Infrastructure on the Faroe Islands, 2018-2030.

Landsverk, 2022. Removing the island barrier - Pilot Study for a New Route to Suðuroy, Faroe Islands, https://www.landsverk.fo/Files/Images/LV%20Suduroyartunnilin%20UK%20Full%20%20Til%20WEB.pdf

Statistics Danmark, https://www.dst.dk/da/

Statistics Faroe Islands, https://hagstova.fo/fo

Statistics Norway, https://www.ssb.no/

MILJØPROSJEKTET SVEA OG LUNCKEFJELL / ENVIRONMENTAL PROJECT SVEA AND LUNCKEFJELL

Morten Hagen Johansen, Prosjektleder Store Norske Spitsbergen Grubekompani AS

SAMMENDRAG

Prosjektet med å fjerne og rydde opp i Svea-gruven på Svalbard betegnes som det største og mest ambisiøse miljøprosjektet i Norge Vi rydder opp etter mer enn 100 års gruvedrift, fjerner og sikrer forurensing i grunn og fjerner infrastruktur og avfall, blant annet veier, bygninger og flyplassen. Når vi forlater området skal det i prinsippet være som før vi begynte vår virksomhet. Terrenget, isbreene og fjellsidene skal fremstå upåvirket.

Gjennom statsbudsjettet for 2018 besluttet Stortinget at aktiviteten i Svea skulle avvikles og at områdene skulle ryddes. Selve oppryddingen var hjemlet i §64 i Svalbardmiljøloven, og det var Sysselmesteren på Svalbard som fikk ansvaret for å følge opp Store Norske på vegne av Miljømyndighetene.

Nå ligger det an til at man tilbakeleverer områdene i Svea og Lunckefjell to år før Nå ligger opprinnelig plan, og ca 900 MNOK mindre enn de første kostnadsestimatene. Deler av områdene hvor det tidligere har vært gruvedrift er også innlemmet i Van Mijenfjord nasjonalpark som ble opprettet i 2021.

Dersom Store Norske klarer å rydde opp etter mer enn 100 år med gruveaktivitet, hvor det ikke er tenkt på opprydding gjennom driftsperioden, tenk da på hva man kan få til i nye prosjekt om man tenker på opprydding fra starten.

SUMMARY

Environmental project Svea and Lunckefjell is perhaps one of the most ambitious and in any case the largest clean-up project that has been carried out in Norway. Here, after more than 100 years of mining in an area characterized by wild natural values and many cultural heritage effects, will be cleared.

Through the national budget for 2018, Stortinget decided that the activity in Svea should be discontinued and that the areas should be cleared. The clean-up itself was authorized in§64 of the of the Svalbard Environment Act. It was the Governor of Svalbard who was given responsibility for following up Store Norske on behalf of the Environmental Authorities.

Now the project is set to deliver the areas two years ahead of the original plan and about 900 MNOK under the first cost estimates. Parts of the areas where mining has taken place in the past are also included in the Van Mijenfjorden National Park which was established in 2021.

If Store Norske manages to clean up after more than 100 years of mining activity where there is no thought of clean-up throughout the operating period, we can only imagine what you can achieve if you think about clean-up from the start.

INNLEDNING

Svea ligger innerst i Van Mijenfjorden, om lag 50 km sør for Longyearbyen på Svalbard. Van Mijenfjorden er en av de større fjordene på vestsiden av Spitsbergen og er en av de siste fjordene på vestkysten som normalt er islagt vinterstid.

Figur 1: Kart over Svalbard [TopoSvalbard, 2022].

Det har vært gruveaktiviteter i Svea helt siden sommeren 1910 da Bertil Högbom annekterte området på vegne av det svenske Jernkontoret og Trafikaktiebolaget Grängsberg-Oxelösund. Frem til 1916 var drift preget av undersøkelsesdrift basert på sommer-ekspedisjoner til Svea. Fra vinteren 196/17 ble det etablert helårlig drift i gruvene i Svea. Det ble bygget en betydelig infrastruktur og i 1920 var det totalt 600 mennesker som bodde og arbeidet i Svea.

I 1934 ble Svea solgt til Store Norske. Det var lite aktivitet i Svea i de første årene og frem mot andre verdenskrig. I august 1941 ble Svea, i likhet med de andre bosetningene på Svalbard, evakuert. Og i 1944 ble Svea beskutt og brent av tyske styrker.

Etter krigens slutt returnerte personell fra Store Norske for å starte gjenoppbyggingen av Svea. Det ble etablert ny gruve og bygget opp ny infrastruktur. Denne perioden varte frem til 1949 da lave kullpriser og til dels vanskelige driftsforhold førte til at driften ble midlertidig stanset.

I tiden mellom 1950 og 1970 lå Svea mer eller mindre brakk med bare sporadisk bruk av bygningene. I 1970 startertet man opp med opprustningen av bygninger og anlegg for å utvide undersøkelsesdriften. Gjennom deler av 70- og 80-tallet var det sporadisk prøvedrift før man på midten av 90-tallet startet produksjonen i Svea Vest. Dette ble gjort samtidig som man intensiverte undersøkelsesboringen på det som hadde fått navnet Sentralfeltet.

I 1999 startet man Svea Nord gruva i Sentralfeltet. Svea Nord var den første storskala kullgruven på Svalbard og er fortsatt den største gruven som har vært i drift på Svalbard. I 2014 åpnet Store Norske Lunckefjell gruva som lå som en naturlig fortsettelse etter Svea Nord. Her kom produksjonen aldri ordentlig i gang til tross for at det første driftspanelet ble ferdig oppfart.

Grunnet lave priser ble det besluttet at driften i Svea skulle legges i driftshvile i inntil tre år, 24.september 2015? forlot det siste skipet med kull Svea.

Fra oktober 2016 til januar 2019 var Svea satt i driftshvile. I denne perioden var det kun en mindre vakt- og vedlikeholdsstyrke som jobbet i Svea for å sikre drift av bygninger og infrastruktur, samt sørge for at gruve og produksjonsanlegg kunne startes opp igjen.

I Statsbudsjettet for 2018 (St. Prop. 1S 2017/2018) ble det besluttet at driften i Svea skulle avvikles og området ryddes. Prosjektet skulle finansieres over statsbudsjettet og gjennomføres i henhold til Finansdepartementets prosjektgjennomføringsmodell med ekstern kvalitetssikring av prosjektplan, styrende dokumentasjon og kostnadsestimat (KS2). Videre la Nærings og Fiskeridepartementet, som er Store Norskes eier, føringer for at prosjektet skulle gjennomføres kostnadseffektivt.

Ryddeforpliktelsen er hjemlet i Lov om miljøvern på Svalbard (Svalbardmiljøloven). I §64 heter det blant annet «*Når en virksomhet eller deler av den opphører, skal tiltakshaveren på egen kostnad fjerne fra området alle installasjoner på overflaten, alt avfall og andre etterlatenskaper som ikke er fredete kulturminner etter kapittel V. Området skal så vidt mulig føres tilbake til sitt opprinnelige utseende. Sysselmesteren kan gi pålegg om hvilke tiltak som skal utføres, herunder om behandling av forurenset grunn. Sysselmesteren kan kreve at det stilles sikkerhet for kostnadene ved opprydding.*» [Lovdata, 2022]

FAKTA

Svea dekker ett stort område innerst i Van Mijenfjorden. Det er ingen fast forbindelse mellom Svea og Longyearbyen. Det meste av persontransporten til og fra Svea har foregått med fly, og tidvis med snøscooter om vinteren. Utstyr og materiell har i stor grad kommet sjøveien inn til Svea. Området er preget av mange ulike landskapselementer som strandsone, elvevifter, morenelandskap, fjellsider og isbreer. I tillegg til dette er området preget av en mosaikk av spredt vegetasjon og rikt på dyre- og fugleliv som sammen med landskapsformene har hatt betydning for hvordan tilbakeføringen skulle gjennomføres.

Figur 2: Kart over Svea, Lunckefjell og tilstøtende områder [TopoSvalbard, 2022].

Områdene rundt Lunckefjell, i de nordligste delene av tiltaksområdet, preges av bratte fjellsider og Marthabreen. Anleggene på Lunckefjell lå delvis på fylling på breen og delvis i ei større forskjæring. Veiforbindelsen inn til Svea Nord gruve var en om lag 3 km lang vei på tvers av breen.

Ved gruveinngangen til Svea Nord oppe på Höganesbreen var det anlagt ett større lagerplan delvis ute på selve breen. Herfra gikk det en vei langs midtmorenen ned til strandlinjen som førte inn mot Svea sentrum. I tillegg til bre og morene er dette området preget av ei stor elvevifte og bratte skråninger.

Selve Svea sentrum ligger på ei større elvevifte, men har tilstøtende landskapsformer skapt da Paulabreen raskt rykket frem, surget, på 1400-tallet [Lyså, 2015]. Områdene tett på sentrum preges av en blanding av morener og mudderflater, tidligere havbunn som er presset opp på land under surgen. Dette er også de dominerende landskapsformene videre sørvestover mot og Kapp Amsterdam som har vært utskipningsområdet i Svea.

Områdene som tilbakeføres dekker ett areal som til sammenligning dekker store deler av Oslo. Under er ett kart over Svea plassert oppe på kartet over Oslo. Her vil tiltaksområdet strekke seg fra Lambertseter i sør øst til Bogstadvannet i Nord Vest.

Figur 3: Kart over Svea, Svea Nord og veien over til Lunckefjell lagt over kartet over Oslo.

Gruvene, både Svea Nord og Lunckefjell, skulle ryddes for alt som kunne representere en mulig fremtidig forurensning. Dette innebar blant annet fjerning av plast, og tapping av oljer og smørefett fra girkasser på belteanlegg og annet fastmontert utstyr.

Svea er over tid bygget opp til å bli en stor gruveleir med alle nødvendige fasiliteter. Alt utenom fredede bygninger fjernes, dette innebærer blant annet:

- 42.000 m^2 bygningsmasse inklusive lagertelt
- 1200 m rullebane
- 190 m dypvannskai
- Lasteanlegg
- 40 m godskai
- Egen kraftstasjon med kapasitet på 28 MW
- Eget vannproduksjonsanlegg
- Lager med over 27.000 unike artikler og en samlet verdi på om lag 250.000.000 NOK
- Verksteder
- Renovasjonsanlegg
- Tankanlegg med kapasitet på om lag 17.000.000 L
- Om lag 30 km vei i dagen
- Om lag 40 km rør i bakken
- Om lag 800 shipping containere
- Over 10.000.000 tonn med gruveutstyr og maskiner

I tillegg til de om lag 30 km med veier er det bygget opp betydelige arealer til lagerplan og fyllinger, som er blitt fjernet og arrondert. Totalt er det flyttet på 2.150.000 m^3 med masser og 3.700.000 m^2 med terrengoverflate er arrondert og formet.

I mars 2018 ble første kostnadoverslag for oppryddingen utarbeidet. Kostnadsomfanget ble estimert til 2.5 milliarder og gjennomføringstiden beregnet til 2019 – 2025. Det første kostnadsoverslaget var basert på grove kalkyler av opprinnelig omfang, men uten godkjente avslutningsplaner. For Lunckefjell var det allerede i driftstillatelsen satt vilkår om tilbakeføringen etter endt drift. For Svea Nord og Svea sentrum var omfang og vilkår noe mer uklare, kun forankret i Svalbardmiljøloven.

- Områdebeskrivelse
- Beskrivelse av omfang, terrengarronderingsareal, masseflyttingsvolum, bygningsvolum osv.
- Opprinnelig plan og kostnadsnivå

GJENNOMFØRING

For å kunne søke finansiering var det behov for å dele hele prosjektet inn i ulike faser etter kompleksitet, naturlig rekkefølge i forhold til det å kunne rydde seg ut mot kaianlegget og adkomst.

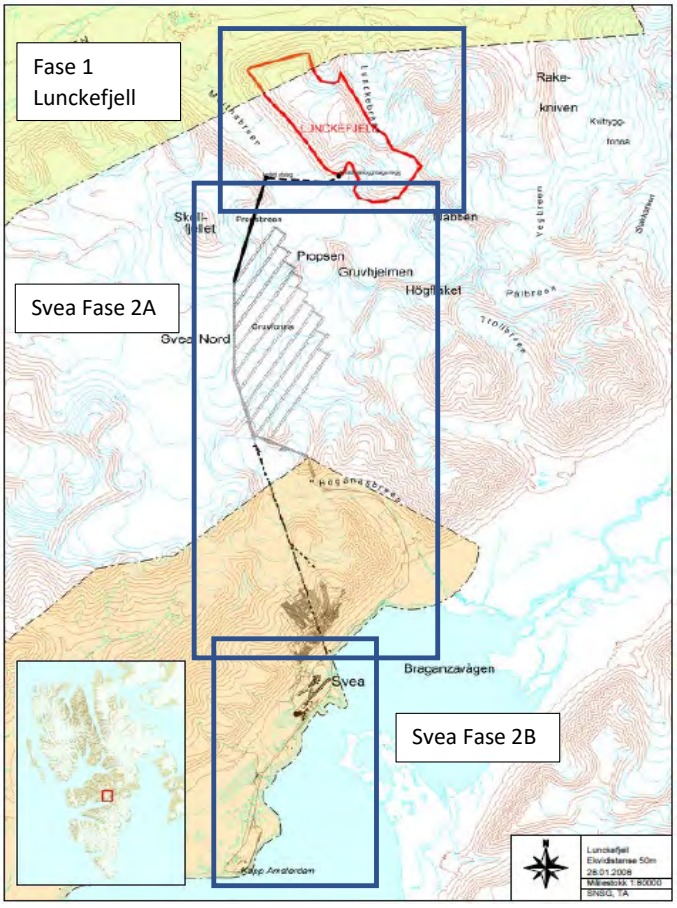
Fase 1 Lunckefjell omhandler områdene rundt Lunckefjellgruva og veien over Marthabreen, Disse områdende ligger lengst unna kaiområdene. Her var vilkårene for oppryddingen klare og gitt gjennom driftstillatelsen.

Svea Fase 2A omhandlet Svea Nord gruva og tilkomstene til denne, inklusive veien over Höganesbreen. I denne fasen var landskapselementene mer avgrenset, det var få til ingen kulturminner og de naturlige landskapsprosessene i tilstøtende terreng anses som raskere enn for store deler av Svea sentrum. Svea Fase 2A inneholdt også selve Svea Nord gruva som skulle tømmes for alt som kunne representere en mulig fremtidig forurensing.

Svea Fase 2B omhandlet Svea sentrum, verkstedsområdet, flyplassen, utskipningsanlegget på Kapp Amsterdam og veier og infrastruktur. Områdene er ett konglomerat av eldre forurensninger, kulturminner, komplekse og sammensatte landskapselementer i tillegg til at det representerer det desidert største arealet.

Det ble utarbeidet egne avslutningsplaner, styrende dokumentasjon og kostnadsoverslag for hver av de tre fasene og finansieringen har dermed også fulgt disse fasene.

Kartet under viser inndelingen av tiltaksområdet i de ulike fasene.



Figur 4: Kart over tiltaksområdet med faseinndelingen.

Under planarbeidene ble det i samarbeid med Norsk Institutt for naturforskning (NINA) utarbeidet fire hovedprinsipper for oppryddingsarbeidene:

1. Tilrettelegge for naturlige prosesser - Dette innebærer at det alltid tilstrebes enkleste løsning som tilrettelegger for at naturlige prosesser skal gjenopprettes eller videreføres i fremtiden.
2. Unngå nye inngrep eller negative effekter av selve anleggsfasen – Det kan være en risiko for at det oppstår nye inngrep eller påvirkning av selve tilbakeføringen som kan ha effekter på områdene. Dette innebærer også forbud mor innføring av fremmede arter til området.
3. Noen tiltak skal ha rask effekt – Må tenke på både kortsiktige effekter og samtidig formidle det langsiktige perspektivet. De tekniske tiltakene er kun begynnelsen på restaureringen, naturen selv skal fortsette jobben i svært langt tidsperspektiv.

4. Zoom inn, zoom ut. Bevissthet om forholdet mellom detaljer og det store bildet – Når tiltakene skal beskrives i detaljnivå må løsningene samtidig sees i det større landskapet. For mye fokus på detaljer kan ta mye ressurser uten å ha betydning for det overordnede målet.

For å sikre rett kunnskapsgrunnlag gjennom planfasen har det blitt gjennomført betydelige kartlegginger av både kulturminner og forurensninger. I alt er det tatt mer enn 900 jord og vannprøver for å kartlegge og avgrense forurensningene i grunnen. I tillegg er det blitt gjort en betydelig registreringsjobb av mer enn 110 kulturminner på bakken i Svea. Ifølge Svalbardmiljøloven er alt fra før 1946, fredede kulturminner og skal derfor få ligge og ikke skades [Lovdata, 2022].

Det er Sysselmesteren på Svalbard (SMS) som er godkjennende myndighet for utført arbeid på dette prosjektet. SMS har derfor vært tett på også i planfasen. Det er også SMS som har godkjent og gitt føringer knyttet til avslutningsplanene som har ligget til grunn for entreprisene i alle de tre fasene.

Gjennom planarbeidene utover 2019 og 2020 ble planlagt gjennomføringstid redusert med to år. Det ble satt tydelige og viktige milepeler for prosjektet:

- Q1 2019 – Oppstart entreprise Fase 1 Lunckefjell
- Q1 2020 - Oppstart entreprise Sva Fase 2A
- 6.mars 2020 – Offisiell stenging av Svea Nord gruve
- 1.juni 2020 – Flytting av leir fra Svea sentrum til ny midlertidig leir på Kapp Amsterdam
- Høsten 2020 ferdigstillelse av Fase 1 Lunckefjell
- Q3 2021 – Ferdigstillelse av entreprisen for Svea Fase 2A
- Q1 2022 – Oppstart av siste entreprise for Miljøprosjektet Svea og Lunckefjell
- 1.august 2022 – Stengning av Svea flyplass, overgang fra leir til forlegningsfartøy
- Høsten 2023 – Ferdigstillelse og tilbakelevering av tiltaksområdet for Miljøprosjektet

SUKSESSFAKTORER

Det er en rekke suksessfaktorer som har bidratt til at man har kuttet 2 år fra opprinnelig fremdriftsplan.

En av de mest sentrale suksessfaktorene har vært å dele inn prosjektet i faser. Bakgrunnen for faseinndelingen var å kunne komme raskere i gang med de fysiske arbeidene mens man likevel hadde tid til å jobbe videre med planen for de resterende fasene, og da spesielt planen for Svea sentrum. Sammen med faseinndeling av planarbeidene og de fysiske arbeidene ble det også en faseinndeling i finansieringen. Hver av de tre fasene skulle gjennom hver sin KS2 og da med påfølgende finansiering.

Gjennom at man raskt kom i gang med arbeidene på Lunckefjell, hvor vilkårene for oppryddingen var definert i driftstillatelsene, sikret man seg tilstrekkelig med tid for kartlegging og planarbeid for de to resterende fasene. Svea Fase 2B var det mest komplekse fasen hvor det var behov for å gjennomføre ett større kartleggingsarbeid innen flere fagfelt som naturverdier, kulturminner og forurensning.

Dialogen med offentlige myndigheter, og da særskilt SMS har vært kritisk i gjennomføringen av dette prosjektet. Dette er første gangen §64 i Svalbardmiljøloven blir prøvet i en så stor skala. SMS satt inn en dedikert ressurs for å følge opp Miljøprosjektet fra myndighetenes side. Dette har i seg selv bidratt til at dialogen med myndighetene har gått lettere og myndighetene har kunnet være tettere på prosjektet i både arbeidet med planverket, men også i under gjennomføringen av de fysiske arbeidene.

Gitt prosjektets omfang og spesielle utfordringer ble det tidlig avklart at vi og SMS måtte se på hvordan samarbeidet mellom Store Norske som byggherre og SMS som godkjennende myndighet skulle være. Det var viktig å komme tidlig i gang med de fysiske arbeidene da driften av Svea under prosjektfasen var meget kostbart. Vi hadde derfor ikke tid til å forholde oss til normale byråkratiske prosesser hvor det utarbeides komplette planer før disse oversendes til godkjenning.

For dette prosjektet ble det derfor besluttet at vi skulle involvere SMS i planarbeidsprosessene og sikre en tett og åpen dialog. Dialogen med myndighetene har under hele prosjektet vært preget av åpenhet og hyppige avklaringer og statusoppfølginger. «Vi skal ikke ha hemmeligheter for hverandre» har vært ett mantra for samarbeidet med SMS og har bidratt til daglig dialog med SMS.

Tett dialog og åpenhet har ført til at SMS har fått inngående kjennskap til planlagt gjennomføring og at Store Norske løpende har fått tilbakemelding på at man er på rett vei i planarbeidet. Når avslutningsplanene for henholdsvis Svea Fase 2A og Svea Fase 2B ble overlevert SMS var det allerede forholdsvis klart på hva SMS ville gi av tilbakemeldinger. Dette førte igjen til at Store Norske har kunnet starte arbeidet med tilpassingen av planen for å ivareta de vilkår SMS ville sette for oppryddingen.

Det er få tilsvarende prosjekter å hente erfaring fra og det har vært aktivitet i Svea i mer enn 100 år. Dette har ført til at det har vært betydelige usikkerhet knyttet til en rekke fag og momenter i prosjektgjennomføringen, slik som omfang av forurensning, både kjente og ukjente. Hensynet til kulturminner og arbeidet rundt disse har også vært ett sentralt tema i forbindelse med usikkerhetsstyringen. Store Norske har fra start valgt å ha en aktiv usikkerhetsstyring i prosjektet, dette for å tidlig kunne identifisere de ulike usikkerhetene og samtidig kunne gjøre tiltak for å redusere sannsynlighet og/eller effekten av disse. Det å ha ett aktivt forhold til usikkerhetene hvor en gjør løpende kvalitative og kvantitative vurderinger har bidra til å kunne gjøre de rette tiltakene tidlig og således redusere usikkerheten i prosjektet.

Grensesnitt, både mellom egenregiarbeid og entrepriser og mellom entreprisene, har vært en stor usikkerhet i prosjektet. Gjennom arbeidet med usikkerhetene i planfasen ble det avdekket at det å splitte opp siste fase i to separate entrepriser, en på sanering av bygninger og en for resterende terrengarbeider og samtidig skape tidsrom mellom entreprisene bidro til mer effektiv gjennomføring og har sikret at Store Norske kunne engasjere saneringsentreprenør til jobben med å sanere bygningene. Dette har vært sentralt for å redusere totalusikkerheten for siste fase av prosjektet.

RESULTAT

Miljøprosjektet Svea og Lunckefjell er nå på oppløpssiden av siste fase. Nå, høsten 2022, ferdigstilles store deler av de siste terrengarbeidene i Svea. Planen for de siste arbeidene er at Svea demobiliseres i månedsskiftet november/desember 2022. Gjennom vinteren 2023 vil det være lite aktivitet før entreprenør kan komme inn etter at isen har gått på fjorden. Entreprenøren vil da gjennomfører de siste ukene med arbeider før området skal tilbakeleveres til SMS tidlig høsten 2023. Dette er mer enn to år tidligere enn hva som lå til grunn for første plan og kostnadsestimat. Ikke bare vil prosjektet ferdigstilles to år tidligere, men prognoser pr høsten 2022 tilsier også at prosjektet har spart om lag 900 MNOK sammenlignet med opprinnelig kostnadsoverslag.

Når Svea tilbakeleveres til SMS er det kun fredede bygninger og kulturminner som vil være igjen i Svea. Terrenget vil se mer eller mindre urørt ut og det forventes at naturen selv igjen vil overta området.

Høsten 2022 er områdene for Fase 1 Lunckefjell og Svea Fase 2A allerede tilbakelevert SMS. Endelig godkjenning vil ikke foreligge før hele prosjektet tilbakeleveres til SMS. Tilbakemeldingene så langt er at Store Norske har oppnådd de resultater som er forventet for denne jobben. Ett godt eksempel på at man faktisk kan rydde etter betydelig industriaktivitet i arktis kom da daværende Klima- og miljøvernminister Sveinung Rotevatn sommeren 2021 åpnet den nye Van Mijenfjorden nasjonalpark. Denne nasjonalparken inneholder blant annet områdene som var en del av Fase 1 Lunckefjell og Svea Fase 2A.

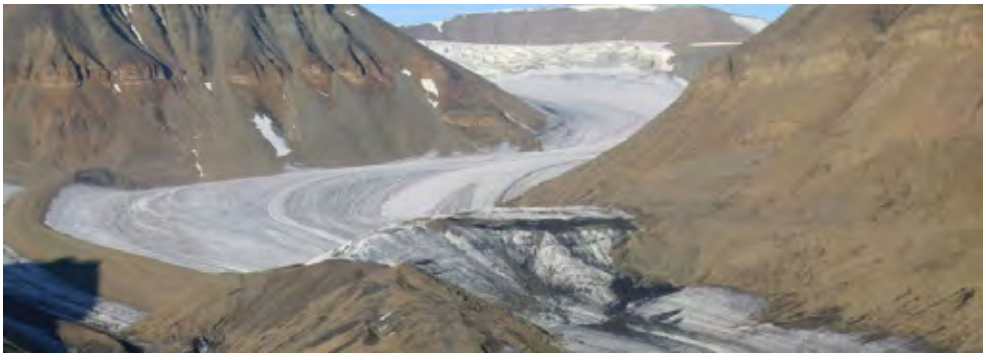
Stolt minister i Svea

Han var ganske stolt, klima- og miljøminister Sveinung Rotevatn (V), da han fikk den sjeldne muligheten til å åpne en ny nasjonalpark.

Bilde 1: Utklipp fra Svalbardposten 01.07.2021 [Svalbardposten, 2021]

Bilde 2: Bildet viser mer eller mindre samme område ved Lunckefjell før og etter oppryddingen. På bildet til høyre kan man skimte en nyanse forskjell i isen på breen der hvor veien en gang gikk. Dette skyldes at veien har isolert for nedsmeltingen av isen under veien og tidligere veitrase fremstår som en liten rygg på breen. Det er forventet at denne vil forsvinne helt i løpet av få år.

Bilde 3:: Bildet fra arbeidet med Strandveien i Svea Fase 2A høsten 2020.



Bilde 4: Bildet viser områdene ved gruveinngangen på Höganesbreen.

Bilde 5: Områdene med veien opp mot gruveinngangen på Höganes og brannøvingstomta i Svea.

Områdene rundt Svea sentrum og utover mot Kapp Amsterdam er i ferd med å ferdigstilles. Her er det blant annet fjernet en flyplass med 1200 meter grusbane. Områdene er nå tilpasset tilstøtende terreng og det er skapt mindre rygger etc. for å bryte opp de store flatene. Det som tidligere var kanaler hvor man ledet elven bort fra sentrum er nå fjernet og elven har igjen fått spille fritt slik at elveviften store deler av Svea sentrum lå på igjen skal kunne bli en levende vifte.

Bilde 6: Bildet over området hvor flyplassen, Svea sentrum og gruveinngangen lå.

Miljøprosjektet Svea og Lunckefjell har gitt mange læringspunkter, og det viktigste læringspunktet er at det faktisk går an å rydde opp etter seg. Store Norske har ryddet opp i Svea etter 100 år med industriaktivitet, og leverer området i en slik stand at det fremstår mer eller mindre uberørt. Dette viser atman kan ha industriaktivitet og rydde etter.

Svea er ryddet etter at det har vært aktivitet der uten at det er tenkt på å rydde etter seg. Dette gjøres nå på to år kortere tid enn først planlagt og til 900 MNOK under budsjett. Tenk da bare å hva man kunne fått til om det var tenkt opprydding fra oppbyggingen av.

REFERANSER

Lovdata.no Lov om miljøvern på Svalbard

toposvalbard.npolar.no – Norsk Polarinstitutt

Astrid Lysså – Da Paulabreen skapte Svalbards største innsjø – 2015

Svalbardposten – Stolt minister i Svea - 2021

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2022

JERNBANEBYGGING I MOSS – TUNNELDRIVING I BYNÆRE STRØK

Railway construction in Moss – tunnelling in urban areas

Kenneth Haraldseth, Ingeniørgeolog og Prosjektleder Tunnel, Bane NOR og WSP Norge AS

SAMMENDRAG

Som en del av tilbudsforbedringen for togreiser på Østlandet bygger Bane NOR 10 km dobbeltspor i ny trasé gjennom Moss. Prosjektet heter Sandbukta-Moss-Såstad og omtrent 5 kilometer av traséen blir lagt i tunneler under Moss by blant annet for å frigjøre areal i det tettbebygde området. Mange av prosjektets utfordringer er knyttet til det å bygge et samferdselsanlegg i en by og prosjektet viser mange av de typiske utfordringer som må håndteres spesielt knyttet til tunnelbygging i tettbebygget område og bystruktur. Store volumer berg sprenges og transporteres tett på byens befolkning og eksisterende infrastruktur. Støy, vibrasjoner, trafikkbelastning og inngjerdede byggeplasser og riggområder er en del av innbyggernes dagligliv i lang tid. Videre er Moss by, som mange andre byer i Norge, lokalisert på områder med kvartære marine løsmasseavsetninger. Dette gir ytterligere utfordringer hvor prosjektet må håndtere risiko for setningsskader og påvirkning på områdestabilitet. For å lykkes med prosjektet er det avgjørende å beholde et godt omdømme lokalt. Det sikrer at vi har interessentenes tillit til jobben vi gjør og til den informasjonen vi gir. Gjennom kontinuerlig kommunikasjonsarbeid, møte omgivelsene med respekt, og være en profesjonell aktør i alt vi gjør, vil vi kunne påvirke omdømme og gjennomføringsevnen positivt.

SUMMARY

As part of our assignment to improve the rail services in Eastern Norway, Bane NOR is to build 10 km of double track rail on a new route through Moss. The project is called Sandbukta-Moss-Såstad and approximately 5 km of this route will be laid in tunnels under Moss city; this will, among other things, free up land in the congested town centre. Many of the project's challenges are linked to building a transport system in a city, and the project displays many of the typical tasks that must be dealt with, particularly related to tunnel construction in built-up areas and urban environments. Large volumes of rock are blasted and are under transport close to densely populated areas and existing infrastructure. Noise, vibrations, traffic congestion and fenced construction sites and rigging areas have now become part of the residents' daily life. Furthermore, Moss city, like many other cities in Norway, is located in an area with quaternary marine soil deposits. This presents additional challenges; the project must deal with the risks of subsidence damage and impacts upon ground stability. In order for the project to be a success, it is crucial to maintain a good reputation locally. This ensures that we have the stakeholders' trust in the work we do and in the information we provide. Through continuous communication work, meeting those around us with respect, and being a professional actor in everything we do, we will be able to positively influence our reputation and effectivity.

INNLEDNING

Bane NOR bygger 10 km ytt dobbeltspor gjennom Moss kommune, på strekningen fra Sandbukta i nord til Såstad i syd, inkludert en ny jernbanestasjon i Moss sentrum og 2 tunneler på 2,7 og 2,3 km. Prosjektet heter Sandbukta-Moss-Såstad (SMS).

Etterspørsel etter togreiser på Østlandet forventes å øke de kommende årene. Dette må møtes med et bedre togtilbud med blant annet økt frekvens og økt kapasitet. Prosjektet er en del av effektpakke 03 og skal gi en tilbudsforbedring for lokal, region- og regionekspresstog mellom Oslo og Moss, og skal legge til rette for senere tilbudsutvikling på samme strekning og i korridoren. Nye Moss stasjon bygges slik at det i fremtiden blir mulig med fire avganger pr. time hver vei for både lokaltog og InterCity-tog, i tillegg til godstog. Reisetiden til Oslo blir ca. 30 minutter for de raskeste togene og det nye dobbeltsporet inngår i utbyggingen av InterCity-strekningene på Østlandet.

Figur 1: Oversiktskart over prosjektet Sandbukta-Moss-Såstad

Figur 2: Oversikt over trasé og delstrekninger på flyfoto. Dagsone Moss Sentrum med ca 1 km lengde er utsatt som følge av områdestabilitet og stabiliserende tiltak.

Fra nord til sør består prosjektet av følgende strekninger:

- Dagsone Sandbukta ca. 700 meter
- Mossetunnelen 2,7 km, hvorav 2,3 km er bergtunnel og 400 meter er betongkulvert i byggegrop (Kransen kulvert).
- Stasjonsområdet i sentrum: 800 meter lang dagsone med stasjonsområde og byutvikling
- Carlbergtunnelen 2,3 km hvor 2,1 km er bergtunnel og 200 meter er kulvert i løsmasser (Carlberg kulvert)
- Dagsone Rygge fra Carlbergtunnelen til Såstad i sør 4,1 km

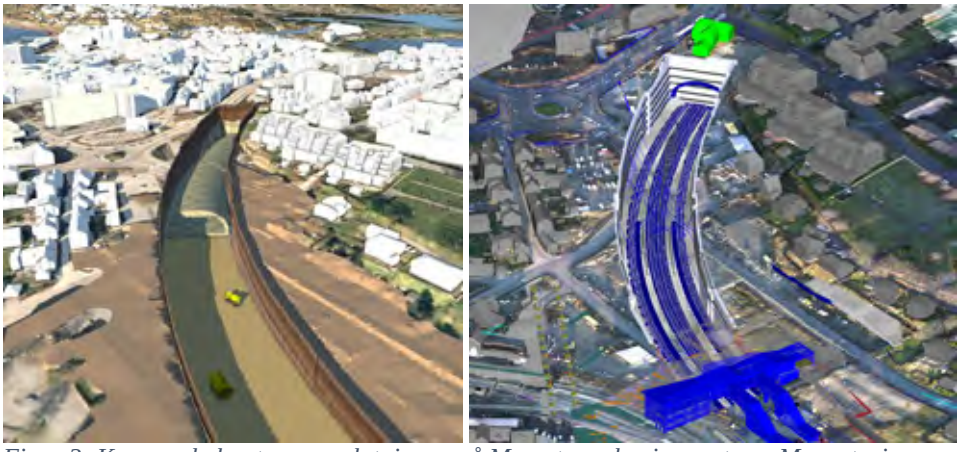
I tillegg er det 4 rømningstunneler. Totalt utgjør dette en tunnellengde er over 6,5 km og nærmere 2,5 millioner tonn sprengstein.

Begge tunnelene går fra bergtunnel til kulvert i løsmasser i hver sin sørlige ende. Begge disse bygges med cut and cover-metoden hvor de dypeste partiene har vegger bestående av armerte slissevegger. Kransen kulvert vil få en lengde på ca 400 meter, maks bredde 35 meter og maks dybde 30 meter, se figur 3.

Underbygningsarbeidene og tunnelbyggingen gjøres av MossIA som er et arbeidsfellesskap mellom Implenia og Acciona. Kontrakten er en totalentreprise hvor arbeidsomfanget opprinnelig omfattet i hovedsak alle underbygningsarbeider for hele den 10 kilometer lange strekningen.

Det ble i 2019/2020 funnet større forekomster av kvikkleire enn først antatt i Moss sentrum, og områdestabiliteten måtte utredes på nytt i 2020-2021. Utredningen konkluderte at omfattende fysiske stabilitetstiltak er nødvendig å gjennomføre før videre jernbanebygging i

dagsonen i sentrum kunne fortsette. Som følge av dette ble det nødvendig å replanlegge denne delen av prosjektet, og Bane Nor besluttet å avbestille alle arbeider i dette området fra totalentreprisen. MossIA bygger likevel de resterende 9 kilometerene av prosjektet – som opprinnelig planlagt.



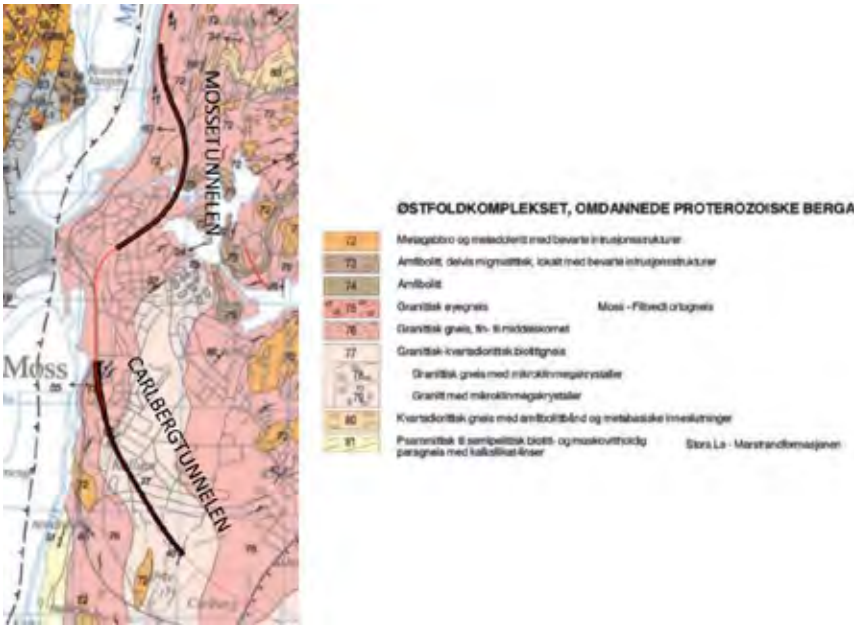
Figur 3: Kransen kulvert som avslutningen på Mossetunnelen inn mot nye Moss stasjon

Forberedende arbeider startet høsten 2017. Byggestart for underbygning (MossIA) var 2019. Per i dag er ca. 85 % av bergtunnelene ferdig drevet, og arbeidene med vann- og frostsikring i form av full utstøpning med membran har nylig startet (høsten 2022). Arbeidene i dagsone Sandbukta (i nord), Carlberg kulvert og dagsonen i sør på Carlberg/Dilling er godt i gang og har pågått i ca 2,5 år.

GEOLOGI

Området ligger geologisk i Østfoldkomplekset, hvor berggrunnen hovedsakelig består av granittisk gneis. I bergmassen er det observert tre hovedsprekkeretninger, og typisk for området er forkastningssoner orientert i NØ-SV. Oslofjordforkastningen langs Østfoldkysten går i Mossesundet og Verlebukta like vest for traseen, og skiller Jeløya fra fastlandet. Forkastningen skiller grunnfjellet i øst fra Oslo-graben, og sedimentære og vulkanske bergarter i vest. Svakhetssonene som opptrer langs med tunnelene har trolig sammenheng med deformasjonene som har oppstått i forbindelse med hovedforkastningen.

Topografien langs traseen er variert med koller med bart fjell i nord og flatt landskap i sør, og varierende løsmassemektighet over tunneltraseen fra 0 til over 25 m. Området er i sin helhet under marin grense, løsmassene er marine og bestående delvis av leire og kvikk leire. Bebyggelsen er fundamentert direkte på berg og på løsmasser, flere områder er setningsømfintlige.



Figur 4: Oversikt over berggrunnsgeologien i området.

TUNNELBYGGING I BYNÆRE STRØK

Prosjektet består av å bygge ny jernbane gjennom en by og bynære strøk med tett bebyggelse. Dette fører til at vi må håndtere problemstillinger og utfordringer knyttet til det å bygge tett opp til byens befolkning. Alle byens innbyggere er i prinsippet viktige interessenter til prosjektet og mange blir daglig påvirket av anleggsaktivitetene. I Moss finnes det betydelige mektigheter med marine løsmasser som er sensitive for både setninger og lav stabilitet. Dessuten ligger tunnelene ofte grunt og dermed er bergoverdekning mange steder liten eller mangelfull.

Noen typiske problemstillinger eller utfordringer knyttet til tunnelbygging i byer og bynære strøk, og som også er aktuelle for SMS-prosjektet:

- Støy og vibrasjoner hos naboer og bebyggelse
- Massetransport og anleggstrafikk i bygater og boligstrøk
- Mange interessenter og økt mediaoppmerksomhet
- Fare for setningsskader på bygningsmasse på løsmasser
- Påvirkning av områdestabilitet
- Lav eller ingen bergoverdekning over tunnelene

STØY OG VIBRASJONER

Restriksjoner og grenseverdier for støy og vibrasjoner er gitt av støyforskrift T1442, NS8141 samt utslippstillatelsen fra Statsforvalteren. Eksempelvis er grenseverdien for innendørs støy

fra anleggsaktiviteter i tunnel er på nattestid så strengt som 25 dB. I praksis skal man nærmest ikke kunne høre anleggsaktiviteter inne i boliger på natt. Med døgnkontinuerlig drift er dette en utfordring. Dette løses ved å sette restriksjoner på typer aktiviteter som kan foregå på natt. Støyende aktiviteter som sprengning, pigging og boring er ikke tillatt mellom klokken 23 og 07. Andre aktiviteter som lasting av stein og kjøring med tunge maskiner i tunnel er også ofte problematisk på natt da dette ofte, men ikke alltid, danner støy og strukturstøy i boliger.

Salver varsles blant annet via systemet «nabovarsling.no» der naboer og andre interesserte kan følge med på planlagte og utførte salver, og der man også kan abonnere på varsel. Vi har også nabovaktstelefon tilgjengelig dag, kveld (til 21) og i helger (08-19) der naboer og berørte kan henvende seg om det skulle være noe. Det tilbys hotellovernatting til naboer som er ekstra berørt.

Det er blitt brukt både nonel og elektronisk tennersystem og begge deler har gitt vibrasjoner stort sett under grenseverdier. Likevel oppleves vibrasjonene som skremmende og kraftige for bekymrede naboer. Prosjektet jobber derfor jevnlig med informasjon til naboene og når de tar kontakt så forsøker vi gir vi fyldige og åpne tilbakemeldinger. Informasjon til naboer er her et viktig verktøy for å opprettholde et godt forhold til dem. Det jobbes med kommunikasjon for at naboene får riktig forventningsnivå i forkant for å unngå overraskelser.

MASSETRANSPORT OG ANLEGGSTRAFIKK

Totalt sett er det ca. 2,5 millioner tonn stein som skal sprenges og fraktes ut av tunnelene og videre gjennom bygater og boligstrøk. Inkludert betongbiler og annen tungtransport er det anslått at ca 100.000 lastebiler skal både inn og ut av tunnelene. Dette skaper en tydelig endring i trafikkbildet og kan øke risikoen for hendelser mellom myke trafikanter og tungtransport. Det er mange skoler og barnehager i området, eksempelvis er det i bare en av boliggatene tre barnehager og to barneskoler som passeres.

Figur 5: Trafikksikkerhetsdag på Verket skole

Dette håndteres ved ulike både fysiske og kommunikasjonsmessige tiltak. God kontakt med skolene og barnehagene er svært viktig. Det er gjennomført besøk med lastebil på barneskolene. Her har det blitt demonstrert blindsoner for barna. Vi har trafikkvakter ved overgangsfelt ved skoledagens start og slutt. Det er satt opp rekkverk på enkelte strekninger med fortau som ligger tett inntil vei. Det er gjennomført trafikktellinger og trafikksikkerhetsplaner revideres jevnlig gjennom prosjektets gang.

GRUNNVANNSDRENASJE OG SETNINGSFARE

Gjennom historien har mennesker bosatt seg langs kysten på områder med næringsrik jord. Byer og tettsteder har vokst seg større og større i disse områdene og beliggenheten av dagens byer sammenfaller derfor ofte med områder med mektige marine løsmasseravsetninger.

SMS-prosjektet er ikke noe unntak fra dette og store deler av tunnelene ligger i og under marine løsmasser som består delvis av leire. I slike områder er bebyggelsen sårbar for setningsskader dersom grunnvannsdrenasje til tunnelene skulle føre til redusert poretrykk og videre konsolidering av løsmassepakkene. Gjennom flere prosjektfaser er det gjennomført grunnundersøkelser for å avdekke setningsømfintlige områder. Tunnelene har strenge tetthetskrav helt ned til 5 liter/minutt/100 meter.

Monitoreringsplanen beskriver opplegg for overvåkning av grunnvannsforhold. Det brukes i dag poretrykksmålere som har vært i drift siden flere år før byggefase. Det er også installert supplerende poretrykksmålere i flere runder i byggefase. En utfordring har også vært at noen målere har sluttet å fungere blant annet som følge av injeksjonsmasse som har støpt de igjen. Dette har lært oss at man må opp i et robust antall poretrykksmålere i slike områder, slik at man kan tåle noe frafall underveis. Poretrykksmålerne er alle koblet til GSM-sendere slik at man kan følge og overvåke i sanntid på web-grensesnitt.

I tillegg gjøres setningsnivellering på bygningsmasse i området. Det er montert over 3000 målebolter på bygninger over tunnelene, og det er gjennomført ca 1500 bygningsbesiktigelser langs med tunneltraséene.

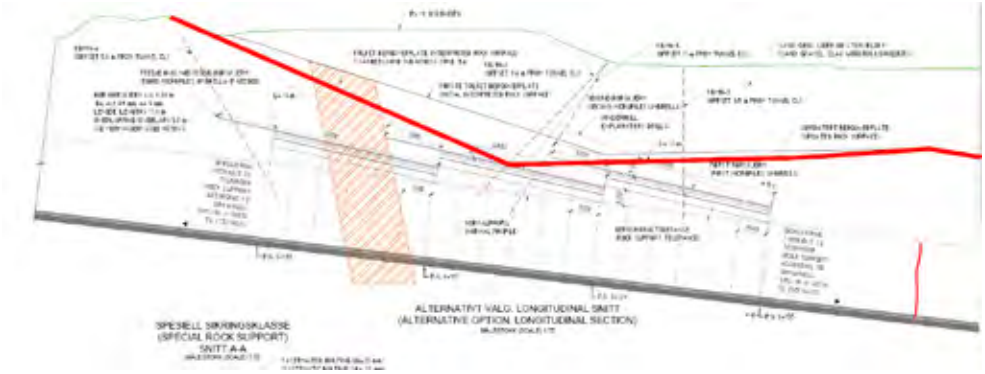
Faktisk innlekkasje i tunnelene måles og kontrolleres jevnlig på støpte betongterskler.

Avbøtende tiltak for grunnvannsdrenasje er i hovedsak berginjeksjon og vanninfiltrasjon fra brønner. Det gjennomføres systematisk berginjeksjon i alle tunneler i dette prosjektet. Vanninfiltrasjon gjøres etter behov, men er kun ment til bruk i byggefase. Det er benyttet noe vanninfiltrasjon underveis i områder med vannlekkasjer og setningsfare. Trykk og fløde kan styres via nett fra pc på kontor. Infiltrasjonen justerer seg automatisk etter signaler fra poretrykksmålerne som står i nærheten. Det har imidlertid vist seg at det er noen utfordringer og læringspunkter med bruk av infiltrasjonsbrønner. Det er både tekniske og organisatoriske utfordringer med dette. Systemet krever tett oppfølging og brønnenes funksjon må testes og man må prøve seg fram. Mange situasjoner krever kommunikasjon mellom både tunnelmannskap, geologer og geoteknikere for å tilpasse infiltrasjonsbrønnene en gitt situasjon eller hendelse som har oppstått. Dette har vist seg å være krevende spesielt utenfor normal arbeidstid. Videre har det vist seg at en del av brønnene mistet sin infiltrasjonsevne over tid, dvs gått tett. Noen av brønnene har måttet bli erstattet av nye.

BERGOVERDEKNING – EN «LUKSUSVARE»

Tunnelbygging i bynære strøk handler i stor grad om frigjøring av areal ved å legge infrastruktur ned i bakken. Overdekning og da spesielt bergoverdekning er derfor ofte en «luksusvare»: det viser seg at noen av de store tekniske utfordringene er knyttet til det å drive tunnel på strekninger med svært liten eller manglende bergoverdekning. Dette er også tilfellet for prosjektet i Moss.

Mossehallen rømningstunnel krysser under den svært trafikkerte riksvei 19 som leder trafikken mellom Bastøferga og E6. Dette gjøres med full og uhindret trafikkbelastning. Her drives tunnelen med ned mot ingen bergoverdekning under vegen. Løsmassene over tunnelhengen består delvis av veifyllinga og en avfallsfylling fra 50-tallet, og det er bare 6-8 meter mellom tunnelhengen og asfalten. Sikring og driving er gjort med etablering av rørskjerm og sikringsbuer. Forurenset grunnvann fra avfallsfyllinga ble oppdaget i tunnelen, dels i innlekkasjevann og dels i returvann fra innboring av rørene i rørskjermen. Prøver og undersøkelser ble foretatt for å sikre de ansattes helse og sikkerhet.



Figur 6: Lengdesnitt av rømningstunnelen under riksveg 10. Figuren viser blant annet de 3 rørskjermene. Rød linje viser bergoverflaten og grønn linje viser terreng og overflaten av veien.

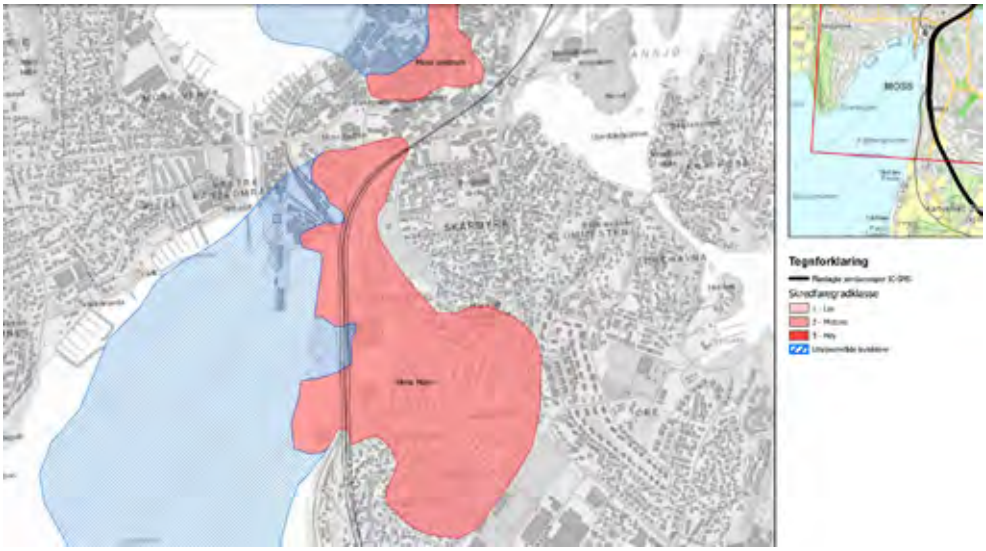
Mossetunnelens hovedløp krysser under en dyprenne i berget ved Circle K i Moss. Her er tunnelen ca 30 meter under terrengoverflaten, mens bergoverdekningen er ned mot 70 cm over teoretisk profil. For å sikre stabilitet i tunnelen ved passering av denne sonen og for å unngå å oppleve løsmasser i hengen, ble løsmassene stabilisert fra dagen ved boring og etablering av 650 overlappende jetpeler. Disse danner en sammenhengende blokk med styrke minimum 2 MPa og ligger slik at den fyller bunnen av dyprennen med en tykkelse opp til 8 meter. Jetpelene ble boret fra bensinstasjonen som ligger over. Her gjennomførte Bane NOR midlertidig erverv av eiendommen for å få tilgang.

Figur 7: Lengdesnitt av Mossetunnelens hovedløp som krysser under dyprennen i berget ved Circle K. Tunnelhengen tangerer bergoverflaten nederst i kløften, hvor løsmassene er stabilisert med jetpeler.

Carlbergtunnelen ligger jevnt over ca 20-30 meter under tett bebygget boligstrøk. Bergoverdekning varierer med 10-20 meter, og løsmassemektigheten varierer 0-20 meter.

OMRÅDESTABILITET OG TUNNELAKTIVITETER

I Moss har vi marine løsmasser med kvikkleire og skrånende terreng. Anleggsaktiviteter i slike områder kan generelt utgjøre en risiko for redusert områdestabilitet og i verste fall utløsning av områdeskred eller kvikkleireskred. I SMS-prosjektet er det gjennom grunnundersøkelser i de ulike planfaser blitt avdekket stadig større leirforekomster. Dette førte til at områdestabiliteten måtte utredes og beregnes på nytt i 2021.



Figur 8: Faresoner for leirskred definert i rødmerkede arealer.

Områdestabilitetsrapporten *(NGI, 2021)* definerer faresoner for utløsning av leirskred og beregnede sikkerhetsfaktorer som i utgangspunktet (før bygging) er ned mot 1,06 som laveste. Dette påvirker ikke bare dagsonearbeider, men også tunnelbyggingen og tunnelaktiviteter må derfor nøye vurderes hvorvidt de påvirker områdestabiliteten.

Mossetunnelens sørlige del og Carlbergtunnelens nordlige del går dels i (under) og forbi (nært opptil) de definerte faresonene for skred. Det var ønskelig med en risikobasert tilnærming til problemstillingen om hvorvidt tunneldriving (bergtunnel) kunne påvirke områdestabilitetssituasjonen. Et team med geoteknikere og ingeniørgeologer ble satt sammen og det ble gjennomført en geoteknisk risikovurdering for tunnelaktiviteter, med fokus på områdestabilitet og setningsskader. Her ble det vurdert at det er spesielt aktiviteter som kan føre til en økning i poretrykket i overliggende løsmasser som kunne være kritisk med tanke på en eventuell reduksjon i sikkerhetsfaktorene mot skred. Berginjeksjon fra tunnel viser seg å påføre bergmassen et overtrykk som man relativt direkte kan observere i løsmassenes poretrykk. Spesielt i områder med lavere bergoverdekning ser man en tydelig respons i poretrykksmålerne. Økninger på 30-40 kPa i omkringliggende leire er blitt observert i sammenheng med injeksjon.

Videre viser det seg at sprengningsinduserte vibrasjoner drar med seg en forbigående økning i poretrykk *(NGI, 2022)*. Ved flere salver kan det tenkes at man kan oppnå en akkumulert poretrykksøkning som er uønsket. Her bør man kunne se vibrasjoner og poretrykk i sammenheng. Det er derfor montert vibrasjonsmålere i leiren i dybder ned til 10 meter og i nærhet til poretrykksmålere. Et slikt opplegg for overvåkning gir oss data hvor vi kan forsøke å finne korrelasjoner og videre forståelse for denne sammenhengen.
Prosjektet har opplevd vannførende svakhetssoner som har drenert omkringliggende løsmasser. For å unngå setningsskader har vi brukt infiltrasjonsbrønner langs med tunneltraseene i de setningsømfintlige områdene. Her opplevde vi også at infiltrasjonsbrønnene økte poretrykket ikke bare der hvor denne effekten var ønskelig, men også i faresonene for skred lengre vekk fra stuff og der hvor poretrykksøkninger er generelt uønsket for å ikke redusere stabiliteten. For å finne riktig trykk og fløde for infiltrasjonen måtte man altså ta hensyn til to motstridende «interesser». Det var ønskelig å øke poretrykket i en del av brønnenes influensområde, mens det var uønsket i en annen del.

Disse problemstillingene krever et tett tverrfaglig samarbeid og det er et mål å avdekke eventuelle grenseverdier for poretrykksøkninger og vibrasjoner i leiren. Dette er grenseverdier som påvirker tunnelaktivitetene og som også krever kontinuerlig overvåkning. I ett området, ved Kleberget, har vi foreløpig satt grenseverdien på maks svingehastighet (uveid) nede i leiren på 13 mm/sek *(NGI, 2022)*.

INTERESSENTER OG MEDIAOPPMERKSOMHET

Prosjektet har en åpen og proaktiv tilnærming til ekstern kommunikasjon, og informerer aktivt via eksterne og egne kanaler. Ved å jevnlig informere om arbeidet og fremdrift, bygger vi omdømme og tillit. Et godt omdømme lokalt er avgjørende for gjennomføringen av SMS-prosjektet.

Vår primære eksterne informasjonskanal er nettsidene våre, www.banenor.no/moss. Sekundære kanaler er blant annet Facebook, nyhetsbrev, direkte e-post og sms. Vi bruker

også lokalpressen aktivt. En ettermiddag i måneden stiller representanter fra prosjektet på bylab – kommunens servicetorg - der interesserte kan komme innom og stille spørsmål og få informasjon.

SMS-prosjektet jobber etter en strategi der naboer/særskilt berørte om mulig skal varsles om saker og hendelser som berører dem *før* budskaper kommuniseres i media og i andre eksterne kanaler.

Vi har en egen nabokontaktordning, for å sikre at naboer og andre berørte har en enkel kanal inn til prosjektet. Nabovakten kan nås via e-post og en vakttelefon som er åpen til kl. 21 på hverdager og fra 08 til 19 i helg.

På kommunikasjonssiden har Bane NOR et tett samarbeid med tunnelentreprenøren MossIA. I ukentlige møter drøfter vi henvendelser som er kommet den siste perioden, og det foreslås tiltak for å sikre at naboer/berørteblir ivaretatt.

Vi gjennomfører et bredt spekter av tiltak for å ivareta naboer og andre berørte. Det kan være å legge informasjon om støyende arbeider og øreproppер i postkasser , sende ut SMS, eller å banke på hos de mest berørte med en sommerhilsen og tilbud om en prat.

Når vi blir kontaktet av lokallag og foreninger eller andre lokale aktører som ønsker møter med oss for å få mer informasjon, er vi alltid på tilbudssiden, og når vi blir varslet om spesielle hendelser, som for eksempel konserter, forsøker vi å legge om aktivitet for ikke å forstyrre.

VEIEN VIDERE

Ca 15 % av volumet for tunneldriving gjenstår. Dette er strekningene inn mot dagsone Moss sentrum fra nordsiden og inn mot Moss havn fra sørsiden med henholdsvis Mossetunnelen og Carlbergtunnelen. Disse områdene er karakterisert ved å ha den aller tetteste bystrukturen samt nærhet til faresoner for skred og setningsømfintlige løsmasser.

Så skal hele dagsone sentrum mellom tunnelene bygges ut. Først med områdestabilitetstiltak, og deretter hovedarbeidene med bygging av jernbane i Kransen kulvert og nytt stasjonsområde. Videre skal grensesnittene mot stasjonsområdet ivaretas. Bergtunneldelen av Mossetunnelen skal kobles på Kransen kulvert. Kleberget forskjæring skal etableres mot nordenden av Carlbergtunnelen.

Tilstrekkelig kunnskap og kompetanse vil være avgjørende, og prosjektet er derfor i ferd med å etablere et Læringssenter om sikker gjennomføring av samferdselsutbygging i sårbare områder. Dette skal være en nasjonal læringsarena hvor hensikten er både å sikre tilstrekkelig kompetanse for vår egen gjennomføring og også å dele og spre kunnskap til fordel for andre og fremtidige prosjekter. Her vil områdestabilitet være et viktig tema og også det å drive med sprengning og tunneldriving i nærheten til skredfarlig terreng. Her er planen å knytte til oss både bransjen og akademia.

Fortsatt opprettholdelse av tillit hos lokalbefolkningen blir avgjørende. Vi skal bruke den erfaringen vi har tilegnet oss så langt i prosjektet, til å sikre at naboer ikke bare objektivt sett er trygge hjemme,men også subjektivt føler seg trygge og ivaretatt.

REFERANSER

Norges Geotekniske Institutt, 2021: SMS-00-A-59002 Sandbukta-Moss-Såstad Vurdering av områdestabilitet revisjon 05.

Norges Geotekniske Institutt, 2022: SMS-20-A-59617 Sandbukta-Moss-Såstad Vurdering av sprengningsarbeider påhugg Kleberget

Norges Geotekniske Institutt, 2022: SMS-30-A-59649 Sandbukta-Moss-Såstad Grenseverdier for sprengning mot påhugg Kleberget

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2022

FELLESPROSJEKTET ARNA-STANGHELLE

The joint project Arna-Stanghelle

Katrine Erstad Sælensminde, Prosjektsjef Fellesprosjektet Arna-Stanghelle
Anne Laskemoen Herdlevær, Assisterende prosjektsjef Fellesprosjektet Arna-Stanghelle

SAMMENDRAG
Fellesprosjektet Arna-Stanghelle er et samarbeidsprosjekt mellom Statens vegvesen og Bane NOR om utbygging av ny Europavei 16 og dobbeltsporet jernbane mellom Arna i Bergen kommune og Stanghelle i Vaksdal kommune. Strekningen Arna-Stanghelle er svært rasutsatt. E16 er sterkt ulykkesbelastet og jernbanen har store kapasitetsutfordringer. Fellesprosjektet er Norges største tunnelprosjekt og skal etablere et tunnelsystem for vei og bane med felles rømningskonsept og felles tekniske løsninger. Det er enorme synergier i de felles løsningene og i samarbeidet mellom Statens vegvesen og Bane NOR. Sammen planlegges det for effektiv anleggsgjennomføring, innovative løsninger og et høyt fokus på mest mulig bærekraftig prosjektgjennomføring.

SUMMARY
The joint project Arna-Stanghelle is a collaborative project between the Norwegian Public Road Administration and Bane NOR on the development of the new E16 and double-track railway between Arna in Bergen municipality and Stanghelle in Vaksdal municipality. The existing road and railway between Arna and Stanghelle are very prone to landslides. E16 is heavily affected by car accidents and the railway has major capacity challenges. The joint project is Norway`s largest tunnel project and will establish an integrated tunnel system with shared evacuation system and shared technical solutions. There are enormous synergies in the joint solutions and in the collaboration between the Norwegian Public Roads Administration and Bane NOR. Together, they are planning for efficient construction implementation, innovative solutions and a strong focus on the most sustainable project implementation possible.

INNLEDNING

Fellesprosjektet Arna-Stanghelle omfatter bygging av ny vei og bane mellom Arna og Stanghelle/Helle. Strekningen er en del av hovedkorridoren for transport mellom Oslo og Bergen og har høy trafikk, samtidig som den er svært utsatt for ras. Veien er ulykkesbelastet, og jernbanen har store kapasitetsutfordringer. Fellesprosjektet Arna-Stanghelle er første del i en langsiktig utvikling av infrastrukturen mellom Arna og Voss. Både Statens vegvesen og Bane NOR forvalter i dag transportårer med stort behov for økt standard, sikkerhet og kapasitet. Felles transportkorridor og delvis sammenfallende utfordringer ga grunnlag for samarbeid om nye løsninger.

Med grunnlag i vedtatt reguleringsplan skal Fellesprosjektet etablere ny vei- og banestrekning mellom Arna og Stanghelle/Helle. Ny vei og bane skal være trygg og driftssikker, redusere reisetiden og gi økt kapasitet. Ny løsning vil gi grunnlag for regional utvikling og utvidet arbeidsmarked mellom Bergen og Voss.

Bakgrunn og mål
Det er et stort behov for å sikre E16 og jernbanen mot ras. Dagens vei og bane går mellom høye fjell og en dyp fjord. Det sidebratte terrenget med stedvis høye skjæringer gir stor fare for ras og steinsprang. Endring i nedbørsmengder og -intensitet gjør at disse problemene vil øke fremover. Siden 2000 er det registrert 168 større og mindre skred på vei og bane mellom Arna og Stanghelle. Dette gjelder både tryggheten for brukerne og at omfattende stengning av dagens vei og bane gir store samfunnskostnader når person- og godstrafikken ikke kommer frem.

Bedre trafikksikkerhet er et avgjørende behov for E16. Alvorlige møteulykker har lenge vært et problem, selv om ulykkessituasjonen de senere årene er noe bedret etter at større deler av strekningen har fått redusert fartsgrense. Trafikkbildet på E16 er preget av store variasjoner, der helgeutfart til og fra Bergen tidvis gir store kapasitetsutfordringer. Gjennomsnittstrafikken per døgn (ÅDT) er høyest mellom Arna og Trengereid med en ÅDT på 13.800. På Trengereid tar Fv.49 av mot Hardanger og ÅDT videre på E16 mot Stanghelle reduseres til rundt 5.500 kjøretøy. Siden veien åpnet i 1991 er det over 40 drepte og over 100 hardt skadde i trafikkulykker mellom Arna og Voss. E16 var stengt til sammen ca. 1000 timer (tilsvarer 42 døgn) i perioden 2014-2018, fordelt på ca. 200 hendelser. Veistengning knyttet til vedlikehold, ulykker og ras medfører lange omkjøringsruter og tidstap for næringsliv og brukere.

Jernbanen er sjeldent rammet av ulykker som påkjørsler, da togene er signalregulert og trafikkstyrt. Men dette er en gammel jernbanestrekning fra 1883 med hele 22 planoverganger, som utgjør en sikkerhetsrisiko både for togtransporten og trafikanter som benytter planovergangene. I 1909 ble strekningen oppgradert fra smalspor til normalspor i forbindelse med sammenkobling til Bergensbanen, men store deler av jernbanen følger i dag samme trasé med en kurvatur tilpasset en smalsporet jernbane. Det er også få og korte kryssningspor på strekningen. Fartsnivået er derfor så lavt som 40 km/t i snitt for regiontog (Bergen-Voss-Myrdal) og 70 km/t i snitt for fjerntogene (Bergen-Oslo). Det er på tross av lav fart likevel registrert mer enn 100 uønskede hendelser de siste 10 årene i forbindelse med ferdsel i spor knyttet til planoverganger på strekningen. Den enkeltsporede strekningen er i dag 100% kapasitetsutnyttet og det er særlig til hinder for ønsket vekst i godstransporten på Bergensbanen.

Planlagt ny vei og bane
Fellesprosjektet Arna-Stanghelle er Norges største tunnelprosjekt. Rasfare og krevende topografi gjør at ny løsning i hovedsak består av lange tunnelstrekninger. Mellom disse er det korte dagsoner på Trengereid (bare vei) og på Vaksdal. Vei og bane optimaliseres og bygges ut som ett samlet tunnelsystem, noe som er svært kostnadseffektivt. Sentralt i et felleskonsept er felles rømningssystem mellom vei og bane, felles tekniske løsninger, felles byggherreorganisasjon, felles massehåndtering og felles entrepriser og prosjektering.

Figur 1: Oversiktskart over Fellesprosjektet Arna-Stanghelle

Ny jernbane bygges som dobbeltspor i én tunneltube. Dimensjonerende hastighet er 200 km/t, og reisetid med tog mellom Arna og Stanghelle halveres fra et gjennomsnitt på 28 minutter til 14 minutter. Det blir nye stasjoner på Vaksdal og på Stanghelle, mens dagen stasjon på Trengereid blir nedlagt. I Arna er løsningen tilpasset eksisterende stasjon. Ny jernbane består av to tunneler på 18,7 km og 7,8 km, men regnes teknisk som én sammenhengende jernbanetunnel. Nord for Stanghelle stasjon kobles jernbanen til eksisterende enkeltsporsbane videre mot Dale og Voss. Det tilrettelegges her med tunnelpåhugg for senere byggetrinn mot Voss.

For ny E16 mellom Arna og Trengereid planlegges det ut fra trafikkmengder å bygge to tunneltuber med 4-felts vei. Videre mot Helle bygges en tunneltube med 2-felts vei, men det er tilrettelagt for en senere tube 2 dersom det blir et fremtidig behov. I Arna etableres nytt hovedveikryss i Arnadalen. Krysset kobles til dagens Fv.587 og er tilpasset en fremtidig gjennomgående firefelts Ringvei Øst. På Trengereid og på Vaksdal er det godkjent fravik for tunnelrampekryss i begge retninger. Nord og sør for Vaksdal knyttes disse til eksisterende tunneler med rundkjøringer i fjell. Ny E16 kobler seg til dagens vei ved Helle der det etableres et nytt T-kryss. Fartsgrensen på ny vei bli 90 km/t mellom Arna og Trengereid, og 80 km/t videre til Helle. Reisetid med bil reduseres fra ca. 30 minutter til ca. 20 minutter. Dagens vei opprettholdes. Mellom Arna og Trengereid vil den fortsatt ha en regional betydning som hovedtilkomstvei til Osterøy. Videre mellom
Trengereid og Stanghelle/Helle vil dagens vei i normalsituasjon være for lokaltrafikk, men vil samtidig ha funksjon som omkjøringsvei når nye tunneler må stenges.

Omfang og standard
Prosjektet er Norges største tunnelprosjekt og det skal bygges nesten 80 km med tunnel.

Nye tunneler for E16 er planlagt etter veiklasse H5 i Håndbok N100, men det er etter fraviksprosess med Vegdirektoratet gjort noen tilpasninger på grunn av spesielle forhold i

dette prosjektet. Dimensjonerende trafikkmengde for strekningen Trengereid til Arnadalen gjør at det er planlagt totalt 17,6 km to-løps tunneler med profil T9,5 i tunnelklasse E. Dimensjonerende trafikkmengde for Trengereid til Helle gjør at det er planlagt 19 km ett-løps tunneler med profil T10,5 i tunnelklasse D.

Normalprofilene for jernbanen er utformet med utgangspunkt i Teknisk Designbasis (ICP-00-A-00030 rev 05A) og tilpasset prosjektet. Profilene er utformet med normalprofilareal 93 m2 for dobbeltspor og 55 m2 for enkeltspor. Det blir 25,4 km jernbanetunneler, T14, fordelt på strekningene mellom Arna og Vaksdal (18,7 km), og mellom Vaksdal og Stanghelle (7,8 km).

I tillegg kommer 16 km til med tunnel fordelt på 6 km rampetunneler (T7,5), 7 km rømningstverrslag (T4/T5,5) og 3 km anleggstverrslag (T10).

Samarbeidet mellom Statens vegvesen og Bane NOR
Samarbeidet mellom Statens vegvesen og Bane NOR (tidligere Jernbaneverket) har på dette prosjektet vært tett siden oppstart av arbeidet med konseptvalgutredningen. Gjennom samarbeidet har man stadig gjort tilpasninger og sammen optimalisert prosjektet for å kutte kostnader. Det tette samarbeidet har gjort at man nå kan vise til en ren besparelse på 4 milliarder NOK (2020-kr) ved å planlegge og bygge dette prosjektet sammen, sammenlignet med utbygging av vei og bane hver for seg.

Fellesprosjektet er organisert som en felles byggherre. Det er arbeidet mye med organisasjonsstrategi og kulturbygging for å få byggherreorganisasjonen enhetlig, effektiv og handlekraftig. Resultatet er ytterligere reduksjon av kostnader, dersom prosjektet får tilslutning om foreslått ny finansieringsmodell for prosjektet. Denne innebærer å kanalisere alle prosjektmidler, både til vei og til bane, direkte til Statens vegvesen. Ved å samle vei- og banemidler sammen til prosjektmidler, kan prosjektet planlegge for en mest mulig hensiktsmessig anleggsgjennomføring. Alternativet er en anleggsgjennomføring der man bruker tildelte veimidler til veibygging og tildelte banemidler til banebygging. Dette gir store gjennomføringsutfordringer ettersom det er et felles tunnelsystem som er planlagt, der det er store gevinster i felles anleggsgjennomføring. Kanalisering av midler kutter byggetiden med 1,5 år!

Figur 2: Prosjektillustrasjon

Prosjektet vil bli organisert med en bemanning på 50% fra hver organisasjon, og det er ingen dublerende roller i organisasjonen. Det betyr at ansatte fra Statens vegvesen har ansvar og myndighet for banedeler av prosjektet og motsatt. Dette tydeliggjør ansvar og myndighet og vil forenkle leverandørens forhold til byggherreorganisasjonen.

SPESIELLE LØSNINGER
Fellesprosjektet har mange spesielle løsninger, der flere er knyttet til at det er et felles tunnelsystem for vei og bane som skal bygges. Systemet gjør at vei og bane ikke bare har synergier i kostnads- og mengdereduserende løsninger for tunnel, men prosjektet har også fult ut utnyttet samarbeidspotensialet mellom vei- og banetunnelene. I det videre er det særlig

rømningskonseptet og massehåndteringsstrategien som utdypes av spesielle løsninger, da disse også har gitt størst kostnadsreduksjon ved etableringen av ny vei og bane på strekningen.

Rømningskonseptet
Prosjektet er planlagt med et felles rømningskonsept. Rømningskonseptet er enkelt ved at man kan rømme fra banetuben til veituben via tverrpassasjene. Veitunnelen defineres da som sikkert område. Ved en hendelse i veituben rømmer man til et sikkert område i tverrpassasjen. Dersom hendelsen er alvorlig vil man rømme videre inn i banetunnelen når togtrafikken er stanset.

Mellom Arna og Trengereid er rømningskravet for vei løst med to tunneltuber med tverrpassasjer hver 250 meter. For banetunnelen er det planlagt med rømningstunneler hver 1000 meter på denne strekningen til både eksisterende tunneler og ut i dagen.

Mellom Trengereid og Stanghelle er det planlagt med felles rømningssystem mellom vegtunnelene og banetunnelene med tverrpassasjer hver 500 meter.

Det felles rømningskonseptet har inspirert til ytterligere utnyttelse av fellesskapet mellom veg og bane i tunnelsystemet. Dette har gitt rom for optimalisering av blant annet løsning for høyspentforsyning, tekniske rom og brannsikring. Hovedforsyningen til høyspent og brannvann skal kun ligge i vegtunnel med forsyning til banetunnel gjennom tverrpassasjene. Det blir felles tekniske rom knyttet til tverrpassasjene, med tilkomst fra vegtunnelene. Dette sparer både byggekostnader og vedlikeholdskostnader, samt at det gir bedre oppetid på bane da man slipper å stenge togtrafikken for å ha tilgang til teknisk vedlikehold.

Massehånteringsstrategi
Tunneldrivingen fører til et enormt masseoverskudd, og effektiv massehåndtering er en kritisk suksessfaktor for prosjektet. Tunneldrivingen genererer omtrent 7,3 mill. faste kubikk, eller om lag 11,5 mill. anbrakte kubikkmeter sprengstein. Det har vært viktig for Fellesprosjektet å tilrettelegge for effektiv og forsvarlig uttransport av massene og prosjektet er derfor planlagt med tre anleggstverrslag, eller adkomst- og transporttunneler. Disse plasseres midt på hver av tunnelstrekningene og det er gjennom disse det meste av massene skal ut.
Anleggstverrslagene vil få tilkomst til eksisterende E16, men å frakte denne mengden stein på offentlig veinett har vært uaktuelt. Ved maksimum døgndrift kan det produseres så mye som 8000 – 9000 tonn masser, totalt 25 000 tonn. Dette ville utgjort 600-700 lastebillass (semi) per døgn og medført en kolonne av tungtransport. Hovedløsningen til prosjektet har derfor vært å la anleggstverrslagene ende i midlertidige kaianlegg, der massene i utgangspunktet var tiltenkt borttransport via sjøveien.

Strategien for massehåndteringen i fellesprosjektet er basert på; gjenbruk i prosjektet, samfunnsnyttig bruk, deponering på land og eventuelt i sjø innenfor planområdet, eller transport ut av anlegget til eksterne mottakere. Prosjektet har også knyttet vilkår til massehåndteringen; akseptable prosjektkostnader, akseptable klimagassutslipp, samt akseptable konsekvensene for miljøet.

Gjennom strategiarbeidet er det identifisert et potensial for gjenbruk i prosjektet på ca. 0,8 millioner am3. Prosjektet har gått bredt ut for å finne mottakere av overskuddsmassene, og har lyst ut både nasjonalt og internasjonalt. Generelt har det vært liten etterspørsel, og der det var interesse ville transportkostnadene blitt store og ville medført en krevende logistikk for

prosjektet. Klimagassutslippet ved massetransport er også større jo lengre bort steinen må fraktes. Særlig når transportmiddelet er lastebåt eller lektertransport på sjøveien. Transportavstander har, sammen med topografiens utfordringer, også gitt utfordringer når man har vurdert både mulige lagrings- og/eller sorteringsarealer og deponering på land. Det er gjennom reguleringsplanen etablert et potensiale for deponering på land på cirka 3 millioner am3 stein. Det betyr at cirka 7 millioner am3 masser må håndteres på en annen måte.

Fellesprosjektet har jobbet svært mye med å vurdere en løsning for deponering i sjø. Sørfjorden har i flere år vært gjenstand for mange ulike undersøkelser fra prosjektet, blant annet strømmålinger, oksygenmålinger, fauna på bunnen, biologisk mangfold, forurensning og sedimentering, samt gjennomgått tidligere miljøforhold i fjorden. Deponering i sjø er konsekvensutredet. Resultatene har vist at deponering i sjø ikke gir langsiktige miljøutfordringer og det løser utfordringene prosjektet har med transportkostnader, gjennomføringslogistikk og klimagassutslipp ved massetransport. Dermed endte sjødeponi etter hvert opp som det eneste realistiske alternativet for håndtering av masseoverskuddet. Deponering i sjø har klart lavest kostnader og prosjektrisiko, laveste klimagassutslipp og ingen langsiktige miljøkonsekvenser. Det kom innenfor det som ble vurdert som akseptable miljøkonsekvenser i anleggsgjennomføringen, men prosjektet ønsket å jobbe videre med å minimere disse konsekvensene.

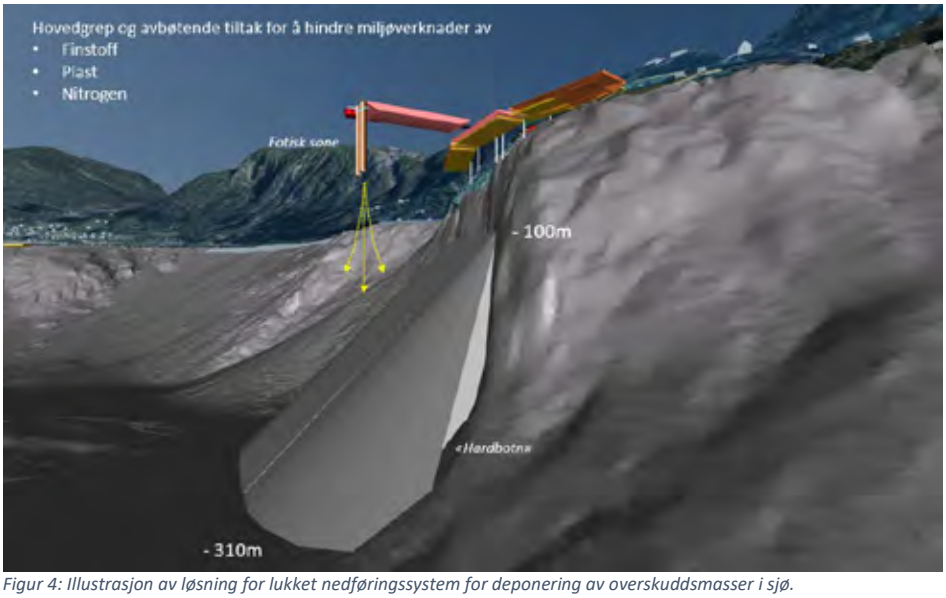
Figur 3: Ett anleggstverrslag og ett midlertidig kaianlegg per tunnelstrekning (Øst, Midt og Vest)

Løsning for sjødeponering har gjennomgått omfattende prosjektering og vurderinger. Valgte løsning innebærer å deponere massene direkte i sjø fra midlertidige flytende kaianlegg. Det er i vedtatt reguleringsplan fem mulige kaiområder med mulighet for sjødeponi, men prosjektet har bare behov for, og skal kun etablere, ett sjødeponiområde for hvert av de tre tunnelstrekningene: 1) Øst: Arna - Trengereid, 2) Midt: Trengereid - Vaksdal og 3) Vest: Vaksdal - Stanghelle/Helle. Regulerte sjødeponi er tilstrekkelig til å sikre deponering av prosjektets samlede masseoverskudd.

Løsning for sjødeponi: Lukket nedføringssystem
Miljøutfordringene i anleggsfasen er hovedsakelig knyttet til spredning av finstoff, spredning av plastrester, samt ammonium nitrat rester fra sprengningsarbeidene. For å minimere disse konsekvensene i anleggsfasen har prosjektet utviklet en løsning med lukket nedføringssystem.

Fotisk sone i fjorden, der det er nok lys for algenes fotosyntese, og det fisken vandrer, er identifisert som de øverste 15 meterne av fjorden. Her vil spredning av finstoff og nitrogen kunne påvirke miljøet i fjorden. Ved å deponere massene i et lukket system til under fotisk sone, vil spredning av finstoff i fjorden være minimalt. Ved utslippspunkt vil det da være få vertikale strømninger som bidrar til å spre finstoff og nitrogen opp i fotisk sone. Det planlegges også for eventuell oppsamling av plastrester fra tennsystemet i lukket nedføringssystem.

Løsningen med lukket nedføringssystem gjennomgår omfattende testing med CFD (Computational Fluid Dynamics) modellering på University of Dundee og i Florida, samt laboratorieforsøk i modelltank på University of Dundee for å finne beste design for løsningen. Løsningen skal også fullskalatestes før endelig iverksettelse. Søknad for deponering av sprengsteinsmasser i sjø er p.t. til behandling hos Statsforvalteren



Figur 4: Illustrasjon av løsning for lukket nedføringssystem for deponering av overskuddsmasser i sjø.

BÆREKRAFTSFOKUS I PROSJEKTGJENNOMFØRINGEN
Som Norges største tunnelprosjekt og som samarbeidsprosjekt mellom to av Norges største byggherrer, ønsker Fellesprosjektet å være en utfordrer innen ny teknologi og bærekraftig prosjektgjennomføring.

Utslippsfri anleggsgjennomføring?
Både Statens vegvesen og Bane NOR har som mål å redusere klimagassutslippene på anlegg med 50 % innen 2030. Dette målet gjelder også for Fellesprosjektet. Omstillingen vil kreve mye fra Fellesprosjektet og samarbeidspartnere, og reduksjon av fossile energikilder i anleggsgjennomføringen vil gi et stort bidrag på veien mot å nå dette målet.

Fellesprosjektet har i samarbeid med BKK startet arbeidet med å legge frem høyspent til anleggsområdene på hele strekningen. Det tilrettelegges på denne måten for at anleggsmaskinene i størst mulig grad kan være elektriske når byggearbeidene starter opp. Det arbeides samtidig med ytterligere tilrettelegging for utslippsfri anleggsgjennomføring.

Bream infrastructur
Som et viktig verktøy for å implementere bærekraftige tiltak i prosjektering og anleggsgjennomføringen skal prosjektet benytte Breem infrastuctur. Breem Infrastructure skal hjelpe prosjektet med å systematisere og dokumentere bærekraftsarbeidet som gjøres i de forskjellige fasene av prosjektet, samt gjøre gode valg for bærekraftige løsninger. Breem Infrastructur skal derfor benyttes i alle kontrakter.

Utfordrerrollen
I Norges største tunnelprosjekt vil også de største klimagassutslippene i prosjektet være knyttet til tunnel. Bruken av betong i tunnelene er den største bidragsyteren, sammen med sprengstoff og stål. Prosjektet ønsker å utfordre regelverket og markedet for sammen å komme frem til nye løsninger som reduserer bruken av betong i tunnelene og reduserer klimagassutslippene. Den første store tunnelkontrakten er derfor planlagt som en totalentreprise med samspill om ny løsning for vann- og frostsikring i både veg- og banetunnelene. Formålet er at vi sammen kan finne de beste løsningene med hensyn til kostnader, klimagassutslipp og levetid tunnelene.

Fellesprosjektet jobber også med kontraktene for på best mulig måte kunne tilpasse disse til mulig implementering av ny teknologi i prosjektet, som har en byggetid på rundt 10 år. Dette vil bli tema i alle markedsdialoger knyttet til den enkelte kontrakt. Fellesprosjektet har som mål å være tydelig og ambisiøse i kontraktkrav, men med gode insitamenter for å øke ambisjonsnivået og mulighetsrommet for bærekraftig prosjektgjennomføring.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2022

Valg av gjennomføringsmodell for tunneler

Choice of execution model for tunnels

Professor Amund Bruland NTNU
Sjefforsker/Professor Eivind Grøv SINTEF

SAMMENDRAG

Forfatterne har ved en rekke anledninger vært involvert i å evaluere metodevalg for tunnelprosjekter. Ofte er situasjonen slik at en byggherre har kommet dithen at man av ulike årsaker må gjøre en evaluering av valg av drivemetode for et prosjekt. Ofte kommer man dit veldig sent i et prosjekt, når de fleste beslutninger er tatt, prosjektet er mer eller mindre bundet opp i forhold til trasé, tilkomst- og påhuggsmuligheter osv. Ofte blir da en slik evaluering bare en regneøvelse på kostnads- og tidsestimat, med svært få friheter til å gjøre optimaliseringer for de ulike drivemetodene.

Ofte har frontene i slike sammenhenger vært steile, og det har fremkommet nærmest som om det er en skyttergravskrig mellom de som favoriserer TBM og de som favoriserer B&S (boring og sprengning).

Det er en lite fruktbar utvikling uten muligheter for teknisk og faglig utvikling i bransjen. Slike vurderinger må gjøres ved å snu hver eneste stein fra starten i et prosjekt for å finne muligheter for ulike drivemetoder. Vi har derfor kalt foreliggende artikkel «Valg av gjennomføringsmodell for tunneler» fordi det er det det dreier seg om heller enn valg av drivemetode med et avkortet mandat knyttet til muligheter og begrensninger med konvensjonell driving eller TBM.

SUMMARY

The authors of the article have both been involved and engaged on a number of occasions to make an evaluation of the choice of excavation method for tunnel projects. Often the situation is such that a developer has reached the point where, for various reasons, an evaluation of the choice of tunnelling method for a project needs to be made. You often get there very late in a project where most decisions have been made, the project is more or less tied up in relation to the alignment, access and adit possibilities, etc. Such an evaluation often becomes only a calculation exercise on cost and time estimates, with very few freedoms to make optimizations for the various drive methods.

Often the fronts in such contexts have been steep and it has appeared almost as if there is a form of trench warfare between those who favour TBM and those who favour drilling and blasting.

It is an unfruitful development without much technical and professional progress in the industry. Such assessments must be made by turning over every stone in a project to find elements for different driving methods

INNLEDNING

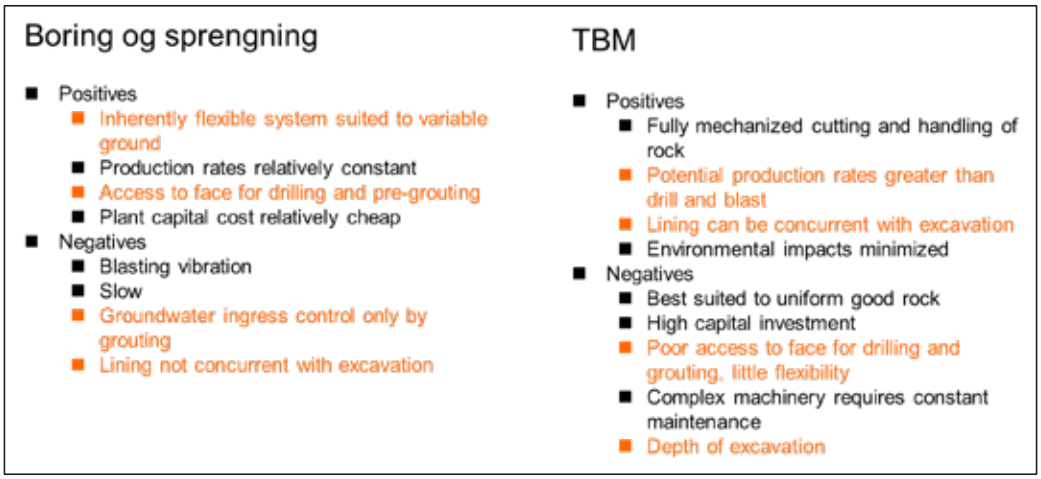
Tidligere i år ble forfatterne av foreliggende artikkel forespurt om å holde et innlegg ved tunnelkonferansen «Under Oslo», for å snakke om valg av drivemetode og muligheter og begrensninger med konvensjonell driving og TBM. I den anledning tok vi oss friheten til å løsrive oss fra mandatet for foredraget. Utgangspunktet var at et slikt foredrag lett kunne bli en oppramsing av ulike standardiserte fordeler og ulemper ved forskjellige drivemetoder, rent generisk og derfor strengt tatt lite interessant og nyttig. Lite nyttig i den forstand at det neppe ville brakt bransjen spesielt mye videre.

Derfor benyttet vi anledningen til å forsøke å bringe drivemetodetemaet inn på et nytt spor. Artikkelforfatterne mener at det strengt tatt er mer enn på overtid å innse at dette er det nødvendig å gjøre. Vi har en tendens til å falle tilbake på gamle sannheter og i verste fall gammel tro når slike sammenligninger blir gjennomført. Skal man virkelig gjøre en forskjell, må det jobbes på en slik måte at det er prosjektspesifikke mulighetsstudier og sammenligninger som gjennomføres, det er det eneste som gir merverdi for et gitt prosjekt. Og som kan gjøre valget av drivemetode mer til en totalvurdering av prosjektet der fokus er å identifisere en gjennomføringsmodell som i sum gir den laveste risikoen for byggherren og samfunnet med hensyn til gjennomføring av prosjektet, der drivemetoden er en del av evalueringen, men ikke nødvendigvis den viktigste.

Dersom man ser på det som er skrevet og sagt om valg av drivemetode, får man inntrykk av at det er to leire som «skyter» mot hverandre. Det er ikke slik vi vil at bransjen skal fremstå. TBM og konvensjonell driving er to verktøy som vi har tilgjengelig i verktøykassa når tunnelanlegg skal bygges. Det er prosessen og vurderingene som blir gjort før valget av drivemetode som legger grunnlaget for et best mulig tunnelprosjekt.

DEN TRADISJONELLE MÅTEN Å VELGE PÅ

De aller fleste som har vært involvert i en evaluering av drivemetode vil huske de tabellene man etablerte som sammenligningsgrunnlag for valg av drivemetode. Vi legger ved et typisk eksempel, dette er hentet fra et prosjekt utenfor Norge, like fullt vil vi hevde at det er en svært typisk tabellarisk fremstilling.



Figur 1. Positive og negative aspekter ved TBM kontra boring og sprengning slik de fremgår i det originale dokumentet for valg av drivemetode.

Som det fremkommer, ble valg av drivemetode for dette prosjektet tatt som følge av en opplisting av fordeler og ulemper ved de to ulike metodene basert på prosjektet spesifikt, men det ble ikke vurdert alternative traseer eller angrepspunkter, eller på noen som helst annen måte gått utenfor boksen med tanke på vurderinger. Det kan tillegges at prosjektet gikk bra, det ble en veldig suksess. Boring og sprenging ble valgt som drivemetode med sterkt fokus på sonderboring og injeksjon foran stuff. All suksess til tross, slik forfatterne av foreliggende artikkel anbefaler, er denne tilnærmingen en svært forenklet fremgangsmåte for et valg som kan få stor betydning. Det tillegges også at en dårlig forberedt entreprenør på et tidligere gjennomført tvilling-prosjekt satset på TBM og uten utstyr for sonderboring og forinjeksjon, det gikk ikke så bra og de ble kastet ut av prosjektet før det var ferdigstilt.

At man i Norge forventer at et så viktig element som sonderboring og forinjeksjon er naturlige elementer i ethvert tunnelprosjekt og at utstyret man skal benytte og mannskapene likeså, er trent og utstyrt slik at de er fullt ut kapable til å håndtere utfordringene, tar vi for gitt. Det er ikke nødvendigvis tilfelle overalt ellers. Ett eksempel er nevnt over og det finnes flere.

Fremgangsmåten som ble benyttet for dette gitte prosjektet, som var en bergtunnel, var at man hadde etablert en tunneltrasé med gitte posisjoner langs traséen der det var mulig å etablere tverrslag/sjakter for tilkomst til tunnelen som lå på et dyp av ca. 130-150 meter. På overflaten var det over noen generasjoner bygget en ‘skyline’ av høyhus og bebyggelse som særpreget området der man skulle drive tunnelen, og bebyggelsen var fundamentert på masser utfylt i sjøen. Potensielt store konsekvenser med andre ord dersom forinjeksjon ikke ble utført på en god måte der prosjektet hadde satt strenge innlekkasjekrav.

Selve vurderingen ble imidlertid utført som en slavisk gjennomgang av den samme tunneltraseen for to alternative drivemetoder, TBM versus utfordreren boring og sprengning, men det ble også lagt vekt på mulighetene for å kunne gjennomføre tunneldrivingen med et strengt innlekkasjekrav. Injeksjon og innlekkasjekrav var de to dominerende elementer av usikkerhet på prosjektet. Det ble selvsagt gjort tids- og kostnadsanalyser basert på konsulentselskapets kostnadsbase. Det må tillegges at denne vurderingen av drivemetode ble

utført på et tidspunkt da man slet med restene av et dårlig rykte fra et tunnelprosjekt i Sverige med navn Hallandsåsen.

For noen år tilbake utførte vi en tredjepartsverifikasjon av valg av drivemetode for en ca. 6 km lang tunnel og skulle sammenlikne TBM med boring og sprengning. Verifikasjonens mandat skulle resultere i en rapport for å gi en entydig anbefaling om foreliggende utredning med hensyn til drivemetode og kostnader. Til å gjennomføre verifikasjonen ble det satt sammen en gruppe av noen av de meste erfarne fagfolkene innenfor tunneldriving.

Prosjektet var kommet langt i prosjekteringen, men før man kunne ta det siste steget til en anbudskonkurranse så skulle man gjøre en sammenligning der boring og sprenging som var utgangspunktet ble satt opp mot TBM som utfordreren. Vi testet de to drivemetodene opp mot hverandre, basert på to-løps TBM-tunnel og ett-løps boret og sprengt løsning. Vi regnet kostnader og drivetider, vi innhentet de nyeste data om maskintyper, utstyr og referanser fra verdensledende TBM-leverandører. Vi lette etter nye løsninger og alternative traséer, vi utviklet forslag til håndtering av avgangsmassene. Vi gjorde i bunn og grunn hva vi kunne for å 'regne fram' TBM positivt i sammenligningen. Konklusjonen vår gikk imidlertid i favør av løsningen med konvensjonell boring og sprengning. For de betingelsene som var gjort gjeldende og som måtte hensyntas i verifikasjonen så var ikke TBM konkurransedyktig.

Oppsummeringen fra rapporten bifaller alle andre erfaringer forfatterne i foreliggende artikkel har påpekt ved flere anledninger; alternative drivemetoder for et gitt tunnelprosjekt må inkluderes på et tidlig tidspunkt i prosessen. Til dette tillegges at ulike drivemetoder må være med i prosjektplanleggingen i parallell med alternative løsninger som tar hensyn til disse metodenes særpreg. All erfaring tyder på at skal man kunne komme i mål med en evaluering på lik linje for alle vurderte alternative drivemetoder, så må de komme med fra samme tidspunkt eller fra samme ståsted i utviklingen av et prosjekt.

De ovennevnte eksemplene er etter vår oppfatning eksempler på typisk fremgangsmåte, men dessverre er det også en typisk feil framgangsmåte. Den er ofte basert på at en prosjekteier har lagt, og ofte regulert, en trasé, kan hende spesifikt tilrettelagt for det som prosjekteier mener er rett metode å drive tunnelen på og lagt opp til en forventet eller ønsket drivemetode. Så kommer det innspill fra media, opinionen, naboer, særinteresser med mer og dermed må prosjekteier for ordens skyld regne på en alternativ drivemetode – med de samme forutsetningene (trasé, angrepspunkt etc.)

Det blir en øvelse som nesten aldri gir en rettferdig sammenligning av ulike drivemetoder. Fordi, når mange forhold allerede er bestemt så medfører det at man ikke evner å nyttiggjøre seg av de ulike metodenes fortrinn, hverken for den metoden som ble valgt eller den som ikke ble valgt for den saks skyld. Det er det vi alle eller «storsamfunnet» som taper på.

Det finnes neppe en enkel oppskrift for valg av drivemetode. Det som eventuelt er viktig og der det som regel går feil, er at man blir veldig opphengt i den rette linje mellom punktene A og B (eller fra påhugg til påhugg) som gir den korteste traséen, men det er ikke alltid ensbetydende med beste alternativ for samfunnet. Derfor er det viktig at man leter etter de unike mulighetene som kan materialiseres, og ikke konstruerer begrensninger. Det må skaffes til veie prosjektspesifikt datagrunnlag og det bør anvendes omforente, kjente beregningsmodeller – ethvert tunnelprosjekt er unikt – uansett hvor de befinner seg. Velg først når alle muligheter er vurdert og hver stein er snudd – kanskje flere ganger. For et prosjekt under utvikling er det derfor viktig at det bemannes med "variert kompetanse" slik at

begge drivemetoder har "likt" kunnskapsgrunnlag når vurderinger skal gjøres og når avgjørelsen skal tas. Ofte ser man en overvekt av det ene eller det andre.

For både samfunnet og tunnelbransjen er det fordelaktig at det er en reell konkurranse mellom TBM og konvensjonell boring og sprengning. Og eventuelt andre drivemetoder som kan passe det aktuelle prosjektet og dets forutsetninger. Det fører til skjerping i alle sammenhenger, og det er plass til og behov for begge med den prosjektporteføljen vi har og ser vil komme i Norge. Derfor må ikke sterke føringer som favoriserer én drivemetode prege et prosjekt for tidlig, da tas konkurransegrunnlaget bort.

De to ovennevnte prosjektene er to gode eksempler på hvordan etter vår erfaring slike evalueringer blir gjort feilaktig. Og det er etter vår oppfatning dessverre mange flere prosjekter som finnes med den samme tilnærmingen. Problemet det medfører er at man ikke får frem de egenarter og fordeler som de ulike drivemetodene faktisk har og som kan materialisere fordeler for både prosjektet og samfunnet. Det er ikke en ønskelig utvikling for storsamfunnet, det er jo til syvende og sist storsamfunnet som finansierer prosjektene vi bygger.

Et annet aspekt er at ethvert tunnelprosjekt er unikt, det er unikt i forhold til en hel rekke kvalitative og kvantitative målbare parametere. Det betyr at for slike unike prosjekter kan man ikke ha sjablongløsninger, eller kopiere løsninger fra tidligere prosjekter. Ethvert unikt prosjekt må utvikles basert på alle sine spesialiteter og elementer som gjør det unikt, hvert prosjekt på sin måte.

Det er prosessen og vurderingene som blir gjort før valget av drivemetode som legger grunnlaget for et best mulig tunnelprosjekt. Derfor bør dette heller kalles valg av gjennomføringsmodell.

VALG AV GJENNOM-FØRINGSMODELL

I utviklingen av en gjennomføringsmodell for et prosjekt, foreslår vi at man evaluerer og utvikler valg av tunneltrase, kontraktsform, hvorvidt entreprenør involveres i tidlig fase og ikke minst hva slags prosjektrisiko man får for den valgte modellen og hvordan slik risiko kommer til deling mellom partene. Gjennomføringsmodellen må åpenbart også inneholde valg av drivemetode, men valget må komme som et resultat av en totalvurdering knyttet til for eksempel tunnelens miljøpåvirkning, levetid og kostnad, og ikke komme som en begrenset vurdering av byggetid og -kostnader.

Utfordringen vi har hatt i noen norske tunnelprosjekter, og som vi også har erfart utenfor Norge, er at valget av drivemetode blir gjort uten at alternativene har blitt vurdert på lik linje. Dette mener vi er feil og en uriktig fremgangsmåte for å treffe best på det endelige valget. Skal man få utnyttet fordelene til den ene eller den andre drivemetoden, så kan man ikke ta beslutninger i tidlig fase som i praksis utelukker en av drivemetodene. Det finnes flere eksempler på at beslutningsgrunnlaget for valget av drivemetode ikke har vært godt nok. Dette skaper diskusjoner og motsetninger og bidrar til å sette bransjen i et dårlig lys.

Bransjen må ha fokus på mulighetene som ligger i drivemetodene, fremfor å finne begrensninger. Vi må også understreke at bransjens jobb ikke er å skape en kamp mellom to drivemetoder, men å finne løsninger som er best for samfunnet.

Byggherrene må gå bredt ut og snu alle steiner. Derfor vil en fornuftig fremgangsmåte innebære at man først og fremst erkjenner og er bevisst på at man faktisk har i hvert fall to ulike drivemetoder, i noen tilfeller kan det også være slik at man har ytterligere en eller to supplerende drivemetoder. Dernest må det innhentes kompetanse som kan gjøre gode og balanserte evalueringer. Byggherrene må bruke god tid på planleggingen og ikke være redde for å ta med alternative drivemetoder langt inn i prosessen. De vil kunne hevdes at dette koster for mye penger, men i det store bildet er dette små kostnader i forhold til gevinstmulighetene. Ressursbruken vil bidra til å redusere risiko og skape bedre tunnelprosjekter, samt at det er viktig fordi det hovedsakelig er offentlig midler som benyttes for å finansiere slike prosjekter. Feilaktige beslutninger koster sannsynligvis samfunnet/fellesskapet betydelig mer enn de ekstra kronene man legger inn i prosjektet i en tidlig fase og får belyst fordeler og ulemper ved gjennomføringsmodellen på en grundig, helhetlig og nøytral måte.

Noen viktige evalueringskriterier som bør ligge til grunn før valg av drivemetode blir gjort.

a. Hensyn til omgivelsene; eksempelvis støy, forstyrrelser, arealbeslag,
b. Oppetid og levetid
c. Tunneltrasé
d. Geologi og grunnforhold
e. Gjenbruk av massene, anvendelse eller skroting
f. Forhold på overflaten og overdekning
g. Byggetid og byggekostnader
h. Bærekraft

Mulige momenter som bør evalueres i en sammenligning knyttet til hensynet til omgivelser, er for eksempel, men ikke uttømmende liste;

- Tverrslag – lengde, antall og plassering
- Sjakter for tilgang – dybde, antall og plassering
- Transportmetode tunnelmasser
- Bygninger etc. på overflaten og i undergrunnen
- Fundamentering, sensitive bygg etc.
- Arbeidstidsbegrensninger – støyende arbeider
- Krav til vibrasjoner, rystelser
- Inn og ut av berget – dagsoner
- Sårbare natur- og overflatestrukturer – tetthetskrav.

For oppetid og levetid, kan følgende liste være et utgangspunkt, men som igjen er det eksempler og ikke nødvendigvis en uttømmende liste for funksjonalitet:

- Oppetid
- Tilgjengelighet
- Kapasitet
- Fornuftige dimensjonerende laster
- 120 års perspektiv på levetid
- Omkjøringsmuligheter ved stengt tunnel

For tunneltrasé;

Når det gjelder tunneltraseene som skal evalueres nøyere vi oss med å lage en liste over elementer som må evalueres for ulike alternative løsninger; dette inkluderer eksempelvis forhold som; Påhuggsplasseringer og eventuelle tverrslag, Tilkomst/adkomst utstyr og transport av masser, Traséens optimalisering for å unngå kritiske geologiske forhold, svakhetssoner, lav overdekning, sårbare områder, spesielle geologiske forhold, Muligheter for øket antall angrepspunkter og antall stuffer for driving, Fleksibilitet i drivingen, hva skjer når én av flere stuffer forsinkes, Traséens lengde – den rette linjen mellom start og mål, eller avvik

For geologi og grunnforhold må det skaffes prosjektspesifikk informasjon om

- Bergrunnsgeologi
- Diskontinuiteter, oppsprekking og svakhetssoner
- Bergmekaniske egenskaper
- Slitasjeegenskaper og borbarhet
- Bergmassens sprengbarhet
- Bergspenninger, lave eller høye – til glede og besvær
- Vann, innlekkasjer

Hvordan være best rustet for både det forventede og det som er uforventet. Ulike typer drivemetoder krever ulike typer forundersøkelser, noe som **må** tas i betraktning i tidligfasen

Gjenbruk av masser, spennet i massekvalitet for ulike drivemetoder kan variere under ulike geologiske rammer.

Når det gjelder bruk av, eller gjenbruk av masser fra tunneldriving, er tunnelbransjen og omgivelsene betydelig mer aktive i dag enn noen gang tidligere. Dette blir tydelig og synlig i enkelte pressområder de det foregår mye tunnelarbeider, det ser man f.eks. i områdene rundt Oslo, spesielt i Bærum. Hva kan faktisk gjenbrukes lokalt, slik massene er, eller blir etter en forbedringsprosess. Spørsmålet vil også kunne være hvorvidt massene kan behandles og forbedres for en etterspurt anvendelse, det vil si gjennomføre en prosess der steinmassene sorteres, knuses, siktes, og eventuelt tilsettes stabiliserende materialer. Er det spesielt krevende bergarter som må tas vare på (f.eks. alunskifer og svartskifer)? En del av grunnlaget for en vurdering av gjennomføringsmodell er knyttet til om det eventuelt er nødvendig å skrote masser, hvor kommer massene ut i dagen, og hvordan kan skroting eventuelt finne sted? Det vil også være behov for å vurdere f.eks. transportavstander og deponeringsalternativer. Kan det oppnås massebalanse?

Forhold på overflaten og overdekning langs tunneltraseene kan omfatte følgende momenter;

- Overdekning langs traséen (berg og/eller løsmasser)
- Hva finnes av regulering av undergrunnen
- Må, eller kan traséen legges dypt – eller grunt - i en regulert undergrunn
- Spesielle forhold å ta hensyn til, f.eks. sterkt undulerende bergoverflate som kan bety hurtige vekslinger mellom løsmasser og berg
- Kan alle metoder benyttes i alle forhold med gitte overdekninger?

Byggetid og kostnader;

Det finnes beregningsmodeller for inndrift og kapasitet, både norske og internasjonale, eksempelvis NTNUs prognosemodeller. Kostnadsberegninger bør skje ved bruk av anerkjente metoder som er både objektive og nøytrale, og ikke minst omforente i bransjen. Man bør ikke bruke tilfeldig utvalgte referanseprosjekter eller oppnådde kapasiteter eller kostnader som kan hende er tatt ut ifra sin sammenheng. Slike tilfeldige data er ofte ikke tilfeldige nok – men heller subjektive den ene eller andre veien, og i mange tilfeller valgt for å veie i en eller annen ønsket retning. Når man først velger å bruke ulike beregningsmodeller, er det viktig at man gjør slike beregninger med inngangsparametere som er spesifikke for det prosjektet man vurderer, og gjerne for de aktuelle strekninger som evalueres. Man oppnår ikke ønsket grad av unike vurderinger om man ikke bruker helt stedegne parametere, det holder så absolutt ikke med data fra generelle databaser. Kostnaden for slike undersøkelser utgjør en ubetydelig andel av en total prosjektkostnad og er utelukkende en bagatell i forhold til hva det kan koste å gjøre viktige beregninger med galt utgangspunkt, som igjen i verste fall kan medføre et feilaktig valg.

Det bør være et kjent kontraktformat – gjerne enhetspris og ekvivalentid med kjent risikodeling slik vi har hatt god tradisjon for i norske tunnelprosjekter– vi slår definitivt et slag for det. Det samme kontraktformatet må benyttes uavhengig av hvilken drivemetode man vurderer, det vil kunne gi feilaktige resultater om ulike kontraktformat benyttes i en og samme evaluering. Ukjente kontraktsforhold medfører alltid risiko, derfor er det viktig at i en slik vurdering av gjennomføringsmodell at det faktisk benyttes kontraktsforhold som er kjente og som ikke medfører en skjev risiko. Det må være transparens i beregningene og i beregningsgrunnlaget, «alt» må kunne etterprøves.

KORTFATTET OPPSUMMERING

Det finnes mye kunnskap, kompetanse og erfaring i bransjen knyttet til ulike drivemetoder, motivasjonen for dette innlegget er at bransjen trenger en drivkraft for å faktisk anvende denne kunnskapsbasen helhetlig og til beste for bransjen og for samfunnet. Verden, og ikke minst teknologien, endrer seg fortløpende og hvert tunnelprosjekt er unikt slik at nye muligheter og nye utfordringer både finnes og kommer. Det er etter forfatternes oppfatning ingen fast oppskrift på hva som er den beste drivemetoden, og derfor må bransjen være opptatt av at valget som blir tatt er basert på grundige evalueringer av en rekke kriterier.

Vurderingene som blir gjort må være objektive og balanserte. Det får man til hvis drivemetodealternativene blir likeverdig vurdert opp mot gode evalueringskriterier, og man samtidig tar i bruk omforente verktøy til beregning av blant annet kostnad og byggetid. En uhildet og nøytral vurdering krever at man har både oversikt og detaljert kunnskap om de ulike drivemetodene. Foreliggende artikkel har i stor grad dreid seg om boring og sprengning kontra TBM. Det er også en forenkling. I ulike geologiske forhold kan en rekke andre drivemetoder også være aktuelle, drivemetoder som ikke er anvendt i stor grad i Norge, men som har nådd et høyt teknisk nivå og med mye erfaring fra andre land. Vi må ikke se oss blinde på det som er det vanlige å tenke på her hjemme, men være åpne for inntrykk og innspill fra andre tunnelmiljøer. Det er også innenfor hver drivemetode utallige modifikasjoner og avarter, disse må selvsagt ikke avglemmes. Særlig gjelder dette TBM som i dag leveres med minst 3-5 avarter og spesialiteter. Ei heller må forhold knyttet til transport og lasting overses, i kombinasjon med drivemetoder. Dette kan i neste omgang knyttets til valg av adkomst, i Norge foretrekker vi adkomsttunneler mens det i tettbygde byer andre steder ofte velges adkomst via vertikale sjakter. Avhengig av de fysiske omgivelsene som finnes for

et tunnelprosjekt og de begrensningene som finnes med støy, tilgang osv. må disse aspektene avveies grundig, mer nøye enn det vi har tradisjon for i Norge, inntil nå. I dag er samfunnets fokus på slike forhold sterkt, og bransjen og prosjektene vi utfører er kontinuerlig gjenstand for samfunnets kritiske gjennomgang.

Det vi har erfart heller i veldig stor grad mot at det i mange tilfeller er kombinasjoner av drivemetoder og den fleksibilitet som dette kan gi et prosjekt, som er verdifullt med tanke på gjennomføringsrisikoen. Muligheten for at nabostuffer, eksempelvis på lange tunneler, kan overta for hverandre om det kommer til forsinkelser av ulike slag, kompliserte geologiske forhold eller andre forhold som sinker fremdriften på én stuff overtas av nabostuffen når kontrakt og fleksibilitet tillater dette. Slik fleksibilitet vil naturlig redusere gjennomføringsrisikoen for ethvert prosjekt.

Forfatterne av artikkelen er opptatt av at alle steiner må snus før valg av drivemetode blir gjort, og mener også at uavhengig hvem som snur disse steinene så skal kompetansenivået være så vidt bredt og oppdatert at det ikke spiller noen rolle. Vi må stille med nøytrale og objektive briller på den viktige jobben som skal gjøres. Feil valg kan få store økonomiske konsekvenser som samfunnet må bekoste, likeledes kan det medføre store forsinkelser som også samfunnet må ta støyten for. Derfor må ikke og kan ikke valget av drivemetode bli påvirket av hvem som snur steinene.

Artikkelforfatterne er av den oppfatning at det er fullt mulig å få til objektive vurderinger hvis man setter sammen en gruppe med personer som har kompetanse på ulike drivemetoder og undersøker bredt fra starten. Det er viktig at man har alt med fra starten og faktisk driver prosjektet et godt stykke frem i detaljeringsprosessen før drivemetode velges.

Det er også viktig med åpenhet og transparens for å bygge og dele kunnskap fra prosjekt til prosjekt og over tid. I Norge har vi meget god erfaring og lange tradisjoner med å dele kunnskap i bransjen. Det fora som foreliggende artikkel presenteres for, Fjellsprengningsdagen, er et typisk eksempel der vi i fagmiljøet i Norge deler positive og negative erfaringer, ufiltrert og åpent. Vi arrangerer ulike faglige møter og kurs, alt med det for øye å dele erfaring og kunnskap med gode kollegaer. Det må vi fortsette med, heller enn å legge oss i skyttergravene, det siste tjener ingen og fører bare mistenksomhet og negativ oppmerksomhet med seg. Faglig, ærlig og balansert ytringsutøvelse gjør oss alle bedre. Og muliggjør det rette valget av gjennomføringsmodell.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK

BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2022

GJENNOMBRUDDET FOR PRODUKSJON AV SVOVELKIS I NORGE HVORDAN GRUVEN PÅ VIGSNES, KARMØY, BLE NORGES STØRSTE PÅ 5 ÅR, 1865-1870

The breakthrough for pyrite production in Norway. How the Vigsnes mine on Karmøy became the largest mine in Norway in 5 years, 1865-1870

Gunnar Nerheim, professor emeritus, Universitetet i Stavanger

SAMMENDRAG

I det 17. og 18. århundre var det oppsving i bergverksdriften i Norge. Rundt 1800 gikk aktiviteten tilbake. De norske jernverkene gikk bra på 1700-tallet. Lokaliseringen av norske jernverk og bergverk var bestemt av tilgangen til skog og trekull. På 1800-tallet ble land som fortsatte med å bruke trekull i metallproduksjonen, utkonkurrert av land som satset på steinkull.

Det mest bemerkelsesverdige i norsk bergverksdrift i 1860-årene var økningen i produksjonen av svovelkis. Svovelkisproduksjonen på Ytterøya i Trondhejmsfjorden kom i gang i 1862 og svovelkisgruven på Vigsnes i Avaldsnes kommune på Karmøy kom i gang i 1865. Bare to år etter at driften kom i gang, hadde Vigsnes-gruven større omsetning enn både Kongsberg Sølvverk og Røros. Var gruvene på Kongsberg og Røros egentlig i nedgang? Var det de nye svovelkisgruvene på Ytterøya og Vigsnes som representerte framtiden for norsk gruvedrift?

Det meste av kisen ble eksportert til Storbritannia, hvor den ble brukt som råstoff i de nye svovelsyrefabrikkene. Defrance brakte med seg en teknologisk pakke for moderne gruvedrift da han kom til Vigsnes. Gruven på Vigsnes lå ypperlig plassert rett i sjøkanten. Eksporten av svovelkis var like praktisk og rasjonell her som ved svovelkisanlegget på Ytterøya i Trondheimsfjorden.

SUMMARY

Norwegian mining grew in the 17th and 18th Century but went into decline during the Napoleonic Wars. The Norwegian iron works did well in the 18th century. Access to forests and charcoal were important for their location. After the iron and steel industry introduced coal and coke in the 19th century, the Norwegian mines lost out in the competition.

The most remarkable new development in Norwegian mining was the emergence of pyrite mines. The mine located at the island Ytterøya, Trondheimsfjorden in Mid-Norway, began its operation in 1862. Three years later, in 1865, the Vigsnes mine on Karmøy in western Norway began producing pyrite. Two years later the Vigsnes mine had the highest turnover of any mine in Norway, larger than the Kongsberg silver mines, and the Røros copper mines. Most of the pyrite produced was exported to the chemical industry in Great Britain.

INNLEDNING

Den første bergverksloven i Norge ble innført av Kong Kristian III i 1539. De var de første kobberverk allerede i drift i Telemark. Kongsberg Sølvverk ble opprettet i 1623. Rundt 1800 gikk aktiviteten tilbake. Sølvverket ble nedlagt i 1805, men driften ble gjenopptatt i 1816. Fra begynnelsen av 1830 og i alle år fram til 1870 ble sølvverket på Kongsberg drevet med overskudd.

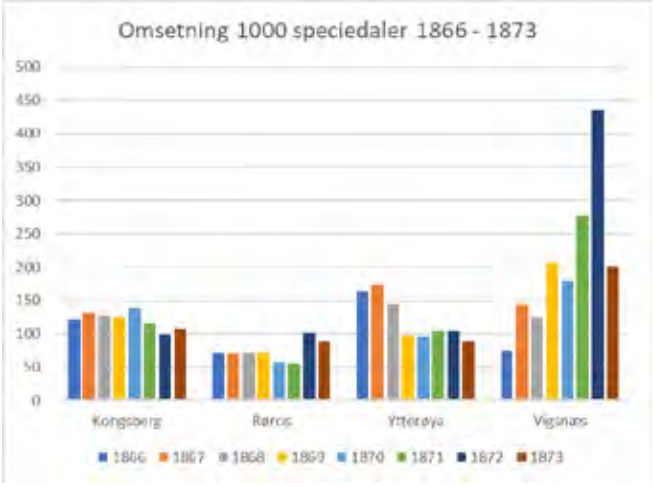
Kobberverket på Røros ble opprettet i 1644 og hadde sin storhetstid på 1700-tallet. Kobberproduksjonen nådde et toppunkt i 1770-årene, men ble halvert fram mot 1800. Mellom 80 og 90 prosent av garkobberet (97-99% Cu) ble eksportert til Amsterdam. Garkobber ble gjennom århundrer fremstilt ved garing i en garherd som siste ledd i en femtrinnsprosess. I foredlet form var kobber en billig erstatning for gull.

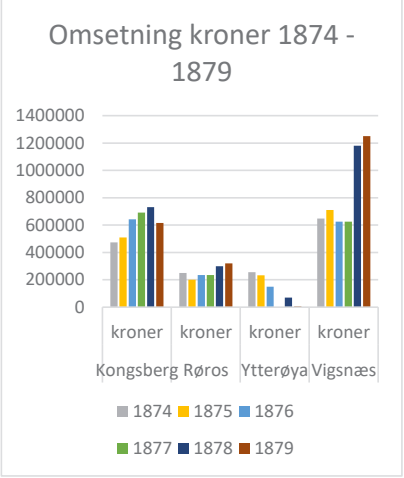
Norsk kobber som ble eksportert til Amsterdam, endte ofte i Stolberg, øst for Aachen. Raffinert garkobber ble bl.a brukt til å lage gryter, nåler, strikkepinner, knapper og skospenner. I en lang periode hadde Stolberg nesten monopolposisjon som messingprodusent i Europa. De sjeldne, men rikt forekommende mengdene av galmei, en sinkerts, var nødvendig i messinglegeringer. Råmessing og bruksgjenstander ble eksportert, framfor alt til Frankrike og Nederland. Messing fra Stolberg havnet også i Vest-Afrika.

Da unionen med Danmark ble oppløst i 1814, mistet jernverkene og glassverkene beskyttelsen de hadde hatt på det danske markedet og havnet nokså fort i krise. Storbritannia produserte billig jern og stål med kull og koks som energikilde i stedet for trekull. Jernproduksjonen i Storbritannia ble tidoblet mellom 1789 og 1826.. Det fant sted et skifte over hele verden hvor malm ble eksportert til land som hadde rik tilgang på kull og gode havner. Storbritannia var dynamoen i metall- og kjemiindustrien i verden fram til slutten av det 19. århundre.

UTBYGGINGEN PÅ VIGSNES VAR FORMIDABEL

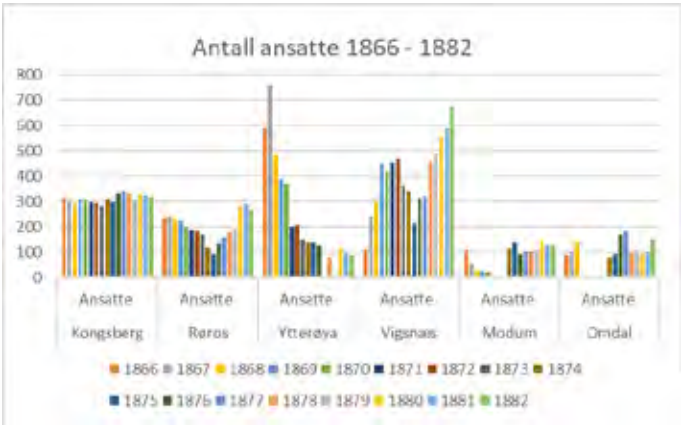
Den nye gruven på Vigsnes i Avaldsnes kommune på Karmøy kom i drift i 1865. Bare to år etter at driften kom i gang, hadde Vigsnes-gruven større omsetning enn både Kongsberg Sølvverk og Røros Kobberverk. Omsetningen i 1867 var 143.100 spd. Samme år var omsetningen ved Kongsberg Sølvverk 131.500 spd., og Røros Kobberverk 70.700 spd. Blant





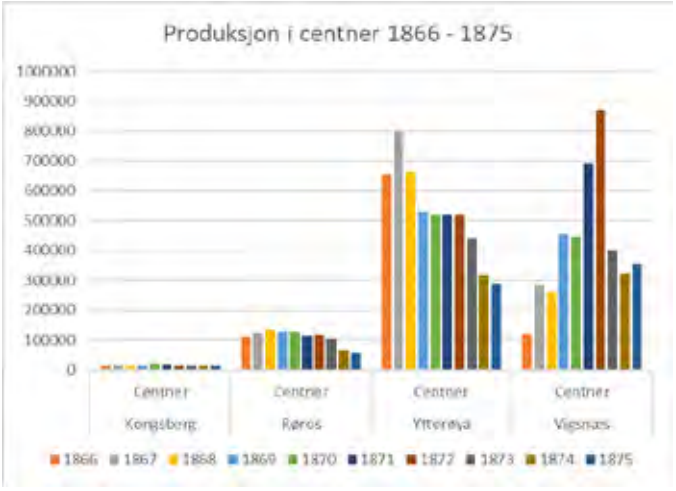
bergverkene i Norge var det bare svovelkisgruven på Ytterøya som hadde større omsetning enn Vigsnes det året, 173.100 spd.

Det var Vigsnes-gruven som hadde flest ansatte i årene 1868 til 1874. Mellom 1869 og 1873 hadde Vigsnes også den største omsetningen av disse gruvene. Hvordan var det mulig for gruven på Vigsnes å bli Norges største i løpet av så få år?



Den første bergverksstatistikken i Norge ble utgitt av Statistisk Sentralbyrå i 1874. Innledningen understreket at bergverksdriften fortsatt hadde «en lidet fremtrædende Plads blant vore Næringsveie; men dens historiske Udvikling saavelsom vort Lands naturforholde synes at pege hen paa, at den er modtagelig for en ikke ubetydelig Udvidelse.»

Det mest bemerkelsesverdige i norsk bergverksdrift i 1860-årene var økningen i produksjonen av svovelkis. Det ble produsert 54.000 centner svovelkis i 1861, i 1865 hadde volumet økt til 600.000 centner, og en foreløpig topp ble nådd i 1869 med 1,4 millioner centner. I 1861 var bare 3 prosent av norske gruvearbeidere sysselsatt med utvinning av svovelkis, men andelen økte til 22,2 prosent i 1865.



Det meste av kisen ble eksportert til Storbritannia, hvor den ble brukt som råstoff i de nye svovelsyrefabrikkene. Hvis kisen inneholdt kopper, ble den også smeltet for å utvinne dette. Den norske eksporten utgjorde mellom 4 og 6 prosent av samlet svovelkisforbruk i Europa. Landene på den iberiske halvøya leverte de største kvanta.

Det var den senere bergmester Anton Bachke på Ytterøya og Charles Defrance på Vigsnes, Karmøy, som introduserte moderne gruvedrift i Norge. Anton Sophus Bachke ble født i Meråker, Trøndelag, den 20. juni 1836 og døde 6. januar 1919 i Strinden kommune. Bachke var nyutdannet bergverksmann da han ledet virksomheten på Ytterøya i Trondheimsfjorden. Han besøkte gruven på Ytterøya sommeren

1861. Under besøket oppdaget han en «mægtig kis at anstaa i det liggende av den kobbermalm som bearbeidedes.» Alle betingelser for lønnsom drift var til stede. Rettighetene på Ytterøya ble kontrollert av handelsfolk i Trondheim. De syntes framtidsutsiktene var trøstesløse og da Bachke kom med tilbud om å kjøpe rettighetene til gruvene for 16.000 spd. eller kr 64.000, aksepterte eierne umiddelbart tilbudet. De mente den unge bergkandidaten kjøpte katten i sekken. Svovelkis var hovedproduktet; kobberproduksjonen var en bisak.

Charles Defrance bygde opp Vigsnes til Norges største gruve på mindre enn 5 år. Begge skaffet siste nytt i teknologi for gruvedrift, særlig Defrance. Begge to praktiserte prinsippet om at malmen skulle fraktes til steinkullet og flammeovnene – slik som i Swansea, Newcastle, Glasgow, og Liverpool. Defrance visste at han måtte skaffe betydelig kapital for å bygge ut Vigsnes. Kobberet skulle ikke raffineres på Vigsnes. Kobber og svovelkis skulle fraktes og selges på steder hvor det var bedre forutsetninger for å høste totalverdien av ertsen – med hensyn til kobber, svovel, jern, sink og andre metaller. Kisen ble derfor fra begynnelsen fraktet til fabrikker som hadde billig tilgang til steinkull.

SWANSEA- COPPEROPOLIS

Det viktigste stedet for raffinering av kobber i det 19. århundre var Swansea i Wales. Bergkandidat Peter Ascanius Schult gjennomførte en studiereise til Cornwall og Wales i 1827 med støtte fra den norske regjering. I 1832 utga han «Beretning om Kobberværksdriften i Cornwall og Wales». Det var seks kobberraffinerier i Swansea, skrev Schult. Det ble årlig utskipet mellom 6000 og 7000 tonn raffinert kobber. Det største kobberverket var Hasved kobberverk, som hadde i drift 80 smelteovner og andre ovner, et stort valseverk drevet av en dampmaskin, og andre maskiner forbundet med kobberproduksjonen. Dette verket alene produserte ukentlig mellom 40 og 50 tonn kobber med et kullforbruk på 1400 til 1500 tonn og beskjeftiget rundt 1000 arbeidere.

Den nedre delen av Swansea-dalen egnet seg godt for industri på grunn av nærheten til havna i Swansea. Det var lett tilgang til billig kull og billig arbeidskraft. Opprinnelig ble kobbermalm importert fra Cornwall, Cardiganshire og Irland, men utover på 1800-tallet kom det stadig flere laster med kobbermalm til Swansea fra Chile, Afrika, Australia og Butte, Montana. Raffinert kobber ble eksportert til Europa, India, Kina, Japan og Afrika.

Det var svært økonomisk å bygge en kobbersmelte nær en kullgruve. I 1850 var det 11 bedrifter for kobberraffinering i Swansea. I en periode ble mer enn halvparten av alt raffinert kobber i verden produsert der. Byen fikk tilnavnet «Copperopolis». Befolkningen i Swansea økte fra 6000 i 1801, til 17 000 i 1851 og 65 000 i 1881. Det var elendige boforhold og sanitærforhold i byen. Det fantes ikke noen form for kloakksystem i Swansea før 1857, og vannforsyningen var av tvilsom karakter. Byen og dalen ble sterkt forurenset av giftig røyk og store mengder slagg i kjølvannet av kobberraffineringen. Fra slutten av det 19. århundre møtte raffineriene i Swansea stor konkurranse fra utlandet. Forlatte fabrikkanlegg lå igjen i et øde og treløst landskap.

HVEM OPPDAGET FOREKOMSTENE PÅ VIGSNES? HVORDAN HAVNET RETTIGHETENE I BELGIA?

Sommeren 1865 kom det «paa Gaarden Vigsnæs i Augvaldsnæs Præstegjeld» i gang «en temmelig betydelig Grubedrift af Kobber- og Svovlkis» for et belgisk selskaps regning, bemerket amtmannen i Stavanger Amt. I gjennomsnitt hadde 50 mann vært beskjeftiget ved

gruvene. Torbjørn Brueland fra Sandnes var finneren av malmen, og han allierte seg med Maurits Kartevold, Sandnes. Den 11. mars 1865 ble de to enige om å selge samtlige skjerp og anmeldelser de hadde i Avaldsnes kommune til den unge bergingeniøren Charles Defrance. Han hadde belgiske investorer i ryggen. Defrance engasjerte på sin side eieren av Egersunds Fayancefabrikk, konsul Johan Feyer, til å hjelpe seg med å få kjøpt rettighetene og få funnet registrert i tråd med den norske bergloven.

I et mutingsbrev, datert Kongsberg 20. juni 1865, undertegnet av bergmester Amund Lammers, ble det opplyst at Charles Defrance ved konsul Johan Feyer samt Thorbjørn Brueland og Mauritz Kartevold, i et brev datert 8. juni 1865, hadde søkt om å bli meddelt muting på en «Kobberkisgang, beliggende paa Gaarden Windsnæs –Udmark, Augvaldnes Prestegjæld paa Karmøen og anmeldt av M. T. Kartevold under 1de Mai d.A for vedkommende lensmand.» Ertsgangen er «beliggende ved den østre ende af den af T. Brueland under den 1de forrige måned tagne anmeldelse». I mutningsrekvisisjonen ble det opplyst at halvdelen av funnet ifølge opprettet kontrakt tilhørte Defrance. Den andre halvparten tilhørte Thorbjørn Brueland og Mauritz Kartevold. Den fremsendte prøvesteinen inneholdt kobberkis.

CHARLES DEFRANCE, EN UNG BERGINGENIØR FRA DILLINGEN, SAAR, BYGDE OPP VIGSNES-GRUVEN

Charles Louis eller Carl Ludwig Defrance var en 26 år gammel ung bergingeniør da han våren 1865 kjøpte rettighetene til mineralfunnet i Avaldsnes kommune på Karmøy. Han ble født 15. september 1839 i Dillingen, Saar, Tyskland, og døde i Brüssel, Belgia, den 2. januar 1920. Ved dåpen fikk han navnet Louis Charles Frédéric Defrance. Foreldrene var Frédéric Achille Defrance og Marie Antoinette Constance Piette. Faren var medlem av direksjonen i Dillinger Hütte. Ekteparet fikk seks barn og de tre første barna ble født i Saint-Julien-les-Metz i Lorraine, Frankrike, i dag en bydel i byen Metz.

Jernindustrien hadde lange tradisjoner i Dillingen. Byen skiftet tilhørighet mellom Frankrike og Tyskland flere ganger gjennom århundrene. I 1685 ga franskekongen Ludvig XIV tillatelse til at det ble opprettet et jernverk i Dillingen i nærheten av festningen Saarlouis. I 1802 investerte Dillinger Hütte i et eget blekkvalseverk, det første på det europeiske kontinentet. I 1806 var verket den største produsenten av svartblikk og blankblikk i Preussen.

Defrance vokste opp i et dynamisk industrimiljø

Fra 1830 og utover ble en stadig større andel av trekullet til jernproduksjonen erstattet av steinkull og koks. I 1835 tok Dillinger Hütte i bruk sin første store dampmaskin med en ytelse på 40 hk. Leverandøren Dobbs og Nellesson i Aachen spesialiserte seg i bygging av maskiner til puddle- og valseverker og leverte utstyr til modernisering av flere jern- og valseverker før 1840. I oppveksten bodde Charles Defrance midt i smørøyet for den mest moderne jern- og stålindustrien i Tyskland, Belgia og Frankrike. Kull og koks hadde overtatt fullt og helt som energikilde i produksjonen av jern og stål.

Charles Defrance ble immatrikulert ved Bergakademie Freiberg i 1858, med studentnummer 2068. Han studerte sammen med en helt ny generasjon ingeniørutdannede bergverksfolk fra mange land. I Freiberg lærte han ikke bare om å finne og analysere funn av mineraler, men om markedssituasjonen for metallene på verdensbasis, og om innføring av effektiv og moderne teknologi i driften av bergverk.

Bergakademie Freiberg ble opprettet som høyere montanvitenskapelig undervisningsinstitusjon i Sachsen i 1765. I løpet av få år ble akademiet den ledende montanvitenskapelige utdanningsinstitusjonen i verden. I 1796/1797 ble verdens første kjemisk-metallurgiske laboratorium ved et universitet eller en høyskole tatt i bruk i Freiberg.

Defrance brakte med seg en teknologisk pakke for moderne gruvedrift da han kom til Vigsnes. Han bygde ut gruven med stor kraft og hadde tilgang til belgisk kapital. Gruven på Vigsnes lå ypperlig plassert rett i sjøkanten. Eksporten av svovelkis var like praktisk og rasjonell her som ved svovelkisanlegget på Ytterøya i Trondheimsfjorden. Det var lett å losse tunge maskiner og kull, og å fylle lasterommene med svovel- og kobberkis.

Defrance giftet seg med norske Thora Andrea Floor

I løpet av femåret 1865 til 1870 giftet Charles Defrance seg med norske Thora Andrea som var født i Stavanger. Hun var eldstebarnet til de danske innflytterne, bokhandler Christian Ludvig Floor (47 år i 1865) og Christiane Frederikke Floor Thestrup (41 år i 1865). De var begge født og oppvokst i København.

Bryllupet sto i Bergen den 4. juni 1867. Ekteparets to første barn ble født i Norge. Ifølge Defrance bodde familien med tre barn i Antwerpen fra juni 1871. Han var på det tidspunktet director générale for Compagnie minière Belge de Vigsnes». Den 28. april 1870 ble alle aktiva og passiva ved gruveanlegget på Vigsnes overført til Compagnie minière de Belge de Vigsnes.

ØKT ETTERSPØRSEL ETTER SVOVELKIS I DEN KJEMISKE INDUSTRIEN

Før 1850 ble nesten all svovel som ble brukt i Storbritannia importert fra vulkanske områder på Sicilia eller andre steder i Italia. Et fransk syndikat fikk monopol på eksporten av svovel fra Italia i 1838. Da gikk prisene kraftig opp og produsentene begynte å lete etter billigere alternativer. Monopoltrusselen førte til betydelige innovasjoner i kjemiindustrien. Svovelkis ble fra nå av den viktigste råvaren i svovelsyreproduksjonen. Det ble oppdaget nye forekomster av pyritt (svovelkis) i Storbritannia, Norge og ikke minst i Spania. I 1870-årene ble rundt 90 prosent av svovelsyren i Storbritannia produsert med svovelkis som råstoff.

Svovelkis-gruver som lå nær utskipingshavn, ville lett kunne bli lønnsomme. Storbritannia var på dette tidspunkt blitt sentrum for kjemiindustrien i verden. I 1844 brukte engelske produsenter mer enn 500 000 tonn svovel, men bare halvparten ble importert fra Sicilia. Svovelsyren ble i utstrakt grad brukt til å lage kjemiske substanser. En av dem var soda, som ble benyttet i produksjon av glass, såpe, klor og blekepulver og vanlig salt.

LYSAKER KEMISKE FABRIK OG YTTERØYA

Det var veksten i svovelsyreindustrien som la grunnlaget for den norske svovelkisindustrien i slutten av det 19. og inn i det 20. århundre. Den første svovelsyrefabrikken i Norge var Lysaker kemiske fabrik, som ble opprettet i 1859. Den nyutdannede bergkandidaten Anton Bachke fikk tilbud om å bli medeier i Lysaker-fabrikken.

Bachke og andre gruvefolk visste at det fantes svovelkis på felter i Folldal, på Røros, Meråker og Løkken. All den stund det ikke fantes noen jernbaneforbindelse til disse stedene, ville den lange transporten til sjøen gjøre produksjonen ulønnsom. Ytterøya lå rett ved sjøen. Den første prøvelast med kis ble sendt fra Ytterøen til Newcastle. Det lå flere kjemiske fabrikker langs Tyne- og Wear-elva. «Resultatet av denne første malmavskibning fra Norge var saa

lovende at man straks kunde gaa i gang med en efter datidens begreper kraftig drift.» Til å begynne med ble kisen fraktet med seilskip. Ingen dampskip var villige til å frakte kis over Nordsjøen. Etter hvert begynte også dampskip å frakte kisen fra Ytterøen til Storbritannia. I løpet av kort tid ble svovelkisgruvene på Ytterøya et av de viktigste og mest lønnsomme bergverk i landet. I 1864 kjøpte engelske kapitalister gruvene på Ytterøya fra de norske eierne for ca. 90.000 spd. Selskapet fikk navnet Ytterøen Mining Company og Bachke ble anmodet om å fortsette som driftssjef. Gruven ble solgt fordi de norske eierne ble svært urolige for framtiden etter prisfall på kjemikalier under den amerikanske borgerkrigen.

De nye eierne presset på for å øke produksjonen. Etter at borgerkrigen i USA var over, steg prisen på kjemikalier betydelig. Produksjonen nådde et toppunkt på ca. 40 000 tonn pr. år. Kisen ble de første årene fortsatt skipet til Newcastle og Liverpool, men senere også til andre havner i Storbritannia, Sverige, Danmark og Tyskland.

SVÆRT LITE SVOVELKIS BLE BRUKT I NORGE

Den tyske bergingeniøren Weltz, som bodde på Dombås, skrev i 1869 en artikkel om svovelkis i *Polyteknisk Tidsskrift*. I Norge syntes hovedregelen å være at eierne av norske gruver overlot til "Udlændingen den Fordel, som Forædlingen af Raamaterialet medfører." Den norske svovelkisen kom først og fremst England til gode." Utenlandske fabrikker brukte ca. 30 prosent av svovelkisen som ble eksportert. Men en mye større andel av kisen kunne utnyttes og var verdt penger. Dersom kisen inneholdt kobber, ble kobberet utvunnet. På grunn av tekniske innovasjoner innen metallurgien kunne selv kobberfattig malm utnyttes. Weltz hevdet at det kunne utvinnes atskillig større mengder kobber på Røros fra kobberfattig malm.

Norsk svovelkis, som inneholdt små mengder kobber, burde absolutt ikke selges til underpris til utlandet, understreket Weltz. Dette skjedde i altfor stor grad. Når fabrikkene i England hadde brukt sin del av svovelkisen til å produsere svovelsyre, solgte de restene til en høyere pris enn det de opprinnelig hadde betalt svovelkisprodusentene i Norge.

I en artikkel om den kjemiske industrien i Norge i *Polyteknisk Tidsskrift* i 1871 skrev Th. Hiortdahl at prisen som ble betalt for norsk kis, var lav, og svovelet var enda mindre verdt. Det var forholdsvis billig å produsere svovelkis. En kisgruves lønnsomhet økte jo nærmere gruven lå utskipningshavn. Svovelkisproduksjonen foregikk først og fremst nordenfjelds. Men den raskt økende kisproduksjonen på Vigsnes på Karmøy var «aldeles uden sidestykke her i landet.» Kisen på Vigsnes inneholdt dobbelt så mye kobber pr. enhet som på Røros. Gjennomsnittlig årlig produksjon på Vigsnes i femåret 1865-1870 var 314,900 centner pr år med en koppergehalt på 4,4 % og 42 prosent svovelkis.

Utenlandsk eide gruver sto for en betydelig del av produksjonsverdien fra den norske gruvedriften - 14 norske og 11 utenlandske gruver produserte kobber og svovelkis i 1875. Arbeidsstyrken ved de norske anleggene var 503 mot 1027 ved de utenlandske anleggene. Verdien av produksjonen ved norske anlegg ble anslått til 524 000 kroner, mens verdien ved de utenlandske ble anslått til 1 325 000 kroner.

I 1873 var det 44 gruveanlegg i drift i Norge; 29 hadde norske eiere og 15 utenlandske eiere. Beregnet etter produksjonsverdien var omtrent 48 prosent av gruvedriften og 16 prosent av hyttedriften kontrollert av utenlandske selskaper det året. «Vigsnæs Svovlkis- og Kobbergrube» i Avaldsnes (belgisk eid) var det største bergverket i Norge målt etter antall ansatte. Gruven hadde i 1873 en arbeidsstyrke på 361 mann.

I årene 1886 til 1888 var produksjonen av kobber og svovelkis den viktigste i Norges bergverksdrift. Produksjonen utgjorde tre fjerdedeler av total mengde og dette tilsvarte

halvparten av produksjonsverdien. I 1888 hadde det vært et oppsving i kobberprisene. Prisen pr. tonn var 750 i 1886 og 1250 i 1888.

VAR CHARLES DEFRANCE AGENT FOR TRANSNASJONAL GRUVEKAPITALISME?

I 1865, samme år som Defrance kjøpte rettighetene på Vigsnes, skrev den engelske gruveingeniøren Joseph Lee Thomas en begeistret rapport om gruvene i Rio Tinto-området i provinsen Huelva i Spania. Forekomstene, som hadde vært drevet siden Romertiden, var enorme. Gjennom store kapitalinvesteringer ville forekomstene av pyritt kunne bli blant de største og mest lønnsomme i verden. Det var den spanske staten som eide gruvene, men de ble drevet med underskudd.

Staten hadde bestemt seg for å selge gruvene til høyeste anbyder, men i første omgang var ingen interessert. I 1873 ble Rio Rinto-gruvene kjøpt av et internasjonalt konsortium under ledelse av en stor forretningsbank i London og en tysk bank for 6 millioner pund. Kapitalen til den spanske nasjonalbanken var på det tidspunkt 2 millioner pund. De neste årene ble det investert store beløp i en jernbane for malmfrakt fra Rio Tinto til havnebyen Huelva, inkludert kai- og lasteanlegg. Det ble dessuten investert store summer i ny gruveteknologi og infrastruktur.

Da produksjonen endelig kom i gang, ble investeringene raskt tilbakebetalt og gruven fortsatte å være svært lønnsom. Mellom 1877 og 1887 var gruven en av de fire mest produktive kobbergruvene i verden år inn og år ut. Antall gruvearbeidere ble mer enn fordobler, fra drøyt 4000 til drøyt 8000.

Kapitalen som ble investert på Vigsnes, utgjorde en brøkdel av investeringene i Rio Tinto. Men tenkemåten, den store satsingen og driftsmåtene var de samme. Hvor kom pengene fra til utbyggingen? Hvor endte pengene fra fortjenesten av gruvedriften? Ble Vigsnes like hardt utbyttet som gruver i koloniene eller for den saks skyld i Montana?

Var leve- og helseforholdene på Vigsnes bedre enn i Rio Tinto-gruvene i Spania? Var støyen, forurensingen og vanntilførselen like ille på Vigsnes som ved kobberraffineriene i Swansea eller svovelsyrefabrikkene utenfor Newcastle? Ble det konsumert mer eller mindre alkohol på Vigsnes sammenlignet med andre gruver i Norge, selv om bygdefolket gjerne skulle sett at det ikke ble servert en eneste flaske? Var sikkerheten i gruven og antall dødsulykker flere og verre enn i andre gruver? Når begynte arbeiderne å organisere seg?

VIGSNES VAR DET STØRSTE ENSIDIGE INDUSTRISTED I ROGALAND I 1890, MEN BLE NEDLAGT I 1894

Ved folketellingen i 1890 bodde det 4554 innbyggere i Avaldsnes kommune. Vigsnes-samfunnet var egen fattigkommune og skolekommune i tråd med bergverksloven. Det var 108 bebodde hus på Vigsnes og det bodde 672 menn og 715 kvinner i disse husene, til sammen 1387 personer.

Ved denne folketellingen var det 1196 innbyggere i ladestedet Skudesneshavn, og 817 innbyggere i ladestedet Kopervik. Ingen tettbefolkede steder på Karmøy hadde så mange innbyggere som Vigsnes. Den største ansamlingen av hus i landdistriktene i Rogaland var å finne på Vigsnes. Den nest største stedet i Rogaland var Sand strandsted med 683 innbyggere. Selv Arne fabrikker i Hordaland hadde færre innbyggere - 1231.

Aldri siden bodde det så mange personer på Vigsnes-området som ved folketellingen 1. januar 1891. Før utgangen av 1891 ble videre avbygging av gruven til større dyp innstilt på 732 meters dybde. Etter hvert som gruven ble rensket for god malm fra bunnen og oppover, ble gruverommene fylt igjen med berg. Den øverste taksålen ble nedbrutt sommeren 1892, og i 1894 opphørte virksomheten i første omgang.

BIBLIOGRAFI

Harvey, Charles E., *The Rio Tinto Company. An Economic History of a leading international Mining Concern, 1873-1954*, Allison Hodge, Penzance, Cornwall, 1981.

Th. Hiortdahl, «Oversigt over de vigtigste dele af den chemiske fabrikindustri», *Polyteknisk Tidsskrift*, udgivet av Den polytekniske Forening i Christiania, Christiania 1871, 8. årgang.

Stephen Hughes, *Copperopolis: Landscapes of the early industrial period in Swansea*, Royal Commission on the Ancient & Historical Monuments of Wales, 2001.

Ragnhild Hutchison, «Det norske kobberet i Europa og verden på 1700-tallet», i Kristin Ranestad og Kristine Bruland (red.*), Skandinavisk kobber. Lokale forhold og globale sammenhenger i det lange 1700-tallet*, Cappelen Damm Akademisk, Oslo 2020, s. 111-127.

David S. Landes, *The Unbound Prometheus. Technological Change and Industrial Development in Western Europe from 1750 to the Present*, Cambridge University Press, Cambridge, first published 1969, reprinted 1976.

Edmund Newell (1990) 'Copperopolis': The Rise and Fall of the Copper Industry in the Swansea District, 1826–1921, *Business History*, vol. 32, no. 3, 1990, s. 75-97.

Norges Bergværksdrift i Aarene 1866 – 1870, NOS, C. No. 12, utgitt av Departementet for det Indre, Christiania, 1874.

Schult, Peter Ascanius, *Beretning om Kobberværksdriften i England og Wales*, utgitt av Det Kongelige Videnskaps Selskab, Trondheim, 1832.

Gunnar Thuesen, «Den første dokumenterte bergverksdrift i Norge», *Volund 1979. Årbok for Norsk Teknisk Museum*, Oslo 1979, s. 47-60.

C. Weltz, "Svovlkis og dens Anvendelse", *Polyteknisk tidsskrift*, 4. Hefte, 1869, s. 97-106.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2022

SIKRERE VANNFORSYNING OG PRODUKSJON AV REN, GRØNN ELKRAFT

Slik kombinerte Glitrevannverket samfunnsansvar og bærekraft i ett og samme prosjekt.

Secure water supply and production of clean, green electric power

This is how Glitrevannverket combined social responsibility and sustainability in the same project.

Mårten Kyte, Glitrevannverket IKS

SAMMENDRAG

Hovedhensikten med prosjektet har vært å styrke vannforsyningssikkerheten.
Samtidig har vi fått en miljøgevinst ved å ta ut energipotensialet i den nye vannveien.

Høsten 2018 ble Norconsult AS engasjert av Glitrevannverket IKS til å utføre ett forprosjekt for etablering av en ny rørtrase mellom Landfall vannbehandlingsanlegg og Øvre Åssiden høydebasseng. Den nye rørtraseen skulle plasseres parallelt med eksisterende vannvei og ha et vannkraftaggregat i nedre ende.

Vi sikrer med dette tilgang til Øvre Åssiden høydebasseng for vedlikehold og ettersyn siden den nye rørtraseen kan føre vannet utenom Øvre Åssiden høydebasseng i lengre perioder. Da kan høydebassenget tømmes, for eksempel ved inspeksjon.

En tilleggseffekt med etablering av den nye rørtraseen ble muligheten for produksjon av ren, grønn elkraft ved å utnytte høydeforskjellen mellom Landfall vannbehandlingsanlegg og Øvre Åssiden høydebasseng. I forprosjektet inngikk også å utrede muligheten for kraftproduksjon ved Nedre Åssiden utjevningsbasseng ved utnyttelse av høydeforskjellen mellom Øvre og Nedre Åssiden.

SUMMARY

The main purpose of the project has been to strengthen water supply security.
At the same time, we have gained an environmental benefit by exploiting the energy potential of the new waterway.

In the autumn of 2018, Norconsult AS was engaged by Glitrevannverket IKS to carry out a preliminary project for the construction of a new pipe route between the Landfall water treatment plant and the Øvre Åssiden basin. The new pipe route was to be placed parallel to the existing waterway and have a hydropower unit at the lower end.

With this, we ensure access to the Øvre Åssiden basin for maintenance and inspection since the new pipe route can lead the water outside the Øvre Åssiden basin for longer periods. The basin can then be emptied when needed, for example during inspections.

An additional effect of the establishment of the new pipe route opened the possibility of producing clean, green electricity by utilizing the difference in elevation between the Landfall water treatment plant and the Øvre Åssiden basin. The preliminary project also included investigating the possibility of power production at the Nedre Åssiden basin by exploiting the height difference between upper and lower Åssiden.

INNLEDNING

Glitrevannverket IKS er et interkommunalt selskap som fra 01.01.2020 eies av kommunene Asker, Drammen og Lier. Hovedformålet til Glitrevannverket er å forsyne eierkommunene med godt, nok og sikkert vann gjennom miljøfokusert, kompetent og systematisk forvaltning av vannkilder og vannforsyningssystem.
Glitrevannverket eier og driver fire vannbehandlingsanlegg som leverer vann til ca. 155.000 mennesker i eierkommunene, i Frogn og deler av Holmestrand kommune.
Vannkildene er Glitre, Røysjø og Holsfjorden.

I løpet av tredje og fjerde kvartal i 1978 ble Glitrevannverket funksjonstestet og 11. november regnes som selve fødselsdatoen og starten på ordinær drift.

Fra oppstart har det alltid vært jobbet kontinuerlig i Glitrevannverket med å styrke vannforsyningen og planlegge for vedlikehold og ny utbygging, noe som også gjenspeiler seg i vår visjon: *Sikre trygt, godt og nok vann for generasjoner*.

Vannforsyningssikkerhet går igjen som en rød tråd i vårt daglige arbeid og var også utgangspunktet for oppstarten til prosjektet som vi skal fortelle mere om nå.

LEDNINGSANLEGG I BRATT TERRENG

I store deler av år 2020 ble det utført et spektakulært anleggsarbeid i den bratte åsen mellom Landfall vannbehandlingsanlegg og Øvre Åssiden høydebasseng. I et til dels svært bratt skogsparti ble det lagt 780 meter med strekkfaste duktile støpejernsrør, diameter Ø600 mm.

Det var et svært krevende arbeid i bratt terreng, med helning opp mot 50 prosent på det aller bratteste. Til sammenligning er kravet til svart løype i alpinanlegg et gjennomsnittlig fall fra 45 prosent eller mer.

Figur 1: Kaare Mortensen Buskerud AS, anleggsvirksomhet i det bratteste partiet.

Det er den lokale maskinentreprenøren Kaare Mortensen Buskerud AS som har vært hoved entreprenør på prosjektet, med å legge den nye rørtraseen og bygge 2 stk. kraftstasjoner. Firma Energi Teknikk AS har levert den mekaniske og elektrotekniske innredningen av kraftstasjonene.

SIKRERE VANNFORSYNING

Glitrevannverket er et gravitasjonsvannverk. Det vil si at det meste av forsyningen vår er basert på tyngdekraften. Sånn kan det være fordi begge hovedkildene ligger i marka høyere enn forsyningsområdene. Frem til i dag har all potensiell energi blitt «strupt» enten med reduksjonsventiler eller i høydebasseng. Da det ble tid for å forsterke ledningsstrekket fra Landfall vannbehandlingsanlegg og ned til et av høydebassengene kom anledningen til også å se på om det var mulig å utnytte fallenergien.

Hovedhensikten med prosjektet er å gjøre vannforsyningen sikrere.

Råvann fra innsjøen Glitre blir ledet i en fjelltunnel til Landfall vannbehandlingsanlegg. Siden Glitre er en godt beskyttet vannkilde, trenger vannet bare å gå igjennom en enkel og miljøvennlig vannbehandling. Fra Landfall vannbehandlingsanlegg fordeles vannet ut i to retninger, mot Brakerøya og mot Åssiden. Mot Åssiden gikk vann tidligere gjennom en skråsjakt i fjellet fra Landfall vannbehandlingsanlegg og rett ned i den 530 meter lange tunnelen, Øvre Åssiden høydebasseng, ca. 160 høydemeter lengre ned mot byen.

Det er på strekket mellom Landfall vannbehandlingsanlegg og ned forbi Øvre Åssiden høydebasseng det nå er lagt en ny vannledning. Med den nye vannledningen slippes vannet inn i Øvre Åssiden høydebassenget fra motsatt side i forhold til tidligere. Ved behov for

vedlikeholdsarbeid kan da vannet også passere uten å måtte innom Øvre Åssiden høydebasseng.

Dette prosjektet gjennomføres primært for å sikre tilfredsstillende drift og vedlikehold av Øvre Åssiden høydebasseng etter dagens standard. Vannforsyningen fra Landfall vannbehandlingsanlegg til Øvre Åssiden høydebasseng kunne tidligere ikke settes ut av drift lenge, før vannforsyningen til Konnerud og tidligere Nedre Eiker ble ustabil.
Med den nye rørledningen blir dette problemet løst og Øvre Åssiden høydebasseng kan kobles ut via en By-Pass, så lenge det er nødvendig for inspeksjon, rengjøring, vedlikehold etc.

Figur 2: Skisse av vannvei mellom Glitre og Åssiden, laget av Norconsult AS.

MER ENN ENERGINØYTRAL
Hovedhensikten med prosjektet er å sikre tilgang til Øvre Åssiden høydebasseng slik at det kan vedlikeholdes og ettersees. Når nå vannet likevel fosser nedover i de nye rørene gir tiltaket en tilleggseffekt med muligheten for produksjon av ren, grønn elkraft.
Energipotensialet i vannveien fra Landfalltjern vannbehandlingsanlegg ned til Øvre Åssiden høydebasseng og videre nedover til Nedre Åssiden utjevningsbasseng blir utnyttet. Dette har ikke vært mulig slik vannforsyning tidligere var lagt opp.

Ved Øvre Åssiden høydebasseng er det bygget en kraftstasjon med peltonturbin som produsere strøm. Ved Nedre Åssiden utjevningsbasseng er det bygget en noe mindre kraftstasjon for å ta ut effekten av høydeforskjellen fra Øvre Åssiden høydebasseng og ned til Nedre Åssiden, lavtrykksonen.
Det er rent drikkevann som går igjennom kraftstasjonene og i denne størrelsesorden er det ikke mange kraftverk i Norge som bruker ferdigbehandlet drikkevann for kraftproduksjon.

I de to kraftverkene produseres mer strøm enn elkraftbehovet totalt i Glitrevannverket, slik at vi nå er mer enn energinøytrale. Årlig kraftproduksjon forventes å bli opp mot 4.000 MWh.

Figur 3: Peltonturbin Øvre Åssiden

ØKONOMI
Byggingen av en ny rørledning for å sikre vannforsyningen, og kraftverkene, har kostet i underkant av 40 mill. kroner. Dette deles opp i to separate regnskap siden vannforsyningen er underlagt strenge regler i forhold til et selvkostregime. Her skal det ikke brukes penger på annet enn vannproduksjon, og vanngebyret skal gå i null mot utgiftene.
Kraftproduksjon inngår ikke i et selvkostregnskap og alle utgifter i forbindelse med etablering og drift av dette må derfor holdes utenfor i eget regnskap. Skulle det vise seg at kraftproduksjonen går med tap et år, er det ikke lov å øke vannprisen for å dekke tapet. Tilsvarende er det ikke lov å la overskudd fra kraftproduksjon gå inn i selvkostregnskapet. Men det er forventet at kraftproduksjonen er lønnsom over tid og dermed vil styrke Glitrevannverkets egenkapital, noe som er positivt for våre eierkommuner.

KRAFTSTASJONENE
I desember 2021 ble begge kraftstasjonene testet for første gang og kraft produsert.

Nøkkeldata for de to kraftstasjonene er:
Øvre Åssiden kraftstasjon:
- Peltonturbin 656 kW
- Netto fallhøyde 165 m.
- Slukeevne 460 l/s
- 725 kVA, 1000 rpm., 690 Volt

Nedre Åssiden kraftstasjon:
- Peltonturbin 173 kW
- Netto fallhøyde 100 m.
- Slukeevne 200 l/s
- Asynkron generator, 750 rpm., 690 Volt

Figur 4: Øvre Åssiden kraftstasjon

Figur 5: Nedre Åssiden kraftstasjon

KILDER

Reidar Heieren (2018): Glitrevannverket – kilden til godt vann gjennom 40 år

10. VAVs KRAV TIL NULLUTSLIPP I NY VANNFORSYNING OSLO

Asbjørn Karlsrud (kontraktleder Rentvannstunnel), Tone-Lise Rustøen (fagansvarlig ytre miljø), og Fredrikke Syversen (Prosjektleder entreprise Rentvannstunnel),
Prosjekt Ny Vannforsyning, Vann- og Avløpsetaten, Oslo Kommune

SAMMENDRAG
Oslo er Europas raskest voksende by, 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.

Oslo Kommune har satt strenge krav og føringer for å fremme grønn omstilling i anleggsbransjen. For prosjektet er et av de viktigste kravene at fra 1.1.2025 skal alle bygge- og anleggsarbeider på oppdrag fra kommunen være utslippsfrie eller gå på biogass. Kommunen gir også rekke andre føringer og krav for å redusere prosjektets klimaavtrykk. I denne artikkelen presenteres prosjektets tiltak for å innfri miljøkravene og målene, samt erfaringene med disse så langt i prosjektgjennomføringen.

SUMMARY
Oslo is Europe's fastest growing city, and forecasts indicate continued strong growth. 90% of Oslo's water supply comes from Maridalsvannet and Oset water treatment plant. Today's water supply is considered vulnerable, and the Norwegian Food Safety Authority have therefore set a requirement that Oslo municipality must establish a fully adequate reserve water supply by 1st of January 2028.

The Oslo municipality represented by its the Water and Sewage Agency (VAV) is the responsible developer for the project New water supply Oslo (NVO).

The project mainly consists of three tunnel systems; a raw water tunnel, an underground water treatment plant and a clean water tunnel.

Oslo Municipality has set strict requirements and guidelines to promote a green transition in the building and construction industry. For the project, one of the most important requirements, is that all building and construction work commissioned by the municipality, must be emission-free or run on biogas by 1st of January 2025. The municipality also provides a number of other guidelines and requirements to reduce the project's climate footprint. This article presents the project's measures to meet the environmental requirements and guidelines, as well as the experiences with these so far in the project implementation.

INNLEDNING

Oslo er Europas raskest voksende by, 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 geografiske utbredelse strekker seg fra Vefsrud ved Holsfjorden i vest, via Huseby, til henholdsvis Stubberud i øst og Maridalsvannet i Nord. Entreprise Råvannstunnel ses fra Sollihøgda til Huseby. Entreprise Vannbehandlingsanlegget er lokalisert på Huseby, og entreprise Rentvannstunnel omfatter tunnelanlegget fra Huseby og østover. (figur 1)**.**

Figur 1 – *Prosjektets geografiske utbredelse.*

Prosjektets tunneldrift er fordelt på tre entrepriser:

- Råvannstunnelen (entreprise E5): fra Holsfjorden til Huseby. Drivemetode TBM, 19 km.
  Berguttak: 500 000 pfm^3
- Vannbehandlingsanlegget (entreprise E8): Berguttak for renseanlegg lokalisert på Huseby. Drivemetode konvensjonell sprenging. Berguttak: 1 000 000 pfm^3
- 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: 1 100 000 pfm^3

POLITISKE FØRINGER FOR KLIMAVENNLIGE ANSKAFFELSER I OSLO KOMMUNE

I Oslo kommune er det lagt flere politiske føringer for å fremme grønn omstilling i anleggsbransjen gjennom offentlige anskaffelser. De mest styrende dokumentene for dette er

- *Klimastrategi for Oslo mot 2030* (Byrådssak 214/19 av 8.8.2019, bystyrets vedtak 6.5.2020 sak 109 19/01534-2)
- *Standard klima- og miljøkrav til transport for Oslo kommunes vare- og tjenesteanskaffelser* (Byrådssak 1123/19)
- *Standard klima- og miljøkrav til Oslo kommunes bygge- og anleggsplasser* (Byrådssak 1091/19)
- *Oslo kommunes anskaffelsesstrategi* (Byrådssak 1104/17).

I disse dokumentene er det satt politiske mål og krav som kommunens virksomheter skal jobbe mot og som skal inkluderes i virksomhetenes anskaffelser.

Det som er gjennomgående for alle vedtakene er at Oslo kommune skal bruke offentlige anskaffelser som et kraftfullt virkemiddel i arbeidet med å akselerere det grønne skiftet.

Under presenteres noen eksempler av utdrag fra overnevnte politiske vedtak som har vært førende for ulike krav stilt i anskaffelsene av entreprisene i prosjekt Ny Vannforsyning Oslo.

I byrådssak 1091/19 som viser til Oslo kommunes anskaffelsesstrategi, jf. byrådssak 1104/17 sitt delmål 2, står følgende*:*

> *Oslo kommunes anskaffelser skal gjøre Oslo til en grønnere by. Kommunen skal i all planlegging av anskaffelser ta utgangspunkt i målet om å bli en utslippsfri by. Kjøretøy og bygg- og anleggsmaskiner som brukes i forbindelse med utførelse av arbeid for Oslo kommune, skal som en hovedregel ha nullutslippsteknologi.*

I byrådssak 214/19 «Klimastrategi for Oslo mot 2030» står det om S*atsningsområde 7 Bygge- og anleggsvirksomheten i Oslo skal bli fossilfri, deretter utslippsfri innen 2030,* at byrådet vil:

- "At alt bygge- og anleggsarbeid på oppdrag fra kommunen skal være utslippsfritt eller gå på biogass i 2025. Kommunens egne anleggsmaskiner skal også være utslippsfrie eller gå på biogass innen 2025"
- "Bidra til å utvikle markedet for utslippsfrie anleggsmaskiner, først og fremst ved å etterspørre slike maskiner når kommunen er oppdragsgiver."
- "Forsterke det gode samarbeidet med næringslivet, eksempelvis om et veikart for utslippsfri bygg- og anleggsvirksomhet, transport til og fra bygge- og anleggsplass og reduserte utslipp fra materialer»."

Prosjekt Ny Vannforsyning Oslo har i perioden 2020 til 2022 gjennomført fire anskaffelser, hvorav tre av dem utgjøres av tunnelentrepriser. Henholdsvis Råvannstunnelen, Vannbehandlingsanlegget og Rentvannstunnelen. Arbeidet med konkurransegrunnlag for de ulike entreprisene har dermed pågått over flere år. I løpet av denne perioden har det skjedd en gradvis innføring av flere miljøkrav og strengere minimumskrav fra E8 til E5 og over til E6. Denne utviklingen er gjort med bakgrunn i de politiske vedtakene og i takt teknologiutviklingen i markedet.

MILJØKRAV OG EVALUERINGSKRITERIER I NY VANNFORSYNING OSLO

I utarbeidelsen av miljøkravene i konkurransegrunnlaget har prosjektet brukt mye tid på markedsundersøkelser. Dette i form av en-til-en dialog med aktuelle tilbydere i forkant av konkurranseutlysning. Således har prosjektet sørget for å få innspill til evalueringskriterier og kontraktkrav. Den enkelvise utlysningen av de tre tunnelentreprisene har også bidratt til at

prosjektet har kunnet bringe erfaringene og markedsresponsen fra den enkelte anskaffelse med seg videre i den påfølgende anskaffelse.

I tillegg til å stille minimumskrav har prosjektet også fokusert på å inkludere insentiver for å få entreprenør til å etterspørre nullutslippsteknologi underveis i anleggsgjennomføringen av prosjektene. Dette fordi anleggsgjennomføringen av de ulike entreprisene pågår over en periode på totalt 7 år. I denne perioden forventes det at markedet vil utvikle seg og flere miljøvennlige løsninger vil bli tilgjengelige underveis.

Miljøkravene har utviklet seg betydelig fra den første kontrakten E8 Vannbehandlingsanlegget til neste utlysning E5 Råvannstunnel og deretter til E6 Rentvannstunnel. Samtlige av entreprisene er NS 8405-entrepriser. E6 Rentvannstunnel ble utlyst sist av de tre entreprisene, og har derfor de strengeste kravene.

Prosjektet ser evalueringen på miljø i tilbudsfasen, minimumskrav til miljø og insentiver i kontrakten som fremmer miljøvennlige løsninger, som viktige momenter som bidrar til nå de politiske målsetningene for det grønne skiftet.

Særlig om bruk av EPD

En EPD (miljødeklarasjon) «(…) er et kortfattet dokument som oppsummerer miljøprofilen til en komponent, et ferdig produkt eller en tjeneste på en standardisert og objektiv måte. Forkortelsen EPD brukes både i norsk og internasjonal sammenheng. EPD står for Environmental Product Declaration.» se her https://www.epd-norge.no/hva-er-en-epd/. Kort fortalt gir EPDen informasjon om CO2-utslippet i de ulike fasene av livsløpet til det aktuelle komponent, ferdig produkt eller tjeneste (kilde: Bruksanvisning for hvordan tolke EPD'er. EPD-Norge):

Produktfase			Konstr/ install.fase		Bruksfase					Sluttfase			
Råmaterialer	Transport	Tilvirking	Transport	Konstruksjons og installasjon	Bruk	Vedlikehold	Reparasjon	Utskifting	Renovering	Demontering	Transport	Avfallsbehandling	Avfall til sluttbehandling
A1	A2	A3	A4	A5	B1	B2	B3	B4	B5	C1	C2	C3	C4

Figur 2. Livsløpet i EPDer er oppdelt i fasene A1-C4

I Råvannstunnelen ble evaluering av CO2-utslipp introdusert ved bruk av EPD-er for fasene A1, A2 og A3. Prosjektet satte med dette fokus på indirekte utslipp fra materialer som anses for å ha høye utslipp av CO_2.

I Rentvannstunnelen ble antall materialer utvidet og i tillegg til fasene A1-A3 ble fasen A4 inkludert i evalueringen av tilbudene.

Særlig om utviklingen av miljøkrav til maskiner

I Vannbehandlingsanlegget ble tilbydere evaluert på sentrale maskiner for arbeidene for alle anleggslokasjoner, her eksemplifisert ved en av lokasjonene:

Elektrisitet, hydrogen eller fjernvarme gir 10 poeng
Biogass gir 5 poeng
Biodiesel gir 0 poeng

	Vekt sted	Vekt utstyr	Score	Score x vekt utstyr	Fordeling Energibærere		
Sted C101 Tunneler Husebyjordet							
Tunnelborerigg/pallrigg			0	0,00	0,00	0,00	0,00
Laster			0	0,00	0,00	0,00	0,00
Laster omlasting			0	0,00	0,00	0,00	0,00
Piggmaskin for fjellrensk			0	0,00	0,00	0,00	0,00
Sprøyterigg			0	0,00	0,00	0,00	0,00
Injeksjonsrigg			0	0,00	0,00	0,00	0,00
Ladebil			0	0,00	0,00	0,00	0,00
Trucker/lastebiler for transport til mellomlager			0	0,00	0,00	0,00	0,00
Bakstuff bil med eller uten plattform			0	0,00	0,00	0,00	0,00
Score utstyr				0,00			
Score sted er vekt sted x score utstyr				0,00			

Figur 3: Utklipp fra evalueringsmodellen til E8.

I evalueringen ga nullutslipp ga 10 poeng, biogass 5 og biodiesel (minimumskrav) 0 poeng.

I Råvannstunnelen ble det kun evaluert på den konvensjonelt drevne omlastestasjonen for TBM-massene. For øvrige maskiner ble det satt minimumskrav til bruk av biodiesel. Dette skyldes at Råvannstunnelen i all hovedsak er et prosjekt med boring av tunell ved bruk av elektrisk tunellboremaskin (TBM). I tillegg er det stilt krav om at materialer og personell skal fraktes på elektrisk tog inn til TBMen.

I Rentvannstunnelen ble det satt minimumskrav om nullutslipp til følgende maskiner:

- Tunnelborerigger/pallrigger, men biodiesel kan benyttes ved flytting av utstyret
- Lastere omlasting av berg fra tunneler og fjellrom
- Piggmaskiner for fjellrensk, men biodiesel kan benyttes ved flytting av utstyret
- Sprøyterigger, men biodiesel kan benyttes ved flytting av utstyret
- Injeksjonsrigger, men biodiesel kan benyttes ved flytting av utstyret
- Ladebiler, men biodiesel kan benyttes ved flytting av utstyret
- Bakstuff-biler med eller uten plattform, men biodiesel kan benyttes til flytting av
- bilene
- Trommelen til betongbiler drives av elektrisitet når den står på anleggsplassen
- MSV eller lokomotiv til frakt av utstyr i TBM-tunnelen

Og senest 15 måneder etter dato for kontraktsignering skal følgende maskiner benytte nullutslippsteknologi (dvs. batterielektrisk eller tilsvarende):

- Lastere for utlasting/omlasting av berg i tunneler og fjellrom
- Trucker/lastebiler for massetransport til mellomlager

Det er satt minimumskrav om bruk av biodiesel for øvrige maskiner.

Særlig om utviklingen av miljøkrav til transport

I Vannbehandlingsanlegget ble tilbydere evaluert på transport av masser, personell (under jord og til/fra innkvartering – anleggsplass) og transport av sentrale materialer (last mile). Nullutslipp ga 10 poeng, biogass 5 og biodiesel (minimumskrav) 0 poeng:

Figur 4: Utklipp fra evalueringsmodellen til E8.

I Råvannstunnelen ble tilsvarende forhold evaluert:

Figur 4: Utklipp fra evalueringsmodellen til E5.

I tillegg ble det i Råvannstunnelen evaluert på transport av sentrale materialer ved EPD, fase A2.

I Rentvannstunnelen ble det evaluert på transport av masser og avfall. Det ble imidlertid ikke evaluert på transport av personell og sentrale materialer. Det skyldes at det i stedet ble satt minimumskrav om at de fleste leveranser (varer, tjenester, personell) skal fraktes med nullutslipp eller biogass.

I tillegg ble evaluering av transport inkludert ved bruk av EPD A2 og A4 for sentrale og utvidet antall materialer:

***Figur 5**: Utklipp fra evalueringsmodellen til E6.*

OPPFØLGINGEN AV MILJØKRAVENE I ANLEGGSGJENNOMFØRINGEN

Miljøbonus

For Råvannstunnelen kan entreprenøren oppnå en miljøbonus ved ferdigstillelse, dersom entreprenøren presterer bedre på miljø, enn det som ble tilbudt i konkurransen. Denne bonusmuligheten ble ikke videreført for Råvann- og Rentvannstunnelen. For Råvannstunnelen kan dette dels forklares med økonomiske forhold samt større kunnskap om hva markedet kunne tilby av maskiner og kjøretøy. For Rentvannstunnelen skyldes det at det er satt krav om at de fleste leveranser (varer, tjenester, personell) skal fraktes med nullutslipp eller biogass, og at de fleste maskiner skal benytte nullutslippsteknologi.

Prisavslag

Alle entreprisene har en bestemmelse som etter nærmere regler gir rett til prisavslag dersom det viser seg at entreprenøren ved ferdigstillelse av kontraktarbeidene har prestert dårligere på miljø enn det som ble tilbudt.

Sanksjoner

De fleste av minimumskravene til miljø er mulktbelagt ved brudd. Mulkten størrelse varierer ut ifra type brudd og omfang. Her gis noen eksempler:

- I entreprise Vannbehandlingsanlegget arbeider kan byggherren kreve dagmulkt pr. hverdag for brudd på krav til fossilfrie maskiner samt fossilfri transport av masser og avfall, tilsvarende 0,02 ‰ av kontraktssummen.
- I Råvannstunnelen kan byggherren kreve dagmulkt pr. hverdag for brudkravene til transportkjøretøy tilsvarende 0,05 ‰ av kontraktssummen.

- I Rentvannstunnelen gis det mulkt pr. tilfelle på kr. 50 000 og samlet mulkt per dag på maksimalt kr. 1 000 000 for brudd på minstekravene til transportkjøretøy og maskiner.

ENTREPRENØRENES TILBUDTE LØSNINGER

Utviklingen til kontraktkrav og evalueringsmodell fra Vannbehandlingsanlegget, via Råvannstunnelen, og til Rentvannstunnelen, har bidratt til en stadig mer miljøvennlig utvikling av tilbydernes maskinpark og logistikkløsninger. Herunder følger noen utvalgte eksempler på tilbyders løsninger for å imøtekomme Vann- og Avløpsetatens krav til maskiner og utstyr i delprosjektene.

Transport av personell

Samtlige entrepriser benytter seg av nullutslipps transportløsninger for personell. Både til og fra innkvartering, mellom riggområder og til underjordsdrift.

Elektrisk utstyr til underjordsdrift

Samtlige entrepriser benytter elektriske tunnelborerigger. Kontrakten åpner for at forflytning av tunnelborerigger kan foregå ved bruk av biodiesel. I entreprise Rentvannstunnel har kontraktens strenge krav til nullutslippsteknologi medført at entreprenøren benytter elektriske lastemaskiner, piggmaskiner og dumpere.

To av tunnelentreprisene har masseuttak ved bruk av totalt tre helelektriske tunnelboremaskiner (TBMer). I begge entreprisene vil alt av materiell til og fra TBMene fraktes ved bruk av skinnegående elektriske lokomotiv. Massetransporten i begge disse entreprisene foregår via elektriske transportbånd.

Bruk av biogass under jord i entreprise Rentvannstunnel

Entreprenøren for entreprise Rentvannstunnel har med bistand fra VAV, etter grundige interne og eksterne juridiske vurderinger av relevant regelverk, samt konkrete og omfattende risikovurderinger, kommet frem til en løsning som gjør det mulig å bruke biogass under jord i forbindelse med frakt av masser. Transport av masser ved bruk av biogass skjer utelukkende i de deler av tunnelanlegget hvor tunnelene er klassifisert som ferdigstilte. Typisk eksempel på dette er transport fra omlastestasjonen i fjell og ut i dagsone for videre transport til eksternt mottak.

Bruk av biogass til massetransport er en vesentlig bidragsyter til reduksjonen av CO2-utslipp fra delprosjektet Rentvannstunnel, all den tid 90 % av massene skal fraktes med biogass.

DISKUSJON

Oslo Kommunes bystyre og Klimaetat er tydelige i sine føringer hva angår reduksjon av klimaavtrykk fra bygge- og anleggsprosjekter i regi av kommunen. Med Ny Vannforsyning Oslo i prosjektporteføljen er Oslo Kommune, ved Vann- og Avløpsetaten, en sentral byggherre med tanke på å innfri klimamålene.

Prosjektet har ansvar for å implementere og håndheve de miljøkrav og føringer som kommer fra politisk hold. I Ny Vannforsyning er dette ivaretatt ved å stille strenge kontraktkrav til utslippsfrie løsninger under anleggsgjennomføring. I tillegg har prosjektet hatt stort fokus på å utvikle en evalueringsmodell som gir konkurransefortrinn dersom det tilbys klimavennlige løsninger. Blant annet ved høy vekting av utslippsfrie maskiner og utstyr, samt bruk av EPD-skjema for beregning av CO2-avtrykket for enkelte materialvalg og logistikkløsninger.

Ny Vannforsyning Oslo har gjennom anskaffelsesprosessen for de tre tunnelentreprisene erfart at de klare føringene fra politisk hold bidrar til å redusere klimaavtrykket fra pågående prosjekt i kommunal regi. I tillegg stimulerer de politiske føringene og prosjektets tydelige miljøprofil markedet til å videreutvikle klimavennlig teknologi og løsninger for fremtiden.

Varigheten av tunnelprosjektene, i møte med den akselererende teknologiutviklingen, har vært en utfordring i prosjektet. Det har derfor vært stort fokus på å etablere insentiver som bidrar til at entreprenørene motiveres til å velge enda mer klimavennlige løsninger, dersom dette blir tilgjengelig underveis i anleggsgjennomføringen.

Samtidig observerer prosjektet at etterspørselen for utslippsfrie maskiner og utstyr har vært større enn hva markedet til tider kan levere. Langvarige entrepriser og god markedsdialog med leverandører av utslippsfritt utstyr har bidratt til at VAV kan sette noe romsligere frister i konkurransegrunnlaget til leveranse av utstyr på anlegget der det har vært detektert leveranseutfordringer ved utlysning av konkurransegrunnlagene.

Kravet om utslippsfrie anlegg fra 2025 har vært en av hovedutfordringene i arbeidet med utformingen av kontraktkravene. To av tre tunnelentrepriser har varighet utover 2025 og omfattes dermed av dette kravet. Dette kravet har vist seg utfordrende å imøtekomme for massetransport fra tunnelanlegg på størrelse med Ny Vannforsyning. Her er det mangel på batterikapasitet og ladestasjoner for tungtransport som har utpekt seg som en særlig relevant problemstilling.

I entreprise Rentvannstunnel har entreprenøren selv vært en pådriver for risikovurdering og gjennomføring av transport av masser fra ferdigstilte tunnelanlegg til massemottakene ved bruk av biogass underjord. Dette har vært en lærerik prosess for involverte parter.

Det faktum at prosjektet har gjennomført anskaffelsen av tre store tunnelentrepriser over en tidsperiode på drøye to år har bidratt til at prosjektet har kunnet justere kontraktkravene basert på markedets respons underveis. Her er det verdt å merke at prosjektet har stilt stadig strengere minimumskrav til bruk av nullutslippsteknologi. Det er fordi markedet har vært i stand til å levere den etterspurte teknologien.

KONKLUSJON

Prosjektet Ny Vannforsyning Oslo er gitt klare føringer fra byrådet og klimaetaten. Klimaavtrykket fra anleggsprosjekter i regi av Oslo Kommune skal reduseres, og prosjektene skal være utslippsfrie fra 2025.

Prosjekt Ny Vannforsyning Oslo har derfor stilt strenge krav til bruk av utslippsfri teknologi og løsninger som reduserer klimaavtrykket fra anleggsgjennomføringen. Det har vært utfordrende å finne gode kontraktmekanismer som ivaretar disse kravene, fordi markedet er i stadig utvikling samtidig som etterspørselen tidvis er større enn leveransekapasiteten.

Gjennom anskaffelsen av tre store tunnelentrepriser har prosjektet benyttet markedets respons til å justere minimumskravene og til å finne balanserte kontraktmekanismer som bidrar til reduksjon av prosjektets klimaavtrykk.

Det er tydelig at slike strenge miljøkrav fra store byggherrer motiverer til en grønn omstilling i markedet. Samtidig har prosjektet erfart en stor velvilje fra tunnelentreprenørene til å tenke

kreativt for å finne fremtidsrettede, klimasmarte løsninger for prosjektets anleggsgjennomføring.

KILDER

Klimastrategi for Oslo mot 2030 (Byrådssak 214/19 av 8.8.2019, bystyrets vedtak 6.5.2020 sak 109 19/01534-2)

Standard klima- og miljøkrav til transport for Oslo kommunes vare- og tjenesteanskaffelser (Byrådssak 1123/19)

Standard klima- og miljøkrav til Oslo kommunes bygge- og anleggsplasser (Byrådssak 1091/19)

Oslo kommunes anskaffelsesstrategi (Byrådssak 1104/17).

Hva er en EPD? - EPD Norge (epd-norge.no), https://www.epd-norge.no/hva-er-en-epd/

Bruksanvisning for EPD - betongelementer og fabrikkbetong.pdf (epd-norge.no), https://www.epd-norge.no/getfile.php/136567-1470750683/Dokumenter/Bruksanvisninger%20tolke%20EPDer/Bruksanvisning%20for%20EPD%20-%20betongelementer%20og%20fabrikkbetong.pdf

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK2022

TUNNELMASSER BRUKT SOM TILSLAGSMATERIALER I BETONG – ERFARINGER FRA SVEITS

Tunnel spoil material used as aggregate materials in concrete – experiences from Switzerland

Annina Margreth, PhD, Norges geologiske undersøkelse

SAMMENDRAG

I Sveits har byggherre og entreprenører i de siste 30 år fått mye erfaringer med bruk av tunnelmasser som tilslagsmaterialer i betong. Først ble kun sprengte masser gjenbrukt, men fordi store deler av de lange tunnelprosjekter (Lötschbergbasistunnel og Gotthardbasistunnel) til den nye jernbanevei gjennom Alpene skulle bygges med tunnelbormaskiner (TBM) ble søkelys satt på prosessering av TBM-masser. Gjennom mange undersøkelser i laboratorier og storskala prosesseringsforsøk ved byggeplasser ble det fastlagt at tunnelmasser kunne prosesseres til betongtilslag av høy kvalitet. Disse studier viste at betongblandingen måte tilpasses for å kunne bruke knuste tilslagsmaterialet, men at det var mulig å lage betong som oppfyller standardene.

I lovverk er tunnelmasser behandlet som avfall. Det er fastsatt at varig deponering av avfall må unngås og at det derfor må undersøkes om avfallet kan gjenbrukes. Byggherren som står som eier av uttatt materialet er derfor forpliktet for å undersøke potensialet for bruk av tunnelmasser som byggeråstoff framfor varig deponering. Det finnes mange retningslinjer og veileder som gir føringer på hvordan en massehåndteringsplan må utarbeides tidlig i prosjekteringsfasen. Type, mengde og kvalitet av tunnelmasser blir undersøkt før konkurransegrunnlaget for tunnelbyggingen blir utlyst. Erfaringer fra Sveits viser også at kontraktsformen mellom byggherre og entreprenør er viktig for at best mulig bruk av tunnelmasser lykkes. Klar ansvarsfordeling mellom partnere i byggeprosjektet og en solid plan for testing av både råmaterial og prosessert tilslagsmasser er viktige for å sikre og dokumentere kvalitet av betong produsert med disse masser. Det er mange økologiske og økonomiske fordeler med å bruke stedegne tunnelmasser som tilslag til betongproduksjon. I tillegg prosesseringsanlegg skaper stor oppmerksomhet i befolkningen som er den «synlige» delen av tunnelprosjektet. Tunnelmasser har stor potensial som ressurs og ikke skal kun ses på som «avfall» må legges på varig deponi.

SUMMARY

In Switzerland, builders and contractors have gained a lot of experience in the last 30 years with the use of tunnel spoil material as aggregates in concrete. At first only blasted masses were reused, but because large parts of the long tunnel projects (Lötschbergbasetunnel and Gotthardbasetunnel) for the new railway through the Alps were to be built with tunnel boring machines (TBM), the spotlight was put on the processing of TBM masses. Through many investigations in laboratories

and large-scale processing trials at construction sites, it was established that tunnel spoil material could be processed into high-quality concrete aggregate. These studies showed that the concrete mixture must be adapted to be able to use crushed aggregate material, but that it was possible to make concrete that meets the standards.

In legislation, tunnel spoil material is treated as waste. It has been stipulated that permanent disposal of waste ought to be avoided and that it must therefore be investigated whether the tunnel spoil material can be reused. The builder, who is the owner of the extracted material, is therefore obliged to investigate the potential for using tunnel spoil material as aggregates rather than permanent disposal. There are many guidelines and reports that provide guidance on how material managing plans must be set up early in the design phase. The type, quantity and quality of tunnel spoil materials are examined before the tender for the tunnel construction is announced. Experience from Switzerland also shows that the form of contract between builder and contractor is important for successful use of tunnel spoil material. Clear division of responsibility between partners in the construction project and a solid plan for testing both raw material and processed aggregates are important to ensure and document the quality of concrete produced with these masses. There are many ecological and economic advantages in using local tunnel masses as aggregates for concrete production. In addition, processing facilities create a lot of attention in the population, as they are the "visible" part of the tunnel project. Tunnel spoil material has great potential as a resource and should not only be seen as "waste" that must be placed in a permanent landfill.

INLEDNING

Alpene i Sveits ligner på en sveitserost, med mange tunneler og andre underjordiske anlegg bygd i løpet av de siste 150 år. Noen av de mest imponerende tunnelanleggene ble etablert i forbindelse med jernbanebyggingen fra 1844 til tidlig 1900-tall, samt senere utvidelser og omlegginger av disse de siste 20 årene. I tillegg er det siden 50-tallet sprengt ut mange tunneler både til veinettet og spesielt for vannkraftproduksjon. Selv om Sveits er et nøytralt land er det også flere militæranlegg i undergrunnen, med noen av disse fortsatt under hemmelighold.

Sveits er et lite land på størrelse med Trøndelag fylke og har i dag om lag 8,8 millioner innbyggere. Utbygning av infrastruktur krever store mengder byggeråstoffer. I Sveits hentes disse oftest fra løsmasser, det gjelder ca. 90% av alle byggeråstoffer. Steinbrudd er mest etablert der det finns berggrunn med gode mekaniske egenskaper for bruk til byggeformål som stiller høye tekniske krav, f.eks. veidekke med høy trafikkbelastning og jernbaneballast. Byggeråstoffer er ikke fornybare ressurser. Material som er egnet til bygg- og anleggsformål finnes først og fremst der hvor geologiske prosesser har avsatt løsmasser som kan brukes til utvinning av sand og grus eller hvor tektoniske og metamorfe krefter relatert til fjellkjededannelse har gitt særlig harde bergarter som er egnet til produksjon av pukk. Samtidig bygges det mange underjordiske anleggene høyt til fjells og langt fra der hvor det finnes slike egnede byggeråstoffer. Derfor ble gjerne masser fra tunnelbygging brukt som fyllmaterial, som erstatter byggeråstoffer uten særlige krav til byggetekniske formål. Disse var de første skritt mot resirkulering av tunnelmasser. Siden 1990-tallet ble disse masser også mer og mer benyttet som tilslag til betong. I starten var det kun masser fra konvensjonell sprenging som ble gjenbrukt, men senere har også material fra tunnelboremaskiner (TBM) blitt brukt som tilslag til betong. Eksempler på dette er Veraina Nord 1991 – 1997 og Cleuson-Dixenne 1993-1998.

Når de store tunnelbyggeprosjektene ble planlagt, som var hoveddelen av den nye jernbanevei gjennom Alpene, altså NEAT = Neue Eisenbahn-Alpentransversale (fig. 1) fikk byggherren mange utfordringer. Den ene var behov for svært store mengder byggeråstoffer som tilslag til sprøytebetong som første sikring og deretter utbygging av tunnelen med støpt betong. Disse massene måtte fraktes til mange anleggsplasser som ofte lå på avsidesliggende steder langt opp i fjellene. Samtidig ble det beregnet at opptil 16 Mill tonn materiale skulle tas ut fra den 35 km lange Lötschbergbasistunnel (LBT) og opp til 25 Mill tonn stein skulle tas ut fra den 57 km lange Gotthardbasistunnel (GBT). Det ble raskt innsett at det meste avbehovet for byggeråstoffer kunne dekkes fra tunnelmasser tatt ut i byggeprosjekter. Det ble igangsatt forskning for å undersøke potensialet for gjenbruk av tunnelmasser, spesielt fra TBM (Thalmann, 1996). Før de første bygge-maskiner kjørte inn på anleggsplassen, hadde byggherren derfor allerede utarbeidet en massehåndteringsplan som ble grunnlaget for at prosjektene var selvforsynt med tilslagsmaterialer til betongproduksjon.

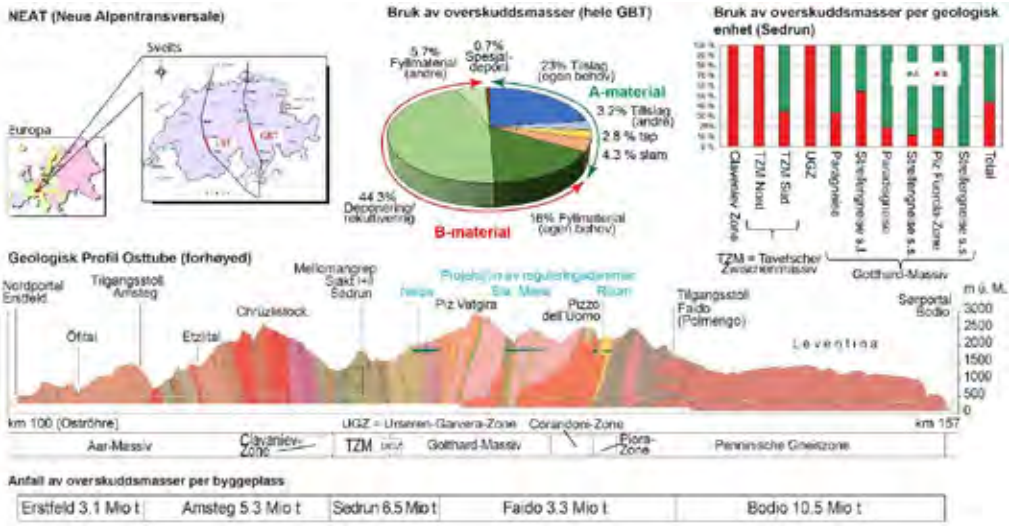


Fig. 1. Geologisk profil gjennom Gotthard Basis Tunnel (GBT), som danner den nye jernbaneveien (NEAT) i Alpene sammen med Lötschberg Basistunnel (LBT) og andre kortere tunneler. Totalt ble 28.2 Millioner tonn overskuddsmasser produsert på fem forskjellige byggeplasser (fra nord til sør: Erstfeld, Amsteg, Sedrun, Faido, Bodio), hvorav 33.3 % var klassifisert som A-material (egnet som tilslagsmateriale for betongproduksjon), og 66 % var klassifisert som B-materiale (egnet som fyllmateriale). Kun 0.7 % måtte lagres på deponi (Reaktordeponie, topp i midten). På byggeplass i Sedrun varierte gjenbrukspotensiale mye innenfor de forskjellige geologiske enhetene (topp til høyre). Sammenstilt med informasjon fra Ehrbar, Gruber og Sala (2016).

LOVVERK OG RETNINGSLINJER

Tunnelmasser anses som avfall fordi materialet er tatt ut med en annen formål enn bruk som byggeråstoffer. Hovedformål med tunnelbygging er å lage et hulrom og ikke utnyttelse av materialet som byggeråstoff. Den Sveitsiske miljøvernloven (*Umweltschutzgesetz*, USG, 1983)

fastslår at avfallsprodusenten har ansvaret for deponering av materialet og at det må i hvert enkelt tilfelle vurderes mulighet for utnyttelse av materialet dersom avfallsproduksjon skal unngås. I tunnelprosjekt er det byggherren som står som eier av uttatt materialet og som har ansvar for å undersøke potensialet for bruk av materialet som byggeråstoff framfor varig deponering.

Den Sveitsiske forurensingsloven (*Abfallverordnung*, VVEA, 2015) gir føringer på hvordan avfall skal håndteres. Håndtering av grave- og annet bygg- og anleggsmasser er videre beskrevet i en egen veileder (*Verwertung von Aushub- und Ausbruchmaterial*, Umwelt-Vollzug, 2021). Det kreves at uforurenset eller lite forurenset bygg- og anleggsmasser må utnyttes (*Verwertungspflicht*), men også at mer forurenset material skal behandles etter *state-of-the-art* metoder for å avklare om noen av disse massene også kan utnyttes. Veilederen gir føringer for hvilken tester som skal utføres for å undersøke materialegenskaper i store infrastrukturprosjekter og til hvilke formål masser med ulik forurensingsgrad kan brukes til. Det finnes også en beskrivelse for hvordan et massehåndteringsplan kan utarbeides og hvem (byggherre eller entreprenør) som har ansvar for hvilken del av massehåndteringen.

Byggherren som eier av tunnelmassene, har derfor plikt til å lage et massehåndteringsplan (*Materialbewirtschaftungskonzept*). I prosjekteringsfasen må byggherren utarbeide en såkalt «miljørapport» (*Umweltverträglichkeitsprüfung, UVP)* som beskriver miljøpåvirkninger av prosjektet. Det finnes en veileder for avfall- og materialhåndtering (Vollzug Umwelt, 2003) som er en del av miljørapporten. I veilederen beskrives hvilken informasjon som må sammenstilles; det må kartlegges hvilken type avfall, og hvilken mengde av ulike kvalitet som forventes å oppstå i byggeprosjekt. I tillegg må det evalueres hvor stort deponeringsvolum som vil kunne oppstå samt å planlegge og avsette areal for mellomlagring av materialet. Videre må det beregnes kostnader for ulike temaene i materialhåndteringsplanen, og avklares hvordan kvalitetskontroll av materialet skal utføres. Miljørapporten, der massehåndteringsplanen skal inngå, må utarbeides tidlig i planprosessen.

Det er også nødvendig at de geologiske, hydrogeologiske og geotekniske forhold må beskrives langs tunneltreseen og med økende detaljeringsgrad jo lenger en har kommet i planprosessen. Den sveitsiske normen *SIA 199 – Erfassen des Gebirges im Untertagbau* (SN 531 199, 2015) krever at også potensialet for bruk av tunnelmasser må utredes (*Beurteilung Ausbruchmaterial*). Fjellet langs tunneltraseen blir delt inn i enhetlige soner (*Homogenbereiche*) med omtrent de samme geologiske og byggetekniske egenskaper. Det blir estimert hvor mye av materialet i en bestemt enhetlig sone som kan gjenbrukes og til hvilket formål avhengig av kvaliteten av materialet, og hvor mye av materialet må varig deponeres.

Vanligvis blir massehåndteringsplanen utarbeidet før konkurransegrunnlaget for selve tunnelbyggingen blir utlyst. Det betyr at byggherren har allerede kartlagt type, mengde og kvalitet av tunnelmassene før entreprenører er blitt invitert for å sende inn sitt konsept for bygging av tunnelen.

TUNNELMASSER SOM TILSLAG TIL BETONG

Kvalitetsvurdering av knust stein som tilslagsmateriale

Tidlig på 1990-tall ble all betong i Sveits produsert med sand og grus som tilslagsmateriale. Den daværende betongnormen var tilpasset for disse tilslagsmassene (*SIA 162 - Betonbauten*

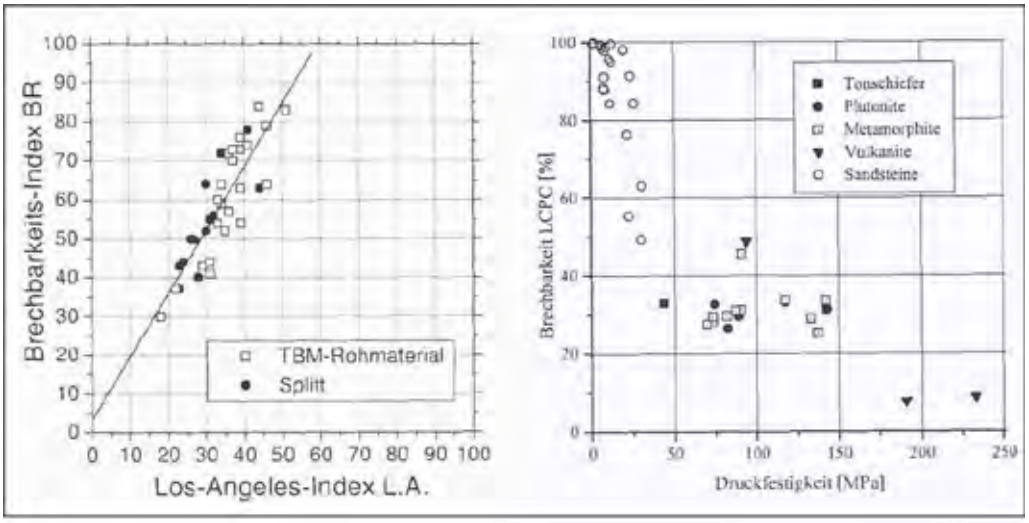
(Teilrevision der Ausgabe 1989), SN 562 162, 1993). For å ta i bruk knuste (tunnel)masser som tilslag til betongproduksjon måte byggherren utføre «innledende» undersøkelser og teste betongblandinger laget med det knuste materialet. Utallige analyser i laboratorier og storskala testanlegg på byggeplasser ble utført for å fastlegge (*Nachweis erbringen*) at tunnelmasser kunne foredles til betongtilslag av høy kvalitet (Leeman, Thalmann og Kruse, 1999). Betong laget med knust tilslagsmateriale har andre egenskaper enn betong laget med avrundete sand- og grusmasser (Tabell 1). Knust sand fra grunnfjellet inneholder en signifikant større andel av glimmer som påvirker bearbeidbarhet (*Verarbeitbarkeit*) av betongblandingen. I tillegg ble det konstatert at noen bergarter hadde potensiale for å reagere med alkalier i sementen, såkalt fare for Alkali-Aggregat-Reaksjoner (AAR). Videre blir porøsiteten (*Hohlraumgehalt*) større om ikke avrundete korn brukes som tilslagsmateriale. Derfor krever betongblandinger laget med knust tilslagsmateriale en større mengde sementlim (350 – 400 kg/m3, Thalmann, 1998). De utførte tester påviste riktignok at både bøyestrekkstyrke (*Biegezugfestigkeit*) og trykkstyrke (Druckfestigkeit) er litt høyre, men at E-Modulen er litt lavere for betong laget av knust tilslagsmaterialet. Det sistnevnte er heldigvis ikke ufordelaktig siden støpt betong da tåler noe mer deformasjon på grunn av det høye fjelltrykket i disse basistunneler med opptil 2500 m fjelloverdekning.

Tabell 1: Endringer i betongresepter og -egenskaper ved bruk av knust tilslagsmateriale istedenfor rundet tilslag (betongfasthetsklasse B40/30). Forenklet og oversett etter Thalmann (1998).

Egenskaper	**Støpt betong (*Ortsbeton*)**	**Sprøytebetong (*Spritzbeton*)**
Sementinnhold (CEM I 42,5)	5 - 20 % høyere	minst 450 kg/m^3
Vann-sementfaktor W/Z	< 0,5 mulig	< 0,5 mulig
Trykkstyrke og bøyestrekkstyrke	normal til høyere	normal til høyere
Tilslagsmiddel		
E-modul	opptil 50 % lavere (avhengig av tilleggstype)	opptil 50 % lavere (avhengig av tilleggstype)
Vanntett betong	mulig	mulig
Krympe-egenskaper	høyere, men ingen sprekker som resultat av den lave E-modulen	høyere, men ingen sprekker som resultat av den lave E-modulen

Byggherren måte dessuten også benytte nye og andre analysemetoder for å teste egnethet av råmateriale (tunnelmasser) og av det prosesserte tilslagsmateriale. Gjennom mange testforsøk ble det klarlagt at en betong med fasthetsklasse B40/30 trenger bergarter med en trykkfasthet (*Gesteinsfestigkeit*) på minst 75 N/mm^2 (Leeman, Thalmann og Kruse, 1999). Det ble videre vist at resultater fra LCPC-slitasjetest (AFNOR P18-579) korrelerte lineært med resultater fra Los-Angeles metoden (Fig 2, Leeman, Thalmann og Kruse, 1999). I tillegg skal råmaterialet også testes med punktlast-test som korrelerer med trykkfasthet av bergarter (ISRM 1985). For å bestemme egnethet av prosessert tilslagsmaterialet skal fortsatt Los-Angeles-metoden benyttes (Tabell 2, prEN 1097-2). Videre ble det fastsatt at antall glimmerkorn i 0.25-0.50 mm fraksjon korrelerer lineært med andel glimmerkorn i hele sandfraksjonen (0/4 mm). For å bestemme mulig alkalireaksjon (AAR) av tunnelmassene ble det forslått å bruke en fransk testmetode (Mikrobartest,

AFNOR P18-588). Tabell 2 viser valgte grenseverdier for råmateriale og prosessert tilslagsmasser som ble brukt på byggeplassen til Gotthard-Basistunnel (Leemann, Thalmann og Kurse, 1999).



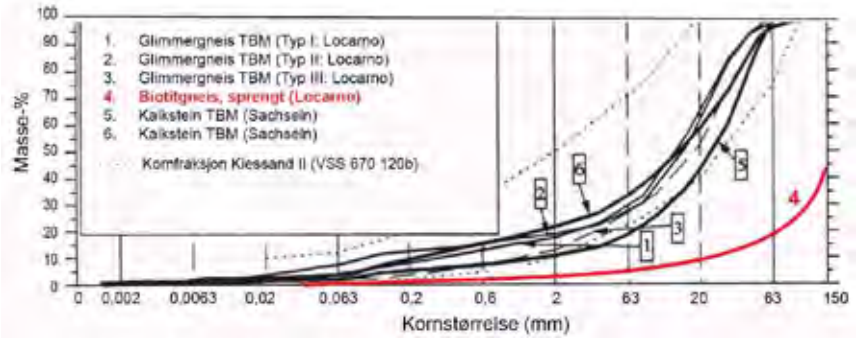
Figur 2: Korrelasjon mellom LCPC-Indeks (*Brechbarkeits-Index BR*) og Los-Angeles-Indeks (Leeman, Thalmann og Kruse, 1999) og trykkfasthet (*Druckfestigkeit*) av ulike bergarter (Thalmann, 1995).

Tabell 2: Krav for utvalgte parameter testet for råmateriale og prosessert tilslagsmaterial. Forenkelt og oversett etter Thalmann (1998).

	Testmetode	**Norm**	**Krav**	**Merknad**
Råmaterial	LCPC-Indeks	AFNOR P 18-579 (med modifikasjoner for TBM råmaterial)	≤ 70 70-75	Krav for å utføre Punktlast-test i tillegg
	Punktlast-Indeks	ISRM 1985 (med modifikasjoner for TBM råmaterial)	IS50 parallel: ≥ 2.5 (N/mm2) IS50 isotrop: ≥ 3.5 (N/mm2)	
	Antall glimmerkorn i 0,25-0,5 mm fraksjon	Egen definisjon for GBT og LBT	≤ 40	
	Potensiell AAR-reaktivitet	AFNOR P18-588	Ekspansjon ≤ 0,11 (%)	
Foredlet material	Los Angeles-verdi	prEN 1097-2	≤ 40	
	Antall glimmerkorn i vasket sand 0/1 mm		≤ 35	

Sprengte masser

Sprengte masser er ofte grovkorna med en stor andel materiale i grus- (2-64 mm), stein- (64–256 mm) og blokkfraksjonen (>256 mm, Fig. 3). Derfor måtte materialet knuses like ved tunnelstuffen før materialet blir lastet opp på transportbånd som frakter materialet til omlastningsplass (Fig. 4). Videre materialprosessering er ganske lik foredlingen i et pukkverk. Etter flertrinns knusing blir de grovere fraksjoner prosessert i en kornavrundingsmaskin for å eliminere uønskede kanter. På prosesseringsanlegg til Gotthardbasistunnel (GBT) i Sedrun gikk sandfraksjonen 0/1 gjennom et flotasjons-anlegg til å holde glimmerinnhold omtrent konstant på 15% (Fig. 4). Konstant glimmerinnhold var viktig for betongresepten, selv om glimmerinnholdet i det sprengte materialet varierte mye.

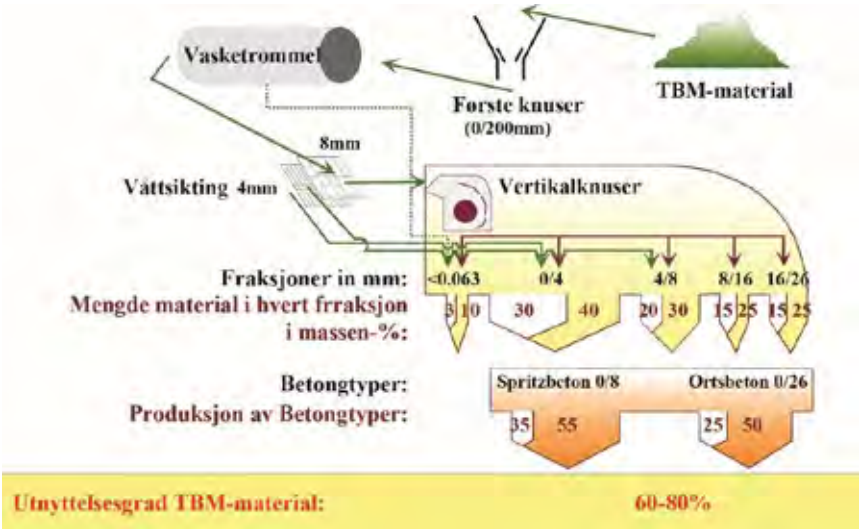


Figur 3. Siktekurver av tunnelmasser fra både TBM (linjer 1-3, 5-6) og tatt ut med sprenging (linje 4). Sprengte masser er mye mer grovkornet enn TBM-masser som har allerede en god gradering. Modifisert fra Thalmann (1994).

Figur 4. Venstre: Knusing av sprengte masser like ved tunnelstuffen før opplasting av materialet på transportband. Midden: Glimmerflotasjonsanlegg for å holde glimmerinnhold i sandfraksjon omtrent konstant på 15%. Høyre: Kornavrundingsmaskin type Hurrican (https://www.bplusg.ch/aufbereitungstechnik/).

Masser tatt ut med TBM

Fordi mesteparten av tunneler i NEAT skulle bygges med TBM var det mye fokus på å undersøke egnethet av masser tatt ut med TBM for bruk som tilslag i betong (Thalmann, 1996). I et forsøk med ulike avstand mellom skjæredisker (*Schneiderollen*) på en TBM ble det konstatert at den produserte «steinchips» ble større med større diskavstand, slik at nok material kunne lages i 0/32 fraksjon (Thalmann, 1995). Fordi mye finstoff blir produsert med TBM, må massene vaskes for å hindre kompaktering av materialet på mellomlagringsplass. Og fordi TBM-materialet gir relativt små kornstørrelser må den videre knuseprosessen foregå skånsomt. Undersøkelse av kornstørrelse og kornform viser at fraksjon <8 mm oppfylte krav for betongtilslag. Derfor blir den fraksjonen siktet ut før knusing av materialet >8 mm i en vertikal knuser (Fig. 4). Disse forundersøkelsene viste at 60 – 80% av TBM-massene kunne utnyttes som betongtilslag (Thalmann, 1995).



Figur 5: Prosesseringsskjema og materialstrøm for TBM-masse. Angitt er minimum- og maksimumsverdier av 10 forskjellige prosesseringstester. Modifisert og oversett etter Thalmann, (1998).

UTFORDRINGER

Kontroll- og testsystem

For at massehåndtering skal fungere er et tett kontroll- og testsystem på byggeplassen nødvendig. Grensesnittet i ansvarsområde mellom byggherre, entreprenør og bedriften som driver prosesseringsanlegg må være godt definert. Byggherren, som eier av tunnelmasser, har ansvaret for å detaljkartlegge geologien og teste råmaterialet. Kvaliteten av råmaterialet blir fortløpende visuelt vurdert av geologen ved tunnelstuffen, og klassert enten som brukbart tilslagsmateriale (A-material) eller ikke brukbart (B-material). Når egenskapene til bergarten endrer seg ved fremdriften, må geologer ta nye prøver fra råmaterialet for å bekrefte sine vurderinger med laboratorietester (Punktlast-Indeks og LCPC-indeks, Tabell 2).

Kvaliteten av foredlet tilslagsmaterialet må også testes regelmessig for å sikre at massene oppfyller de nødvendige kvalitetskrav, f.eks. Los Angeles-verdi (Tabell 2). Når entreprenøren tar over tilslagsmaterialet for å produsere betong går også ansvaret for kvaliteten av den ferdigstilt betongen over til entreprenør. Betongkvalitet blir også jevnlig testet med laboratorietester på byggeplassen og i tillegg med borekjerner tatt fra støpt betong.

Kontraktsformen

Erfaringer fra Sveits viser at kontraktsform mellom entreprenør og byggherre med hensyn til prosessering av bygg- og anleggsmasser er avgjørende. På Gotthardbasistunnel hadde byggherren ansvar for prosesseringsanlegg og materialstrømmen fra tunnel til prosesseringsanlegg og tilbake til tunnel som betongtilslag. Dette var en "lukket" materialstrøm der entreprenøren fikk betalt for tunneldrivingen og for å ta ut materialet, og byggherren tok deretter ansvar for materialets prosessering til tilslagsmateriale. Deretter var entreprenøren forpliktet til å kjøpe tilbake prosessert materiale. I dette kontraktsforholdet var dokumentasjon og testing av materialkvalitet grunnleggende, og alle kontraktspartnere hadde en felles interesse av at massehåndtering foregikk sømløst.

Ved et annet tunnelprosjekt i Sveits hadde entreprenøren ansvaret for prosesseringsanlegg og håndtering av alt bygg- og anleggsmateriale. Materialstrømmen var dermed ikke "lukket". I denne kontrakten var det ikke fastsatt grenseverdier for materialkvalitet. Underveis i prosjektet viste det seg at anleggsplassen lå for langt unna markedet til at salg av overskuddsmasser til eksterne kunder var konkurransedyktig, og entreprenøren hevdet at materialet hadde for "dårlig" kvalitet og derfor ikke var salgbart. Som en følge av dette endte prosjektet opp i retten.

Økonomi, økologi og informasjon

Det er selvsagt at bruk av tunnelmasser må vurderes ift. gjeldene lovsrammeverket og lønnsomheten. Selv om betongblandinger må tilpasses bruk av knust tilslagsmaterialet (høyere andel sement og vann), lønner det seg ofte å bruke foredlete tunnelmasser. For dette er det viktig at prosessering av masser skjer nært byggeplassen, slik at transportdistansen av materialet er kort og fortrinnsvis foregår på en miljøvennlig måte f.eks. med transportbånd. Prosjektintern bruk av tunnelmasser vil i de fleste tilfellene være hensiktsfult ift. økologiske aspekter fordi uttak og transport av primære byggeråstoffer unngås og mengde som må til varig deponi minimeres. I tillegg viste det seg at massehåndtering var økologisk og økonomisk interessant for befolkningen fordi foredling av tunnelmasser skjedde på overflaten i dagen og er dermed en «synlig» del av tunnelbyggingen (Fig. 6). De store tunnelprosjekter i Sveits hadde egne besøkssentre hvor framdrift i prosjektene og materialprosesseringen ble vist fram. Besøkssentrene skapte stor oppmerksomhet både for folk som bodde nært byggeplassene og til og med turister.

Figur 6. Oversiktsbilde av de overfladiske deler av tunnelbyggeplass i Sedrun. Informasjonssenter var tett på anleggsplassen hvor tunnelmassene ble prosessert og mellomlagret før de ble brukt som betongtilslag.

SLUTTKOMMENTARER

Erfaringer fra Sveits viser at det er mulig å bruke tunnelmasser fra både TBM og fra konvensjonell drift med boring og sprengning. Det som er avgjørende er at egnethet av tunnelmasser til prosessering av tilslagsmateriale må undersøkes tidlig. I Norge ble en veileder for geologisk forundersøkelser og bruk av kortreist stein utgitt av «Kortreist Stein» prosjektet (Aslaksen Aasly et al., 2019). Veilederen er basert på hvordan tunnelmasser kartlegges i Sveits.

Bruk av tunnelmasser er for tiden sterk omtalt i Norge: rapporten «Tverrsektorielt prosjekt om disponering av jord og stein som ikke er forurenset» belyser problemstillinger og mulige tiltak knyttet til håndtering av overskuddsmasser (Miljødirektorat, 2021). I år ble en state-of-the-art-rapport om «Sirkulær masseforvaltning. Materialstrømsanalyse av overskuddsmasser fra bygg- og anleggsnæringen» publisert (Rise et al., 2022) og Bærum ressursbank har satt i gang om å lage et markedssystem for overskuddsmasser (https://www.baerum.kommune.no/politikk-og-samfunn/samfunnsutvikling/om-barum-ressursbank/spin-off-prosjekter/markedsplass/).

For at tunnelmasser kan bli utnyttet som tilslagsmaterialet må berggrunnen kartlegges så tidlig som mulig i prosjekteringsfasen. Allerede i utredningsfasen er det viktig å kartlegge geologien for de ulike mulig tunnelføringsalternativer, og når tunnel traséen er bestemt bør det undersøkes

bergarter for å bestemme om disse er egnet som betongtilslagsmateriale. Dermed kan et massehåndteringskonsept utarbeides der typer, mengder og kvaliteter av tunnelmasser er beskrevet og som kan brukes til offentlig utlysning. Massehåndteringskonseptet må være klart før konkurransegrunnlaget blir annonsert slik at entreprenører vil ta hensyn til det i tilbudet. Det er grunnleggende at alle partnere i et byggeprosjekt, altså byggherre og entreprenører, er villige til å samarbeide og finne løsninger for utfordringer knuttet til bruk av tunnelmasser som betongtilslag.

REFERANSER

AFNOR P 18-588 (1991). Stabilité dimensionnelle en milieu alcalin - Essai accéléré sur mortier Microbar. Association Française de Noramlisation, Paris.

AFNOR P 18-579 (1990). Granulats – essai d'abrasivité de broyabilité. Association Française de Noramlisation, Paris.

Aslaksen Aasly, Margreth, Erichsen, Rise og Alnæs (2019). Forundersøkelser og bruk av kortreist stein. En geologisk veileder. Sintef fag 62. 29 s.

Ehrbar, Gruber, Sala (2016). Tunneling the Gotthard. Swiss Tunnelling Society (STS), 719 p.

ISRM (1985). Suggested method for determining point load strength. International Society for Rock Mechanics. Commission on Testing Methods. Working group on Revision of the Point Load Test Method. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. 22. S. 51-60

Leemann, Thalmann, Kruse (1999). Gebrochene Zuschlagsstoffe. Baustoffe Schweizer Ingenieur und Architekt Nr. 24. S. 532 – 536.

Miljødirektorat (2021). Tverrsektorielt prosjekt om disponering av jord og stein som ikke er forurenset. Rapport M-2074. 77 s.

PrEN 1097-2 (1995). Proposed final draft. Test for mechanical and physical properties of aggregates – Part 2: Methods for the determination of the resistance to fragmentation. European Committee for Standardisation.

Rise, Simoni, Margreth, Hausmann, Gjerde, Håkonsen og Rudberg (2022). Sirkulær masseforvaltning. Materialstrømsanalyse av overskuddsmasser fra bygg- og anleggsnæringen. Sintef fag 94. 84 s.

SN 562 162 (1993). SIA 162 - Betonbauten (Teilrevision der Ausgabe 1989), Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein. 86 s. Gültig bis 30.06.2004 (archivierter Titel).

SN 531 199 (2015). SIA 199 - Erfassen des Gebirges im Untertagbau. Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein. 36 s.

Thalmann (1994). Wiederverwertung von Ausbruchmaterial aus dem konventionellen und maschinellen Tunnelvortrieb zu Kiesersatzprodukten – eine Herausforderung an die Kieswerke. Recycling. Die Schweizer Baustoff-Industrie 6/94. 7 s.

Thalmann (1995). Optimale Wiederverwertung von TBM-Ausbruchmaterial. Schweizer Ingenieur und Architekt Nr. 47. S. 1091-1096.

Thalmann (1996). Beurteilung und Möglichkeiten der Wiederverwertung von Ausbruchmaterial aus dem maschinellen Tunnelvortrieb zu Betonzuschlagstoffen. Beiträge zur Geologie der Schweiz. Geotechnische Serie, 91 (ISBN 3-907997-24-7). 124 s.

Thalmann (1998). Verwertung von Tunnelausbruchmaterial beim Projekt AlpTransit Gotthard. XIII. Bodenseetagung: Geologie und Verkehrswegebau. 23. und 24. Oktober 1998, Bregenz.

Umwelt-Vollzug (2021). Verwertung von Aushub- und Ausbruchmaterial. Teil des Moduls Bauabfälle der Vollzugshilfe zur Verordnung über die Vermeidung und die Entsorgung von Abfällen (Abfallverordnung, VVEA). Bundesamt für Umwelt BAFU. 36 s.

USG (1983). Bundesgesetz über den Umweltschutz (Umweltschutzgesetz, USG) https://fedlex.data.admin.ch/eli/cc/1984/1122_1122_1122

Vollzug Umwelt (2003). Wegleitung Abfall- und Materialbewirtschaftung bei UVP-pflichtigen und nicht UVP-pflichtigen Projekten. Bundesamt für Umwelt BAFU VU-3009-D. 11 s.

VVEA (2015). Verordnung über die Vermeidung und die Entsorgung von Abfällen (Abfallverordnung, VVEA) https://fedlex.data.admin.ch/eli/cc/2015/891

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2022

Rune Skjevdal
Norsk Grønn Kraft

BÆREKRAFTSANALYSE AV METODEVALG – «Lessons learned»

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

D18 SYKKELVEI KRONSTADTUNNELEN – KRYSSLØSNING I LØSMASSER

D18 Sykkelvei Kronstadtunnelen – Tunnel junction in soil

Kristine Hausberg Kjeilen, Bybanen Utbygging
Joel Biedermann, Amberg Norge
Leiv Pedersen, Amberg Norge

SAMMENDRAG

Som en del av bybanenprosjektet byggetrinn 4, har Bybanen Utbygging utvidet en gammel jernbanetunnel under Møllendal gravplass fra 1913 til gang- og sykkelvei, der de siste 8 m av tunnelen, samt den gamle portalen er vernet av Byantikvaren i Bergen. Ca. 45 m av den nordre delen av tunnelen er etablert i løsmasser og på grunn av den vernede delen var det nødvendig å etablere en ny gangtunnel med portal, og så føre gangtunnelen og sykkeltunnelen sammen i en kryssløsning i løsmasser ca. 20 m inn i tunnelsystemet. Deretter er den gamle tunnelen utvidet for å gi plass til både gående og syklende i samme tunnelløp. Amberg Norge AS og Multiconsult Norge AS har prosjektert, skrevet anbudsdokumenter og deltatt i prosjektoppfølging under bygging av løsmassetunnelen, som ble utført av Veidekke Entreprenør AS med underentreprenør Östu Stettin fra Østerrike.

SUMMARY

As part of the stage 4 of the Light Rail system in Bergen, Norway, the construction department of the operator, Bybanen Utbygging, has enlarged an old railway tunnel from 1913 under a cemetery and converted it into a pedestrian and bicycle tunnel. Approximately 45 m of the northern part of the tunnel was in soil. One of the portals and part of the tunnel are preserved by the authorities and therefore a separate new portal and tunnel for the pedestrians was required, which then was merged with the bicycle tunnel in an intersection in soil. Amberg Norge AS and Multiconsult Norge AS have designed, drafted the tender documents, and followed up the construction of the soil tunnel. The tunnel was constructed by Veidekke Entreprenør AS and Östu Stettin from Austria.

INNLEDNING

Bybanen Utbygging bygger om Kronstadtunnelen, en eldre jernbanetunnel fra 1913 med smalt tunnelprofil, for å tilrettelegge for gang- og sykkeltrafikk mellom Møllendal og Kronstad, se Figur 1. Kronstadtunnelen er 465 m lang der mesteparten av tunnelen går i berg, mens ca. 45 m av nordlige del går i løsmasser og ble bygget som murt steinhvelv i åpen byggegrop. De ytre 8 m av tunnelen samt portalen i løsmassedelen er vernet og skal bevares. Tverrsnittet er så lite at kun syklende får plass og en ny gangtunnel bygges derfor parallelt i løsmasser og kobler seg til eksisterende tunnel etter ca. 19 m. Den resterende delen av tunnelen utvides til å romme både gang- og sykkeltrafikk med varierende grave-/sprengningstverrsnitt fra 67 til 104 m^2 i krysset.

Figur 1: (1) Prosjektplassering merket med rød ring, (2) Bildet fra 1913 og (3) Tunnel i løsmasser før oppstart av prosjektet

Bygging av løsmassetunnel er ikke vanlig i Norge, og derfor ble det stilt krav til prosjekterende om relevant erfaring med løsmassetunneler. Multiconsult Norge AS sammen med Amberg Norge AS ble tildelt kontrakten, og Amberg Norge AS har hatt ansvaret for prosjektering av løsmassedelen av Kronstadtunnelen.

I forprosjektet ble ulike drivemetoder som frysing og rørskjerm vurdert. Som del av kontrakten skulle det gjøres et endelig valg av drivemetode. Videre var det føringer fra håndbøkene til Statens vegvesen på tverrsnitt, kryssløsning, sikt, kurvatur og vedlikehold. I tillegg la Byantikvaren føringer på endelig utseende på portalen ved Møllendal, samt de første 8 m av tunnelen som ble vurdert som verneverdig.

Dokumenter fra prosjektering og bygging av den gamle tunnelen som ble prosjektert i ca. 1910 og ferdigstilt i ca. 1913 var tidligere overført fra arkivene til Bane NOR til Byantikvaren i Bergen. Prosjekteringen startet våren 2020 og på grunn av Covid-19 fikk prosjekterende ikke tilgang til disse arkivene og det var ikke kapasitet hos Byantikvaren til å lete fram gamle dokumenter og skanne disse for utsendelse til prosjekterende. Noen gamle prinsipptegninger ble funnet på nettet samt at en eldre jernbanekyndig ingeniør lagde en betenkning på

prosjektering og bygging på oppdrag for Sweco. Denne ble sammenholdt med Ambergs egne vurderinger, blant annet basert på tilsvarende bygg fra Mellom-Europa, og disse var relativt samsvarende.

Kronstadtunnelen skal gi en rask og sikker sykkelveiløsning mellom Bergen sentrum og undervisningsmiljøet på Kronstad og videre til sykkelnettverket over Mindemyren til Bergen sør og Fyllingsdalen. Arbeidet med å utvide Kronstadtunnelen startet høsten 2021 og er forventet ferdig vinteren 2023. Arbeidene utføres av Veidekke Entreprenør AS med Östu Stettin, Østerrike, som underentreprenør for utførelse av løsmassedelen. Etter ferdigstillelse av arbeidene blir tunnelen overført til Statens vegvesen som skal ha eier- og driftsansvaret.

TEKNISKE LØSNINGER

Gjennom hele prosjekteringsfasen var det et tett samarbeid mellom konsulent og byggherre, og valg av løsninger ble fortløpende forankret. Bybanen Utbygging benytter seg av modellbasert prosjektering og bygging, noe som forenkler prosessen mellom utførende og byggherre, samt mellom de ulike fagene.

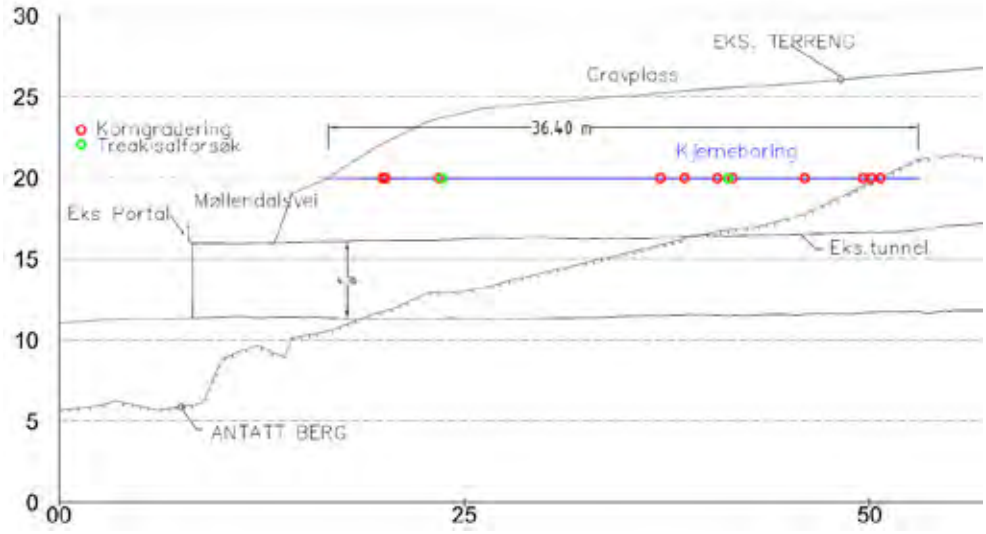
Inngangsparametere

Som grunnlag for valg av drivemetode, detaljprosjektering og utarbeidelse av anbudspapirer hadde man tilgang på følgende:

- Forprosjekt
- Grunnundersøkelser i form av totalsonderinger, kjerneboringer gjennom tunnelveggen inne i tunnelen, et horisontalt kjerneborhull langs den eksisterende tunnelen med utvalgte lokasjoner for prøvetaking, seismikk og piezometermålinger, se Figur 2. I tillegg foretok man nye undersøkelser av utvalgte lokasjoner i det horisontale borehullet underveis i prosjekteringen
- Borprotokoll fra installasjon av en vertikal og en skrå rørvegg ved siden av den gamle portalen
- Ingen relevante føringer i eksisterende vegnormaler på løsmassetunnel, men normalprofiler er definert
- Relevante standarder fra Mellom-Europa på bygging av løsmassetunnel
- Eurokode 0 og 7

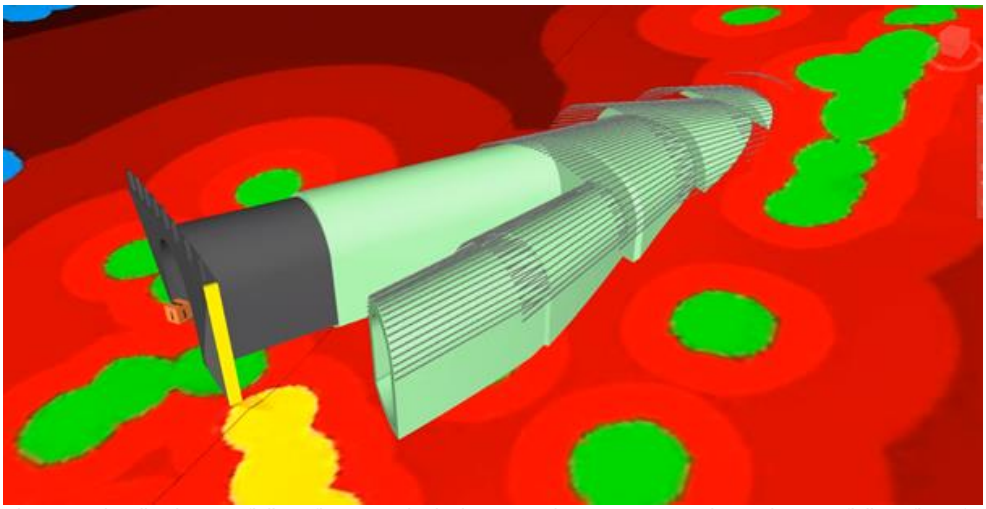
Figur 2: Oversikt over totalsonderinger, poseprøver, piezometer og refraksjonsseismiske målinger Møllendal gravplass før detaljprosjektering

Fra den horisontale kjerneboringen ble det utført supplerende 11 stk. kornfordelingsanalyser og 2 stk. treaksialforsøk. Plassering av analyser langs kjerneboring er vist i Figur 3.



Figur 3: Horisontal kjerneboring over eksisterende Kronstadstunnel og utførte undersøkelser

Ut fra utførte grunnundersøkelser ble det laget en visualisering i 3D av fjelloverflaten over prosjektområdet, se Figur 4.



Figur 4: Visualisering av fjelloverflaten med planlagt tunnel. Grønne og gule punkter er fjelloverflate fra grunnundersøkelsene

Med utgangspunkt i eksisterende grunnundersøkelser var det usikkerhet om tunnelen var bygget i åpen byggegrop eller som en løsmassetunnel.

Risikovurdering

Basert på inngangsparameterne ble det foretatt en risikovurdering av utførelsen. En av de viktigste risikofaktorene var erfaring fra tilsvarende arbeider, og her til lands har vi ikke mange tilsvarende prosjekter hvor entreprenører har opparbeidet seg relevant kompetanse. Det ble antatt at hovedentreprenøren ville knytte til seg relevant kompetanse i form av en utenlandsk underentreprenør.

Anleggsområdet som var tilgjengelig var meget begrenset. Den nye portalen skulle plasseres nær den eksisterende og riggområdet var meget begrenset, se Figur 5. Nærmeste nabo var Møllendal kapell og spesielt arbeidene i byggegropen måtte begrenses under begravelses seremoniene.

Forutsetninger i prosjekteringen var også vesentlige elementer som inngikk i risikovurderingen slik som:

- var grunnen slik som beskrevet i grunnundersøkelsene korrekt (har betydning for effekt av grunnforsterkningen)
- var den gamle tunnelen bygget i en åpen byggegrop eller som tunnel (har betydning for grunnforholdene direkte utenfor den gamle tunnelforingen)
- klarte man å oppnå tilstrekkelig reduksjon av grunnvannstanden, hvor store setninger kunne man forvente under en gravplass, osv.

Figur 5: Sykkeltunnel til venstre i bildet og gangtunnel etablert i byggegrop til høyre viser den begrensede plassen

Valg av drivemetode

I tidlige faser av prosjektet ble det gjort vurderinger rundt mulige drivemetoder for løsmassetunnelen. I begynnelsen av detaljprosjektering ble det tatt stilling til løsningsvalg med hensyn til byggbarhet, RAMS, helse, arbeidsmiljø, kostnad, tid og ytre miljø.

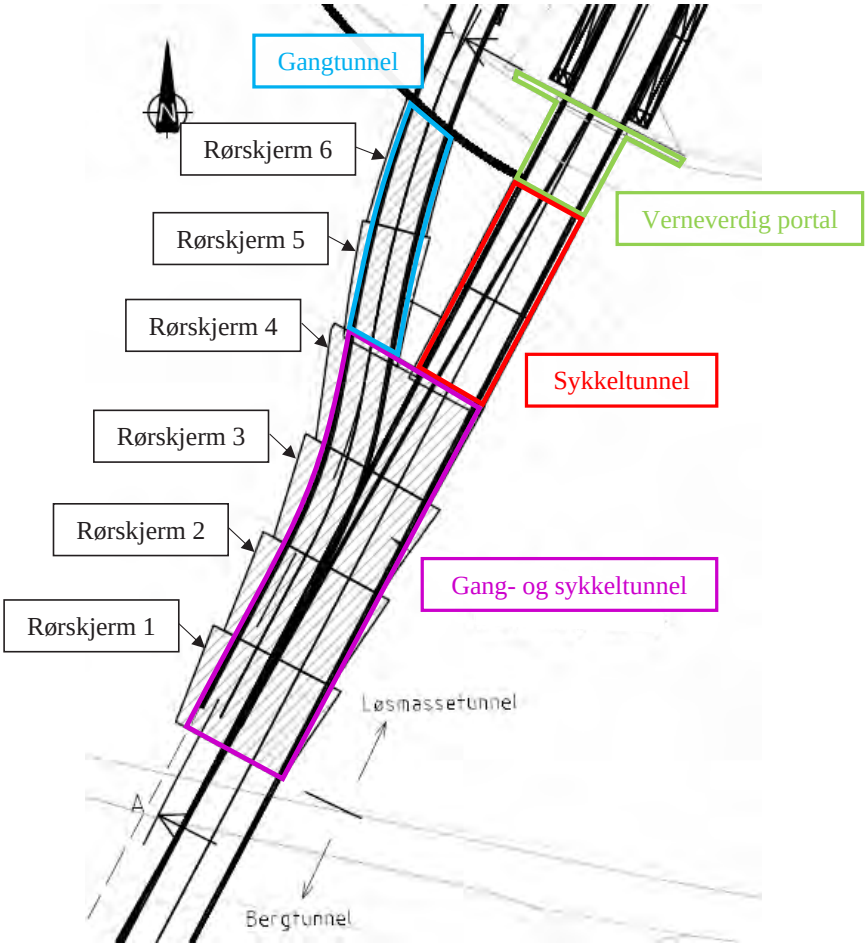
Det ble anbefalt å drive løsmassetunnelen med rørskjerm fordi metoden er fleksibel. Metoden kan enkelt tilpasses tunnelens geometri og lokale forhold, og kan gjennomføres uten inngrep fra Møllendal gravplass. Sammenlignet med blant annet frysing er metoden billigere, krever mindre tid, har mindre ulemper med hensyn til HMS og ytre miljø, minimerer fare for skade på verneverdig portal og begrenser plassbehov.

Siden den gamle tunnelen hadde drenert området i løpet av de siste 100 år, valgte man en drenert tunnelløsning gjennom løsmassene.

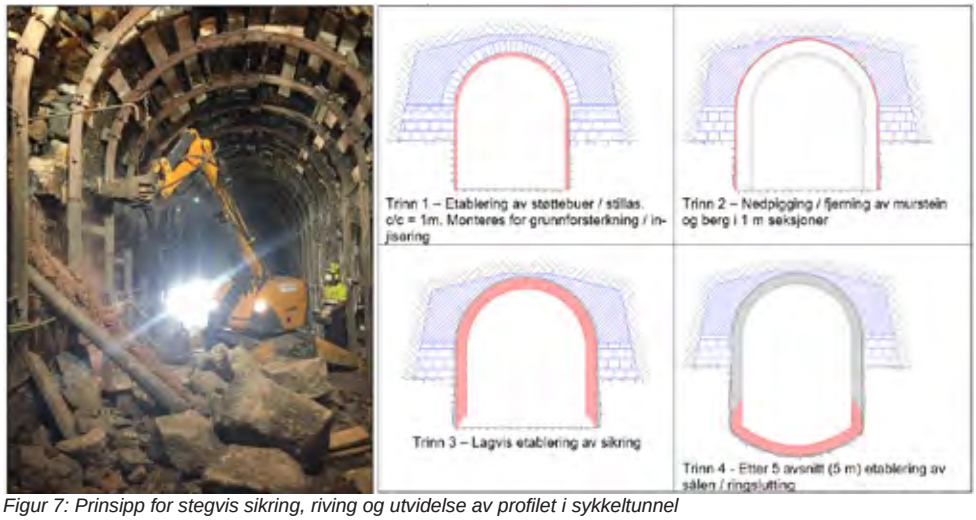
Løsmassetunnel og portal for sykkeltunnel

I forbindelse med ombygging av eksisterende Kronstadstunnel til kombinert gang- og sykkeltunnel er den nye løsmassetunnelen delt inn i forskjellige elementer, se Figur 6.

I sykkeltunnel, hvor den gamle tunnelen skulle utvides, var det behov for å stabilisere løsmassene utenfor den gamle tunnelforingen. Med utgangspunkt i laboratorieanalysene av grunnunder-søkelsene, valgte man en omfattende stabilisering med injiserbare jordankre og injeksjon før riving av den gamle mursteinen skulle utføres, se Figur 7.

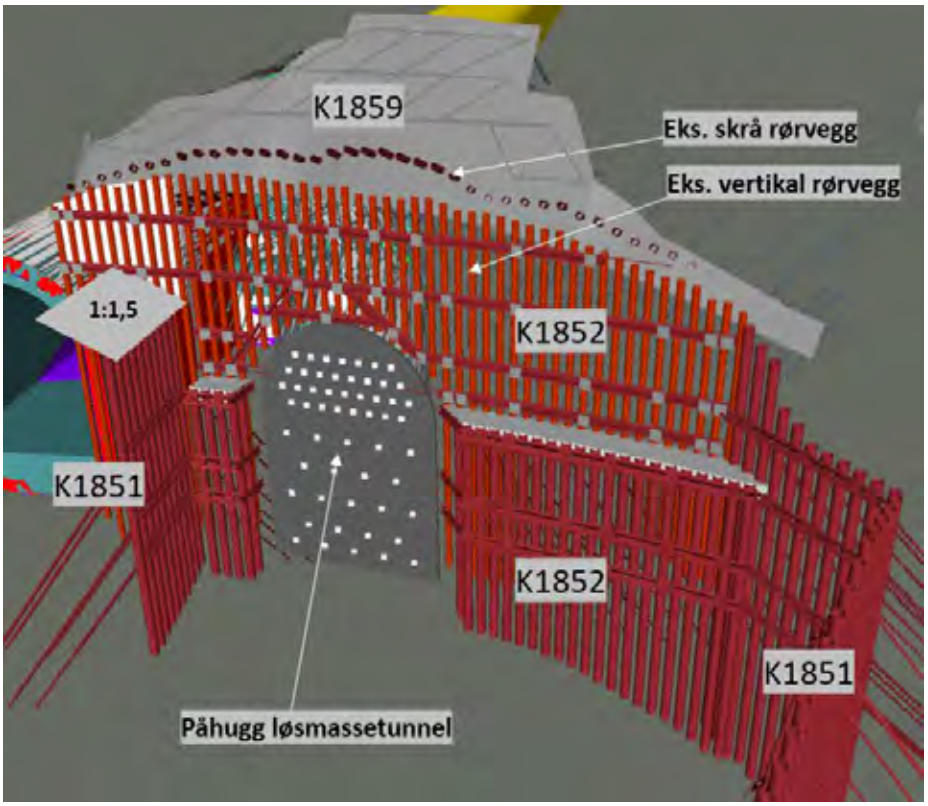


Figur 6: Ulike deler av den nye løsmassetunnelen



Figur 7: Prinsipp for stegvis sikring, riving og utvidelse av profilet i sykkeltunnel

Siden den gamle portalen og de første 8 m av den gamle tunnelen var vedtatt vernet, var det nødvendig å etablere en byggegrop ved siden av den gamle tunnelen for å etablere en ny portal for gangtunnelen. Dette var en kompleks byggegrop som ble prosjektert av Multiconsult med mange grensesnitt mot løsmassetunnelen, se Figur 8.



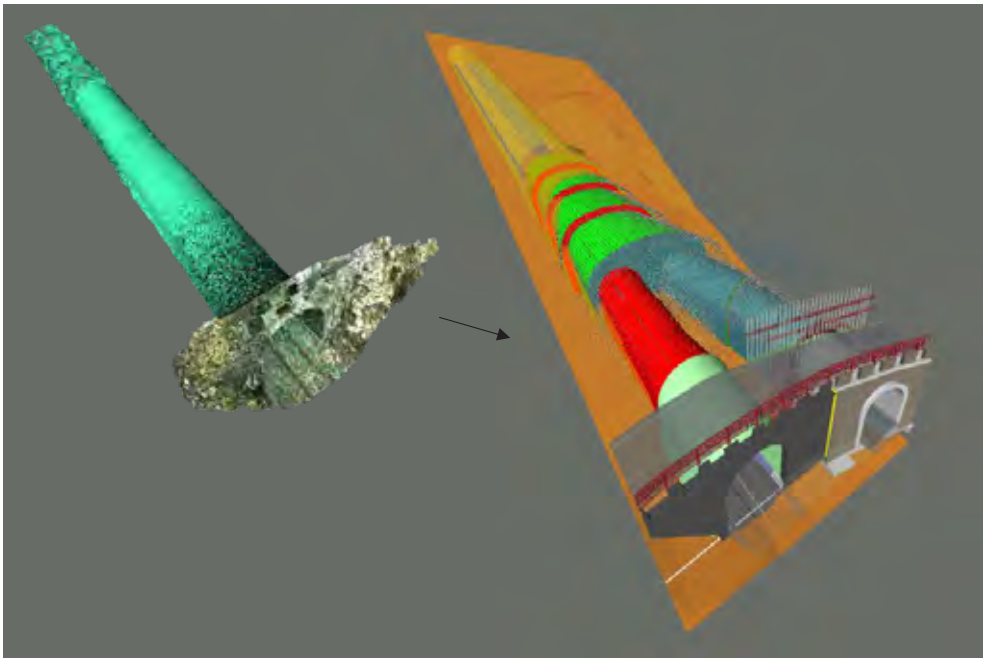
Figur 8: Utsnitt fra modell som viser sikringskonstruksjoner i byggegrop for ny portal til gangtunnel

Den eksisterende vertikale rørveggen skulle frilegges og sikres med puter og lange jordankre. Nye rørvegger forankret i løsmasser og fjell skulle etableres delvis inntil og under den gamle tunnelen, se Figur 9. Påhugget for løsmassetunnelen gikk gjennom den eksisterende rørveggen, som derfor måtte seksjonsvis kappes og stuffen ble sikret fortløpende. Dette var et møysommelig og komplisert arbeid for å kunne beholde den vernede delen samt oppfylle krav om sikt og linjeføring i vegnormalen.

Modellbasert prosjektering

Ved oppstart prosjektering forelå det DWG grunnlags- og fagmodeller, samt linjeføring av veier. Grunnet strenge restriksjoner under Covid-19 ble det tidlig etablert gode digitale samhandlingsrutiner som var kritiske for å sikre framdrift og forankrede løsninger.

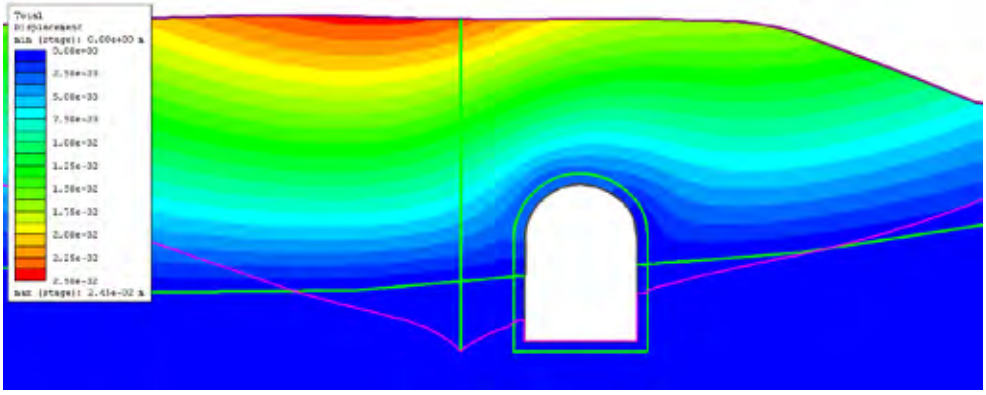
Modellen ble videreutviklet hvor referanser til beskrivelse er knyttet opp til modellen. For å sikre rask framdrift av prosjekteringen og grensesnittshåndtering, benyttet man seg av digitale tverrfaglige møter med VDC for rask løsning av utfordringer som dukket opp. Dette var en optimal løsning for å kunne prosjektere under de stadig vekslende covid restriksjoner og med ressurser i ulike organisasjoner spredt rundt om i landet og i Europa.



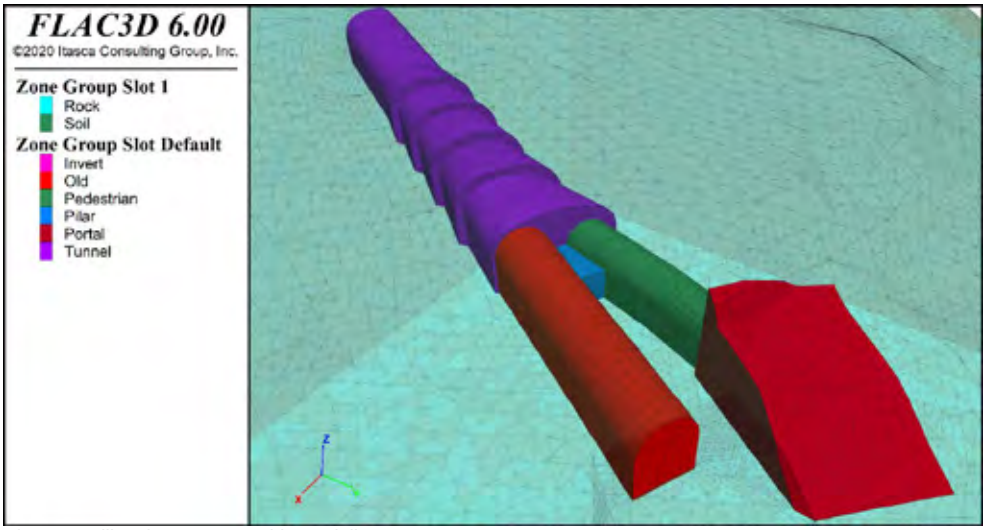
Figur 9: Modellutklipp fra prosjektet. Skann av gammel jernbanetunnel (venstre), prosjektert tunnelløsning med sykkelveg i gammel tunnel og utvidelse for gangvei med ny tunnel ved siden av den gamle i portalområdet (høyre)

Løsmassetunnelen ble opprettet som en parametrisk modell ved hjelp av Revit, Dynamo og Grasshopper, Figur 9. Leveranse ble en fagmodell for løsmassetunnel i IFC2x3 format med attributter i tillegg til stikningsdata. Attributter inkluderte bl.a. referanser til beskrivelsen.

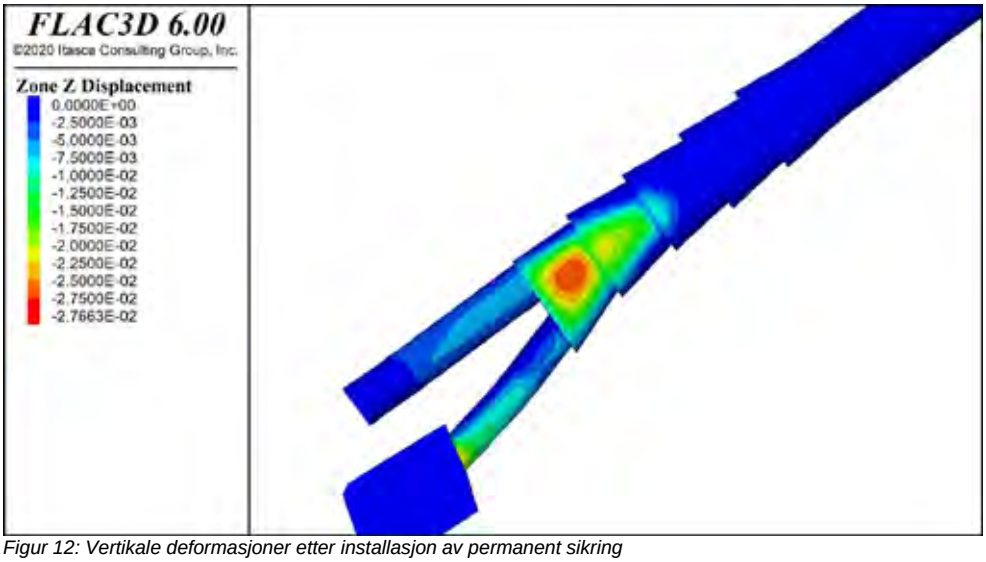
Hele tunnelsystemet og portaler er modellert i Flac3D, og konsekvens av de ulike arbeidssekvensene er modellert, bl.a. forventede setninger som følge av grunnvannssenkning, uttak av masser og permanent situasjon, se Figur 10 til Figur 12.



Figur 10: 2D beregning av setninger som følge av grunnvannssenkning



Figur 11: Ulike elementer som ble modellert



Figur 12: Vertikale deformasjoner etter installasjon av permanent sikring

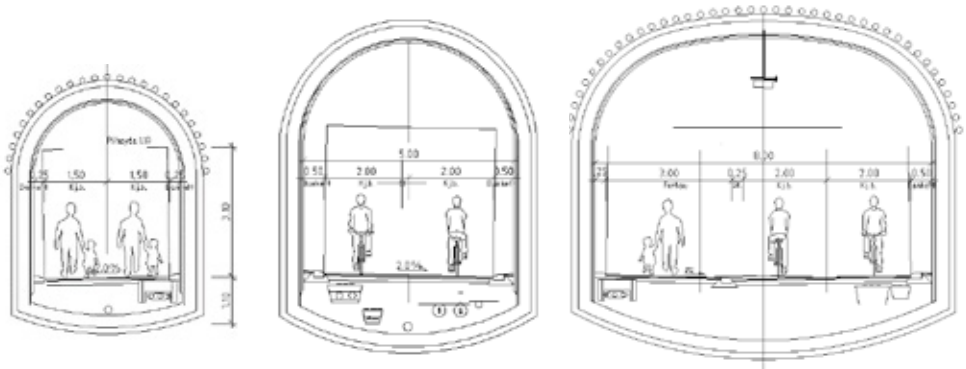
Grensesnittet byggegrop-tunnel var utfordrende da byggegropen krevde utstrakt bruk av jordankre som måtte plasseres rundt og mellom tunnelene. Dette medførte at det var få frihetsgrader mtp. hvordan tunnel, rørskjerm og jordankre kunne prosjekteres, med en viss toleranse under bygging.

Normalprofil

Løsmassedelen av Kronstadtunnelen består av fire forskjellige deler (Figur 6):

- Kombinert gang- og sykkeltunnel, med varierende tverrsnitt
- Gangtunnel
- Sykkeltunnel
- Verneverdig portal

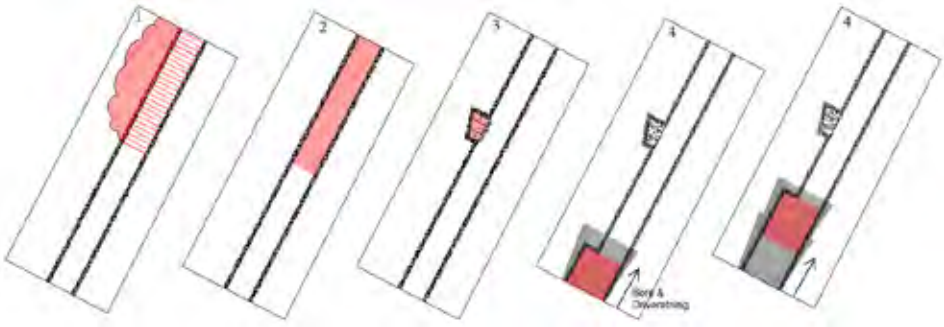
I sykkeltunnelen var det gamle profilet noe mindre enn vegnormalens krav og denne måtte derfor utvides, mens de siste 8 m fram til og med den gamle portalen skulle tverrsnittet beholdes fordi denne delen var vernet. I den kombinerte tunnelen ble tverrsnittet justert slik at stabile forhold under driving kunne oppnås. Figur 13 viser de ulike tverrsnittene i løsmassetunnelen.



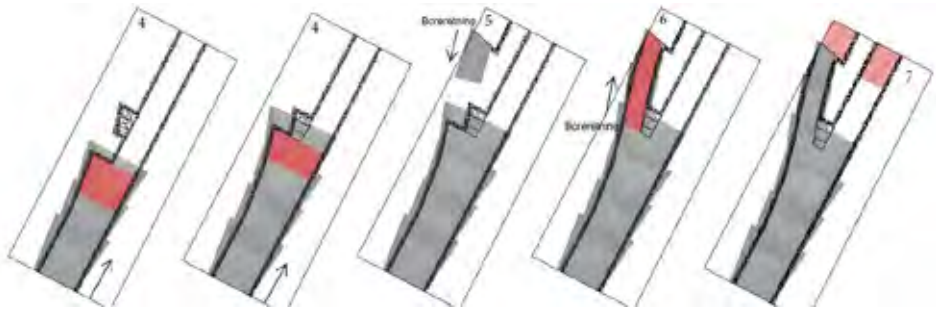
Figur 13: Tverrsnitt i gangtunnel, sykkeltunnel og kombinert gang- og sykkeltunnel

Drivesekvens

Grensesnitt for overgang mellom fjelltunnel og løsmassetunnel ble tidlig definert til der man forventet at bergoverdekningen ville være 5 m, det vil si ca. 45 m fra portalen i nord på Møllendalsiden. Fjelltunnelen var forventet ferdig utvidet slik at løsmassetunnelen kunne starte fra et profil som var utvidet til endelig tverrsnitt. Det ble tidlig avklart at krysset i løsmasser ville være det området man forventet størst deformasjoner og utfordringer. Løsmassetykkelsen var forventet å være mer enn ½ tunnelhøyden og en betongpilar ble introdusert for at den permanente sikringen skulle ha tilstrekkelig forankring og unngå skjev deformasjon. Dette medførte sterke føringer på rekkefølge av arbeidsoperasjoner og en drivesekvens ble utviklet for å sikre best mulig stabilitet gjennom hele byggefasen, se Figur 14 og Figur 15.



Figur 14: Planlagt arbeidssekvens for utførelse av løsmassetunnelen (1/2)

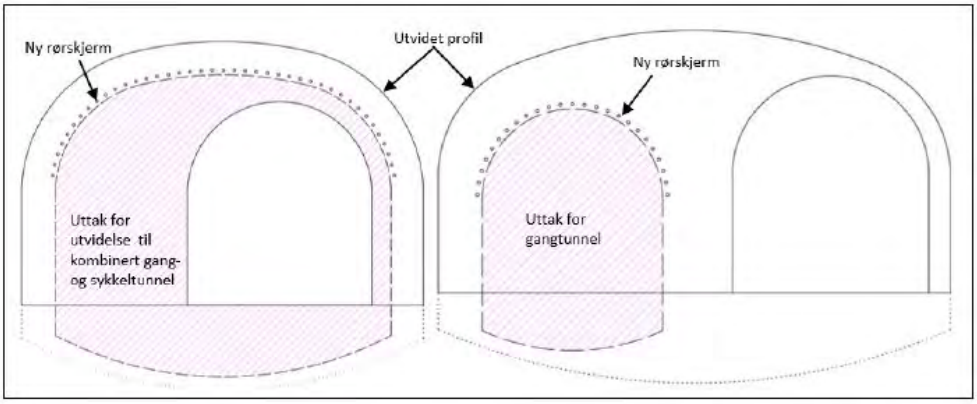


Figur 15: Planlagt arbeidssekvens for utførelse av løsmassetunnelen (2/2)

Prosjektering av kryssområdet

Pilaren i kryssområdet var nødvendig for å sikre at materialparameterne i kryssområdet var kjent og at ulike eller skjeve deformasjoner ikke oppstod. Pilaren etableres i fase 3 i Figur 14 over. Denne pilaren skulle være i betong og etableres tredelt for ikke å ta ut for stort profil i løsmasser med ukjent stabilitet.

Tverrsnittet på den kombinerte tunnelen inn mot krysset måtte utvides for å gi plass til neste rørskjerm for gangtunnel, se Figur 16.



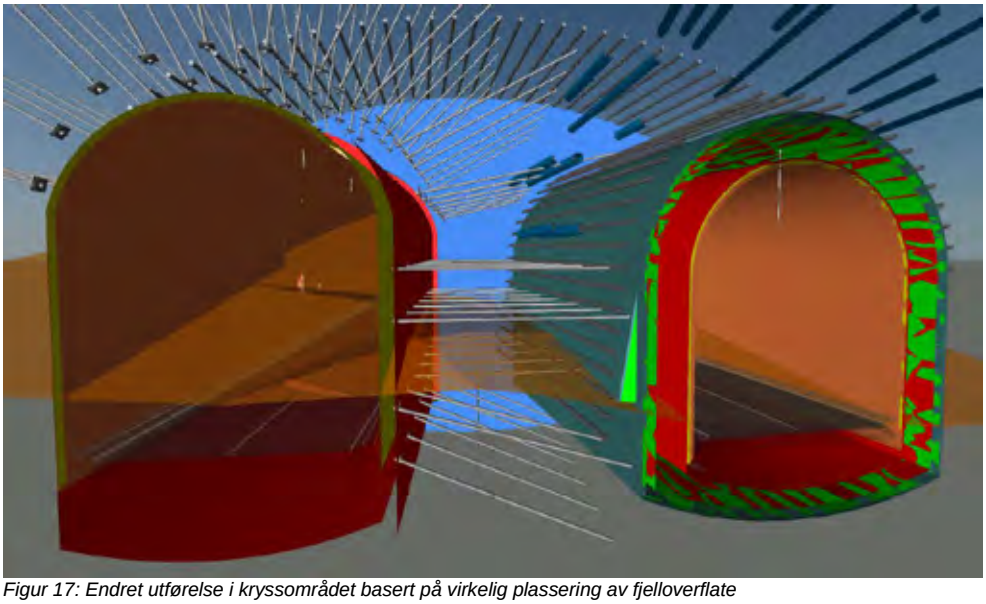
Figur 16: Ulike tverrsnitt i kombinert gang- og sykkel tunnel, og i krysset med starten av gangtunnelen

UTFØRELSE

Utvidelse av sykkeltunnelen

For å utvide sykkeltunnelen ble det tidlig startet arbeid med jordforsterking rundt den delen av sykkeltunnelen som skulle utvides. Dette arbeidet viste seg meget vanskelig å utføre, spesielt på grunn av at omkringliggende masser var av meget varierende karakter som vanskelig tok injeksjonsmasser. Man oppnådde ikke tilstrekkelig kapasitet i omkringliggende masser og tidlig i prosessen med å utvide profilet fikk man et ras. Risikoen for nye ras ble vurdert som for stor og man besluttet å stanse utvidelsen og kun sikre den resterende delen av sykkeltunnelen slik at den prosjekterte levetiden på 100 år kunne opprettholdes.

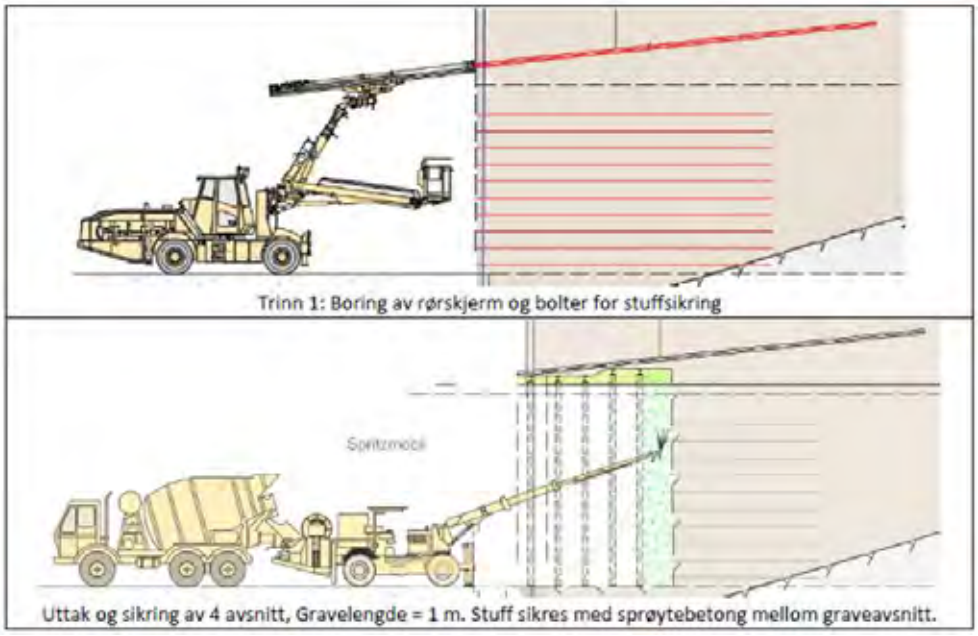
Tilpasning av prosjektering i kryssområdet
Under utførelsen fant man at fjelloverflaten ligger høyere enn det som var antatt under prosjekteringen. Man bestemte derfor at pilaren kunne utgå for en ny løsning med utvidelse av rørskjerm, ytterligere forankring av sikring og flere jordankre/integrering av utførte jordankre fra byggegropen, se Figur 17.



Figur 17: Endret utførelse i kryssområdet basert på virkelig plassering av fjelloverflate

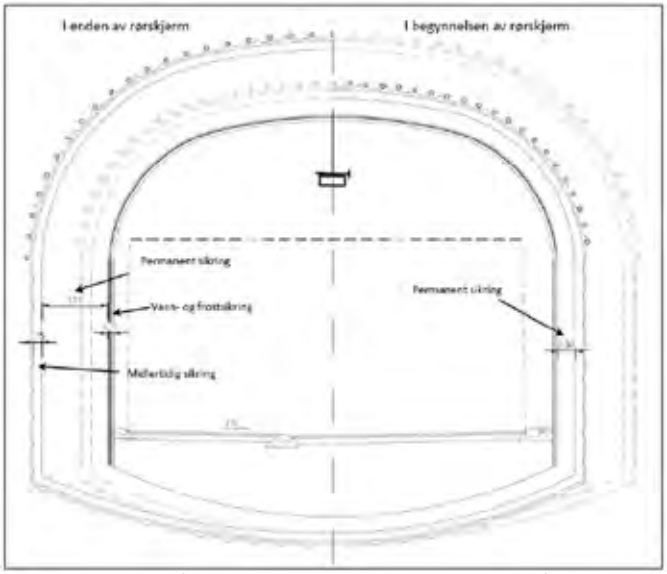
Driving under rørskjerm
Rørskjerm installeres som en paraply over tunnelprofilet, som forbolter i en fjelltunnel. Rørene med total lengde på 12 m injiseres og sikres mot nedfall. Avhengig av hvor mye fjell som er i profilet, graves løsmassene ut først og sikres før fjellet sprenges eller pigges ut. Dette for å sikre at løsmassene tas ut i kontrollerte former med minimal størrelse på åpningen i forhold til den lokale stabiliteten under utgraving.

I den første rørskjermen hadde vi for det meste fjell og drivingen foregikk relativt enkelt og man opparbeidet seg gode rutiner før driving med delt profil løsmasse/fjell startet. Etter hvert som vi fikk mer og mer løsmasser i profilet, ble stuffen sikret med sprøytebetong og glassfiberbolter. Løsmassene ble tatt ut i seksjoner med uttakslengde 1 m som ble sikret forløpende med sprøytebetong, prinsipp illustrert i Figur 18. Da hele tverrsnittet var åpnet opp, ble det installert gitterdrager som ble sprøytet inn. Tidspunkt for etablering av full ringslutning ble bestemt på bakgrunn av målte deformasjoner og spennvidde. På grunn av plass for utstyr for boring av rørskjerm trenger man mer stikning enn normalt og forskjellen på profilet etter arbeidssikring i starten og slutten av en rørskjerm blir stor, opp mot 90 cm, se Figur 19. Etter 8 m driving ble det etablert en ny rørskjerm for videre tunneldriving.



Figur 18: Prinsipp for driving under rørskjerm i løsmasser

Gjennom sommerferien 2022 ble rørskjerm 4 fram til krysset drevet. Da hadde man utført arbeider på hver side av rørskjermen og de største deformasjonene var allerede oppstått. Det var tett og godt samarbeid i perioden og man fikk inndrift som forventet, uten større hendelser eller problemer. Man opplevde større deformasjoner under driving av rørskjerm 3 samt over gangtunnelen, rørskjerm 5 og 6. Det antas at massene som var tilbakefylt over den gamle tunnelen var mindre kompaktert eller at det var mer stor stein i disse massene og at dette var årsaken til de relativt store deformasjonene som ble målt.



Figur 19 : Forskjell på profil ved start og slutt av en rørskjerm på 8 m lengde

Løsmasser bestod av variert innhold og til dels meget stor stein, noe som gjorde det utfordrende å installere glassfiberbolter for stuffsikring. Det ble derfor i partier installert kamstål istedenfor glassfiberbolter (Figur 20). Disse boltene ble under utgraving bøyd tilbake mot stuffen og deretter kappet etter ferdig uttakslengde. Det var et krav om at minimum midlertidig sikring skulle være utført før arbeidsdagen kunne avsluttes, og i noen tilfeller inkluderte dette sikring av sålen med ringslutning.

Figur 20: Typisk lagdeling og midlertidig sikring under utgraving i løsmasser. Bilde tatt i gangtunnel.

Innlekkasjer

Vannlekkasjer er den største utfordringen for stabiliteten til en løsmassetunnel. Før arbeidene med byggegrop og løsmassetunnel startet, ble det etablert 4 pumpebrønner bak rørveggen i byggegropen. Pumpebrønnene var operative gjennom hele anleggsfasen.

Under tunneldrivingen ble det installert vakuumlanser for å håndtere vanninntrengning. Ideelt sett skulle vakuumlansene installeres langs overgangen fjell-løsmasser, men dette ble utfordrende å få til i kombinasjon med utgraving og vakuumlanser ble derfor etablert i hengen. Vann på stuff var en avgjørende faktor for hvor store graveseksjoner løsmassene måtte tas i, se Figur 21. Vannlekkasjer på stuff i kombinasjon med løsmasser bestående av sand, varierende innhold av grus og silt gjorde, i noen tilfeller, det utfordrende å få heft på sprøytebetongen slik at man opplevde nedfall av både løsmasser og sprøytebetong. Dette ble løst ved å montere armeringsmatter som ble sprøytet inn.

Figur 21: Vakuumlanser og seksjonsvis uttak av løsmasser i gangtunnel

Overvåkingsprogram

Under tunneldrivingen ble setninger og deformasjoner nøye overvåket i form av:

- Deformasjonsmålinger langs tunneltraseen med måleprofil for hver 5 m
- Måling av bevegelser bak rørveggen i byggegropen
- Deformasjonsmålinger i tunnel for hver 4 m
- Måling med inklinometer i øverste rør i rørskjerm i to rørskjermer samtidig

Basert på modellberegninger, ble det definert alarmverdier for setninger på terreng og i tunnel. Byggherre, rådgiver og entreprenør hadde full tilgang til registrerte målinger og det ble etablert en vaktordning for å følge med på målingene. Målingene måtte sees i sammenheng med arbeider som ble utført i tunnel og i byggegrop, se Figur 22. I tilfeller hvor deformasjoner overskred alarmnivå, ble arbeider stanset, situasjonen ble vurdert i samråd med byggherre, konsulent og entreprenør, og det ble påført supplerende sikring i form av sprøytebetong, jordankre, full ringslutning osv. Når målingene viste at deformasjonene hadde stabiliserte seg, kunne arbeidene gjenopptas.

Målepunkter for setningsmåling i terreng ble plassert på Møllendal gravplass mellom kistegraver. Avlesning av måledata fra prismer i tunnel viste generelt liten deformasjon, mens prismer på gravplass viste deformasjoner større enn forventede maksimumsverdier. Dette skyldes trolig at løsmassene på gravplassen er lite kompakterte og derfor viser høyere setninger enn normalt.

Figur 22: Eksempel på setninger på terrengoverflaten på gravplass

Inklinometer ble installert før driving under rørskjerm slik at deformasjoner direkte relatert til uttak av masser ble målt. Inklinometermålinger viste at deformasjoner typisk startet ca. 5-6 m foran stuff og stabiliserte seg ca. 5-7 m bak stuff. Deformasjonsutviklingen styrte hvordan seksjonsvis uttak av løsmasser og fortløpende arbeidssikring ble utført. Tidspunktet for sikring var viktig i forhold til størrelsen på uttaket.

Daglige statusmøter og oppfølging under bygging
Gjennom hele tunneldrivingen ble det gjennomført daglige statusmøter med byggherre, rådgiver og entreprenør. Dette bidro til å ta riktige og raske beslutninger fortløpende basert på deformasjonsmålinger, stabilitetsforhold på stuff og andre forhold relatert til løsmassetunnelen.

Prosjekterende var aktivt med under bygging og hadde tilstedeværelse og beredskap gjennom store deler av byggefasen.

ERFARINGER
Bortsett fra raset, var det godt samsvar mellom prosjektert løsning og det vi opplevde under utførelse. Alle parter i prosjektet var genuint interesserte i godt samarbeid og konstruktive samtaler for å avklare utfordringer som ble avdekket. Det var tidvis utfordringer med å drive under grunnvannstanden. Bruk av sugespisser, tilpasset størrelse på utgraving i forhold til lokal stabilitet og tradisjonelle pumpebrønner, medførte at ustabiliteten i de tilfeller man hadde vanninntrenging, ble håndterbare.

Den gamle tunnelen var utført som åpen byggegrop, og tilbakefylling og komprimering av denne var relativt dårlig utført. Videre har de stedlige massene rundt gangtunnelen innslag av stor stein. I felleskap medført dette at man stedvis fikk uttak av gravevolumer som var større enn planlagt, men man hadde beredskap med sprøytebetong som klarte å håndtere dette.

De relativt store setningene man opplevde på gravplassen krevde en større grad av oppmerksomhet og noen søvnløse netter hos de som var på vakt. Etter hvert som man fikk erfaring og forstod mekanismen bedre kunne vi justere alarmverdiene og dermed bedre inndriften.

REFERANSER

Forprosjekt utarbeidet av Sweco, flere dokumenter, viktigste

- Sweco (2019) «Kronstadttunnelen – Steinkvelv – Tilstandsvurdering», Frekhaug 11.02.19

Grunnundersøkelser utført i flere omganger. Ulike rapporter, viktigste:

- Golder Associations AS (2019), «Kjerneboring og slagboring - Kronstadtunnelen, Møllendalsveien og Møllendalsbakken (0.1)»
- Borprotokoll fra installasjon av en vertikal og en skrå rørvegg ved siden av den gamle portalen, flere rapporter

Standarder som ligger til grunn til prosjektering

- Eurocode (2016), «NS-EN 1990 2002 A1 2005 NA 2016 Basic of structural design»
- Eurocode (2008), «NS-EN 1997-1 2004 NA 2008 Geotechnical design»
- Norges Statsbaner (1914), Normaler
- SVV (2015), N400
- SVV (2016), N500

Relevante standarder fra Mellom-Europa på bygging av løsmassetunnel:

- British Highway Department, BD 91/04 Unreinforced Masonry Arch Bridges
- SN 505 266/2 Natursteinmauerwerk
- SN 505 269/6-1 Erhaltung von Tragwerken Mauerwerksbauten, Teil 1: Naturstein-mauerwerk

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2022

KIRKEGATA 23-25. BYGGEGROP MED ALUNSKIFER OG SENSITIV LEIRE

KIRKEGATA 23-25. CONSTRUCTION PIT WITH ALUMN SHALE AND SENSITVE CLAY

Forfatter: Hanna Margrete Høgset, ingeniørgeolog, Rambøll Norge AS
Medforfatter: Erik Endre, ingeniørgeolog, Rambøll Norge AS

SAMMENDRAG

I 2021 ble eksisterende bygg i Kirkegata 23-25, Oslo, revet for å bygge nytt bygg som skal huse Høyskolen Kristiania. Bygget hadde to kjellernivåer, hvorav det nedre (U2) kun utgjorde en mindre del av det totale grunnarealet til tomten (ca. 40x40 m2). Det planlagte nybygget innebar utvidelse av U2, slik at bygget ville få to fulle kjelleretasjer under gateplanet.

Tomten er i et område hvor grunnen består av alunskifer fra etasje 2 og sensitive marine leirer. Flere av nabobyggene er setningsømfintlige. Løsningene og gjennomføring måtte derfor sikre at byggegropen var tilnærmet tett i anleggsfasen og permanent. I tillegg har flere av naboeiendommene ukjent tilstand på fundamenter i eller nær eiendomsgrensen. Det nye bygget bygges helt inntil eiendomsgrensene. Feil i forbindelse med masseuttak til byggegropen kunne i verste konsekvens medføre kollaps av naboeiendommer, grunnet grunnbrudd under fundamenter. Økonomisk og sikkerhetsmessig risiko var dermed høy. Prosjektet ble utført ved kombinasjon av jetpeling av de marine leirene og seksjonsvise uttak av alunskifer.

Rambøll Norge AS har bistått med miljøgeologisk, ingeniørgeologisk og geoteknisk rådgiving for prosjekt Kirkegata 23-25. AVA Eiendom er byggherre og Veidekke Entreprenør AS er totalentreprenør. Entrepriseform var samspillsentreprise. Tett samarbeid med andre fag og utførende entreprenør var fundamentalt for sikker gjennomføring av dette kompliserte prosjektet på en trang tomt i hovedstaden.

SUMMARY

In 2021, the existing buildings in Kirkegata 23-25, Oslo, were demolished to make room for a new building for the Kristiania University College. The buildings consisted of two floors below ground level, but the lowest level (U2) covered only a small part of the total property. The new building involves expanding the U2 level, thus achieving two full basement floors below street level.

The project is located area where the ground consists of alumn shale and sensitive marine clays. Several of the neighboring buildings are sensitive to settlements. The design therefore had to ensure that the construction pit was watertight during the construction phase as well as permanently. Additionally, several of the neighboring properties had foundations with unknown quality in or near the property boundaries. The new building was to be built directly

out to the property boundaries. Mistakes with regards to ground excavation for the construction pit could, in the worst case, cause a collapse of the neighbors, due to ground failure beneath their foundations. The economic and security risks were therefore high. The chosen solution was jet grouting of the marine clay and sectional excavation of the alumn shale.

Rambøll Norge AS provided environmental, geological engineering and geotechnical counselling for the project Kirkegata 23-25. AVA Eiendom AS is the construction client with Veidekke Entreprenør AS as the general contractor. The enterprise was formed as a partnering agreement. Close cooperation between the different consultants and contractor was fundamental for ensuring a safe execution of this complicated project on a small lot in the capital city.

INNLEDNING

Eksisterende bygg i Kirkegata 23-25, Oslo, ble revet for å bygge nytt bygg som skal huse Høyskolen i Kristiania. Bygget hadde to kjellernivåer, hvorav det nedre (U2) kun utgjorde en mindre del av det totale grunnarealet til tomten (ca. 40x40 m2). Det planlagte nybygget innebar utvidelse av U2, slik at bygget ville få to fulle kjelleretasjer på kote ca. 0. Terrenget i gatenivå er på ca. kote 9. Grunnen i området består av alunskifer (etasje 2) og sensitive marine leirer. Se berggrunnskart i Figur 1.

Figur 1. Berggrunnskart fra området (ngu.no). Lokasjon for prosjektet er markert i figuren.

Rambøll Norge AS har bistått med ingeniørgeologisk og geoteknisk rådgiving og uavhengig kontrollør av utførelse (geoteknisk og ingeniørgeologisk) for prosjekt Kirkegata 23-25. AVA Eiendom er byggherre og Veidekke Entreprenør AS er totalentreprenør. Entrepriseform var samspillsentreprise.

RISIKOMOMENTER OG FUNKSJONSKRAV
Det var mange kompliserende faktorer for prosjektet som tidlig ble identifisert:

- Tomten er i et område hvor grunnen består av alunskifer (etasje 2) og marine leirer.
- Flere av naboeiendommene er verneverdige bygg og setningsømfintlige. Løsningene og gjennomføringen måtte derfor sikre at byggegropen var tilnærmet tett og tilstrekkelig avstivet i anleggsfasen og permanent så det ikke forårsakes endringer i poretrykk og grunnvannsnivå som kunne medføre setninger.
- Noen av naboeiendommene tilhører statens departementer. Tilgang til informasjon om byggene og deres kjellere/fundamenteringer er begrenset av sikkerhetsmessige årsaker.
- I tillegg har flere av naboeiendommene fundamenter i eller nær eiendomsgrensen, hvis utforming, endringshistorikk og tilstand var ukjent.

Feiltakelser i forbindelse med masseuttak til byggegropen kunne i verste fall medføre kollaps av deler av nabobygg grunnet grunnbrudd under fundamenter. Slik kollaps kunne vært katastrofalt for menneskeliv og helse, samt for økonomi og omdømme for de involverte partene. På bakgrunn av dette var de to viktigste funksjonskravene:

1. Byggegropen måtte være vanntett
2. Byggegropen måtte være selvbærende

OM PROSJEKTET

Grunnforhold
Tidligere utførte grunnundersøkelser viste dybde til berg på generelt 3-6 m langs fortauet i Kirkegata og avtakende i retning mot nord/Kongens gate. Bergoverflaten i Oslo sentrum er karakterisert av søkk og dypåler alunskiferen. Det var ventet at søkk i bergflaten under eksisterende bygg var fylt med marine leirer. Dette ble påvist ved grunnboringer igjennom kjellerdekket i de eksisterende byggene.

Tomten er i et område med alunskifer fra etasje 2. Alunskifer er en leirskifer som har svakere styrke enn andre krystalline bergarter, samt syredannende egenskaper under de rette forholdene. Det er tilgang på oksygen og fukt som er drivkraften til forvitring, og fører til at sulfidmineraler omdannes til sulfatmineraler. Alunskiferen har også svellende egenskaper under slike forhold, som kan være svært ødeleggende på konstruksjoner. I tillegg inneholder bergarten mye uran, som brytes radioaktivt ned. En av datternukleidene er radon. Alunskifer er derfor kilde til radongass.

Vann i bevegelse i kontakt med slike svarte leirskifere kan føre til raskere forvitring, med uheldige miljøkonsekvenser og tap av mekanisk styrke. Derfor skal det ikke være drenerte løsninger i prosjekter der svarte leirskifere utgjør byggegrunnen.

Nabobyggenes fundamentering

Figur 2 viser oversiktskart over tilgrensende naboeiendommer. Ut ifra innhentede opplysninger fra sakarkivet hos plan, bygg og eiendom (PBE) i Oslo kommune er:

- Karl Johans gate 14 er fundamentert dels direkte på fjell og dels på peler til fjell
- Kongens gate 24 er fundamentert på fjell. Dels direkte og dels på pilarer til fjell.
- Kongens gate 22 er direktefundamentert på såler på grunn (på løsmasser).
  Kongens gate 18-20 var ikke oppgitt grunnet «unntatt offentlighet».
- Kongens gate 18 er fundamentert på fjell, dels direkte, dels på pilarer til fjell.

Samtlige bygg er etablert med et kjellerplan under terreng. Basert på foreliggende informasjon fra byggesaksarkiv og laserscanning av kjelleretasjer, var fundamentnivå forventet å ligge mellom kote +5,3 og +6,3.

Figur 2. Oversiktskart fra området. Tilgrensende eiendommer er markert i figuren.

SAMSPILLSFASE – TIDLIG INVOLVERING AV RÅDGIVERE FOR OPTIMALISERTE LØSNINGER

Ingeniørgeolog var involvert i prosjektet siden oppstart av skissefasen i 2020. Foreslått konsept fra entreprenøren innebar byggegropsavstivning med rørspunt rundt ¾ av byggegropen for stabilisering av løsmassene og alunskiferen mot naboeiendommene. Denne løsningen ville medført å trekke inn ytterveggene for kjellerne ca. 1,5 m ifra eiendomsgrensen langs disse flatene. Løsningen ble vurdert som suboptimal av flere grunner:

- Deformasjon av spunt og boring av bakforankring, som medfører omrøring i leira og mulige drenasjeveier, kunne føre til endringer i poretrykk som destabiliserer leira under de setningsømfintlige nabobyggene. Det var svært høy økonomisk risiko forbundet med dette.

- Areal er en viktig ressurs som ikke må sløses i tett utbygde byer. Utkragingen for spunten ville beslaglagt ca. 180 m^2 per etasje. Dårlig arealutnyttelse av storbytomter er lite bærekraftig. Arealet var unyttig til andre formål enn utbygning.
- Uten disse kvadratmeterne ville byggherren heller ikke klart å oppfylle sin del av utleiekontrakten med Høyskolen Kristiania.
  Tap av økonomisk utleieinntekter grunnet redusert utleieareal kunne utgjøre ca. 1,3 millioner kr per år (priser fra 2021 (Næringseiendom, 2021)).
- Det ville sannsynligvis vært behov for å injisere glipper mellom foten av spunten og bergflaten. Det ville vært utfordrende å få dette tett, somville sannsynligvis medført en midlertidig påvirkning av poretrykket før tetting var utført.

Rambøll anbefalte i stedet en løsning med utvendig avstivning samt tetting av byggegropen gjennom jetpeling av løsmassene utenfor eiendomsgrensene og etablering av vertikale skjæringsflater gjennom jetpel og alunskifer i eiendomsgrensene. Jetpeling fungerer ved at den marine leira erstattes av en fast sementmørtel. Alunskiferen ville tettes gjennom berginjeksjon. Den nye bygningen kunne da etableres helt inntil byggegropens vertikale vegger.

Løsningen ble ansett som gunstig for naboeiendommene. Ved fremtidige utvidelser av sine kjellere kunne naboer ta seg ned i eiendomsgrensene uten å måtte sikre løsmasser utenfor sin eiendomsgrense. Jetpel-løsningen ble videreført i samspillsfasen. Geotekniske rådgivere fra Rambøll ble innlemmet i prosjektet. Videre foregikk prosjektering som et samspill mellom byggherre, entreprenør, geotekniske og ingeniørgeologiske rådgivere, sammen med prosjekterende leverandør og utførende av jetpelingen.

Føringer fra miljøsertifiseringssystemet BREEAM krevde et isolerende lag under bunnplaten og på alle vertikale flater rundt kjelleren. Erfaring fra tilsvarende bygg i nærområdet er at kjellerne sjeldent er kalde og det er liten temperaturforskjell mellom gulv og vegger. Det antas derfor at varmetapet ville være minimalt med en tykk bunnplate. Den faktiske energibesparelsen fra isoleringen antas derfor å være liten.
En betydelig konsekvens av å kreve dette isolasjonslaget er at det skapes et deformerbart lag mellom bygg og byggegrop som over tid fylles med overflatevann. Dermed må en betrakte hele kjelleren opp til ca. kote 5 som et neddykket legeme under oppdrift. Hvis isolasjonslaget hadde vært utelatt for kjellerarealene, ville oppdriften blitt vesentlig redusert og sannsynligvis eliminert, fordi en kunne etablerert kontaktstøp uten vannførende sjikt mellom byggegrop og konstruksjon.

Kravet om isolasjonslaget var ikke forankret i faglig vurdering av empiriske data fra kjellere i området. Hvis de faglige vurderingene hadde blitt lagt til grunn slik at isolasjonslaget kunne vært utelatt, ville det gitt betydelige besparelser i materialbruk, slik som plast i isolasjon og stål til oppdriftsforankringer, i tillegg til besparelser i tidsbruk med hensyn til entreprenørens fremdrift i byggegropen. Risiko for rissdannelse i betong og innlekkasjer ville også blitt redusert. Ingeniørgeologene påpekte dette tidlig, men kravet var ikke til å komme unna. Rambøll anser BREEAM-kravet som en rigid beslutning som ikke var tilpasset situasjonen, og derfor ikke ivaretok helhetlig bærekraft, men kun tilfredsstilte ett punkt i et teoretisk energiregnskap.

Rambøll hadde et godt samspill med prosjektets RIB fra Aas-Jakobsen AS. Takket være dette, fikk rådgiverne sammen utarbeidet og overbevist entreprenøren om å velge en løsning for forankring av bunnplaten til tross for at utførelsen var mer tidkrevende sammenliknet med opprinnelig forespeilet løsning. Opprinnelig løsning innebar å bruke få, kraftige stålkjernepeler og kraftigere armering av bunnplaten. Ny løsning innebar at:

- Bunnplaten ville forankres med ca. 330 vertikale bolter med dimensjon Ø32 mm, og lengde 5-5,5 m i rutenett med senteravstander 2,3x2,3 m og 2,1x2,0 m.
- Rutenettet minimerer store spenn i betongelementene som har risiko for rissdannelse og innlekkasje over tid.
- Løsningen sparer prosjektet og miljøet for over 300 m^3 betong sammenliknet med tidligere foreslått løsning som krevde tykkere bunnplate for tilstrekkelig avstivning.
- Byggherren får samtidig et bygg som tillater større fleksibilitet dersom det blir ønskelig å gjøre om på bygget i fremtiden.

Dette er poeng som må betraktes som bærekraftige, da løsningen er langsiktig og robust.

PROSJEKTERING

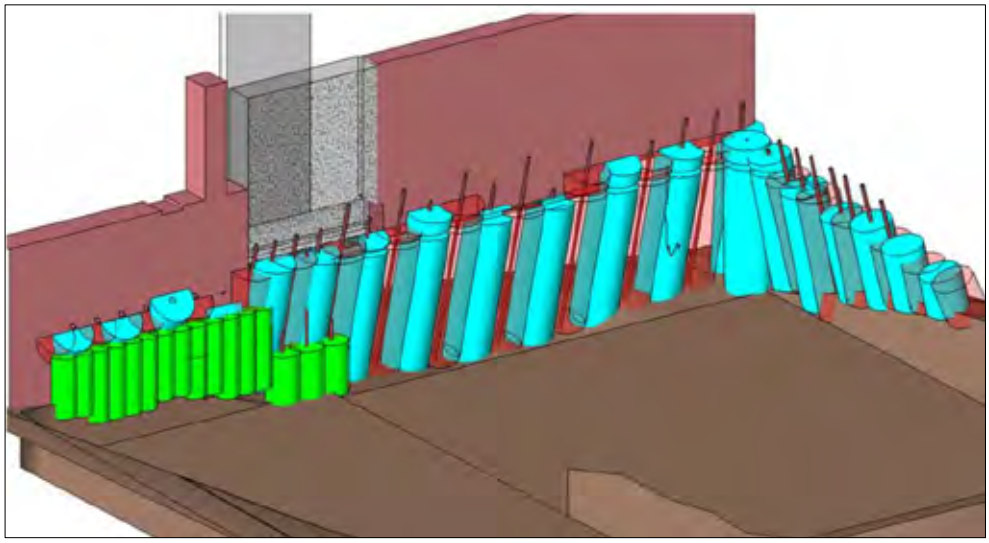
Det måtte vies spesielt hensyn til Kongens gate 22 (KO22), som er direktefundamentert på leire. Deler av fasaden i eiendomsgrensen var av gammel, usammenhengende stablesteinsmur og teglvegg fra ulike tiår (Figur 3).

Figur 3. Nærbilde av stablesteinsmur tilhørende Kongens gate 20.

Ved jetpeling kunne fasaden underpinnes av jetpelene, og massene tettes mot vanngjennomtrengning. Mørtelkroppene som etableres kan skreddersys mange geometriske forhold tilpasset eksisterende konstruksjoner. Se Figur 4. Det utføres uten vibrasjoner, men med et spyletrykk som må overvåkes under utførelse. Når marin leire erstattes med en sementmørtel som herder til sement/betong, vil grunnen i eiendomsgrensen bli betydelig mer stabil. Jetpelene skulle etableres til fjelloverflaten og føres videre ned til 1 m inn i fjellet, for å

sikre mot vanninntrengning. Det ble også utformet prosedyrer for injeksjon av alunskiferen under og rundt hele byggegropen for å hindre innlekkasje og mulig drenasje av leira.

Langs deler av eiendomsgrensen mot Kirkegata 21 (K21) og deler av eiendomsgrensen mot Karl Johans gate 14 (KJ14) var det planlagt en kombinasjon av jetpeler og vertikale bergskjæringer i alunskifer på grunn av varierende dybde til berg. Det var oppgitt at laster fra KJ14 i eiendomsgrensen var opp mot 4100 kN på punktfundamenter og antatt 1600 kN for K21.



Figur 4. Utsnitt fra 3D-modell som viser prosjekterte jetpeler under Kongens gate 20-22 og Karl Johans gate 14 (Jetgrunn, 2022).

I/under Kirkegata lå det tekniske rom, kulvert og annen infrastruktur mellom berg og løsmasser. Deler av grensesnittet som bestod av løsmasser ville stabiliseres med rørspunt avstivet med bergforankret drager.

Alunskiferflater var planlagt forseglet med membran på alle områder som lå over kote for GVS, ca. kote 5. Alunskifer under grunnvannsspeilet ville være stabilt uten forsegling, da de nødvendige kriteriene for forvitring (fukt og oksygen) ikke blir tilgjengelige.

Forprosjektfasen var preget av svært begrenset kunnskap om nabobyggenes fundamenter og deres tilstand, samt dybder til berg og bergets beskaffenhet. I alle ledd ble det derfor antatt det verste sannsynlige tilfellet. Eksempelvis ble det antatt punktfundamenter med høye laster i eiendomsgrensene og dårlig forfatning på alunskiferen, frem til man hadde observert de faktiske forholdene. Deretter kunne prosjekteringen detaljeres. Metoden legger opp til tett oppfølging og kontroll i utførelsesfasen i byggegropen. Alle forsiktighetsregler måtte tas for å ivareta sikkerheten til nabobyggene og arbeidere i byggegropen. Dermed ble prosedyren for berguttaket lagt opp som en sekvens av seksjonsvise uttak av begrenset størrelse og med strenge krav til maskiner og maskinførere. Berguttaket måtte foregå uten sprengning.

Seksjonsvis berguttak

Prosedyren for uttak av alunskifer inn mot eiendomsgrensen måtte ivareta bæreevnen i skiferen under tilstøtende eiendommer. Prinsippet forklares under. Se også Figur 7-Figur 12:

1) Midtpartiet i byggegropen tas ned til nivå for sålen. Bergmassen inn mot Kirkegata, Kirkegata 21 og Karl Johans gate 14 står igjen som en 3-4 m bred sikkerhetssone som gir sideveis stabilisering av skifermassen under de tilstøtende eiendommene.
2) 3 m brede seksjoner tas ut i alunskiferen inn mot naboene. Den vertikale alunskiferflaten som dannes forsterkes med bergbolter og sprøytebetong før mellomliggende seksjoner tas ut. Se Figur 7.
3) Mellomliggende seksjoner tas ut. Skifervolumet forsterkes med bergbolter og sprøytebetong.

I kritiske partier, f.eks. der laster på alunskiferen antas å være veldig høy, begrenses også høyden på uttakene til 0,5-1 m høyde før sikring.

GJENNOMFØRINGSFASE – TILPASNINGER UNDER UTFØRELSE

Byggegropen var trang. Det var lagt opp til en stram fremdrift. Grundig logistikkplan for alle aktivitetene var viktig for å ivareta fremdrift og sikkerhet i byggegropen. Samtidig måtte utførelsen og logistikken kontinuerlig tilpasses til forholdene som ble løpende avdekket.

Figur 5. Bilde fra byggekamera i februar 2022. Bildet illustrerer hvor trangt det tidvis var i byggeropen.

Hovedaktivitetene beskrives under:

- Eksisterende kjellerdekke ble beholdt som en arbeidsplattform.
- Boring av rørspunt langs deler av Kirkegata og rundt det som skulle bli plattform for tårnkranen.
- Det ble prøvegravd til berg mot K21. Her avdekket man en spunt. Det var uklart hva som var eller hadde vært spuntens funksjon – var det å sikre K25 fra løsmasser under K21? Eller var det omvendt? Det ble brent lysåpninger i spunten som viste at K21 var fundamentert som sammenhengende veggskive ned til berg. Kjerneboringer viste at den var av god betong. Dette var gode nyheter med tanke på K21's robusthet og

lastene som føres ned på alunskiferen, samt at det ikke ville bli behov for jetpeling i dette grensesnittet.

- Liknende undersøkelser ble gjort mot naboene i Kongens gate. Det ble gravd mindre grøfter langs fasaden for å observere grunnvannsnivå, fundamentering og bergkoter. Bergflaten i 5-6 m i hjørnet ved Kongens gate 18-20 lå høyere enn antatt. Derfor ble behovet for jetpeling redusert. I retning mot Karl Johans gate ble det avdekket større dybde til berg enn antatt.
- Injeksjon av alunskifer: Det ble kjerneboret gjennom dekket for å bore en rast med 23 m lange skråstilte hull på tvers av byggegropen til injeksjon av alunskifermassen. Retningen – sørøst til nordvest – var valgt for å krysse på tvers av antatt sprekkeorientering. Vanntrykkstapsmåling i hullene måtte foregå på natten for å ikke hindre dagaktivitetene. Resultatene tilsa at bergmassen kunne betraktes som tett i denne delen av byggegropen. Det ble besluttet å avvente med berginjeksjon inntil behovet viste seg.
- Jetpeling: Jetpeling beslaglegger store arealer for opprigg av utstyr, returgrøfter og mørteltanker. Pumping av mørtelmassen måtte overvåkes strengt. Ved for høyt trykk kunne en risikere å pumpe inn mørtelmasse i nabokjellerne. Ved for lavt trykk ville en ikke oppnå ønsket diameter på pelene samt risikere at fasadene ikke ble tilstrekkelig underpinnet. Kontrollboringer gjennom pelene verifiserte diameterne. Under Kongens gate 22 viste kontrollboringen noe mindre pelediameter enn prosjektert løsning. Det ble derfor besluttet å installere en horisontal bergforankret drager for å stive av peleveggen, som et avbøtende tiltak.
- Etter hvert som arealer ble frigjort fra jetpel-riggene, kunne masseuttak igangsettes. Da kunne en observere effekten av jetpelingen. Jetpel-veggen kunne anses som tørr, dvs. at ønsket tetthet ble oppnådd. I tillegg var tegl- og stablesteinsveggene godt underpinnet. Se Figur 6.

Figur 6. Jetpeler under Kongens gate 20-22 etter fresing i eiendomsgrensen. Det ble også frest inn spor til en horisontal, bergforankret drager for ekstra horisontal avstivning av jetpelene under Kongens gate 22.

- Berguttak: 3 m brede seksjoner av alunskifer ble pigget ut og 3 m brede seksjoner stod igjen mellom de uttatte seksjonene. Se Figur 7-Figur 9.

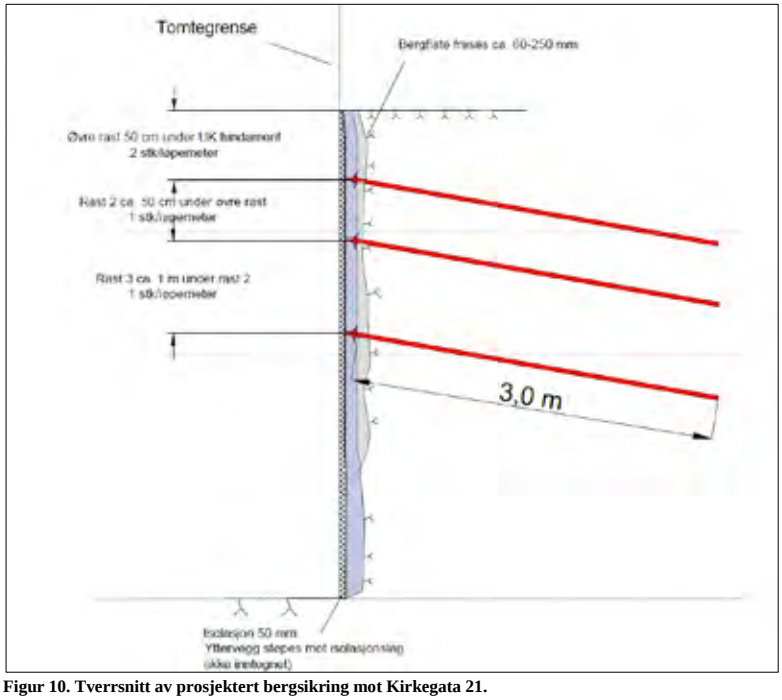
Figur 7. Bilde fra byggegropen som viser uttatte seksjoner og gjenstående seksjoner i grensesnittet mot Kirkegata 21.

Figur 8. Nærbilde av seksjoner mot eiendommen Kirkegata 21.

- Uttatte seksjoner ble frest til å ha tilnærmet slett flate utenfor eiendomsgrensen. Presisjonsgraden var på centimeter-nivå. Slik ble det gjort plass til bergsikringen utenfor

egen tomtegrense. Deretter ble seksjonene sikret med bolter (Ø32 mm kamstål) og sprøytebetong (E700, totalt 15 cm tykk). Se Figur 9-Figur 13.

Figur 9. Eksempel på frest alunskiferseksjon og klargjøring til bergsikring.



Figur 10. Tverrsnitt av prosjektert bergsikring mot Kirkegata 21.

Figur 11. Fullført bergsikring i seksjoner. Deretter uttak av de gjenstående seksjonene.

Figur 12. Bilde fra byggekamera. Til venstre vises Kirkegata 21 etter sikring av de første alunskiferseksjonene og uttak av mellomseksjonene. De siste 10 m inn mot Kongens gate 20 er av en massiv mænaitt, som ikke behøvde boltesikring. Fasaden som vises til høyre er Kongens gate 20 og 22. Her vises jetpelveggen underveis i fresingen.

Figur 13. Bilde fra byggegropen før endelig lag med 10 cm sprøytebetong påføres mot Kirkegata 21. Vannet som vises er først og fremst overflatevann eller vann fra sprøytebetongriggen.

- På bakgrunn av observasjonene i byggegropen ble det vurdert at det ikke var behov for å membran-forsegle alunskiferflatene:
    - Over tid etableres det et permanent vannspeil fra overflatevann rundt bygningen opp til kote 5. Observert vanninnsig gjennom alunskiferen var så minimalt at det ikke er mulig for det å danne miljø som skaper vannkjemi som kan overskride kriteriene for betong med sulfatresistens SuR1.
    - Alunskiferflater som befinner seg over kote for permanent vannspeilet (kote 5) ble vurdert. Kriterier for utvikling av svelletrykk (volum av skifer, luft og vann i bevegelse, eksisterende forvitringsomfang) som kan gi konsekvenser for bygget er ikke oppfylt i disse begrensede partiene.
- Da alle de vertikale flatene i byggegropen var blitt sikret begynte oppbygning av bunnplaten og forankring mot oppdrift.

KONKLUSJON

Kirkegata 23-25 var et meget komplekst prosjekt i en trang byggegrop midt i Oslo sentrum. Det mest utfordrende har vært at det skulle bygges så tett på alle nabobyggene, hvor det ene er direktefundamentert på leire og de andre på alunskifer av ukjent beskaffenhet. I tillegg var en stor andel av tegningsgrunnlaget for nabobyggene unntatt offentlighet, slik at rådgiverne i stor grad har måttet selv tolke og anta hvordan byggene er fundamentert.

Gjennom kombinasjonen av jetpeling av løsmassene og seksjonsvis uttak og sikring av alunskifer, ble de to viktigste funksjonskravene innfridd, nemlig en vanntett og selvbærende byggegrop samtidig som en fikk utnytte hver eneste kvadratmeter av eiendommen. God arealutnyttelse av storbytomten må betraktes som bærekraftig, da arealet var unyttig til andre formål enn utbygning. Selv om løsningen ga større utfordring for RIG og entreprenøren, økte man kundens økonomiske vinst betraktelig. I tillegg fikk man en løsning som gir naboene

større fleksibilitet ved eventuelle fremtidige grunnarbeider på egen tomt. I alle prosjekter som bygges i eller på svarte leirskifere, slik som alunskifer, må en gjøre grundige vurderinger av geometriene og grunn- og overflatevannsforholdende som skapes. I Kirkegata 23-25 ble det unngått løsninger som kan føre til forvitring av alunskifer med påfølgende skader på bygget. Slik ivaretas den langsiktige robustheten til bygget og bidrar til samfunnsøkonomisk bærekraft.

Rådgivere innen geofagene var tidlig involvert i prosjektet og hadde for det meste stor innflytelse på beslutningstakingen. Det var et avgjørende poeng at rådgivere innen geofag var tidlig involvert, slik at riktig løsning ble løftet frem tidlig og før et suboptilmalt konsept for byggegropssikringen var fastsatt. Entrepriseformen la grunnlaget for et tett samspill mellom rådgiverne i fagene geoteknikk, ingeniørgeologi og konstruksjon (RIB), entreprenøren og byggherren. Dette var avgjørende for at de riktige og mest bærekraftige løsningene ble valgt og korrekt utført, også der løsningene gikk på bekostning av entreprenørens ønsket fremdrift. Sikkerhet for utførende i byggegropen og sikkerhet til nabobyggene hadde til enhver tid høyeste prioritet.

REFERANSER

Jetgrunn (2022). "Beregning jetpeler». Side 20
Næringseiendom (2021). "Store leieprisforskjeller i sentrum". Ne.no. Hentet 25.10.2022 fra https://ne.no/2021/03/01/store-leieprisforskjeller-i-sentrum/

INNENDØRS VELODROM I ASKER; BERGUTTAK OG SIKRING AV HØYE BERGSKJÆRINGER I DÅRLIG BERG

Indoor Velodrome in Asker; excavation and rock support of 20-28 m high rock cuts in poor rock mass conditions

Marielle Øyvik, Geolog, Rambøll.

Hanna Margrete Høgset og Ingvild Skøyen, Rambøll

Sammendrag

Det bygges 200 m innendørs sykkelvelodrom og et næringsbygg med barnehage på Langenga i Asker kommune. Velodromen er lagt inn i terrenget. Det medfører bergskjæringer opp mot 26 m med skrånende terreng over dette. Det er etablert en berghylle ca. 6 m under toppen av bergskjæringen. Berget er tatt ut ved sprengning og pigging. Lagningen i bergmassen er orientert der strøk er parallelt med langsiden på Velodromen og faller mellom 50 og 80 grader ut i byggegrop. Dette medførte tiltak som forbolter og begrensning på pallhøyde på 5 m før bergskjæringen ble sikret med selvborende stag 12 m, 9 m og 6 m samt 8 cm sprøytebetong før nytt nivå for berguttak. Det er utført stabilitetsmodellering i RocPlane for 4 forskjellige snitt/scenarier. På grunn av uheldig orientering på lagning og at enkelte plan har hatt lav friksjon, har det forekommet utglidning av bergkiler i anleggsfasen. Størrelsen på utglidning har vært begrenset av laveste monterte bergsikring som stag og sprøytebetong. Der utglidning har forekommet utenfor prosjektert berguttak er berget sikret med sprøytebetong og supplerende stag.

Summary

A 200 m indoor Velodrome and a six-floor building is under construction at Langenga in Asker municipality. The Velodrome is built into the terrain. This involves creating rock cuts of up to 26 m with sloping terrain above them. In the rock cuts a bench has been established approx. 6 m below the top of the rock cut. The rock is extracted by blasting and mechanical hammering. The layering of the rock mass is oriented parallel to the long side of the Velodrome and dips between 50 and 80 degrees into the construction pits. This entailed measures, such as pre-bolting and limiting the bench height to 5 m, before the rock cutting was reinforced with self-drilling bolts; 12 m, 9 m and 6 m as well as 8 cm shotcrete prior to continuing with the next level of rock excavation. Stability modeling has been carried out in RocPlane for 4 different sections/scenarios. Due to an unfortunate orientation of the layering during construction and the fact that some planes have had low friction, a rock slide has occurred during construction. The size of the slide was limited to the lowest level of bolts and shotcrete. The areas affected by rock slides were reinforced by additional shotcrete and supplementary bolts.

1 Om prosjektet

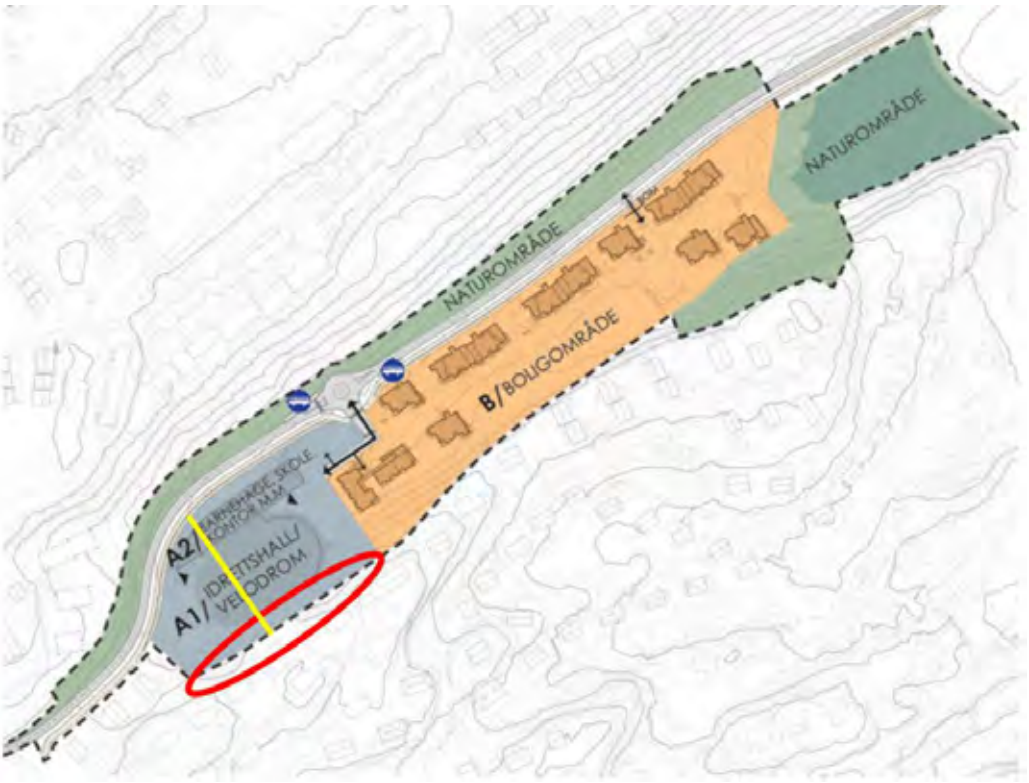
Det bygges en innendørs sykkelvelodrom på Langenga i Asker kommune. Veidekke er totalentreprenør og bygger på vegne av Norsk Cykelforbund (NCF) og Asker kommune. Rambøll er engasjert av Veidekke og har prosjektert ingeniørgeologi (RIG Berg).

Prosjekter består av en velodrom (A1, figur 2) med banelengde på 200 m samt et sidebygg (A2 figur 2) som skal inneholde barnehage, skole og kontor på tomten. Figur 1 viser et

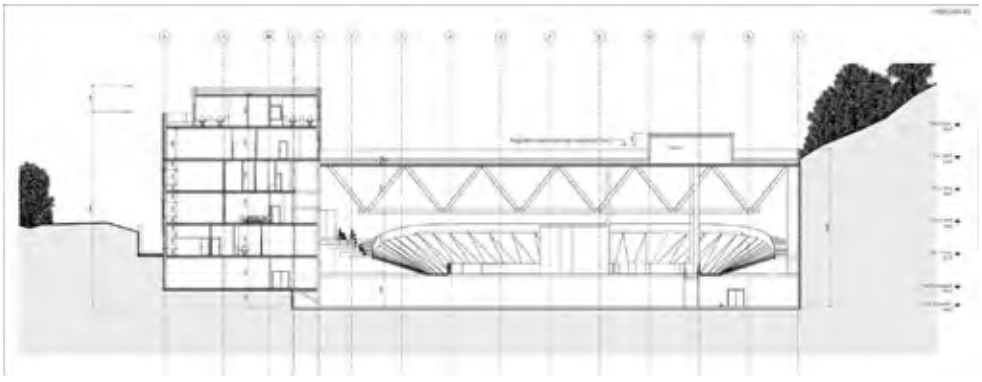
oversiktskart over det aktuelle området. Figur 2 viser utforming av planområdet. Eiendommen er lokalisert i et dalsøkk i sørvestenden av Langenga. Eiendommen avgrenses i nord mot Fylkesvei (FV1444). I sør avgrenses eiendommen av boligområde på Bleikerkollen.

Figur 1: Oversiktskart av tomten, ringet rundt i rødt. (www.norgeskart.no)

I tillegg skal det oppføres flere boligblokker nordøst for velodromen. Boligblokkene er ikke en del av dette prosjektet. A1/velodromens høyde tilsvarer 4 etasjer. Nordøstre halvdel av velodromen etableres med en underetasje med sprengningsplanum på ca. kote + 64. Sørvestre halvdel etableres direkte fra 1. etasje med grave-sprengningsplanum på ca. kote +67. A2/sidebygg har opp mot 6 etasjer. Sidebygget etableres i to nivåer. Grave-sprengningsplanum for sidebygget ligger på ca. kote +74 for vestre del av bygget med 4 etasjer. Østre del av bygget etableres på ca. kote + 66 med 6. etasjer.



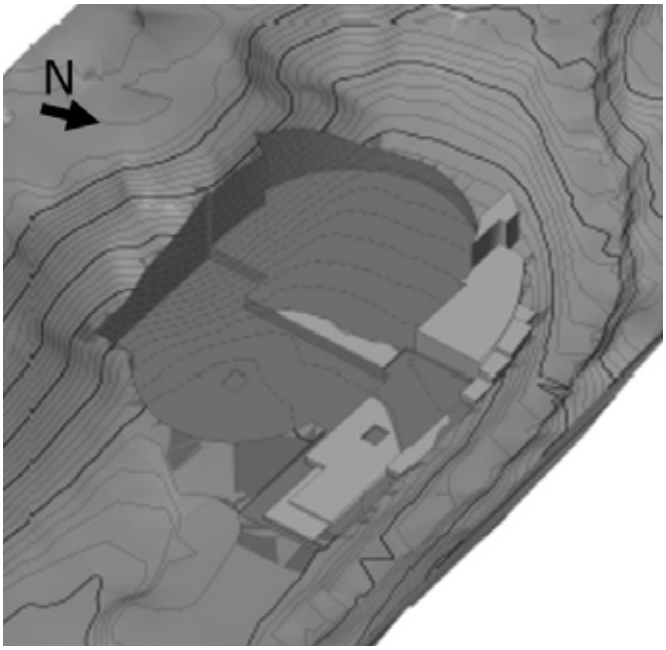
Figur 2: Situasjonskart over tomten. Den høye bergskjæringen i bakkant av ny velodrom, benevnes som skråning i sør-sørøst er markert med rød sirkel. Hentet fra "Forslag til detaljreguleringsplan for Langenga 30 m.fl., Asker kommune - Illustrasjoner 03.09.2018, rev 02.07.2019". Gul linje viser omtrentlig plassering av snitt tegning i Figur 3.



Figur 3: Snitt gjennom planlagte velodrom A1 med næringslokaler og barnehage i sidebygg A2 til venstre. Snitt sett mot nordøst. Tegning fra Arkitektgruppen Drammen AS, 12.06.2020 Velodrom snitt a tegning 210 A, prosjektnummer 119-011.

2 Grunnforhold planleggingsfasen

Tiltaket ligger i en forsenkning i terrenget, med relativt bratte skråninger på både nord og sørsiden. Skråningene i sør er ryddet for trær. Skråningene har helning mellom 20-35° ned mot området der velodromen er planlagt. Figur 4 viser en 3D-illustrasjon av grave/sprengeplan for velodromen med sidebygget. Terrenget mot sør er bratt og hadde tett vegetasjon. Kvartærgeologisk kart fra NGU viser at det kan forventes forvitringsmateriale og hav- og fjordavsetninger på tomten. Ifølge berggrunnskart fra NGU består berggrunnen i området hovedsakelig av skifer med tynne lag av siltstein og kalkstein, se figur 5.



Figur 4: 3D-illustrasjon av skjæring fra grave- og sprengningsplan (09.04.2020, Will Arentz AS).

Observert berg på tomten stemmer overens med berggrunnskart fra NGU, og består av skifer med tynne lag av siltstein og kalkstein. Bergmassen er tett oppsprukket og er generelt av ganske dårlig kvalitet. Det vil si at berget er forvitret og faller lett fra hverandre på grunn av tett oppsprekking og påvirkning av vann og frost gjennom mange år. Skiferens lagning i sør-sørøst har steilt fall (50-70°) mot nord og er tett oppsprukket. Sprekkene er generelt gjennomsettende, plan til bølget og ru. Det ble observert jordfylte slepper i innledende fase. Disse har lav friksjon og kan forårsake kileutglidninger. Lagningen og de jordfylte sleppene er parallelle. Strøket er nær parallelt med langveggen til Velodromen og har et fall ut i byggegrop. Det betyr at store bergkiler kan forekomme ved bruk av 10:1 helning på berguttaket hvis det ikke gjennomføres tiltak under anleggsfasen.

Figur 5: Berggrunnsgeologisk kart (ngu.no). Lys gulgrønn er leirskifer. Blå er kalkskifer/knollekalk og kalkstein.

Enkelte desimeter mektige lag av sandstein ble også observert. I forbindelse med søkkene ved skråningen i sør er fjellkvaliteten ekstra dårlig med desimeter brede partier med skifrig berg som er tett oppsprukket. Basert på observasjoner i felt er det forvitringsmateriale på toppen av skråningen. Figur 6 viser tomten etter avskoging.

Figur 6: Bildet av tomten etter fjerning av vegetasjon og før avgraving av løsmasser/forvitringsmasser.

3 Geologiske observasjoner, berguttak og bergsikring i flere faser

Opprinnelig var det planlagt bruk av hulldekker mellom bergskjæring og Velodromen for å kunne etablere nytt terreng mellom bergskjæring og Velodromen. Berguttaket ble derfor planlagt med en hylle (se figur 7) som støtte for et hulldekke. På grunn av bergets beskaffenhet ble det besluttet å endre løsningen til at bergskjæringen blir stående åpen.

Før berguttak skulle det monteres forbolter og det skulle sømbores fra hyllen for hulldekke. Det ble tidlig avtalt en begrensning på uttak av berg/pallhøyde på grunn av faren for utglidning. Berguttaket kunne ikke være mer enn 5 før bergskjæringen måtte sikres. Og deretter kunne det tas ned nye 5 m.

Figur 7: Boring for søm og forbolter på berghylle.

For å kunne beskrive hvilke tiltak som skulle gjennomføres for det forskjellige deler av tomten ble bergskjæringen delt i 4 soner (se figur 8).

Figur 8: Oversiktsbilde av soneinndeling. Blått felt illustrerer beltet med slakere fall i skjæringen.

I starten var det planlagt at berget i sone 1 og 2 skulle tas ned først og deretter sone 4 og 3. For å få til dette, ble det etablert en anleggsvei fra nordøst mot sørvest. I sone 1 skjedde det en utglidning som gjorde at anleggsveien ble stengt. Dette gjorde at sone 2 og 3 fikk prioritet og tilrettelegging for glidestøp i svingen på velodromen kunne starte.

Berguttaket og sikringen av bergskjæringen i sone 2 og 3 avdekket mer av geologien. Tett anleggsoppfølging har gitt mulighet til å observere blottlagt berg etter uttak av deler av skjæringen. Det er da blitt observert at den øvre pallen har lagning med steilt fall, 70-80°,

omtrent parallelt med skjæringen (se figur 7). I nedre pall er det et ca. 4-6 m bredt «belte» hvor lagningen faller omtrent 50-60° inn mot byggegropen (se figur 8). Nedenfor dette beltet med slakere lagning er det igjen observert steilt fall på lagningen, 70-80°. Beltet er vist med blått i figur 5. Geologien i skjæringen er kompleks. Gjennom observasjon av folding i bergskjæringen og tolkning av observasjoner er det vurdert at berget i skjæringen er foldet i en Z-fold (se figur 9). Foldeaksen har fall og mot sørvest. Foldene er orientert slik at beltet med slakere lagning er høyest i nordøstlig del av skjæringen og lavere mot sørvest (se figur 8). Det er tatt høyde for at størrelsen på bruddlegemet vil variere.

Figur 8: Bildet viser en fold like over hodet på geologen.

Det er antatt at brudd kan utløses på bruddplan i både den steile lagningen og den slakere, samt langsmed selve foldakseplanet. Det kan ikke utelukkes at mekanisk påvirkning fra foldingen kan ha svekket bergmassen i foldaksen.

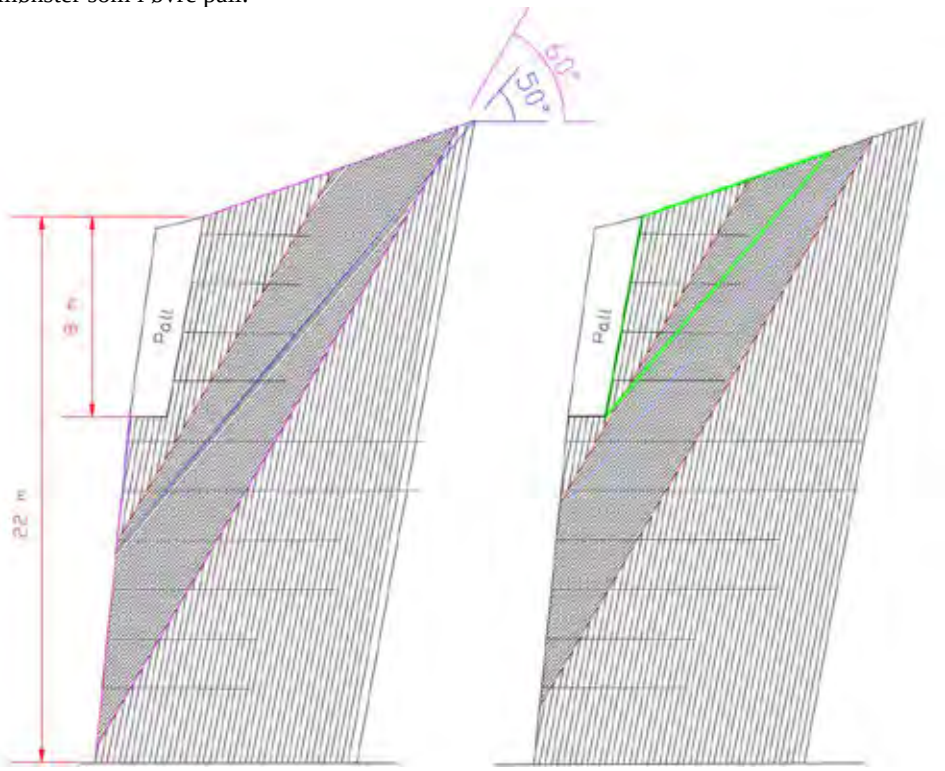
4 Plan for bergsikring

Bergarten på plassen består hovedsakelig av forvitret leirskifer. Den steile orienteringen har gjort det mulig for vann å renne ned i bergarten og forårsake forvitring også ned i bergarten. Dette har medført at det opptrer flere slepper med leire og med uheldig orientering. For å sikre at bergsikringen er tilstrekkelig er det utført beregninger for 4 forskjellige snitt i RocPlane. 3 snitt (se figur 9) ble beregnet mens berguttaket pågikk i sone 4. På grunn av en utglidning som fant sted i sluttfasen av berguttaket i sone 4 ble en ny beregning gjennomført.

Berguttaket var begrenset til 5 m pallhøyde av gangen og sikring i form av sprøytebetong og selvborende stag før neste pall kunne påbegynnes. Høyden på endelig bergskjæring er opptil 22 m på det høyeste. Hele skjæringen er påført 8 cm sprøytebetong. I øvre pall er 4 raster x 4.5 m lange selvborende stag installert med c/c 2 m, og 1 m lange drenshull i sentrum av 4 stag. I sone 3 ble det satt 6 stagraster (fra toppen):

- Rast 1 og 2: 12 m lange selvborende stag Pretec R32/15
- Rast 2 og 3: 9 m lange selvborende stag Pretec R32/15
- Rast 4 og 5: 6 m lange selvborende stag Pretec R32/15

Rastene i nedre pall er også installert med c/c 2 m og 3 m lange drenshull som følger samme mønster som i øvre pall.



Figur 9: T.v.: Snitt sone 2 og 3. Rosa: Største bruddlegeme ved brudd i foldeaksen. Blå: Største bruddlegeme ved brudd i slak lagning (50°). T.h.: Snitt mellom sone 2-3 og 1-4, som vist i figur 8. Grønn farge: Bruddlegeme ved brudd i fot av øvre pall, hvis den slake lagningen treffer foten. Tilsvarer situasjon i sone 1 og 4.

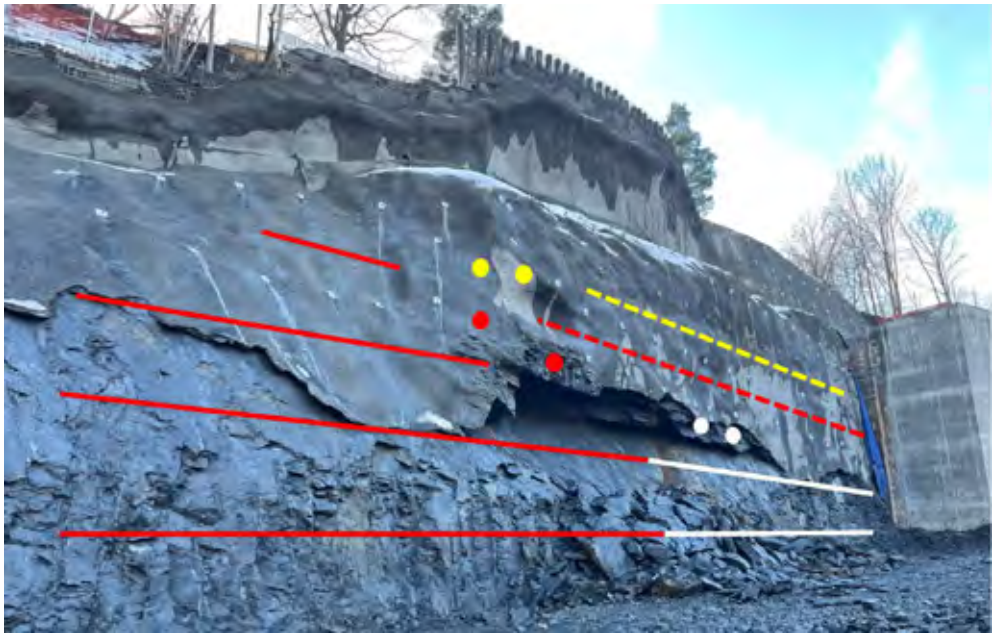
I sone 4 har lagningen et fall på 70º. På grunn av rørspunten er øveste stagrast monter med 45 grader helning. Rørspunten er boret 3 til 5 m i berg på grunn av den dårlige bergmassen. I tillegg er det også montert en fotdrager langs spunten med 6 m lange fotbolter Ø32, hvorav 5 m av bolten er i berg og 1 m i fotdrager og mellom rørspunten.

Basert på resultatet fra beregningene ble det supplert med nok en stagrast c/c 1,5 m 12 m i sone 2 og i sone 4.

5 Utglidning i sone 4

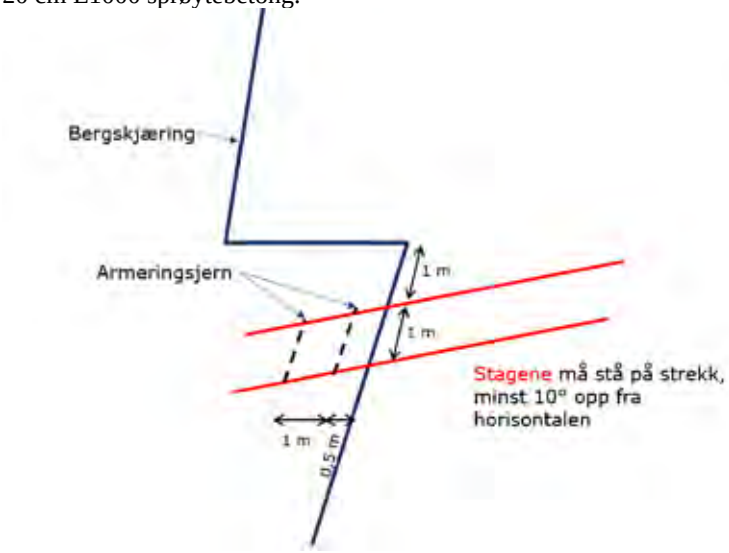
Ved berguttak for nest nederste pall gled deler av usikret bergskjæring ut. Utglidningen skjedde langs et plan med lav friksjon og som var orientert parallelt med lagningen. Fallet på sleppa varierte fra 60º til 70º. Bergskjæringen var sikret med 4 raster, hvorav de to øverste rastene er 12 m og de nederste er 9 m, utglidningen skjedde. Figur 10 viser utrasningen. Utglidningen gikk opp til nederste stagrast.

Figur 10: Bildet viser utglidning langs sleppe i sone 4.



Figur 11: Beskrivelse av ny sikring og supplerende sikring av allerede sikret berg. Gul strek er 12 m, rød strek er 9 m, hvit strek er 6 m.

For å etablere en fot til bergkilen som henger på stagene, ble det gjennom tiltak med sprøytebetong og selvborende stag. Figur 12 og 13 viser hvordan partiet med utglidning ble reetablert for at det videre skulle fungere som fot for bergklinen over utglidningen. Stagene i bergkilen endret status fra passive til aktive når utglidningen skjedde. For å avlaste stagene i bergskilen ble det montert opp to raster med R32/15 selvborende stag i system 1x1 m. I tillegg ble det montert opp armeringsjern mellom stagene både vertikalt og horisontalt (se figur 13). Den nederste delen av bergskjæringen under sonen med utglidning ble sikret med 20 cm E1000 sprøytebetong.



Figur 12: Pinsippskisse for montering av stag og armeringsjern før påføring av sprøytebetong.

Figur 13: Gjennomføring av sikring under kileutglidning. Stagene i bergkilen er montert før arbeidet kunne starte.

Figur 14: Sikring av bergskjæring og utglidning gjennomført.

6 Oppsummering

- Den høye skjæringen bak Velodromen etableres i et område med komplisert geologi. Bergmassen har blitt nøye studert og tolket til å være foldet i en Z-fold med to foldeakser som faller inn mot byggegropen.
- Z-folden fører til at lagningen i skjæringen har to ulike orienteringer – steil (ca. 80°) i toppen og bunnen, og et belte med slakere (ned til ca. 50°) i midten. Foldeplanene har igjen et fall mot sørvest.
- Det er blitt utført 4 analyser av det som er ansett som de mest uheldige bruddplanene som kan oppstå i skjæringen.
- Med grunnlag i beregningene, ble det besluttet å installere en ekstra rast med 12 m lange stag av typen Pretec R 32/15 i den øvre pallen i sone 2-3
    - 1-2 m høyde over berghyllen,
    - C/c 1,5 m
- Etter installasjon av den ekstra rasten, er sikkerhetsfaktoren for de tre tilfellene større enn 1. Anbefalt og utført bergsikring vurderes derfor å være tilstrekkelig.
- Etter utglidning av bergkilen ble det gjort en supplerende modellering som også gir tilstrekkelig sikkerhetsfaktor med installert sikring i bergskjæringen.
- Tett oppfølging av ingeniørgeolog i anleggsfasen har sikret at berget er tatt ut på en sikker måte.
- Sikring av bergskjæring om vinteren har komplisert utførelsen av bergsikring.
- Godt samarbeid med byggherre og entreprenør og fokus på sikkerhet har vært viktig for å få et vellykket resultat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2022

SJAKTSYNKING PÅ E39 ROGFAST

Shaft sinking at the E39 Rogfast project

Joakim Kvelland Berntsen, ingeniørgeolog, Norconsult AS

SAMMENDRAG

I forbindelse med Rogfast-prosjektet skal det bygges to vertikale ventilasjonssjakter på Kvitsøy. Opprinnelig var disse planlagt drevet med sjaktsynking, som er en drivemetode som er lite utbredt i Norge. Det har blitt gjennomført en litteraturstudie hvor sjaktsynking har blitt studert, feltarbeid på Kvitsøy med tilhørende labarbeid og en numerisk analyse. Disse metodene har blitt benyttet for å danne et kunnskapsgrunnlag rundt drivemetoden sjaktsynking og bergmasseforholdene på Kvitsøy, slik at en vurdering av potensielle problemstillinger knyttet til sjaktstabilitet og vanninnlekkasje kunne utføres.

Resultatene fra de forskjellige analysene viser at bergmasseforholdene på Kvitsøy er relativt gode, men at det finnes enkelte problemstillinger som kan dukke opp under drivingen av sjaktene. Det mest reelle stabilitetsproblemet er knyttet til utfall av masser fra sjaktveggene. I tillegg er muligheten til stede for at svakhetssoner eller partier med vanninnlekkasje kan treffe sjaktene. Med gode undersøkelser under driving, som inspeksjon av sjaktvegger, sonderboring, kjerneboring og seismikk kan bergmassen kartlegges mer detaljert. På denne måten vil man være bedre forberedt på å krysse vanskelig partier under sjaktsynkingen.

Artikkelen utgjør en kortfattet versjon av undertegnedes masteroppgave om samme tema.

SUMMARY

In connection with the Rogfast-project, two vertical ventilation shafts will be built on Kvitsøy. Originally the plan was for the shafts to be excavated using the shaft sinking method, which is a method that is rarely used in Norway. A literature study has been carried out to establish a theoretical and empirical basis related to shaft sinking, as well as field work on Kvitsøy, laboratory testing and a numerical analysis. These methods have been used to facilitate a basis for knowledge around the shaft sinking method as well as the rock mass conditions at Kvitsøy, so that an assessment of potential stability problems regarding the ventilation shafts could be done.

The results from the various analyzes show that the rock mass conditions on Kvitsøy are relatively good, but that there are certain problems that may arise during the excavation of the shafts. The most probable stability problem is linked to rock fall from the shaft walls. In addition, there is the possibility that weakness zones or areas with water inflow can cross paths with the shafts. With suitable rock observation and mapping during excavation, as well as probe drilling, core drilling, and seismic investigations when needed, one can ensure that the shaft crew will be better prepared to cross difficult sections during the shaft sinking.

This article is a condensed version of the authors master’s thesis on the same topic.

INNLEDNING

Denne artikkelen omfatter i all hovedsak arbeidet knyttet til undertegnedes masteroppgave i geologi ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU). Oppgaven har tittelen «Analyse av ingeniørgeologiske problemstillinger knyttet til drivingen av to vertikale ventilasjonssjakter med sjaktsynking på Kvitsøy i forbindelse med Rogfast-prosjektet», og ble ferdigstilt våren 2021. Veiledere for oppgaven var professor Eivind Grøv fra NTNU og byggeleder Sveinung Brude fra Statens vegvesen. Artikkelen kommer til å belyse de samme temaene som oppgaven, men i et mer kortfattet og oppsummerende format. For en mer detaljert beskrivelse henvises det til masteroppgaven i sin helhet – (Berntsen, 2021).

Bakgrunn og mål for masteroppgaven

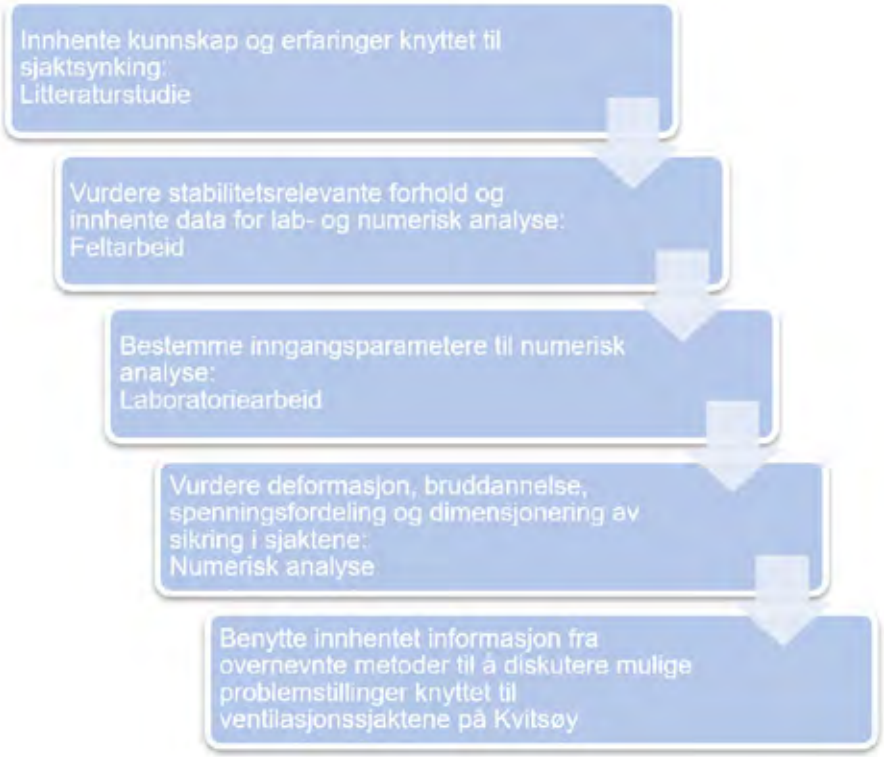
I forbindelse med Rogfast-prosjektet til Statens vegvesen skal det bygges to vertikale ventilasjonssjakter på Kvitsøy i Boknafjorden. Da masteroppgaven først ble utformet høsten 2018 var det planlagt at disse ventilasjonssjaktene skulle bygges med drivemetoden sjaktsynking. På grunn av høye kostnader knyttet til utlyst entreprisekontrakt E02 («Kvitsøykontrakten») ble konkurransen avlyst i september 2019. Prosjektet måtte gjennomgås på nytt, og det ble foretatt en omfattende kuttrunde. Som en konsekvens av dette ble entreprise E02 delt opp i to utførelsesentrepriser: E02 og E15. I tillegg ble drivemetoden for ventilasjonssjaktene på Kvitsøy endret, slik at det i dag ikke er aktuelt å bygge disse etter drivemetoden sjaktsynking. Hovedfokuset i masteroppgaven ble derimot ikke endret, og oppgaven ble ferdigskrevet med premissene som var satt ved oppstart.

Sjaktsynking som drivemetode er svært lite utbredt i Norge, og en må se tilbake til gamle gruveprosjekter fra 50- og 60-tallet for å finne eksempler på utført sjaktsynking innenfor landegrensene. Ventilasjonssjaktene på Rogfast vil derimot være av en helt annen størrelsesorden, med en lengde på 250 meter og diameter på 10 meter (redusert til 9 meter etter endring av drivemetode). Sjaktene vil ligge under havnivå langs brorparten av strekningen, og utfordringer knyttet til vanninnlekkasje er derfor meget reell.

Målet for oppgaven var å etablere et teoretisk og empirisk grunnlag knyttet til drivemetoden sjaktsynking, samle inn relevant feltdata fra Kvitsøy og deretter benytte dette til å vurdere hvilke utfordringer ventilasjonssjaktene kan støte på. Hovedfokuset i denne sammenheng lå på å belyse potensielle utfordringer knyttet til vanninnlekkasje og stabilitet, samt presentere tiltak som kan benyttes for å redusere risikoen knyttet til disse utfordringene.

Fremgangsmetode

For å løse oppgaven ble det benyttet flere metoder, blant annet en litteraturstudie av drivemetoden sjaktsynking, ingeniørgeologisk feltkartlegging på Kvitsøy, laboratorieundersøkelser og numerisk analyse. Figur 1 gir en visuell oversikt over fremgangsmetoden til masteroppgaven. Metodene vil bli gjennomgått og beskrevet ytterligere i påfølgende delkapitler.



Figur 1: Visuell oversikt over fremgangsmetodene benyttet under arbeidet med masteroppgaven.

Kort om Rogfast-prosjektet

E39 Rogfast er et pågående prosjekt under Statens vegvesen sin visjon om ferjefri E39 fra Kristiansand til Trondheim. Rogfast-prosjektet innebærer en kryssing av Boknafjorden og Kvitsøyfjorden på Vestlandet med en undersjøisk tunnel (se figur 2). Prosjektet gikk inn i byggefasen tidlig i januar 2018, da arbeidet med den første tunnelkontrakten, E13 Sidetunnel Arsvågen, startet opp på Vestre Bokn. Prosjektet har en estimert kostnad på 20,60 milliarder i 2020-kroner, noe som sannsynligvis har økt betraktelig det siste året som følge av verdenssituasjonen og økte materialkostnader. Planlagt ferdigstillelse er per dags dato (oktober 2022) satt til 2033.

Figur 2: Oversiktstegning med lengde- og dybdekart for Rogfast-prosjektet (Statens vegvesen, 2021).

E39 Rogfast er et enormt prosjekt med rekorddimensjoner og store kontrakter. Hovedtunnelen vil bestå av to løp, og har en estimert tunnellengde på hele 26,7 kilometer. På det dypeste vil tunnelen nå 392 meter under havnivå. Dette vil gjøre Rogfast-tunnelen til verdens lengste og dypeste undersjøiske tunnel. I tillegg skal det bygges en tunnelarm ut mot Kvitsøy, hvor det er planlagt et omfattende ventilasjonssystem som blant annet inkluderer de to ventilasjonssjaktene. Hovedformålet med prosjektet er å forbedre og utvikle E39 som en sammenbindingsvei for Vestlandet, og når prosjektet er ferdigstilt vil reisetiden mellom Bergen og Stavanger være kortet ned med ca. 40 minutter (Statens vegvesen, 2021).

LITTERATURSTUDIE OM SJAKTSYNKING

Dette kapittelet vil ta for seg en oppsummering av litteraturstudiet som ble gjennomført rundt drivemetoden sjaktsynking. Målet med litteraturstudiet var å etablere et teoretisk og empirisk grunnlag knyttet til sjaktsynking, med hovedfokus på potensielle stabilitets- og vanninnlekkasjerelaterte problemstillinger basert på erfaringer fra tidligere prosjekter.

Sjaktsynking som drivemetode

Det finnes flere måter å bygge en sjakt på. Den mest konvensjonelle metoden i Norge i dag er å drive sjakter nedenfra og opp. Dette forutsetter at man har tilgang til bunnpunktet av sjakten ved hjelp av en eksisterende tunnel, et bergrom eller lignende. Har man ikke dette må sjakten drives vertikalt (eller subvertikalt) på synk nedover. Denne drivemetoden kalles sjaktsynking,

sjaktsenking eller sjaktavsenkning. I denne artikkelen benyttes førstnevnte begrep konsekvent, da dette samsvarer med Statens vegvesen sitt ordvalg.

Hovedforskjellen mellom konvensjonell sjaktdriving og sjaktsynking er, foruten driveretningen, at fjerning av massene som tas ut av fjellet blir mer komplisert ved sjaktsynking. Disse massene må heises opp til overflaten, i tillegg til at grunnvann som trenger inn må pumpes opp og ut. Ved sjaktsynking jobber man altså mot tyngdekraften, og drivemetoden regnes derfor som en mindre kostnadseffektiv drivemetode sammenlignet med konvensjonell sjaktdriving hvor man har tilgang til bunnpunktet av sjakten (Palmström & Stille, 2015).

Sjaktsynking kan drives etter to grunnleggende prinsipper: syklisk eller kontinuerlig. Syklisk senkning skjer stegvis ved hjelp av boring og sprengning, mens kontinuerlig senkning skjer ved hjelp av for eksempel en sjaktboremaskin (SBM), «Vertical Shaft Sinking Machine» (VSM) eller «Shaft Boring Roadheader» (SBR). Denne artikkelen vil fokusere på sjaktsynking ved hjelp av tradisjonell boring og sprengning, da dette var den planlagte drivemetoden for ventilasjonssjaktene på Kvitsøy. Ved driving med denne metoden innebærer stegene i bunn og grunn boring og sprengning, rensk, utheising av masser og bergsikring. Bergsikringen i sjakter fraviker ikke nevneverdig fra vanlig tunnelsikring, og kan bestå av blant annet bergbolter, bergbånd, fiberarmert sprøytebetong eller full betongutstøpning. I tillegg kan sonderboring, kjerneboring eller seismikk på sjaktbunn benyttes før en påfølgende salve for å kartlegge bergmasseforholdene nedover. Er det forventet vanninntrengning eller satt strenge tettekrav for sjakten kan forinjeksjon benyttes for å tette bergmassen.

For å danne et godt kunnskapsgrunnlag rundt sjaktsynking lønner det seg å se på tidligere prosjekter som har benyttet drivemetoden. Påfølgende delkapitler vil ta for seg noen utvalgte norske og internasjonale prosjekter som har utført sjaktsynking i fast berg, med fokus på utført bergsikring, erfarte utfordringer og håndtering av disse.

Erfaringer fra tidligere prosjekter – Norge

Som nevnt tidligere finnes det få prosjekter i Norge som har drevet sjaktsynking, og vi må tilbake til 50- og 60-tallet for å finne relevante prosjekter. Kompetansen rundt drivemetoden er derfor svært begrenset i Norge i dag. Eksemplene vi tar for oss i denne artikkelen er gruveprosjektene ved Løkken og Fosdalen.

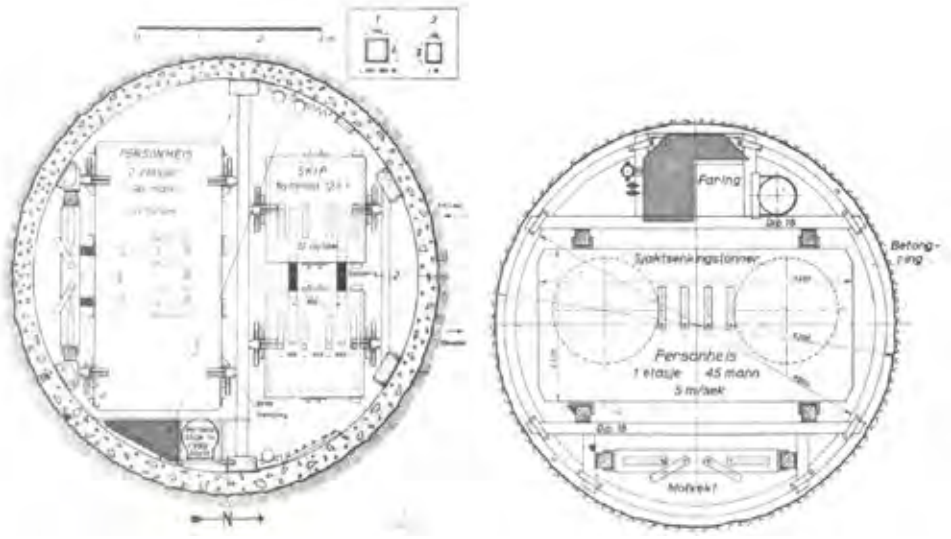
Løkken gruve befinner seg ved tettstedet Løkken Verk i Meldal kommune, og var en kisgruve som ble drevet mellom 1654 og 1987 av Orkla. Gruven produserte i hovedsak kobber og sink, men også noe svovel, sølv og gull (Bjørlykke, 2020). I overgangen 1950-60 ble det bygget en vertikal sjakt ved hjelp av sjaktsynking for å nå ytterligere malmforekomster lenger ned. Sjakten ble bygget som en blindsjakt med startpunkt ca. 380 meter under gruvens nullpunkt, tilknyttet gruvens hovedsjakt. Derifra ble den drevet nedover med sjaktsynking til ca. 1000 meter under nullpunktet. Sjakten har et elliptisk tverrsnitt med et brutto sjaktareal på 14,5 m^2 (Sandvik, 1965).

Før sjakten ble drevet ble det utført grunnundersøkelser som viste at berg- og trykkforholdene der hvor sjakten skulle gå var gunstige. De første 300 meterne ned ville gå gjennom en relativt homogen gabbro som ble beskrevet som seig, hard og tungsprengt. Ved 700 meter under gruvens nullpunkt ville sjakten treffe en homogen og solid grønnstein. Det var også forventet partier med hard kvartsitt. Den største bekymringen var derimot knyttet til et

overskyvningsplan like under 700 meters dyp, da dette planet erfaringsmessig var markert med en leirsleppe og en oppknust sone med mektighet på ca. 10-20 meter. I tillegg var det en viss bekymring for vanninnlekkasje hvis sjakten kom til å passere slepper som hadde forbindelse med Løkken-kisen, da det tidligere hadde blitt påtruffet vann med stort trykk under boring i nærheten av denne (Sandvik, 1965).

Under selve sjaktsynkingen boret og sprengte sjaktmannskapet seg nedover med en fremdrift på ca. 15-18 meter per måned. Bergartene som sjakten passerte var omtrent som forventet: homogen gabbro og grønnstein med høy styrke. Ingen soner med sterkt oppknust berg eller vannførende slepper av betydning forekom, slik tidligere fryktet. Sikringsarbeidet som ble utført var derfor begrenset, og besto av en grundig rensk av sjaktkonturen etterfulgt av sporadisk bolting med ekspansjonsbolter ved behov. I gjennomsnitt ble det satt 4,3 bolter per meter sjakt (Sandvik, 1965).

Fosdalen gruver befinner seg ved tettstedet Malm i Steinkjer kommune, og består av flere jernmalmgruver som ble drevet mellom 1906 og 1997 av Fosdalen Bergverk. Gruvene produserte i hovedsak jern, svovel og kobber (Rui, 2019). For å nå ytterligere malmforekomster lenger ned ble det i årene 1961-1965 bygget to vertikale sjakter ved hjelp av sjaktsynking her. Den største sjakten, Hovedsjakt V, ble drevet fra dagen og ned til et dyp på ca. 1177 meter (Myrvang, 2020). Sjakten har et sirkulært tverrsnitt med en diameter på 6,2 meter. Ytre diameter før installert sikring i form av betongvegger var på 6,8 meter. Dette gir et sjaktareal på ca. 36,3 m^2 før sikring, og 30,2 m^2 etter. Den andre sjakten bærer navnet Synk 17 Ø, og ble drevet som en blindsjakt 500 meter ned fra gruvens etasje 9 (ca. 600 meter under overflaten ved dette punkt). Denne sjakten har også et sirkulært tverrsnitt, og med en ytre diameter på 5,3 meter har den et sjaktareal lik ca. 22,1 m^2 (Berge, 1964). Et horisontalsnitt av sjaktene er vist i figur 3 under.



Figur 3: Horisontalsnitt av Hovedsjakt V (t.v.) og Synk 17 Ø (t.h.). Sjaktene er ikke i skala. Hentet fra Berge (1964).

De geologiske forholdene rundt sjaktene er ikke beskrevet i nevneverdig grad i rapportene og artiklene som er studert. Under selve sjaktsynkingen boret og sprengte sjaktmannskapet seg nedover med en fremdrift på ca. 28 meter per måned for Hovedsjakt V og ca. 31 meter per måned for Synk 17 Ø. Dette tidsestimatet inkluderer utførelse av full sikring og innbygging

av sjaktene (Myrvang, 2020). Bergmasseforholdene rundt Hovedsjakt V er ikke beskrevet, men sjakten ble relativt godt sikret i form av en grundig rensk av sjaktkonturen og utstøpning av 30 cm tykk betongvegg langs hele sjaktlengden. Betongen er uarmert, og Berge (1964) skriver at «med vårt fjell kunne vi regne med at armering av betongveggen ved innstøping av en sirkulær sjakt ikke ville være nødvendig». Dette indikerer at bergmasseforholdene rundt sjakten var gode, og at valget av en helstøpt sjakt ble tatt for å sikre langtidsstabilitet. Dette viste seg å lønne seg, da sjakten fungerte svært godt i bruk fra 1969 til gruvedriften ble nedlagt i 1997 (Myrvang, 2020).

Like bra gikk det dessverre ikke med Synk 17 Ø, som opplevde alvorlige stabilitetsproblemer etter kun noen år i drift. Bergmasseforholdene rundt sjakten er ikke beskrevet, men sikringsarbeidet besto foruten rensk av at det ved hver femte meter vertikalt ble støpt armerte betongringer med en indre diameter på 4,8 meter og en høyde på 0,6 meter. Som det fremgår av figur 3, ble betongringene benyttet til å feste videre innbygging i sjakten. Mellom disse betongringene ble det i tillegg utført systematisk bolting med netting (Myrvang, 2020). Uttak av malmforekomster i nærheten av sjakten førte til en omlagring av høye horisontale bergspenninger, og resulterte i at de armerte betongringene ble delt i to ved brudd på to diametrale punkter. Uten tilstrekkelig støtte fra betongringene ble sjakten over tid deformert så mye at vanlig drift med heis ikke lot seg gjennomføre, og sjakten ble videre kun benyttet som nødutgang og til ventilasjonsformål (Myrvang, 2020).

Erfaringer fra tidligere prosjekter – Internasjonale

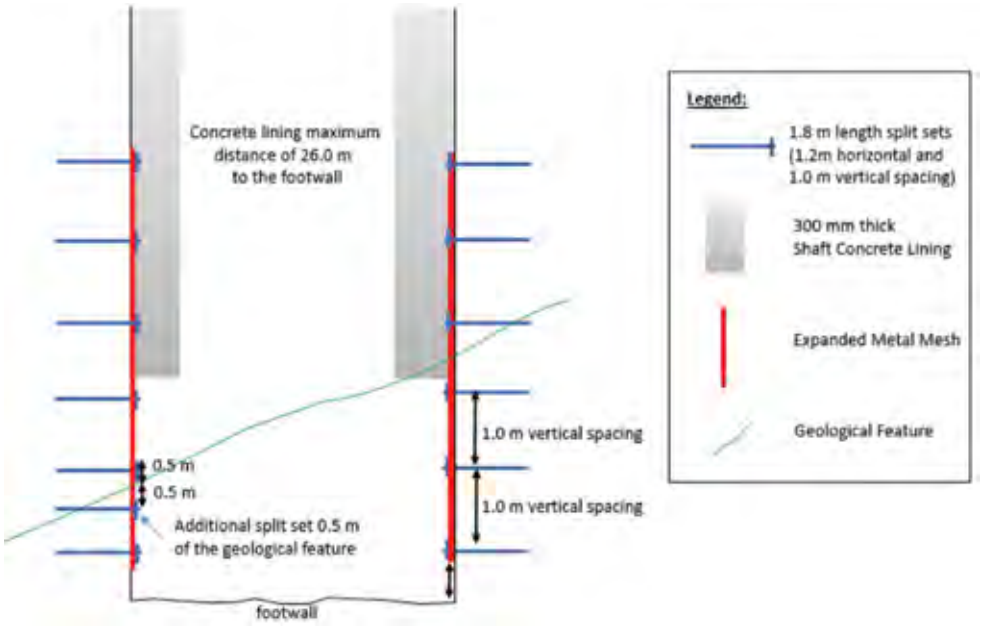
De to norske eksemplene på bruk av sjaktsynking har gitt begrenset informasjon om stabilitetsproblemer og vanninnlekkasje. I tillegg ble sjaktene drevet for over 55 år siden. Det ble derfor besluttet å innhente informasjon fra nyere internasjonale prosjekter. Utvalget er her naturligvis større, og det ble lagt vekt på å finne prosjekter som har senket sjakter i en lignende størrelsesorden som de planlagte ventilasjonssjaktene på Kvitsøy.

Ivanplats Platreef-prosjektet befinner seg rundt 200 km nord for Pretoria i Sør-Afrika, og er et stort gruveprosjekt som er under utbygging per dags dato. Gruven driftes av Ivanplats Ltd., og skal i hovedsak produsere metaller som platina, gull, nikkel og kopper (Cooper et al., 2017). For å nå de mineraliserte sonene under bakken skal det bygges to vertikale sjakter ved hjelp av sjaktsynking. Den første sjakten, «Shaft #1», ble ferdigsenket til et dyp på 996 meter i juni 2020. Diameteren på denne sjakten er 7,25 meter etter sikring. Den andre sjakten, «Shaft #2», er per dags dato i utbyggingsfasen. Denne sjakten vil ha en diameter på 10 meter etter sikring, og en dybde på 1104 meter. Sjaktene er plassert ca. 100 meter fra hverandre (IvanhoeMines, 2020).

Sjaktsynkingen i «Shaft #1» ble drevet med tradisjonell boring og sprengning. Under senkingen ble det foretatt regelmessige ingeniørgeologiske inspeksjoner i form av kartlegging av sprekker og diskontinuiteter, vanninnlekkasje og bergmassekvalitet. RMR-verdiene registrert ved sjaktbunn stemte godt overens med predikerte RMR-verdier basert på tidligere utførte kjerneboringer langs planlagt sjaktløp. Det var dog noen seksjoner med varierende resultat, hvor sjaktens faktiske RMR-verdi var lavere enn den predikerte. På grunn av kjerneprøvenes smale diameter (61,1 mm) fanger den naturligvis ikke opp alle vertikale til sub-vertikale diskontinuiteter eller potensielle faremomenter for vanninnlekkasje i samme grad som en større sjakt (Cooper et al., 2017).

Sikringsomfanget i sjakten illustreres i figur 4 under. Sikringen består av to hoveddeler: en primær sikringskombinasjon bestående av metallnetting boltet systematisk fast av 1,8 meter

lange «split set»-bolter med en vertikal avstand på 1 meter og en horisontal avstand på 1,2 meter. Ved tilstedeværelse av større sprekker, svakhetssoner, forvitrede granitt- eller pegmatittårer og lignende settes det inn ytterligere sett med bolter for å sikre sjaktveggen. Denne sikringen fungerer som umiddelbar beskyttelse for sjaktmannskapet. Rundt 26 meter over sjaktens bunn utføres det sekundære sikringsarbeidet: full utstøpning av sjaktkonturen med betong med en minimumtykkelse på 30 cm. Denne sikringen fungerer som permanent sikring i sjakten. Det er planlagt at også «Shaft #2» vil følge samme sikringsoppsett (Cooper et al., 2017).



Figur 4: Vertikalsnitt som viser sikringsprinsippet for sjaktene på Platreef-prosjektet. Hentet fra Cooper et al. (2017).

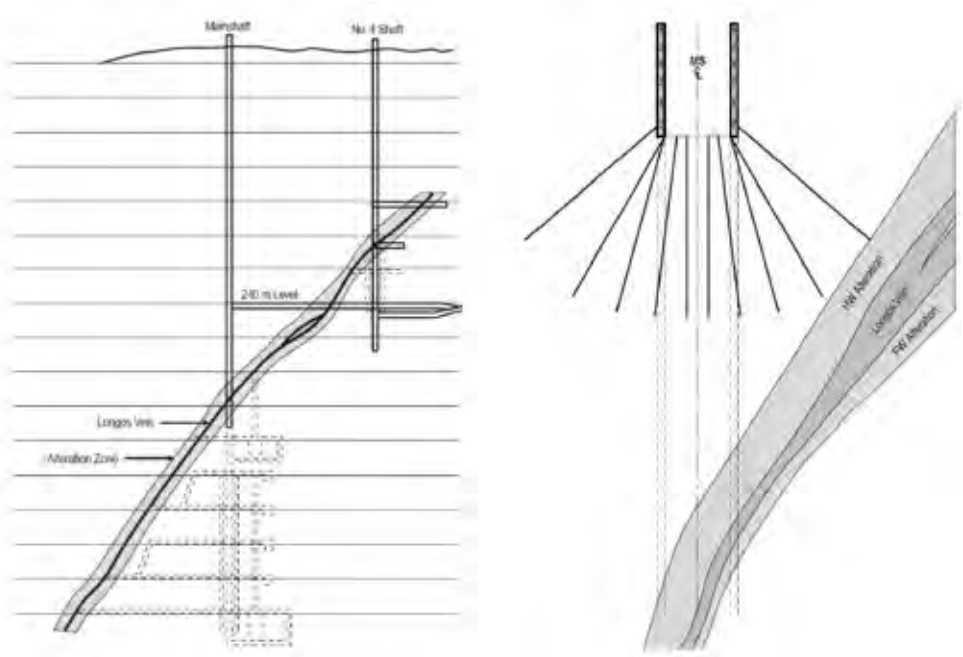
Når det gjelder stabilitet under driving så skriver Cooper et al. (2017) at det ikke hadde forekommet noen bergmasserelaterte stabilitetsproblemer i «Shaft #1» ved senking til 400 meters dyp. Det var derimot noe trøbbel med grunnvanninnsig tidlig i byggefasen av sjakten. Det ble her registrert et innsig på 1-5 liter per sekund. Vannet kom inn i sjakten via hullene som ble boret for installasjon av split set-boltene. Problemet ble løst ved å sprøyte en spesialisert injeksjonsmasse (InstaGrout) inn i split set-hullene med et trykk på 1 bar. Fordelen med denne injeksjonsmassen er at den er mindre sprø enn vanlig sement, og den herder raskere i kontakt med vann. De vannbærende hullene ble systematisk tettet ettersom de dukket opp, og grunnvanninnsiget stanset (Cooper et al., 2017).

De foregående eksemplene på prosjekter knyttet til sjaktsynking har vist relativt få utfordringer knyttet til stabilitet og vanninnlekkasje. Det ble derfor valgt å ta med et eksempel hvor det virkelig gikk galt: **Longos gullgruve** i Paracale, Filippinene. Gruven tok ut gullmalm fra den mineraliserte «Longos-åren», vist i figur 5 under. Denne åren opptrer langs en forkastningssone som strekker seg helt opp til havbunnen i nærheten av gruveanlegget. For å nå ytterligere mineraliserte soner langs denne åren ble det i 1980 bestemt at det skulle senkes en sjakt på 4,27 meter diameter 500 meter ned fra overflaten (Ayugat et al., 1998).

Sjaktsynkingen startet opp samme år med tradisjonell boring og sprengning. Drivingen av sjakten gikk som planlagt frem til mars 1983, da de ved et dyp på 257 meter støttet på en svært vannførende sone i nærheten av overgangssonen til Longos-åren. Vanninnlekkasjen kom samtidig som det ble utført injeksjon i sjaktbunnen, og hadde på det meste et innsig på over 53 liter per sekund. Graden av vanninnlekkasje var fullstendig uhåndterlig, og sjakten ble fylt opp til havnivå (ca. 14 meter under overflaten) med en hastighet på 12 meter per time. I månedene etter ble det forsøkt å tette bergmasser langs kystlinjen som grenset til sjakten med injeksjon, samt tømme to nærliggende sjakter for vann. Dette hadde ingen effekt på vanninnlekkasjen, og videre driving av sjakten ble lagt på is frem til 1994 (Auygat et al., 1998).

Den store vanninnlekkasjen var ifølge Ayugat et al. (1998) et resultat av feilaktig bruk av injeksjonsmetoder og prosedyrer under tetningsarbeidet ved sjaktbunnen. For det første ble det ikke foretatt grundige nok forundersøkelser som å måle vanntrykket i bergmassen under sjakten. I tillegg ble ikke injeksjonshullene renset for leire- og steinrester etter utboring. Injeksjonshullene ble også injisert med et altfor høyt trykk (ca. 70-137 bar) i forhold til hva den relativt svake og oppsprukne bergmassen rundt kunne håndtere. Det store injeksjonstrykket førte til en såkalt «blow out» i sjaktbunnen, hvor det ble dannet flere store sprekker som vannet kunne strømme inn gjennom.

Drøyt 10 år senere, i 1994, ble det satt i gang et omfattende arbeid for å få bukt med vanninnsiget i sjakten. Arbeidet beskrives kun i grove trekk her. Vannet ble pumpet vekk og akkumulerte stein- og betongrester ble heist ut fra sjakten. Ved sjaktbunnen ble det utstøpt betongvegger for å øke stabiliteten, og deretter ble hele sjaktbunnen støpt inn med betong. Betongen fungerte som en plugg for vanninnlekkasjen, som nå hadde sunket til ca. 1,9 liter per sekund. Deretter ble det foretatt målinger av vanntrykk nedover i bergmassen, etterfulgt av stegvis forinjeksjon med et mer konservativt trykk på 20-40 bar. Injeksjonsskjermens utforming er vist i figur 5 under. Sammensetningen til injeksjonsmassene ble tilpasset etter behov, og besto av varierende mengder mikrosement og Portlandsement. Etter hvert som vanntrykksmålinger viste at bergmassen under sjakten var tilstrekkelig tett, ble sjakten senket videre i den injiserte bergmassen. Neste steg ble deretter tettet med forinjeksjon, og slik fortsatte sjaktsynkingen stegvis til den vannførende sonen ble passert ved litt over 300 meters dyp.



Figur 5: Til venstre: vertikalsnitt som viser hovedsjakten og Longos-åren. Til høyre: injeksjonsskjerm benyttet for å tette bergmassen under sjaktbunnen. Ikke i skala. Hentet fra Ayugat et al. (1998).

FELTARBEID

Den 18. til 21. februar 2019 ble det foretatt et besøk til Rogfast-prosjektets kontorer på Mekjarvik utenfor Stavanger. Formålet med besøket var å få gjennomført en ingeniørgeologisk kartlegging av påhuggsområdet på Kvitsøy, med hovedfokus på å vurdere stabilitetsrelevante forhold i nærheten av sjaktenes planlagte plassering. Dette innebar bestemmelse av bergmassekvalitet (Q-verdi og GSI), oppsprekking og svakhetssoner, samt bestemmelse av JCS- og JRC-verdier for beregning av skjærstyrke langs sprekkeplan. Det ble også hentet ut kjerneprøver til laboratorietesting fra Statens vegvesen sitt kjernelager i Sandnes.

Bergartene som ble observert i felt besto utelukkende av grønnstein og grønnskifer med varierende grad av overflateforvitring, folding og foliasjon. Figur 6 under viser hvordan grønnskiferen typisk opptrer på Kvitsøy.

Dette delkapittelet kommer til å oppsummere resultatene fra feltkartleggingen i grove trekk, for mer detaljert informasjon om feltarbeidet med bilder henvises det til masteroppgaven.

Figur 6: Grønnskifer på Kvitsøy. Viser tydelig skifrighet og flere sprekkesett.

Klassifisering av bergmassen

Det ble foretatt vurderinger av bergmassekvalitet ved totalt sju lokaliteter i nærheten av ventilasjonssjaktene på Kvitsøy. Både Q- og GSI-verdier ble estimert. Resultatene er presentert i tabell 1 og 2 under.

Tabell 1: Oversikt over Q-verdi og tilhørende parametere.

Lokalitet (plassering ift. planlagt påhugg)	RQD	J_n	J_r	J_a	J_w	SRF	**Q-verdi**
1.1 (ca. 350 m S-SØ for påhugg)	30	6	2	1	1	1	10
1.2 (ca. 340 m S-SØ for påhugg)	60	6	1,5	1	1	1	15
2.1 (ca. 270 m S-SØ for påhugg)	40	6	1,5	1,5	1	1	6,67
2.2 (ca. 260 m S-SØ for påhugg)	30	9	2	1,5	1	1	4,44
3.1 (ca. 130 m S-Ø for påhugg)	60	9	1,5	1	1	1	10
4.1 (ca. 100 m Ø for påhugg)	50	6	1,5	1	1	1	12,5
5.1 (topp av påhugg)	50	6	1,5	1	1	1	12,5
5.2 (veiskjæring ved påhugg)	50	6	3	1	1	1	25
6.1 (ca. 60 m N for påhugg)	40	6	1,5	1	1	1	10
7.1 (veiskjæring ved Kvitsøykaia)	95	3	2	1	1	1	63,33

Som det fremgår av resultatene i tabell 1, så ligger Q-verdiene i nærheten av påhugget og planlagt plassering av ventilasjonssjaktene på rundt 4,5 til 25. Dette tilsvarer en bergmasse av middels til god kvalitet. En viktig faktor å ta med seg ved feltkartlegging er at bergmassen

nær overflaten ofte vil være mer oppsprukket og forvitret sammenlignet med bergmassen ved et større dyp. Dette er særlig tilfelle med skifrige bergarter, da de har en tendens til å smuldre opp nær overflaten (NGI, 2015). Lokalitetene på Kvitsøy er også, med sin plassering ute mot havgapet, utsatt for forvitring fra vær og vind. Q-verdiene fra tabell 1 kan derfor gi et lavere bergmassekvalitetsanslag enn det som er tilfellet lenger ned i bergmassen. Blotningene regnes dog som gode, spesielt lokalitet 5.2 og 7 som utgjorde utsprengte flater med lite forvitring. Det antas derfor at disse gir et godt anslag på bergmassens Q-verdi nedover dypet.

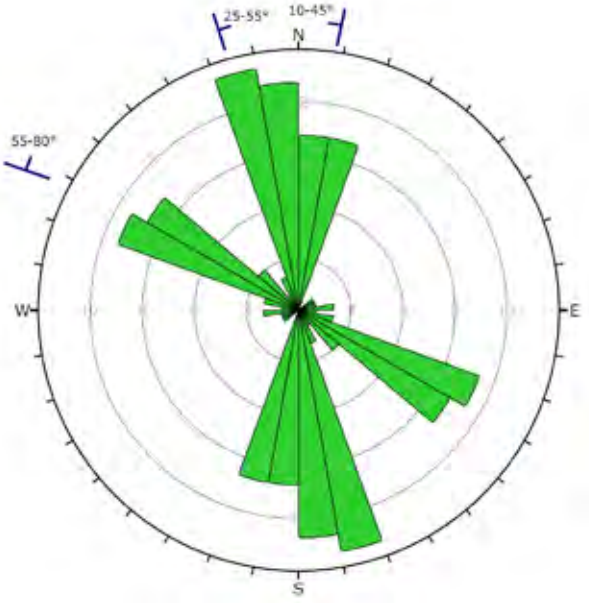
Tabell 2: Oversikt over GSI-verdier.

Lokalitet (plassering ift. planlagt påhugg)	Struktur	Overflatekvalitet	GSI
1.1 (ca. 350 m S-SØ for påhugg)	Blocky	Fair	50-60
1.2 (ca. 340 m S-SØ for påhugg)	Intact - Blocky	Fair	60-65
2.1 (ca. 270 m S-SØ for påhugg)	Very Blocky	Fair	40-50
2.2 (ca. 260 m S-SØ for påhugg)	Blocky	Fair	45-55
3.1 (ca. 130 m S-Ø for påhugg)	Blocky	Fair	50-60
4.1 (ca. 100 m Ø for påhugg)	Blocky	Fair	50-60
5.1 (topp av påhugg)	Blocky	Good - Fair	55-60
5.2 (veiskjæring ved påhugg)	Blocky	Good	60-65
6.1 (ca. 60 m N for påhugg)	Blocky	Fair	50-60
7.1 (veiskjæring ved Kvitsøykaia)	Intact	Very Good - Good	80-90

Tabellen over viser at GSI-verdien til de kartlagte blotningene ligger på et snitt rundt 54-62,5, som tilsvarer middels til god bergmassekvalitet.

Bergmassens oppsprekking

Under feltkartleggingen ble det foretatt totalt 82 målinger av sprekkegeometri. Disse målingene er samlet i en sprekkerose som illustreres i figur 7 under. Sprekkerosen viser at det er primært tre sprekkesett som dominerer. To av disse sprekkesettene utgjør sprekker som forekommer på grunn av foliasjonen i grønnskiferen og grønnsteinen. Disse har en omtrentlig retning på N340°Ø-N20°Ø. Fallretningen til disse sprekkene varierer fra ca. 25°-55°Ø og fra ca. 10°-45°V. Avviket i fallretning er et resultat av at bergarten på lokalitetene ofte er delvis foldet, foliert og enkelte ganger inneholder utbulende karakteristika som putelavastrukturer. Det tredje sprekkesettet har en orientering som står tilnærmet vinkelrett på foliasjonen, med en strøkretning på N290°Ø-N310°Ø. Fallet langs dette sprekkesettet er steilt, og varierer mellom 55°-80°NNØ.



Figur 7: Sprekkerose over samtlige målinger gjort på Kvitsøy. n = 82.

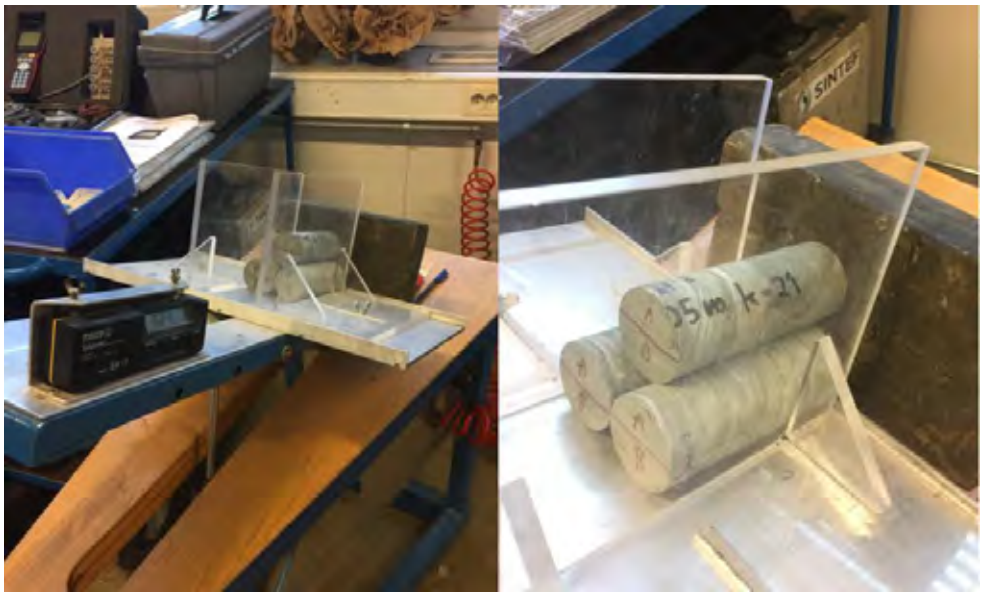
LABORATORIEUNDERSØKELSER

I forbindelse med masteroppgaven ble det utført laboratorieundersøkelser på kjerneprøvene som ble hentet inn under feltbesøket på Kvitsøy. Hensikten med testene var å bestemme inngangsparametere til den numeriske analysen som beskrives kort i neste delkapittel. Det ble utført to tester: tilt- og UCS-test.

Tilt-test ble benyttet for å finne basis friksjonsvinkel (φ_b) til bergmassen. Ved hjelp av en empirisk formel beskrevet av Barton & Choubey (1977) kan man regne om denne til residual friksjonsvinkel (φ_r), som blant annet kan benyttes til å finne skjærstyrken til diskontinuiteter i bergmassen. Metoden som ble benyttet for å gjennomføre tilt-testen kalles Stimpson-metoden. Denne utføres ved å plassere to kjerneprøver ved siden av hverandre med én kjerneprøve liggende på toppen. Dette gjøres på en inklometermaskin som sakte tiltes oppover. Etter hvert vil den øverste kjernen begynne å gli nedover, og maskinen stoppes umiddelbart. Tiltvinkelen (β) kan deretter leses av inklometeret på maskinen. Denne målingen repeteres minimum fem ganger, før basis friksjonsvinkel utregnes med formelen:

$$\varphi_b = median[\tan^{-1}\left(\frac{\sqrt{3}}{2} tan\beta_{i=1,\dots,5}\right)]$$

Fordelen med denne metoden er at den bevarer kjerneprøvene, slik at de kan benyttes til videre testing (for eksempel UCS-testing).



Figur 8: Oppsett av Stimpson-metoden på inklometerapparatet.

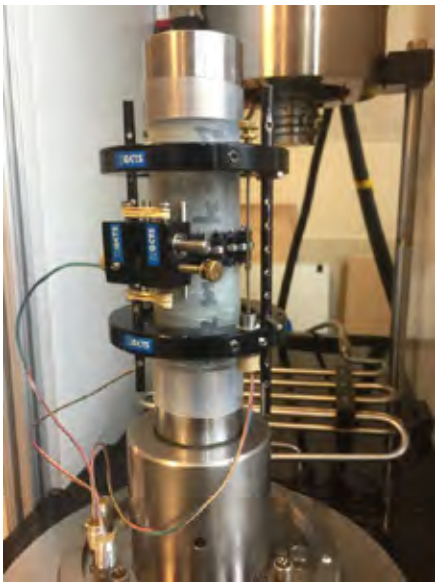
Det ble utført totalt 60 målinger av tiltvinkel med varierende kjerneoppsett. Beregning av basis friksjonsvinkel ga en verdi på 31,1°. Residual friksjonsvinkel ble deretter beregnet ved hjelp av den empiriske formelen:

$$\varphi_r = (\varphi_b - 20°) + 20\frac{r}{R}$$

hvor *r* angir Schmidt-hardhet på våte, forvitrede sprekkeflater og *R* angir Schmidt-hardhet på tørre og uforvitrede sprekkeflater. Under feltarbeidet på Kvitsøy ble det målt Schmidt-hardhet på intakt fjell (tilsvarer *R*) og eksponerte sprekkeflater (*r*). Dette gir en estimert residual friksjonsvinkel for bergmassen på Kvitsøy lik 28,7°.

UCS-test («Uniaxial Compressive Strength»), også kjent som enaksial trykkfasthet-test, er en av de mest anvendte metodene for å bestemme mekaniske egenskaper til en bergmasse (Nilsen, 2016). Hensikten med testen var å estimere trykkfastheten til bergmassen på Kvitsøy, samt identifisere elastisitetmodulen (Youngs modulus, *E*) og Poissons forholdstall (*ν*), som er nødvendige inngangsparametere i en numerisk analyse. Testen ble utført på kjerneprøver tatt i nærheten av ventilasjonssjaktenes plassering.

Figur 9 under viser oppsettet før testing. Kjernen plasseres mellom to lasthoder, deretter påføres kjerneprøven en konstant aksial last på ca. 0,8 MPa/s. Lasten påføres til kjerneprøven går i brudd. I løpet av forsøket plottes det en spenning-tøyningskurve som registrerer aksialtøyning, radiell tøyning, aksialspenning og UCS. Når forsøket er over kan den endelige UCS-verdien leses av grafen, og Youngs modulus og Poissons forholdstall kan beregnes ut ifra grafene. Totalt ni kjerneprøver ble testet, og resultatet for UCS, Youngs modulus og Poissons forholdstall kom på hhv. 90 MPa, 49 GPa og 0,27. Disse gjennomsnittsverdiene utgjør grunnlaget som ble benyttet videre i den numeriske analysen.



Figur 9: Kjerneprøve før testing, plassert mellom to lasthoder og med påmontert tøyningsmåler. Kjerneprøven er omsluttet av en plasthylse for å hindre eventuell steinsprut ved brudd.

NUMERISK ANALYSE

Numerisk modellering er et nyttig verktøy som har blitt mer og mer populært med årene, mye takket være den raske utviklingen innen datakraft og programvare. Innenfor ingeniørgeologien benyttes numerisk modellering blant annet til å beregne hvordan spenningsbildet og deformasjonen rundt et bergrom, tunnel eller sjakt ser ut etter utsprengning. Formålet med den numeriske analysen i masteroppgaven var å identifisere mulige stabilitetsproblemer ved to dyp: 50 meter og 200 meter. Modellen består av et horisontalt snitt av sjaktene i 2D, sett ovenfra og ned. Programmet som ble benyttet var *RS2*. Det ble sett på hvordan spenningsfordeling, deformasjon og bergsikring oppførte seg ved forskjellige bergforhold. Dette ble gjort ved å gjennomføre en parameterstudie, hvor effekten av varierende horisontalspenninger, enaksial trykkfasthet, intakt elastisitetmodul og GSI-verdier ble studert.

Inngangsparametere

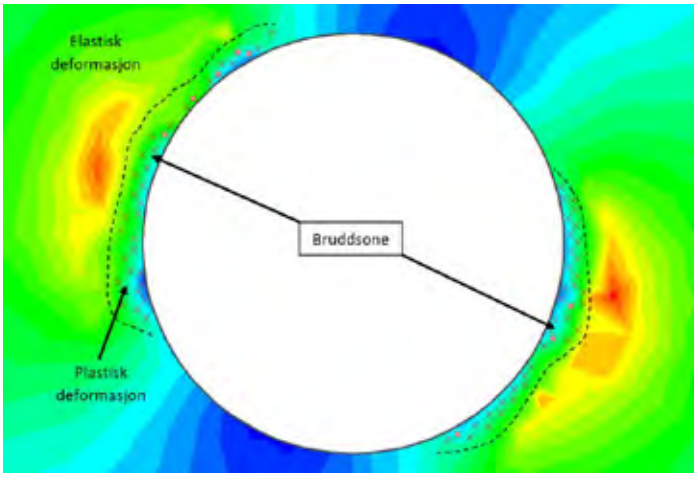
For å gjennomføre en numerisk analyse er man avhengig av nøyaktige inngangsparametere. Det spiller ingen rolle hvor god og nøyaktig den geometriske modellen av sjaktene man konstruerer i programmet er hvis inngangsparameterne ikke gjenspeiler de virkelige forholdene i bergmassen rundt. Resultatene fra en numerisk analyse vil aldri være mer nøyaktig enn det inngangsparameterne tilsier (Nilsen, 2016). Selv ved veldig nøyaktige inngangsparametere og et robust modelloppsett vil analysen aldri gjenspeile virkeligheten til det fulle, men resultatet vil kunne gi en god indikasjon på hvordan spenningsfordelingen og deformasjoner i bergmassen vil oppføre seg rundt bergrommet som åpnes. Samtlige inngangsparametere benyttet i analysen er vist i tabell 3 under.

Tabell 3: Oversikt over samtlige inngangsparametere benyttet i den numeriske analysen. In-situ bergspenningsverdier i parentes indikerer spenninger ved 200 meters dyp.

Inngangsparameter	Verdi	Residualverdi	Estimert fra
In-situ bergspenninger			
Største horisontalspenning (σ_H) [MPa]	3 (12)	N/A	(Larsen og Hagen, 2016)
Minste horisontalspenning (σ_h) [MPa]	1,8 (6,5)	N/A	(Larsen og Hagen, 2016)
Vertikalspenning (σ_v) [MPa]	1,4 (5,8)	N/A	Formel 6.7
Bergmassens styrke og mekaniske egenskaper			
Enaksial trykkfasthet, UCS (σ_c) [MPa]	90	N/A	Lab-forsøk
Youngs modulus, intakt stein (E_i) [MPa]	49000	N/A	Lab-forsøk
Poissons forholdstall (ν)	0,27	N/A	Lab-forsøk
Geological Strength Index, GSI	65	35	Feltundersøkelser
Materialkonstant, intakt berg (m_i)	20	20	(Palmström, 1995)
Deformasjonsmodul, bergmasse (E_{rm}) [MPa]	30954	5557	Formel 6.6
Hoek-Brown kriteriets materialkonstanter			
m_b	5,730	1,963	Formel 6.3
s	0,021	0,001	Formel 6.4
a	0,502	0,516	Formel 6.5
Diverse			
Forstyrrelsesfaktor (D)	0	0	(Hoek og Brown, 2019)
Tyngdetetthet, bergmasse (γ) [MN/m^3]	0,029	N/A	Lab-forsøk

Resultater

Den numeriske modellen ble analysert i flere forskjellige situasjoner: uten bergsikring, med bergsikring og med forsinket bergsikring. Dette har blitt gjort for å studere hvordan spenningsfordeling, bruddannelse o.l. oppfører seg ved sjaktene med og uten sikring, og sammenligne disse. Som nevnt ovenfor har det også blitt utført et parameterstudie. En fullstendig presentasjon av resultatene fra den numeriske analysen blir for omfattende å ta med i denne artikkelen, men hovedpoengene vil bli gjennomgått i neste delkapittel. En gjennomgående trend i resultatene vises i figur 10 under, hvor man ser dannelse av en tydelig bruddsone der hvor den største horisontalspenningen tangerer sjaktkonturen.



Figur 10: Spenningsfordeling ved 200 meters dyp. Overgang mellom plastisk og elastisk sone er markert. Største horisontalspenning er orientert på skrå nedover mot venstre.

OPPSUMMERING OG DRØFTING AV RESULTATENE

Litteraturstudiet

Formålet med litteraturstudiet var å etablere et teoretisk og empirisk grunnlag knyttet til drivemetoden sjaktsynking. Resultatene fra studiet er begrenset. Spesielt var det lite informasjon om erfarte utfordringer knyttet til sjaktsynking fra norske prosjekter. Gruveprosjektene på Fosdalen og Løkken ligger langt tilbake i tid, og sjaktsynkingen ved disse prosjektene var av en mye mindre størrelsesorden sammenlignet med ventilasjonssjaktene på Rogfast. I tillegg ble det observert svært få stabilitets- og vanninnlekkasjerelaterte utfordringer av nevneverdig grad. Det mest interessante funnet er knyttet til sjakten Synk 17 Ø ved Fosdalen gruver, som etter noen år i drift opplevde en stor grad av deformasjon grunnet omlagring av høye horisontalspenninger. En slik omlagring av spenninger vil mest sannsynlig ikke være et problem på Rogfast-prosjektet, da det ikke vil tas ut omkringliggende bergmasser i så stort volum rundt sjaktene. Dette kan derimot være en mer relevant problemstilling for det kompliserte kryssystemet under sjaktene.

Når det gjelder de internasjonale prosjektene så var funnene fra Platreef-prosjektet og Longos gruven litt mer interessante. Førstnevnte prosjekt driver sjakter med lignende diameter som de planlagte sjaktene på Rogfast. Selv om det, heldigvis, ikke har vært registrert noen større stabilitetsproblemer ved prosjektet var det likevel noe relevant informasjon å hente ut. Det mest fremtredende var hvordan den ingeniørgeologiske oppfølgingen under driving foregikk, med regelmessige inspeksjoner og kartlegging av sjaktveggen mens de senket seg nedover. På denne måten fikk de sammenlignet estimert bergmassekvalitet fra borehull med faktiske forhold i sjakt. I tillegg fører en slik ingeniørgeologisk oppfølging underveis til at ugunstige geologiske momenter som ustabile blokker, svakhetssoner, leirslepper og lignende kan identifiseres og sikres tilstrekkelig.

Når det gjelder erfaringer knyttet til håndtering av vanninnlekkasje så var Longos gruven det mest fremtredende eksempelet. Det viktigste funnet som det er verdt å ta med seg videre her er feilene som ble gjort under injeksjonsarbeidet, og som resulterte i den store vanninnlekkasjen på opp mot 53 liter per sekund. For dårlige forundersøkelser og et altfor høyt injeksjonstrykk i forhold til hva bergmassen kunne håndtere førte til en total svikt av sjaktbunnen. Lærdommen her er at det er viktig å tilpasse injeksjonstrykket etter de lokale bergforholdene, samt benytte en mer konservativ fremgangsmetode som å starte injeksjonen med et lavere trykk for å se hvordan bergmassen reagerer.

Feltkartleggingen på Kvitsøy

Feltkartleggingen på Kvitsøy ga indikasjoner på at bergmasseforholdene ved plasseringen av de to ventilasjonssjaktene er gode. Det ble primært observert Q-verdier fra ca. 4,5 til 25 for bergblotningene, noe som samsvarer med middels til god bergmassekvalitet. Bergblotningene som ble kartlagt utgjør berg i dagsonen, som har vært utsatt for betydelig forvitring over tid. I tillegg vil en skifrig bergart som grønnskifer være mer oppsprukket og forvitret ved overflaten, mye på grunn av spenningsavlastning (NGI, 2015). Q-verdiene kan derfor anses som relativt konservative hvis en skal klassifisere bergmassen nedover som helhet. Kjerneboringer i området har vist at Q'-verdien øker nedover dypet, og at den varierer fra 10-75. Dette indikerer bra til meget bra bergmasseforhold. Det er dog viktig å bemerke seg at Q-parameterne RQD og J_n kan ha en henholdsvis høyere og lavere verdi ved kjerneboring på grunn av mulig tilstedeværelse av sprekkesett som går parallelt med boreretningen. Borehullene ved sjaktene er boret vertikalt, og dermed er det mulig at vertikale sprekkesett

vil være underrepresentert i kjerneloggen. Sprekkemålinger fra Kvitsøy viser at det forekommer sprekkesett med steiltstående fall. Fallvinkelen her varierer fra 55°-80°. Dette fallet er ikke steilt nok til å unngå kjerneboringen.

Det ble ikke observert noen større svakhetssoner i felt. Det er mulig at slike soner kan være dekket av overliggende løsmasser, som jordet ved sjaktenes plassering. Svakhetssoner kan også eksistere i dypet. Disse er ikke lett å identifisere, og det vil alltid være en usikkerhet knyttet til strøk og fallretning til slike soner. Ved sjaktsynking av ventilasjonssjaktene er det derfor ikke usannsynlig at man kan støte på svakhetssoner som ikke er avdekket av refraksjonsseismiske undersøkelser. Kjerneloggen til Multiconsult fra kjernehullene ved sjaktene viser også flere soner med oppknust berg, en av de på over 35 meter (Slobodinski, 2016).

Laboratorieundersøkelsene og numerisk modellering

Laboratorieundersøkelsene har vist at bergmassen som sjaktene skal drives i er av relativt god kvalitet. Snittverdien for enaksial trykkfasthet ligger på ca. 80-90 UCS, og klassifiseres dermed som «Strong rock» etter ISRM.

Under den numeriske analysen ble det foretatt analyser av flere forskjellige modelloppsett. Hovedfokuset lå på stabilitetsvurdering ved to dyp: 50 og 200 meter. Den første modellen ble kjørt uten bergsikring, og viste at det ved 50 meter ikke er forventet noen problemer med stabiliteten. Dette er et resultat av den gunstige bergmassekvaliteten og de relativt lave in-situ horisontalspenningene ved 50 meters dyp. Ved 200 meter oppstår det derimot en bruddsone i bergmassen der hvor retningen til største in-situ horisontalspenning tangerer sjaktkonturen. Sjakten vil altså ikke være stabil ved dette dypet uten tilstrekkelig bergsikring.

Modellen ble også kjørt med installert bergsikring. For 50 meter hadde dette liten effekt, da sjakten allerede er stabil ved usikrede forhold. Ved 200 meter ble det derimot observert en markant forbedring med tanke på antall brudd rundt sjaktkonturen. For å teste mer realistiske bergsikringsforhold ble det valgt å kjøre modellen med forsinket bergsikring. I virkeligheten går det alltid litt tid før sikringen kan installeres, og deformasjonen i bergmassen får derfor tid til å påvirke området rundt sjaktkonturen før stabiliserende sikring kommer på plass. Denne modellen viste at det ved 200 meter oppstår flere brudd i bruddsonene rundt sjaktkonturen. Dette var forventet som en direkte konsekvens av forsinket bergsikring, da mer deformasjon har fått lov til å ta plass før sikringen ble installert. Samme situasjon ble også testet ved reduserte bergmasseforhold. Resultatet viste her at sikringen går i brudd ved umiddelbar installasjon, men at den holder stand ved forsinket installasjon. Bruddannelsen øker dog i sistnevnte situasjon. Konklusjonen er klar: forsinket bergsikring utsetter bergmassen for mer deformasjon, men beskytter til gjengjeld bergsikringen.

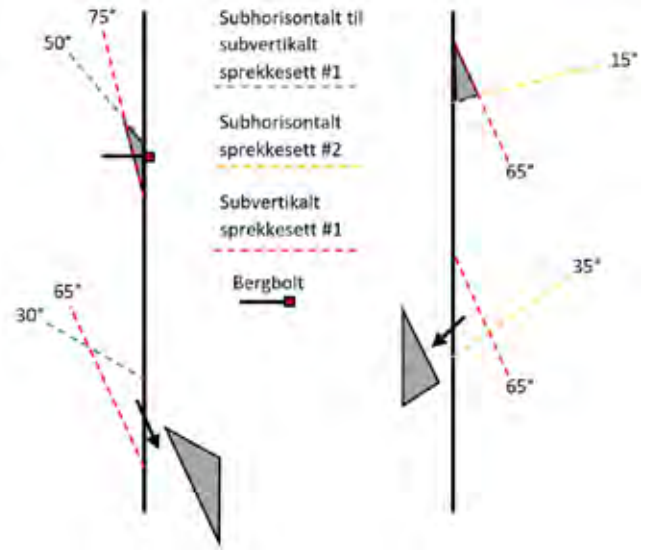
Det ble også gjennomført en parameterstudie som viste at økt bruddannelse og deformasjon forekommer ved økende horisontalspenninger (spesielt ved høy spenningsanisotropi), økende oppsprekking (GSI) samt minkende elastisitetmodul og enaksial trykkfasthet (UCS). Basert på disse resultatene ble det kjørt en ekstra modell for 200 meters dybde med reduserte bergmasseforhold. Modellen kan betraktes å representere et svakere bergmasseparti som sjaktene kan tenkes å krysse. Resultatene fra denne modellen viste at den opprinnelige sprøytebetongtykkelsen ikke håndterer de dårlige bergmasseforholdene, og må dimensjoneres opp. Ved slike forhold bør det vurderes om sprøytebetongen skal påføres i to lag med et lite tidsmellomrom, slik at spenningene i bergmassen får tid til å sette seg etter utsprengning. Sprøytebetonglag nummer to vil dermed være bedre beskyttet mot deformasjon.

Alt i alt har den numeriske analysen vist at det ved tilstrekkelige høye in-situ bergspenninger eller ved dårlige bergmasseforhold vil dannes en bruddsone der hvor retningen til største horisontalspenning tangerer sjaktkonturen. Ved tilstrekkelig bergsikring som bolting og sprøytebetong vil bruddannelsen reduseres.

POTENSIELLE PROBLEMSTILLINGER OG FORSLAG TIL RISIKOREDUSERENDE TILTAK

I dette kapittelet vil innhentet informasjon og resultater fra hhv. litteraturstudiet, feltkartleggingen på Kvitsøy, laboratorieundersøkelsen og den numeriske analysen benyttes til å diskutere mulige problemstillinger knyttet til ventilasjonssjaktene på Kvitsøy. Forslag på risikoreduserende tiltak vil også presenteres.

Utfall eller utglidninger av sprekkeavløste blokker utgjøre en betydelig risiko ved driving av vertikale sjakter. Under feltarbeidet ble bergmassen rundt sjaktenes plassering kartlagt for å identifisere sprekkesett. Resultatene fra denne kartleggingen viser at det opptrer tre sprekkesett med varierende orientering og fall. To av disse sprekkesettene har en retning tilnærmet mot nord, og et subhorisontalt til subvertikalt fall på 10°-55° mot øst og vest. I tillegg forekommer det et tredje steiltstående sprekkesett med fall 55°-80° som er orientert tilnærmet normalt på de to førstnevnte sprekkesettene. En kombinasjon av horisontale til subhorisontale sprekker med subvertikale sprekker er lite gunstig, da de kan skape blokker i sjaktveggene som kan gli ut hvis vinkelen til glideplanet overskrider bergmassens friksjonsvinkel. For bergmassen på Kvitsøy har labtesting vist at denne ligger på ca. 28,7°. I tillegg til feltmålingene ble det observert horisontale og subvertikale brudd i kjerneprøvene for borehullene ved sjaktene. Figur 11 under illustrerer dette stabilitetsproblemet.



Figur 11: Skisse hvor sprekkesett fra feltmålinger er lagt inn for å vise potensielle sprekkeavløste blokker.

Figuren viser at sprekkeavløste blokker med fare for utglidning kan oppstå ved flere sprekkekombinasjoner. Det er vanskelig å forutse slike problemer før driving av sjaktene, og det er derfor viktig at sjaktveggene inspiseres tidlig etter utsprengning. På denne måten kan blokkene sikres med gjennomgående bolter med tilpasset lengde samt bergbånd ved behov.

Avskallinger og sprakeberg. Den numeriske modellen har vist at det forekommer bruddannelse i bergmassen rundt sjaktene ved et dyp på 200 meter. Disse konsentreres ved sjaktveggene som tangerer retningen til den største horisontalspenningen. Bruk av bolter i kombinasjon med fiberarmert sprøytebetong vil mest sannsynlig være tilstrekkelig for å sikre sjaktveggene ved det spenningsnivået som er målt på Kvitsøy. Ved mistanke om høye spenninger under driving kan det utføres bergspenningsmålinger ved sjaktbunn for å få en bedre oversikt. Bergsikringen kan deretter dimensjoneres opp ved behov. Siden avskallinger og sprakeberg vil forekomme ved overflaten på sjaktveggen så vil det være mest hensiktsmessig å øke sprøytebetongtykkelsen kontra boltelengde hvis like problemer skulle oppstå.

Det ble ikke observert noen **svakhetssoner** under feltkartleggingen. Grunnundersøkelser i form av refraksjonsseismikk og kjerneboringer har heller ikke avdekket noen større svakhetssoner i umiddelbar nærhet til de to ventilasjonssjaktene. Det er viktig å presisere at dette ikke nødvendigvis betyr at sjaktene ikke vil passere noen svakhetssoner i det hele tatt. Konsekvensen av å treffe på en vannførende svakhetssone kan være veldig problematisk for drivingen av sjaktene, og det er derfor viktig å ha god kontroll på bergmasseforholdene nedover. Dette kan gjøres ved å utføre systematisk sonderboring fra sjaktbunnen, samt kjerneboring eller seismikk hvis mistanken om en potensiell svakhetssone er sterk. Hvis disse undersøkelsene gir indikasjoner om en kommende svakhetssone så kan det settes inn stabilitetsforebyggende tiltak som forinjeksjon, forbolting og redusert salvelengde.

Vanninnlekkasje i en vertikal sjakt kan skape betydelige problemer. Selv om innsiget er lite ved enkelte partier langs sjaktveggen så vil vannet akkumuleres og samles i sjaktbunnen på grunn av tyngdekraften. Dette vannet må pumpes opp og ut, noe som krever at det alltid er tilstrekkelig pumpekapasitet ved sjaktbunnen. Graden av vanninnlekkasje vil avhenge av tilstedeværelsen av svakhetssoner, større enkeltsprekker og bergartsgrenser. Vanntapsmålinger utført i borehullene ved ventilasjonssjaktene har vist omtrent null vanninnlekkasje. Risikoen for vanninnlekkasje i sjaktene er derimot fortsatt til stede, da det ikke er garantert at kjerneboringene har truffet alle vannførende soner nedover dypet. Det er spesielt subhorisontale langsgående enkeltsprekker som kan føre med seg vann fra fjorden som er vanskelig å oppdage.

For å redusere risikoen er det derfor viktig å systematisk registrere vanninnlekkasje i forbindelse med sonderboring fra sjaktbunnen. Ved behov kan bergmassen nedover tettes ved hjelp av forinjeksjon. Hvis det er knyttet en usikkerhet til vannforholdene nedover anbefales det å utføre systematisk forinjeksjon, spesielt hvis en forventer å krysse svakhetssoner.

Kort oppsummering av risikoreduserende tiltak

De geologiske forholdene ved ventilasjonssjaktene nedover dypet er, på tross av gode forundersøkelser, kun kjent i grove trekk. Den viktigste informasjonen om bergforholdene vil derfor erverves under driving av sjaktene. For å få til dette er det viktig å ha tilgjengelig personell som kan identifisere potensielle svakhetssoner, sprekkeavløst blokker og lignende, slik at den dimensjonerte sikringen kan oppjusteres ved behov.

Andre risikoreduserende tiltak vil foruten ingeniørgeologisk inspeksjon under driving være å utføre systematisk sonderboring langs hele sjaktlengden. Dette burde utføres for å skaffe informasjon om bergkvalitet og vanninnlekkasje i bergmassen under sjaktbunnen. Ved veldig usikre forhold, som for eksempel ved mistanke om en potensiell svakhetssone, burde det benyttes kjerneboringer eller seismikk for å innhente ytterligere informasjon. Forinjeksjon

burde benyttes hvis det måles betydelig vanninnlekkasje nedover, samt ved passering av svakhetssoner. Ved mistanke om høye bergspenninger burde det utføres bergspenningsmålinger.

Når det gjelder bergsikring anbefales det å benytte Q-systemet sitt sikringsdiagram i kombinasjon med Statens vegvesen sine sikringsklasser i håndbok *N500 Vegtunneler*. Dette vil innebære systematisk bolting og påføring av fiberarmert sprøytebetong med en minimumstykkelse på 10 cm. Bergbånd kan også benyttes ved behov for å sikre utglidningsutsatte blokker. Ved ekstremt oppsprukne partier eller svakhetssoner kan det benyttes full utstøpning. Kort tid etter utsprenging burde det også utføres rensk av sjaktveggen for å fjerne løse steiner og blokker.

REFERANSER

Ayugat, A. V., Aquino, J. H. & White, P. 1998. *Grouting and Shaft Sinking Through Water-Bearing Ground*. MME Multiurethanes Ltd., Mississauga.

Barton, N. & Choubey, V. 1977. The shear strength of rock joints in theory and practice, *Rock Mechanics and Rock Engineering* **10**(1-2): s. 1-54.

Berge, I. 1964. Sjaktavsenkning ved Fosdalens Bergverks-Aktieselskab, *Tidsskrift for kjemi, bergvesen og metallurgi* (4): s. 78-87.

Berntsen, J. K. 2021. *Analyse av ingeniørgeologiske problemstillinger knyttet til drivingen av to vertikale ventilasjonssjakter med sjaktsynking på Kvitsøy i forbindelse med Rogfast-prosjektet*. Masteroppgave. Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU).

Bjørlykke, A. 2020. *Løkken gruve.* Tilgjengelig fra: https://snl.no/Løkken_gruve

Cooper, A., Brits, A., Mbongonya, A., Fredericks, F. & Hudson, T. 2017. Geotechnical input into shaft sinking on the Platreef Project, *ISRM AfriRock 2017 – Rock Mechanics for Africa*, International Society for Rock Mechanics and Rock Engineering, s. 1067-1080.

Hoek, E. & Brown, E. 2019. The Hoek-Brown failure criterion and GSI – 2018 edition, *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering* **11**(3): s. 445-463.

IvanhoeMines. 2020. *Platreef successfully completes sinking of Shaft 1 to its final depth of approximately 1,000 metres below surface*. Tilgjengelig fra: https://ivanhoemines.com/news/2020/platreef-successfully-completes-sinking-of-shaft-1-to-its-final-depth-of-approximately-1-000-metres-below-surface/

Larsen, T. & Hagen, S. A. 2016. Hydraulisk splitting ved Kvitsøy og Tungenes, *Rapport nr. SBF2016F0468*, SINTEF Byggforsk, Trondheim.

Myrvang, A. M. 2020. Sjaktavsenkning ved Fosdalens Bergverks AS, *i* Ravlo, A. & Bollingmo, P. (red.), *Bergets beseirere*, Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk, s. 87-93.

NGI. 2015. *Bruk av Q-systemet*. Norges Geotekniske Institutt, Oslo.

Nilsen, B. 2016. *Ingeniørgeologi – Berg grunnkurskompendium*, Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet, Trondheim.

Palmström, A. 1995. *RMi – a rock mass characterization system for rock engineering purposes*, Doktorgradsavhandling (PhD), Universitetet i Oslo.

Palmström, A. & Stille, H. 2015. *Rock Engineering*, 2. utg., ICE Publishing, London.

Rui, I. J. 2019. *Fosdalen jernmalmgruver*. Tilgjengelig fra: https://snl.no/Fosdalen_jernmalmgruver

Sandvik, P. 1965. Orkla Industrier Foredrag på berging.møte på Løkken 1965, *Bergvesenet rapport nr. BV 191*, Bergvesenet, Trondheim.

Slobodinski, R. Ø. 2016. *E39 Rogfast, Kjernelogging. Presentasjon av loggdata (217990-RIGberg-RAP-001*), Multiconsult ASA, Stavanger.

Statens vegvesen. 2021. *E39 Rogfast*. Tilgjengelig fra: https://www.vegvesen.no/vegprosjekter/europaveg/e39rogfast/

ELEKTRONISKE TENNSYSTEMER I TUNNEL - ERFARING I BRUK AV ULIKE SYSTEMER

Electronic Initiation Systems in Tunnels - Experiences in Use of Different Systems

Sverre Kvalø, Bergsprenger og bergsprengningsleder, Hæhre Entreprenør AS

SAMMENDRAG

Artikkelen presenterer de erfaringer som Hæhre Entreprenør AS har gjort seg etter å ha prøvd tre ulike elektroniske tennsystemer for tunnel i forbindelse med arbeidet på E6 Kvithammer – Åsen. En overordnet praktisk og teknisk beskrivelse av de systemene legges frem. Erfaringene viser at de sprengningstekniske egenskapene stort sett er like så lenge man lærer seg systemene å kjenne. Hæhres erfaring tilsier at det i dag er ulik kvalitet på produktene, særlig med hensyn på lekkasje og feilsøking. I tillegg er fleksibilitet og logikk i bruk av systemene forskjellig. Dette påvirker total ladetid på stuff, og har vært avgjørende for valg av tennsystem på dette prosjektet.

SUMMARY

The article presents the experiences Hæhre Entreprenør AS has made after testing three different electronic initiation systems at the tunnelling project on E6 Kvithammer – Åsen. A superior practical and technical description of the systems is given. The experience shows that the blast technical features are more or less the same, as long as you get to know the use of the systems. Hæhre's experience implies that the quality of the products is different today. Mainly in relation to leakage and fault findings. Additionally, flexibility and logical use of the systems are different. Both affects the total charging time at the face and this has been conclusive in the choice of initiation system on this project.

INNLEDNING

I mange tunnelprosjekter setter byggherrene krav til bruk av elektroniske tennere for initiering av sprengningsarbeidet. På Nye Veier's prosjekt E6 Kvithammer – Åsen, i Trøndelag, har dette vært rammene for sprengningen. I søken etter gode løsninger og optimalisering av driften har vi i Hæhre Entreprenør prøvd tre systemer i løpet av de første månedene i dette prosjektet. Vi ønsker med dette innlegget å fremlegge de praktiske og tekniske erfaringene og vurderingene vi har gjort oss med disse systemene. De tre tennsystemene vi har prøvd ut er: eDev™ II - Orica Mining Services, E*STAR – Austin Powder Company og DaveyTronic Swift® - Enaex, Davey Bickford.

E6 KVITHAMMER - ÅSEN

Nye Veier er byggherre for prosjektet med å bygge ny E6 fra Kvithammar i Stjørdal kommune til Åsen i Levanger kommune. Den nye motorveien vil ha fire felt og fartsgrense på 110 km/t. Strekningen som bygges blir 19,8 km og vil forkorte reisetiden på strekningen med 9 minutter.

Vi, Hæhre Entreprenør AS ble valgt som totalentreprenør og har med oss Aas-Jakobsen/ViaNova-nettverket som rådgivere i prosjektet. Byggetiden er fra januar 2022 til

juni 2027, hvor sprengningsarbeidene er forventet å være ferdige 2024-2025. Prosjektet har vært gjennom en samhandlingsfase fra 2019-2021 der rådgiver, entreprenør og byggherre har utarbeidet godkjente reguleringsplaner for prosjektet i henholdsvis Stjørdal og Levanger kommuner.

Strekningen omfatter fem tunneler
- Forbordfjelltunnelen, 6 100 m
- Høghåmmårtunnelen, 1 400 m
- Ramshåmmårtunnelen, 1 800 m
- Grubbåstunnelen, 300 m
- Åstunnelen, 2 000 m

Figur 1 Oversikt over prosjektets utstrekning med tunneler og dagsoner. (Nye Veier)

Tunnelskiftene er organisert i 12-16 ordning, og hver dobbeltstuff har 4 separate skift. Det er to skift på jobb samtidig, som går 12-timers skift. Dette gjelder ikke i helgene, da de går ett skift. I skrivende stund er det 12 tunnelskift tilknyttet prosjektet.

BESKRIVELSER AV ELETRONSIKE TENNSYSTEM FOR TUNNEL

Våre tunnelskift på prosjektet på E6 Kvithammer – Åsen har samlet prøvd tre ulike elektroniske system:

- eDev™ II - Orica Mining Services
- E*STAR - Austin Powder Company
- DaveyTronic Swift® - Davey Bickford, Enaex

Det finnes også andre elektroniske tennsystemer globalt. Men i det norske markedet i dag er det disse tre overnevnte systemene som er kommersielt aktuelle. Vår vurdering er at alle tre systemene har tekniske spesifikasjoner som er gode nok for vår bruk innen tunnelsprengning, og som tilfredsstiller byggherrens krav.

De tre tennsystemene har til en viss grad forskjellig tekniske egenskaper, og disse kan studeres i detalj i leverandørenes manualer og tekniske datablad, som ligger ute på leverandørenes hjemmesider, eller som kan fås ved å kontakte leverandørene. Noen av egenskapene er presentert i tabell 1.

Tabell 1 Utvalg av tekniske spesifikasjoner for tennere og tennsystem.

	eDev™ II®	**E*STAR**	**DT Swift®**
Primærladning	780 mg PETN	720 mg PETN	800 mg PETN
Materiale tennerkapsel	Kobber	Kobber	Kobber
Antall tennere per tennapparat	800 stk	500 stk	500 stk
Spredning forsinkertid	0 – 20 000 ms	1 – 20 000 ms	0 – 10 000 ms
Minste intervall	1 ms	1 ms	1 ms
Nøyaktighet forsinkertid[1)]	0,01 %	0,01 %	0,02%
Lengde tennerledning	6 / 7 m	6 / 7,5 / 9 m	8 m

1) Forenklet beskrivelse. Definisjon varierer noe.

Generell brukerbeskrivelse

Alle systemene består av et tennapparat og tilhørende skanner/ logger/ programmeringsenhet. Videre omtalt som «dataenhet». Normalt benyttes én dataenhet på nedre del av salva og én dataenhet i øvre del av salva. Systemene har også, i varierende grad, utvidet funksjonalitet med sammenkobling av f.eks. flere tennapparater og initiering av flere salver. Dette er ikke vurdert av oss her. Tennapparater, dataenheter og skyteledning o.a. utstyr brukes også til andre systemer innen samme leverandør, f.eks som tennsystem over jord. De må da omprogrammeres.

De elektroniske spesifikasjonene og oppbyggingen av selve innmaten i tennerne varierer noe, men grovt sett så har alle tennerne har en digital komponent, mikrochip, som sikrer en kontrollert og nøyaktig avfyring. Vi oppfatter ingen praktisk forskjell rundt dette. Alle tennerne har et eget unikt ID-nummer.

Det er til dels ulik logikk for hvordan man etablerer tennplaner og angir tennernes forsinkertider. I tillegg bruker de ulike ord og uttrykk for å beskrive tilsvarende funksjonaliteter. En kort oppsummering er gitt under.

EDev™ II

I eDev™ II systemet definerer man en «nummertabell» som beskriver forsinkertidene som kan angis i salven. Nummertabellen utarbeides i henhold til en mal i en tekstfil, f.eks. Notepad. Nummertabellen består av «grupper» med en angitt forsinkertid «delay» mellom gruppene, og en intern forsinkertid «offset» innen hver gruppe. Første forsinkertid i en gruppe, vil alltid komme etter siste forsinkertid i en høyere definert gruppe i nummertabellen. Det er ingen praktisk begrensning i forsinkertid mellom grupper og intern offset i gruppene.

eDev™ II tennerne er like, i den forstand at de kan puttes i hvilket som helst hull i salven. Tennerne har dog en unik strekkode, som er festet med et klistermerke (tag) nært enden av tennerledningen. Etter lading benytter bergsprengeren skannerenheten til å skanne strekkoden, og angir hvilken gruppe tenneren skal tilhøre. Tenningsrekkefølgen avgjøres av hvilken gruppe som angis, og hvilken rekkefølge tennerne skannes i, internt i gruppen. Grupper og tennertider kan justeres og angis individuelt med skanneren på stuff, om det skulle være behov for dette. Tennere kan skannes og kobles på skyteledningen etter hvert som hullene lades, eller det kan gjøres etter at salven er ladet.

Skanneren kan benyttes til å sjekke lekkasje og man kontrollerer om alle tennere er tilkoblet før man forlater stuff. Listen med tennere, som ligger inne på skannerne overføres til tennapparatet via bluetooth. Når alt er klart for avfyring kobler man skyteledningen fra salva til tennapparatet, og starter avfyringsprosedyren.

Figur 2 Utstyr som tilhører eDev™ II Elektronisk Tennsystem.
eDev™ II har to ulike kvaliteter (STD og RX). RX (beste) kvalitet er anvendt på prosjektet.

E*STAR

E*STAR systemet har en annen logikk rundt nummertabell, men her må man benytte egen programvare fra leverandør for å sette opp og lage tennplaner. Med E*STAR deler man opp stuffen i «branches», eller kretser, for å ha tilstrekkelig kapasitet i loggeren. Uavhengig av disse kretsene har man «seksjoner», som er partier i salvene som har likt tennerintervall. Intern forsinkertid i seksjonene angis som «intervaller». Hver seksjon er satt med en fast oppstartstid, og man må sikre seg at forsinkertider fra lavere definerte seksjoner ikke ukontrollert overlapper neste seksjon. Oppstartstid for en seksjon kan endres på skanneren om et område f.eks innehar flere hull enn opprinnelig planlagt. Så lenge man kjenner systemet er det ingen praktisk begrensning i forsinkertider og antall tennere i salven.

Som for eDev™ II er tennerne for E*STAR like, og kan puttes i hvilket som helst hull som skal lades i salven. Etter lading av hvert enkelt hull, eller hele salven, skanner man og kobler på tennerne på skyteledningen. Internt i de ulike kretsene bestemmes forsinkertiden av rekkefølgen tennerne skannes. Med E*STAR systemet kan man velge tre ulike måter å registrere/skanne tennerne på; med en RFID, en fysisk tilkobling, eller med strekkodeskanning. Dette er bergsprengerens «smak og behag», og kan gi noen fordeler i ulike situasjoner på stuff. Uavhengig av metode så angir man tennernes forsinkertid i denne prosessen, og skanneren lagrer med dette tennerens informasjon.

Med skanneren kan man sjekke lekkasje i krets og status på tennere. Man overfører forsinkertidene fra skannerne til tennapparatet med kabel, og når alt er klart kjører man en avfyringsprosedyre.

*Figur 2 T.v. E*STAR Digital Logger. T.h. E*STAR tenner, stukket inn i Miniprimer, med lang gummikappe for slitasjemotstand under innføring med ladeslangen i borhullet.*

DaveyTronic Swift®

DT Swift® er i realiteten en elektronisk versjon av Nonel LP systemet, og er bygd opp med annerledes logikk enn de to andre systemene.

I DT Swift® systemet så er tennere ikke like fra fabrikk. Tennerne er angitt og merket med tall og fargekoder i 19 forskjellige «kategorier», og blir levert i separate esker merket med disse kategoriene. Kategoriene er i utgangspunktet blanke, og man må definere forsinkertidene i en «template», tennmal, for hver kategori i et eget dataprogram fra leverandøren. Kategoriene angis en oppstartstid «delay», samt en «offset» innen hver kategori. Som for E*STAR er oppstartstiden fast og man må passe på at man ikke ukontrollert overlapper en senere kategori. Ved intern offset innen en kategori, vet man ikke i hvilken rekkefølge disse tennerne vil detonere, i motsetning til de to andre systemene. I tillegg er det i dag satt en begrensning på maksimal offset 67 ms. Man kan ikke endre tider på stuff, uten å laste ned ny tennmal til programmeringsenheten. Man kan derimot ha inntil XX antall tennmaler lagret i enheten, for eksempel påskyting o.a.

Med DT Swift® må man passe på å putte riktige tennerkategori i riktig hull i salven. Man kobler tennerne på skytekabelen direkte uten skanning. Samme kategori tennere kan puttes i både nedre del av salven og oversalven, men man må sørge for å tilegne riktig tennmal til de riktige kretser i salven. De får da sine korrekte forsinkertider i henhold til planlagt tennplan. Se figur 4.

Med programmeringsenheten tester man lekkasje og at alle tennere er koblet til før man forlater stuff. Tennerlisten overføres til tennapparatet med RFID før man kan starte avfyringsprosessen.

Figur 4 DT Swift® tenner, med angivelse av fargekoder for de ulike kategoriene. Template A og B viser at samme kategori vil kunne få ulike forsinkertider innen samme salve.

PRAKTISKE OG TEKNISKE VURDERINGER

Tekniske egenskaper

Vi opplever at alle tre systemer innehar de tekniske egenskapene som er tilstrekkelig for å levere i henhold til ønsket sprengningsresultat og målsetting. Dette gjelder:

- Kommunikasjon, dokumentasjon og kontroll med opptenning av salven
- Nøyaktighet i forsinkertider, samtidig tenning og god kontur
- Etthullstenning og vibrasjonskontroll

Det er noe ulik smidighet og fleksibilitet rundt det første og siste punktet, men rent teknisk vil alle tre systemene, slik vi erfarer det, kunne oppnå samme sprengningstekniske resultater om man utnytter systemenes egenskaper.

Av de praktiske egenskapene som vi mener har betydning nevner vi:

- Normaltid og ressurser på stuff
- Produktkvalitet og strømlekkasje
- Brukervennlighet og fleksibilitet i tennsystemene
- Lagerlogistikk

De fleste av tunnelarbeiderne på prosjektet har erfaring med eDev™ II fra tidligere. Få, om noen, hadde erfaring med E*STAR eller DT Swift®. eDev™ II har vært på det norske markedet i mange år, og har generelt en høy produktkvalitet. På tross av dette mener vi at vi har gjort en objektiv vurdering av de tre ulike systemene.

Ladetid og ressurser på stuff

Tid på stuff er en viktig kostnadsfaktor i tunnelprosjekter, og spart tid kontra unødig tid kan være forskjell på lønnsom eller ulønnsom drift.

Vi opplever at elektroniske tennsystemer generelt sett er tregere enn konvensjonelle salver med ikke-elektriske tennsystem (Nonel LP), som har vært bransjestandard i mange år. Vi ser ofte at vi må bemanne med en ekstra mann på stuff under lading for å holde lade- og kobletiden nede.

Vår erfaring tilsier at potensialet med E*STAR, ved gode forhold på stuff, er lik som eDev^{TM}II når det gjelder tid og bemanning. For DT Swift® opplever vi et potensiale med spart tid, og at man med ytterligere erfaring og praktisk bruk kan nærme seg total ladetid for Nonel LP salver, med samme bemanning. Denne tiden sparer man ved å slippe å skanne hver enkelt tenner i salven, da DT Swift®-tennerne er forhåndsdefinerte med sine «kategorier». Selve nedlastning av avfyringsprosessen varierer mellom de tre systemene. Her bruker DT Swift® ett til to minutter lengre tid enn E*STAR og eDev^{TM} II, som er relativt like.

Figur 4 To av våre drivere kobler opp nedre salve før man forlater stuff.

Produktkvalitet og strømlekkasje

Vi opplever ingen forskjell i selve tennerkapselen og teknologien som styrer detonasjonen. Vårt hovedfokus har vært på brudd eller slitasje i tennerledning og koblingsblokkenes kvalitet. Her erfarer vi at eDev™ II RX er den beste. Dette gjelder både slitasjemotstand i ledning og robusthet på koblingsblokkene. På stuff, uten særlig vann, er det liten forskjell i systemene. Ved økende vanninntrengning skilles «klinten fra hveten». Her har eDev™ II et forsprang på både E*STAR og DT Swift®, hvor E*STAR har vist seg å være mest sårbart for vann og strømlekkasje.

Vi opplever store forskjeller under feilsøking etter brudd og strømlekkasjer, hvor E*STAR kommer dårligst ut. DT Swift® har fordelen ved at man kontinuerlig sjekker lekkasje under kobling og man kan erstatte en defekt tenner umiddelbart. Dette kan også gjøres med de andre systemene, men blir sjelden brukt da man aktivt bruker skanneren/ loggeren under påkobling og skanning for disse systemene. Dette slipper man å gjøre med DT Swift®, da enheten plasseres på en fast plass under denne operasjonen.

I enden av ladeslangen, der tennerledningen brettes over kanten på slangen, er det et sårbart punkt for slitasje og strømlekkasje i tennerledningen. eDev™ II RX har en mer slitesterk ledningstype enn E*STAR og DT Swift®. E*STAR har en lengre gummiforsterkning der den brettes over ladeslangen, se figur 2. DT Swift® har ikke denne forsterkningen. Dette har ikke vært noe problem på dette prosjektet, men vi vet at det vil kunne være en utfordring i annen type fjell.

I motsetning til eDev™ II RX som har to koblingsspor i blokka, har E*STAR og DT Swift® bare ett spor. Dette innebærer at man må ha ekstra skjøtestykker «connectors» for å koble sammen kretsene i salvene for E*STAR og DT Swift®.

Brukergrensesnitt og fleksibilitet av tennsystemene

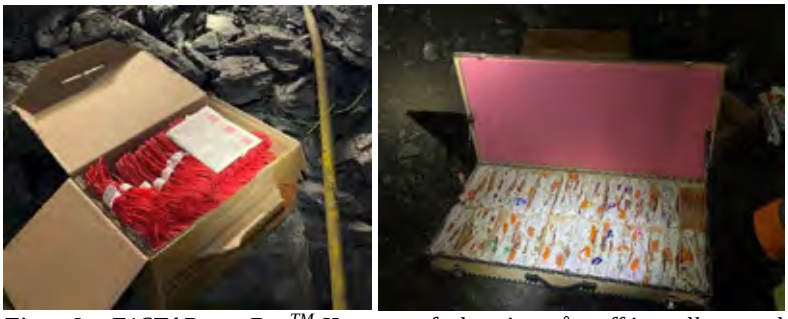
Vi har lang erfaring med eDev™ II og våre folk er vant til dette. Vi opplever likevel at E*STAR og DT Swift® har noe nyere programvare og brukergrensesnitt. Tennapparatene til E*STAR og DT Swift® har f.eks. «uendelig» lagringskapasitet med tanke på salverapporter og tennplaner, mens med eDev™ II må man laste ned fra tennapparatet til skanneren etter hver salve. Vi opplever at alle systemene har et potensiale til forbedring her, med tanke på dagens skjermløsninger og datateknologi.

Oppbygging av forsinkertider i nummertabeller, grupper og kategorier synes tilnærmet likt når man lærer seg systemene å kjenne. eDev™ II og E*STAR har i dag en fordel med at de kan endre tennplan og forsinkertider på stuff, og oppnår med dette en større fleksibilitet i enkelte situasjoner. Dette er noe vanskeligere å med DT Swift® og man må ha flere tennmaler liggende for ulike tverrsnitt og påskyt, brannskap o.l.

Med DT Swift® kan man også gå tom for kategorier på lager, men med godt tilrettelagte tennmaler kan man enkelt benytte andre kategorier, eventuelt lage nye tennmaler hvor man omprogrammerer kategoriene. Med DT Swift® kan man i bunn og grunn lage sitt eget digitale LP-system. Dette oppleves ikke som noe problem på normalprofil når man går på tilnærmet samme opptenning under driving.

Lagerlogistikk

Som nevnt tidligere er tennerne til eDev™ II og E*STAR systemene like. Dette innebærer at man har bare én type tennerbokser å forholde seg til. Med DT Swift® systemet har man 19 forskjellige esker, og behovet for mer plass og orden i sprengstoffcontainerne gjør seg gjeldende. Med DT Swift® må man sortere hvilke tennere-esker man tar med ut fra sprengstofflageret og inn på stuff. Her benytter vi stort sett tennerkasser som for ikke-elektriske LP-system og elektriske tennere over jord. Vi tenker at behovet for ekstra tid i sprengstoffcontaineren er mindre viktig enn spart tid på stuff.



*Figur 6 E*STAR og eDev™ II tennere fraktes inn på stuff i en eller to esker. DT Swift® tennerne bør sorteres i egne kasser før de fraktes til stuff..*

Oppsummering

I tabell 2 har vi gjort en forenklet oppstilling av tennsystemenes egenskaper. Vi har angitt egenskapene i en tredelt skala basert på måloppnåelse sammenlignet mellom tennsystemene og hva vi mener man kan forvente. Skalaen oppgis som Høy - ☺, Middels - 😐, Lav - ☹.

Tabell 2 Forenklet oppstilling av systemenes egenskaper per i dag.

Egenskaper	eDev™ II®	E*STAR	DT Swift®
Elektronikk i tenner	☺	☺	☺
Tennerhylse	☺	☺	☺
Lekkasje i ledninger og krets	☺	😐	☺
Lekkasjemotstand i koblingsblokk	☺	☹	😐
Ladetid og bemanning på stuff	😐	😐	☺
Fleksibilitet software	☺	😐	☹
Lagerhold	☺	☺	😐
Utstyr og hardware	😐	😐	😐

AVSLUTTENDE KOMMENTARER

Våre folk er vant til å bruke eDev™ II, og vi i Hæhre, sammen andre bedrifter og folk i tunnelbransjen i Norge, har vært med å utvikle et meget robust og brukervennlig produkt på stuff, sammen med Orica. Unødig tidsforbruk på stuff i forbindelse med feilsøking etter strømlekkasje og defekte tennere er noe vi må unngå. Her har eDev™ II per i dag et lite forsprang på E*STAR og DT Swift®.

Hæhre Entreprenør AS, som en stor og viktig aktør i tunnelbransjen, ønsker å bidra til utvikling av nye systemer, slik at man får en større konkurranse i markedet. Gjennom disse månedene med opplæring, av for oss to «nye» systemer, føler vi at vi også nå bidrar til dette. Det har vært stor velvilje og positivt engasjement fra våre tunnelarbeidere, der noen har hatt opplæring i alle tre systemene. Av praktiske årsaker har vi måtte velge. Vi har i dag valgt å fortsette med DT Swift® på to stuffer på Forbordfjelltunnelen, mens på Åstunnelen, der det er strenge rystelseskrav, med liten overdekning og korte avstander til bygninger og infrastruktur, har vi valgt eDev™ II, da vi kjenner dette systemet best. DT Swift® har vi i dag brukt i tre måneder, og ser fortsatt noen begrensninger i fleksibiliteten på stuff og nettopp ved rystelsesutfordringer.

Gjennom samtaler med vår leverandør – Forcit Norway AS – og produsenten av tennerne – Davey Bickford - opplever vi at våre tilbakemeldinger blir tatt seriøst og positivt med tanke på videre produktutvikling. Som følge av våre tilbakemeldinger er det allerede gjort tilpasninger og oppdateringer av systemet. I skrivende stund er det mulig å bestille inntil 25 kategorier, samt at forsinkertider innen en kategori utvides fra 67 ms til 200 ms i løpet av kort tid. I tillegg kommer en generell oppdatering av software med forenklinger og tilpasninger, som fremmer brukervennligheten.

Til slutt vil vi informere leseren, og samtidig rette en takk til Forcit, som har hjulpet oss med å utarbeide selve artikkelen. Likeså er det våre tanker og vurderinger som fremkommer i artikkelen.

KILDER

Hjemmeside Nye Veier, *www.nyeveier.no*

Hjemmeside Hæhre Entreprenør, *www.akh.no*

Hjemmeside Austin Norge AS, *www.austin.no*

Hjemmeside Orica Mining Services, *www.oricaminingservices.com*

Hjemmeside Enaex, Davey Bickford, *www.enaex.com*

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2022

Stein Bjøru, Veidekke og NFF
Arve Brekkhus, Byggeindustrien

FOTOKONKURRANSEN – KÅRING AV VINNER og STUDENTPRESENTASJON

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2022

E18 YTRE RINGVEI, KRISTIANSAND - INGENIØRGEOLOGISKE UTFORDRINGER, DIGITALE LØSNINGER

E18 Ytre ringvei, Kristiansand – Engineering geological challenges, digital solutions

Anders Bergum Lauvli, Ingeniørgeolog, Norconsult AS

SAMMENDRAG

E18 Ytre ringvei, Kristiansand, er planlagt som en nær 10 km lang veg rundt Kristiansand sentrum, hvorav 9 km vil gå i tunnel. Norconsult har utarbeidet detaljreguleringsplan for prosjektet. Inkludert i dette har det vært en silingsprosess med vurdering av en rekke tunnelalternativer.

Det er identifisert rekke ingeniørgeologiske problemstillinger tilknyttet denne tunnelen. Blant annet skal det drives tunnel under tettbebyggelse, en elv, gjennom flere større svakhetssoner med påvist svelleleire, samt områder med lav overdekning. Det har i denne sammenhengen blitt utført et omfattende program for grunnundersøkelser i form av totalsonderinger, kjerneboringer, borehullslogging i hammerhull og geofysikk.

Det har blitt utført digital feltkartlegging i forbindelse med prosjektet. All relevant ingeniørgeologisk kartlegging har dermed blitt koordinatfestet.

Resultater fra grunnundersøkelser og feltkartlegging representerer en stor mengde data. Dataene er sammenstilt i både 2D- (ArcGIS) og 3D-programvare (Leapfrog Works), og det er i tillegg benyttet programmering for å analysere dataene. Nye data har fortløpende blitt lagt inn, slik at det har vært mulig å raskt knytte eksisterende informasjon opp mot en vurdering av nye tunnelalternativer. 2D- og 3D-data er også delt med resten av prosjektet gjennom løsningen ISY Prosjekt.

SUMMARY

E18 Ytre ringvei, Kristiansand, is a nearly 10 km long highway around Kristiansand city center, of which 9 km is under ground. Norconsult has prepared a zoning plan for the project. This has included a process with evaluation of multiple tunnel alternatives.

The project includes numerous engineering geological challenges. The tunnel will be built under urban areas, a river, crossing multiple large weakness zones containing swelling clay, and under areas with low rock cover. Numerous forms of ground investigations have been conducted, including total soundings, geophysics, core drilling, and borehole geophysics.

Digital field mapping has been conducted in this project. This means that all relevant data from engineering geological field mapping has coordinate information attached.

Results from ground investigations and field mapping represents a large amount of data. The data has been compiled in both 2D- (ArcGIS) and 3D software (Leapfrog Works). In addition, programming has been used to analyze the data. New data have continuously been added to the models, making it fast and easy to utilize existing data in assessing new tunnel alternatives. 2D- and 3D-data have also been shared with the project through the solution ISY Project.

INNLEDNING

Norconsult har på vegne av Nye Veier utarbeidet detaljreguleringsplan for E18 Ytre ringvei i Kristiansand kommune. Strekningen er om lag 10 km og strekker seg fra Vige i øst til Grauthelleren i vest (figur 1). Hensikten med prosjektet er å sikre en mer effektiv og mindre sårbar transportkorridor, samt å avlaste dagens hovedveisystem gjennom Kristiansand sentrum. Ytre ringvei skal bygges som en 4-felts motorvei, med fartsgrense 110 km/t på mesteparten av strekningen. Veien vil i stor grad gå i tunnel. Veien kobles mot eksisterende E18 i Vige og mot E39 ved Grauthelleren.

Prosjektet byr på en rekke ingeniørgeologiske problemstillinger, slik som kryssing under elv, kryssing av flere større svakhetssoner, driving under tettbebygde områder og store tverrsnitt i forbindelse med veikryss i berg.

Innlegget er basert på ingeniørgeologisk fagrapport for prosjektet (*Norconsult, 2022*).

Figur 1: Oversiktskart over prosjektet.

GRUNNUNDERSØKELSER

Det er utført et omfattende grunnundersøkelsesprogram i forbindelse med prosjektet. Grunnundersøkelsene er utført i to faser, der den første fasen var tilknyttet valg av trasé, mens den andre fasen var tilknyttet valgt linje.

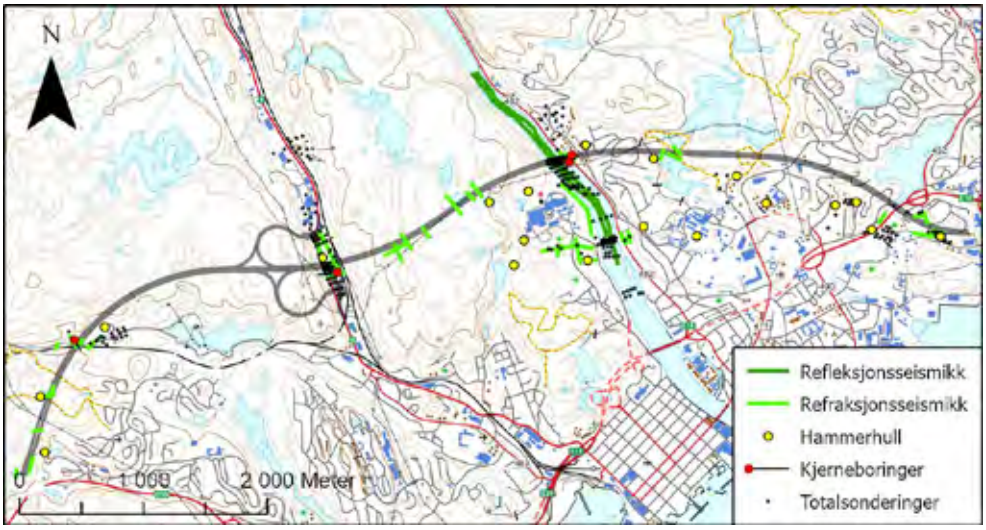
Følgende undersøkelser er utført i reguleringsplan:

- Ingeniørgeologisk feltkartlegging
- Geofysiske undersøkelser
  - Akustisk profilering/Refleksjonsseismikk
  - Refraksjonsseismikk (tradisjonell og tomografisk tolkning)
  - 2D resistivitetsmålinger (ERT)
- Totalsonderinger
- Kjerneboring

- Hammerhullsboring/borehullslogging
    - Vanntapsmåling
    - Optisk- og akustisk televiewer
    - Mekanisk caliper
    - Naturlig- og spektral gammastråling
    - Resistivitet i berg
    - Magnetisk susceptibilitet
    - Indusert polarisasjon
    - Temperatur og ledningsevne i vann
    - pH i vann
    - Impeller flowmeter (vannstrømning i borehull)

I tillegg er det utført ingeniørgeologisk feltkartlegging langs hele traseen, samt skredfarekartlegging i Dalane.

Et oversiktskart over utførte undersøkelser i forbindelse med reguleringsplan er vist i figur 2. I tillegg er det benyttet resultater fra en rekke tidligere utførte undersøkelser i arbeidet.

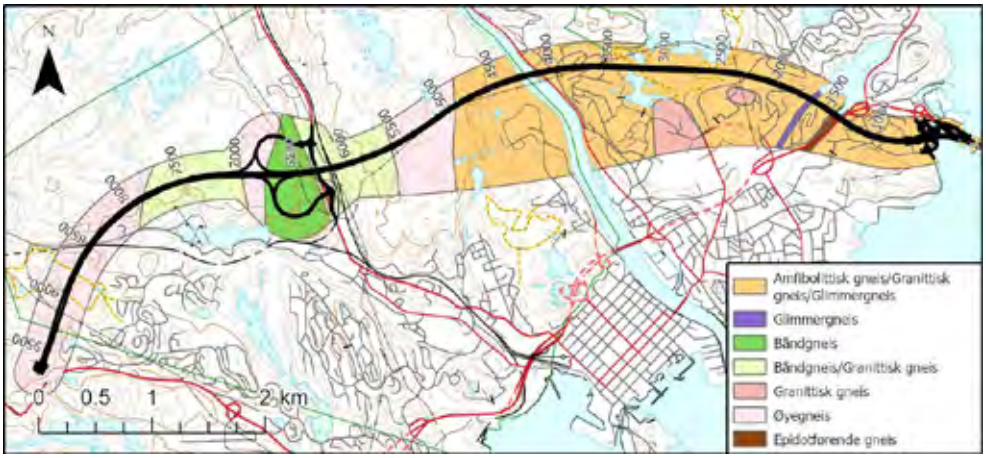


Figur 2: Oversiktskart over utførte grunnundersøkelser.

PROSJEKTETS GRUNNFORHOLD

Geologi

Prosjektet ligger innenfor grunnfjellsområdet i Sør-Norge. Dette domineres av prekambriske bergarter som granitt og gneis. I prosjektområdet veksler det typisk mellom bergarter som båndgneis, pegmatitt og granittisk/amfibolittisk gneis over korte avstander. Vekslingene er typisk på en skala som ikke er mulig å representere i detalj på et kart. Kartleggingen er derfor fokusert på å beskrive mengdeforholdet mellom ulike gneistyper, og ikke nødvendigvis skarpe overganger. Et geologisk kart over tunnelen er vist i figur 3.

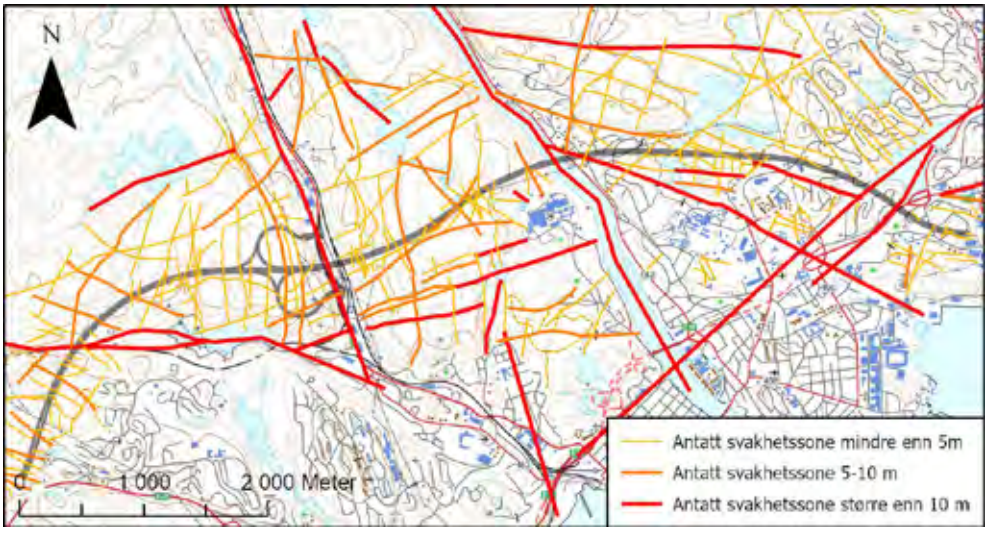


Figur 3: Geologisk kart basert på kartlegging langs traseen.

Svakhetssoner

Tunnelen er forventet å krysse nærmere 100 større eller mindre svakhetssoner. En oversikt over kartlagte soner er vist i figur 4. Sonene ble opprinnelig identifisert ved en kartstudie. Deretter er mange av sonene bekreftet ved feltkartlegging, geofysikk, kjerneboring og borehullslogging.

Det er tatt prøver av leire der det er kjerneboret gjennom svakhetssoner. Resultatene fra svelletester viser at enkelte av svakhetssonene inneholder svellende materiale, med meget høye verdier for fri svelling og svelletrykk.



Figur 4: Svakhetssoner.

INGENIØRGEOLOGISKE PROBLEMSTILLINGER

Tunnelen krysser en rekke områder med forskjellige ingeniørgeologiske problemstillinger. På grunn av stigningskrav i tunnelen, er det flere partier med lav overdekning. I tillegg krysser tunnelen flere større svakhetssoner, der det må forventes tiltak i form av forbolting, korte

salvelengder og sprøytebetongbuer. De følgende avsnittene beskriver partier langs traseen som krever spesielle hensyn.

En oversikt over tunneltraseen er vist i figur 5. Hovedløpene er på ca 8,9 km (for hvert løp). I tillegg er det et kryss i berg vest for Dalane, med to rampetunneler med lengder på ca. 700 og 800 m.

Figur 5: Oversikt over tunneltraseen med stedsnavn.

Bjørndalen
I Bjørndalen drives tunnelen gjennom en svakhetssone. I dette området er det pågående boligutbygging. Byggene er fundamentert på peler på setningsømfintlig grunn. For å unngå setningsproblematikk for disse boligene, som følge av innlekkasje i tunnel, ble traseen justert lenger mot nord.

Otra
Elva Otra følger en svakhetssone med strøk NNV-SSØ. Det er utført en omfattende kartlegging av bergoverflaten under elva med tanke på valg av trasé og dokumentasjon av bergoverdekning. Over tunnelløpene er det utført totalsonderinger med senteravstand ca. 10 m.

For å dokumentere bergmassekvalitet er det utført refraksjonsseismikk over begge tunnelløpene, samt kjerneboring i to hull på skrå under elva. Seismikken indikerer en lavhastighetssone med bredde 60-90 m, med registrerte seismiske hastigheter på 3500-3900 m/s. Kjerneboringen viser generelt dårlig bergmassekvalitet under Otra. Kartlagte Q-verdier varierer mellom 0,05 og 10. Det er tatt prøver av leirsoner med fri svelling fra 205-600 % (meget høyt) og 0,2-1,15 MPa svelletrykk (middels til meget høyt).

Løsmassetykkelsen i Otra er på opp mot 46 m. I tillegg er det lagt til grunn en minste bergoverdekning på 25 m. Lavbrekket i tunnelen under Otra ligger derfor på kote -85.

Eg
Ved Eg ligger Sørlandet Sykehus, Kristiansand. Et sykehus inneholder vibrasjonssensitivt utstyr (f.eks. utstyr benyttet til strålebehandling av kreftpasienter, maskiner for MR og CT etc.). I tillegg vil driften av sykehuset bli påvirket av tunnelsprengning (f.eks operasjoner,

diverse medisinske prosedyrer etc.). På bakgrunn av dette er tunneltraseen forsøkt lagt så langt nord for sykehuset som mulig gitt prosjektets forutsetninger og grensebetingelser. Basert på en modellering av vibrasjoner fra tunnelsprengning forventes det ikke at tunnelsprengning vil gi skader på sykehusbygningene, men at vibrasjonssensitivt arbeid bør stoppes under sprengning. Vibrasjonssensitivt utstyr vil være dimensjonerende for grenseverdier for rystelser.

Dalane
Dalane representerer en svakhetssone i retning NNV-SSØ. Kartlagt løsmassemektighet er på opp mot 30 m. For å tilfredsstille stigningskrav i tunnelen, har tunnelen ned mot 15 m bergoverdekning på det minste. Det er utført en stor mengde grunnundersøkelser for å dokumentere bergoverdekning og bergmassekvalitet, som totalsonderinger, refraksjonsseismikk, kjerneboring og hammerhull/borehullslogging. Seismisk hastighet er generelt på 4400-4900 m/s, noe som i utgangspunktet ikke indikerer svært dårlig bergmasse. Kjerneboringen bekrefter langt på vei dette, selv om det er påvist et leirparti med ca. 20 cm mektighet, 250 % fri svelling (meget høyt) og 0,47 MPa svelletrykk (høyt). Kartlagte Q-verdier i svakhetssonen varierer mellom 0,05 og 13.

Vest for Dalane er det planlagt et kryss i berg med planlagt tverrsnitt med opp mot 30 m bredde. Det blir separate tilførselstunneler for henholdsvis vestgående og østgående løp.

Kjerrane
Kjerrane representerer en svakhetssone med retning Ø-V. På grunn av stigningskrav i tunnelen, er minste bergoverdekning på ned mot 10 m. Det er utført grunnundersøkelser i form av refraksjonsseismikk og kjerneboring for å dokumentere bergoverdekning og bergmassekvalitet. Svakhetssonen er krysset av 4 seismikkprofiler som indikerer hastigheter på 2000-3000 m/s i sonen. Fra kjerneboring er det påvist at sonen har en mektighet på ca. 30 m, og det er tatt prøver som viser 180-220 % fri svelling (høyt til meget høyt) og 0,34 MPa svelletrykk (høyt). Kartlagte Q-verdier i svakhetssonen varierer mellom 0,004 og 7.

DIGITAL FELTKARTLEGGING OG ETTERARBEID I GIS

En ingeniørgeologisk kartlegging av nesten 10 km tunnel representerer en stor mengde data. For å holde oversikt over informasjon og posisjonering av lokaliteter, var det naturlig å benytte digitale verktøy i forbindelse med kartlegging. ArcGIS ble benyttet som løsning.

Ved bruk av ArcGIS for feltkartlegging, må det først klargjøres et feltkart ved hjelp av programvaren ArcGIS Pro. Her legges all nødvendig bakgrunnsinformasjon inn, som:

- Vegtrasé med profilnummer
- Tidligere utførte grunnundersøkelser
- Løsmasse- og berggrunnskart fra NGU
- Aktsomhetskart fra NVE
- Resultater fra skrivebordsstudier, f.eks. berg i dagen og svakhetssoner/lineamenter

I tillegg klargjøres det for innsamling av data i felt. I dette prosjektet har det blant annet blitt benyttet følgende kategorier for innsamling av data:

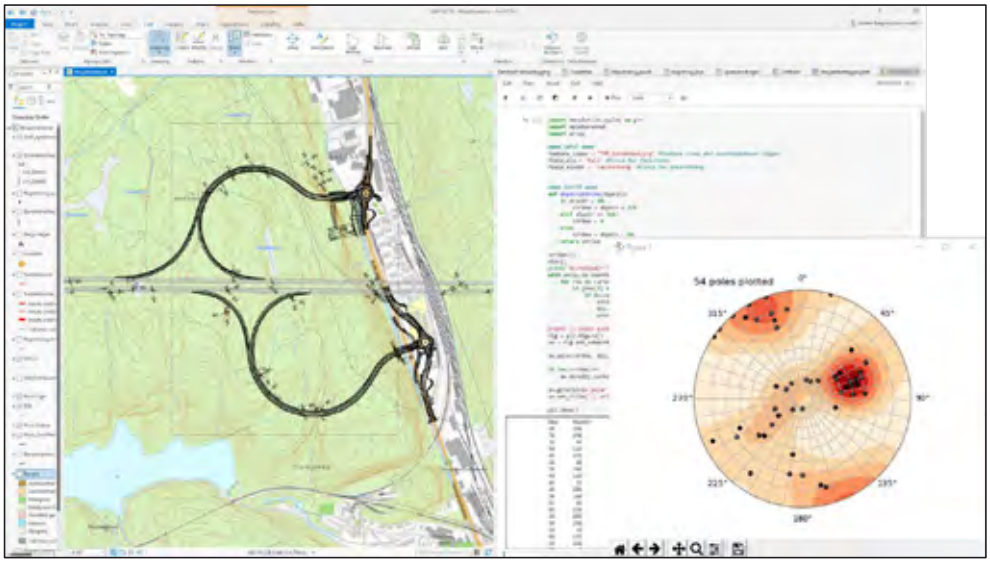
- Lokalitet (punkt): bergart, Q-parametere
- Sprekkemåling (punkt): fallretning, fall, sprekkemateriale, sprekkeavstand, utholdenhet
- Svakhetssone (linje): antatt mektighet

- Generelle registreringer (linje, punkt og areal)

For alle typer registreringer har det vært mulig å legge inn både bilder og generelle kommentarer. Selve kartleggingen ble i felt utført i appen ArcGIS Field Maps. Etterarbeid og analyser har blitt utført i ArcGIS Pro.

Eksempel: Analyse av sprekkedata
I løpet av den over 1000 millioner år lange geologiske utviklingen av området, er det naturlig å anta at de tektoniske bergspenningene som gir opphav til bruddstrukturene i bergmassen har variert i både størrelse og orientering. Dette har resultert i en kompleks strukturgeologi med mange ulike sprekkesett/bruddorienteringer med relativt ulik alder. Feltkartleggingen bekrefter dette. Det er samlet inn over 1000 sprekkemålinger i forbindelse med prosjektet, og kartleggingen viser at sprekkesettenes orientering kan variere i stor grad over korte avstander. Det er derfor nødvendig å kunne systematisere sprekkedata for mindre områder.

En koordinatfesting av alle sprekkemålinger gir en stor fleksibilitet i etterarbeidet. Dette har blitt utnyttet ved å lage et Python-script for å analysere sprekkedataene innenfor avgrensede områder. Et bilde av en slik analyse er vist i figur 6. For å utføre analysen, velges et område i kartet der det er utført sprekkemålinger. Scriptet gir deretter et stereoplot og en liste med fallretning/fall. Verdiene kan igjen kopieres videre for analyser i f.eks. Dips.

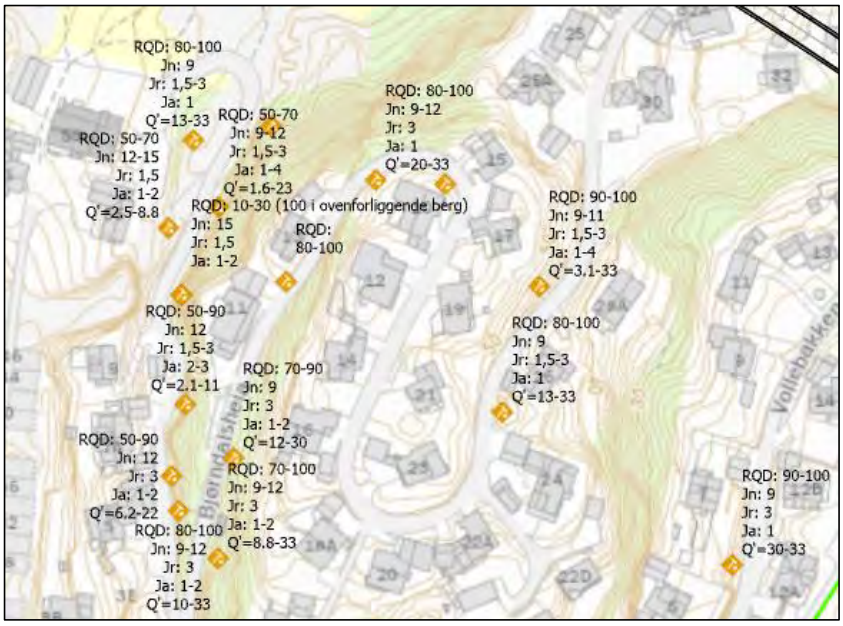


Figur 6: Skjermbilde av sprekkeanalyse i ArcGIS Pro. Til venstre vises et valgt område i kartet med sprekkemålinger. Til høyre vises et script med et resulterende stereoplot.

Dette scriptet er et eksempel på hvordan man kan utnytte store mengder data til å få en større forståelse av ingeniørgeologiske problemstillinger. Siden det tar kort tid å hente ut sprekkedata, kan man prøve seg fram ved å lage stereoplot for flere områder, for å studere hvor en eventuell endring i sprekkeorientering skjer. Man kan også raskt og enkelt kan hente ut sprekkedata til f.eks. sprekkeroser til tegninger og kinematiske analyser.

Eksempel: Analyse av bergmassekvalitet
Under feltkartlegging er det gjort en kartlegging av Q-parametere for de fleste lokaliteter. Dette har vært med på å danne grunnlaget for prognosen for bergmassekvalitet langs tunnelen. Ved å ha disse registreringene tilgjengelige i GIS, er det mulig å få en god, visuell oversikt over innsamlede data.

I figur 7 er det vist et skjermbilde over et område med flere registreringer. Ved å vise kartlagte Q-parametere ved siden av hver lokalitet, er det mulig å få et godt bilde på variasjonen i bergmassekvalitet. Basert på registrerte verdier, kan ArcGIS automatisk regne ut et intervall for Q-verdier for hver lokalitet, som igjen kan benyttes ved vurdering av bergmasseklasser. Dette er et eksempel på hvordan relativt enkel bruk av programmering kan gi et bedre overblikk over hva man har kartlagt i felt.



Figur 7: Analyse av bergmassekvalitet i ArcGIS Pro. Q-parametere og Q-verdier vises ved siden av hver lokalitet.

3D-MODELLERING
E18 Ytre ringvei er et modellbasert prosjekt. Dette betyr at det skal leveres modeller av både grunnundersøkelser, bergoverflate, geologi og svakhetssoner. 3D-modellene har i prosjektet blitt benyttet aktivt, helt fra innledende fase med valg av trasé til ferdig reguleringsplan. 3D-modellene har også dannet grunnlaget for utarbeidelse av ingeniørgeologiske tegninger.

Det er levert modeller om både faktaopplysninger og tolkninger. Følgende modeller er utarbeidet for ingeniørgeologi:

- Totalsonderinger
- Seismikkresultater
- Kjerneboringer
- Hammerhull
- Bergmodell

- Berggrunn
- Svakhetssoner

Innledningsvis ble det gjort en sammenstilling av alt tilgjengelig grunnlag i Leapfrog Works. Fra ArcGIS er det importert sprekkedata, bergartsgrenser, svakhetssoner og registreringer av berg i dagen. I tillegg er alle grunnundersøkelsene lagt inn. For kjerneboringer er RQD og vanntapsmålinger lagt inn, mens det for hammerhullene er lagt inn forskjellige parametere fra borehullslogging. I tillegg er ERT-profiler og seismisk tomografi georeferert inn i modellen. På denne måten har alt av tilgjengelig informasjon vært samlet i 3D-modellen.

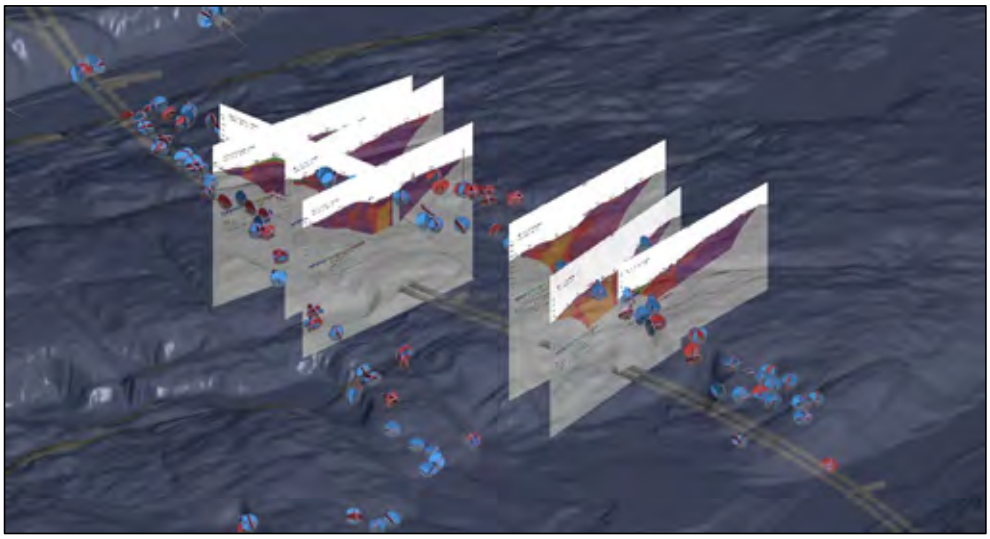
3D-modellering har blitt benyttet aktivt gjennom hele prosessen i forbindelse med ingeniørgeologiske vurderinger. Dette har gjort det mulig å kunne gjøre vurderinger av forhold på tunnelnivå uten f.eks. å måtte tegne opp egne lengde- og tverrsnitt for å se svakhetssoners fall mot dypet. Dette har spart mye tid i forbindelse med vurdering av svært mange alternative tunnellinjer. Når det har kommet forslag om nye alternativer, har det raskt vært mulig å vurdere bergoverdekning, geologi og svakhetssoner på tunnelnivå, samt se tunnelalternativet i sammenheng med eksisterende grunnundersøkelser. Modellene har også blitt oppdatert i takt med ny tilgang på informasjon fra grunnundersøkelser og feltarbeid.

Eksempel: Tolkning av svakhetssone ved Hellerstøvann i Leapfrog
Ved Hellerstøvann i Bymarka (figur 5) ble det fra skrivebordsstudier identifisert et større søkk i terrenget. Dette var forventet å representere en svakhetssone. På grunn av terrengets form, var det knyttet usikkerhet til sonens fall mot dypet. Da tunnelen går nær parallelt med denne sonen, var det viktig å forsøke å plassere tunnellinjen slik at den ikke ble påvirket av sonen over en lang strekning. Det ble derfor besluttet å utføre 2D resistivitetsmålinger (ERT) for å kartlegge sonens forløp mot dypet. Det ble også utført refraksjonsseismikk i de samme profilene.

ERT ble utført i totalt 7 profiler. For å korrelere data mellom de ulike profilene, ble de lagt inn og georeferert i Leapfrog. På denne måten var det mulig å få en god oversikt over sonens forløp mot dypet. Et skjermbilde av prosessen er vist i figur 8.

I tillegg til ERT-profiler, ble også sprekkemålinger benyttet i tolkning av sonens orientering. Da alle sprekkemålingene er koordinatfestet, kan de importeres direkte inn i modellen. Hver sprekkemåling representeres som en disk, som er orientert parallelt med sprekken (figur 8). En slik visualisering gjør det enklere å vurdere mulig orientering av svakhetssonen.

Et nyttig verktøy i Leapfrog i forbindelse med denne tolkningen er det såkalte «Moving Plane». Dette er et plan man kan legge inn i modellen, og enkelt flytte og rotere. Planets orientering kan justeres slik at det er tilpasset dataene man har samlet inn. Deretter kan man lese av fallretning og fall. Man kan også se hvordan mindre justeringer i orientering slår ut på tunnelnivå. Slike plan har også blitt benyttet til å vurdere hvordan forskjellige sprekkeplan kan påvirke stabiliteten i forskjæringer og påhuggsflater.



Figur 8: Skjermbilde av georefererte ERT-profiler i Leapfrog. Sprekkemålinger er også lagt inn som røde/blå disker.

TILGJENGELIGGJØRING AV 2D- OG 3D-DATA

En av de store fordelene med digitalisering, er at data enkelt kan tilgjengeliggjøres for flere. I dette prosjektet har løsningen ISY Prosjekt blitt benyttet for å dele data på tvers av fag og organisasjon. Dette gjør at nye modeller umiddelbart kan tilgjengeliggjøres for alle i prosjektet. 3D-modeller (BIM) og kart (GIS) er i ISY tilgjengelig via nettleseren. Dette er en stor fordel når man skal kommunisere ingeniørgeologiske problemstillinger med andre fag.

I 3D-modellen i ISY er alle modell-leveranser fra ingeniørgeologi lastet opp. I GIS-løsningen er svakhetssoner, totalsonderinger og geologisk kart lastet opp. I tillegg er kartet synkronisert mot databasen for feltkartlegging, slik at nye data automatisk blir tilgjengelig.

I tillegg til ISY, er det også benyttet mer fagspesifikke online-løsninger for utveksling av data på tvers av geofagene. I forbindelse med digital feltkartlegging og ArcGIS Pro, har løsningen ArcGIS Online blitt benyttet. Dette kan benyttes i nettleseren, og man er derfor ikke avhengig av å installere noen programvare. Løsningen oppdateres fortløpende med data innsamlet i felt. For deling av 3D-data mellom geofagene er løsningen Leapfrog Central benyttet. Også dette programmet er tilgjengelig i nettleseren, og all data som ligger inne i Leapfrog Works-modellen kan lastes opp.

OPPSUMMERING

Nye Veier og Norconsult har utarbeidet detaljreguleringsplan for E18 Ytre ringvei i Kristiansand. Prosjektet involverer blant annet en ca. 9 km lang tunnel. I forbindelse med prosjektet er det en rekke ingeniørgeologiske problemstillinger, blant annet kryssing under en elv, flere større svakhetssoner og tunneldriving under urbane områder.

Lange tunneler, som Ytre ringvei, vil nødvendigvis krysse gjennom områder med varierende bergmassekvalitet, overdekning og geologiske forhold. Det samles derfor inn en stor mengde data for å dokumentere disse forholdene. For å få en god oversikt over disse dataene, og for å utføre fornuftige tolkninger, er det viktig å kunne utnytte digitale verktøy.

I forbindelse med prosjektet er blant annet grunnundersøkelser, feltregistreringer og tunnelgeometri sammenstilt i ArcGIS og Leapfrog for å få en god oversikt over forholdene i både 2D og 3D. Ved å benytte digital feltkartlegging er alle feltregistreringer koordinatfestet, noe som i stor grad forenkler etterarbeidet, og gir mange muligheter i forbindelse med tolkning. Geologiske kart og -modeller er også delt med andre fag gjennom løsningen ISY prosjekt.

REFERANSER

Norconsult (2022): «NV42E18VK-GEO-RAP-0001 Ingeniørgeologisk fagrapport»

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2022

Teres Kettunen og Leif Tønnes
LNS AS

SKANNING UNDER TUNNELPRODUKSJON (knølkontroll og dokumentasjon til geologer)

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2022

Anders Sand-Larsson
Buildingpoint Scandinavnia

Erfaringer med bruk av skannerrobot»-hunden» SPOT i tunnel

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK

BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2022

DIGITALE MODELLVERKTØY FOR PROSJEKTERING I URBANE BYGGEGROPER

Digital tools for design modelling in open pit urban excavations

Elin K. Morgan, Kristine Sæthern og Torbjørn Overskott, Norconsult AS.

SAMMENDRAG

Berguttak og fundamentering for større nærings- og kontorbygg i tettbygde strøk vil i økende grad benytte trange og inneklemte tomter i tiden fremover. Det er få ubebygde tomter i norske bysenter og gjenbruk av tidligere tomter må forventes. Det samme gjelder bruk av tomter som tidligere har vært regulert til «friområde», «park» eller «grønn lunge». Felles for disse tomtene er at de er påvirket av grensebetingelser i og med at de er omringet av naboer i form av offentlige og private bygninger, konstruksjoner og teknisk infrastruktur, der tomteutviklingen må forventes å påvirke og bli påvirket av disse grensebetingelsene under bygging og i nybyggets brukstid.

Denne artikkelen tar for seg prosjektering og planlegging av berguttak for to naboprosjekter i Sandvika; «Nye Helgerudkvartalet» og «Jørgen Kanitzgate». Disse betegnes HRK og JKG videre i teksten. Prosjektene deler tomtegrense i en bergkolle, de er tidsmessig forskjøvet med ulike planfaser og det fysiske grensesnittet mellom prosjektene er komplisert. Bruk av digitale verktøy har vært avgjørende for at prosjektene har kunnet kommunisere og danne et entydig bilde av berguttak og sikring

Det ble bestemt i oppstartsfasen av skisseprosjektet for «Jørgen Kanitzgate» at grave- og sprengningsplanen bør være et resultat av digital modellering, slik at byggegropa kan inspiseres visuelt underveis i prosjekteringsarbeidet. Byggegropa for «Helgerudkvartalet» er ikke modellert digitalt, men benytter «Jørgen Kanitzgate» sin modell for prosjektering av berguttak i grensesnittet mellom dem og naboprosjektet.

SUMMARY

In the future, excavation of rock mass and foundation design for larger office or commerce buildings in densely populated areas must be expected to utilize plots of land that are boxed in between other buildings in cramped spaces. Unutilized land is scarce in urban Norway and reutilization of plots of land are common. The same applies to land that previously has been labeled “park” or “recreation area” in a zoning plan. These plots of land have in common being surrounded and limited by buildings, constructions, and technical infrastructure, where development of the plot must consider the limitations given by its surroundings.

This article is based on the experience gained from two specific projects in Sandvika (west of Oslo) known as “Helgerudkvartalet” and “Jørgen Kanitzgate”. These projects will be referred to as “HRK” and “JKG” respectively. They have a common property line in a rock cliff, the projects are not aligned timewise regarding design phases and excavation, and the physical interface between the projects is

complicated. Digital modelling has been a crucial tool used in both projects for visual communication and mutual understanding regarding rock excavation and rock support.

In the early stages of the JKG design work a decision was made to establish and use a digital model as a basis for the excavation plan. This was done to aid the understanding of complex geometries and dependencies and to ease virtual inspection along the way. The HRK excavation plan is not primarily 3D but utilizes the JKG-model when necessary.

GRENSEBETINGELSER OG PROSJEKTFORUTSETNINGER

I urbane byggeprosjekter er det mange grensesnitt. Når grensesnittene blir mange og kompliserte nok oppleves de som «kaosteori». Noen grensesnitt er stedlige og gjelder generelt i alle prosjekter, mens andre er spesifikke og gjelder kun her. Våre grensesnitt inkluderer

- Utbyggers ønsker og visjoner, plass og arealbehov
- Tilstøtende prosjekter, naboer og eksisterende bygg og konstruksjoner
- Grensesnitt i prosjektering (samtidig prosjektering), i kontrakt og i fremdrift
- Grunnforhold og stedlige utfordringer

I tillegg hensyntas og vektlegges krav fra myndigheter, nasjonalt regelverk og faglig «best practice», tilgjengelig plass (tomteareal og utnytting), samt brukere (eiere, fremtidige leietakere).

Utbyggers ønsker og visjoner

Utbygger har ofte sitt prosjektfokus på byggets funksjonalitet og utforming, og har i mindre grad tenkt på om tomten fundamenteringsmessig er egnet for deres visjon og kostnadsramme. Også her benyttes digitale modeller, fra arkitekt og byutviklere, for å bistå utbygger med å illustrere for politikere og beslutningstakere hvordan et fremtidig bygg vil kunne se ut på utvalgte tomt. Figur 1 gir en oversikt over eiendomsinformasjon for de to respektive byggene.

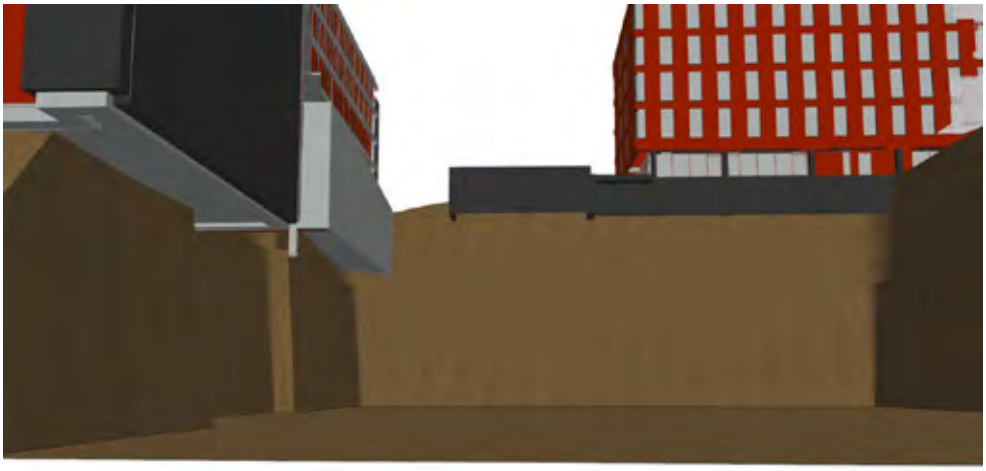
HRK	15 etg. + 3 U-etg.
Areal (BRA)	58.000 m^2
Parkering (bil + sykkel)	278 + 476 plasser

JKG	13 etg. + 3 U-etg.
Areal (BRA)	17.000 m^2
Parkering (bil + sykkel)	50 + 114 plasser

Figur 1. Eiendomsinformasjon for henholdsvis HRK og JKG-byggene.

Erfaringsmessig er ikke arkitektmodellen eller utbyggers visjon tilpasset et berg- eller løsmasseuttak med skjæringshelninger, graveskråninger og plassbehov for konstruksjonsarbeider i byggegrop. Ofte er bygget for stort og ikke tilpasset praktiske begrensninger knyttet til uttak og sikring av berg og løsmasser i tomten. Det er behov for å flytte prosjektet fra ønsketenkning til realisme rent geometrisk.

I figur 2 under er det illustrert en byggegrop generert med utgangspunkt i en arkitektmodell der arkitekten ikke har tatt høyde for graveskråninger, sikring av berg og løsmasser, uttaksmetoder og HMS-krav til sikkert arbeid i byggegrop. Det er ikke plass til en realistisk byggegrop, og skjæringsveggene undergraver samtlige nabobygg.



Figur 2. Grave- og sprengningsmodell generert fra arkitektens opprinnelige modell, der minimumsavstand til nabobygg og -konstruksjoner eller HMS sikkerhetsavstand ikke er hensyntatt.

Tilstøtende prosjekter, naboer og eksisterende bygg, konstruksjoner og infrastruktur

Grensesnitt kommer i mange former. Urbane tomter er trange grunnet eksisterende bygg, konstruksjoner og infrastruktur. Det foregår oftere enn ikke flere utbyggingsprosjekter samtidig, der andre prosjekter gir føringer og hindringer for ens eget prosjekt. Kommunen kan pålegge en privat utbygger å prosjektere og bygge noe de selv ønsker utført, slik som teknisk infrastruktur, gater, plasser, knutepunkter, parker og friluftsarealer.

For HRK og JKG-prosjektene har Bærum kommune en kulvertutbygging for teknisk infrastruktur under gateplan i Jørgen Kanitzgate, samt et eget byutviklingsprosjekt kalt «Offentlige gater og plasser».

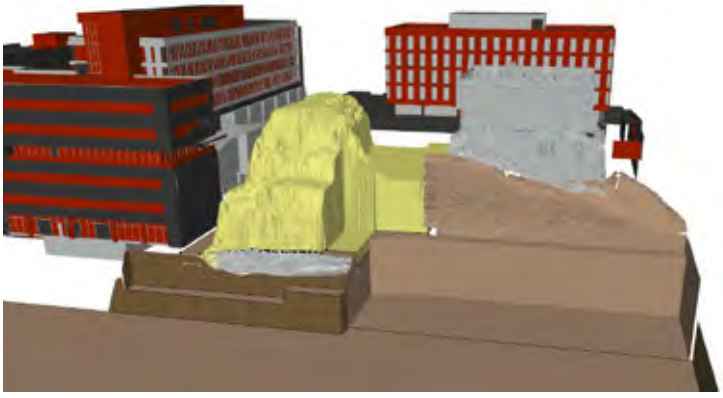
HRK-prosjektet består av en stor byggegrop i berg og løsmassedyprenne som rommer kjeller under Andenæs sine bygg, kjeller under Bærum kommune sin vei Jørgen Kanitzgate, en teknisk kulvert for Bærum kommune under veien Jørgen Kanitzgate, samt en utløst opsjon for byggegrop og kjellerkonstruksjon under Entra-prosjektets S2-3 bygg.

JKG-prosjektet består av byggegrop i berg og fylte masser som rommer Entra sitt S2-2-bygg, samt Entra sitt S2-3-bygg over kjellerkonstruksjon i Andenæs sin tomt. S2-2-tomten har ikke kjeller.

Dette medfører at HRK og JKG-prosjektene har overlappende berguttak for enkelte tomtearealer. Det betyr i tillegg at berguttaket for JKG-prosjektets S2-2 tomt skal utføres på høyere koter i terreng enn for HRK-prosjektet.

De fysiske grensesnittene er forsøkt illustrert i figurer 3 og 4 nedenfor.

Figur 3. Tilstøtende prosjekter, naboer, eksisterende bygg, konstruksjoner og infrastruktur. Overlappende/felles berguttak er vist med lilla omriss.



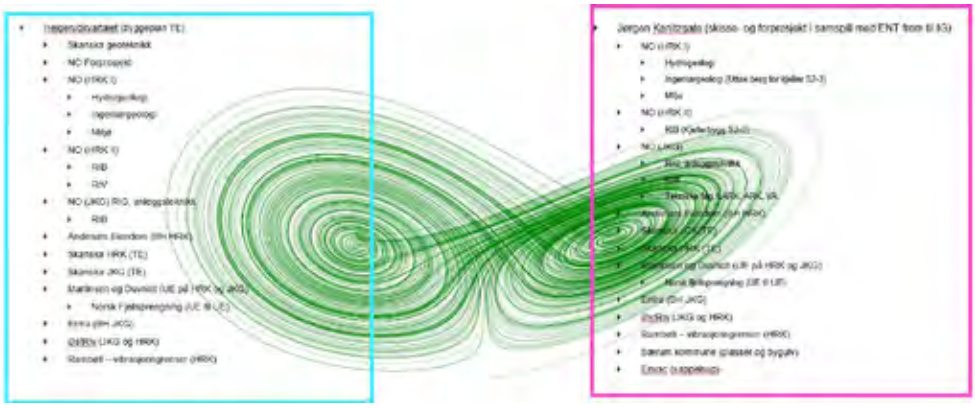
Figur 4. Berguttaket for S2-3 og delvis HRK er vist i brunt. Gult område viser gjenstående berguttak på JKG-tomten når HRK-prosjektet er ferdige med sitt berguttak.

Grensesnitt i prosjektering (samtidig prosjektering), i kontrakt og i byggefase

HRK er i byggefase. Prosjektet eies av Andenæs Eiendom, og bygges av Skanska AS i totalentreprise. Norconsult AS er Skanska sin rådgiver på RIB, ingeniørgeologi, hydrogeologi og miljø.

JKG er i skisse- og forprosjektfaser. Prosjektet eies av Entra Eiendom, og prosjekteres av Norconsult AS i samspillsentreprise med Skanska Drammen. Norconsult er i prinsipp totalleverandør av rådgivningstjenester til samspillet. JKG-prosjektet prosjekterer og bygger Tinghustrappa for Bærum kommune.

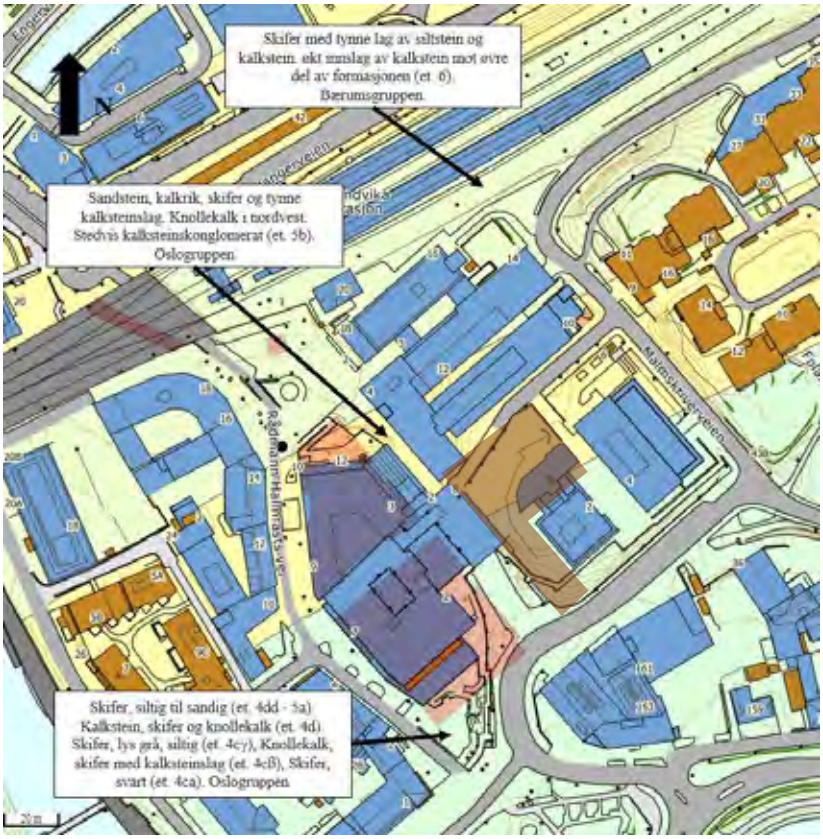
Andenæs eier JKG sin S2-3-tomt. Denne overføres til Entra når kjeller i S2-3-tomten er bygget av HRK-prosjektet. Entra bygger så videre på samme kjeller. Kulvert for teknisk infrastruktur bygges for Bærum kommune av Skanska AS i totalentreprise. Kulverten blir liggende under gateplan i Jørgen Kanitzgate langsetter gaten og langs grensesnittet mellom HRK og JKG. Figur 5 viser grensesnitt i prosjektering, faser og aktører mellom de to prosjektene.



Figur 5. Kaosteori. «Dynamiske systemer som er svært følsomme for startverdier». I blå ramme vises aktører involvert i prosjektering og bygging for HRK-prosjektet. Tilsvarende vises JKG-prosjektet i rosa ramme.

Grunnforhold og stedlige utfordringer

NGUs berggrunnsgeologiske kart (N50) er vist i figur 6. Ifølge kartet består den lokale berggrunnen av bergarter som skifer, kalkstein, knollekalk, samt sand- og siltstein fra etasje 4ca-5b i Oslogruppen. Mot nord finnes også bergarter fra Bærumsgruppen (Solvikformasjonen). I byggegropen for HRK og i tomten tilhørende JKG er det registrert skifer, kalkstein og sand- og siltstein. Bergartene opptrer som vekslende lag, hvor lagdelingen hovedsakelig faller ca. 60-70° mot nordvest.



Figur 6. NGUs berggrunnskart (N50) for prosjektområdet. Rød skravur viser omriss av kommende HRK-bygg. Brun skravur viser kommende JKG-bygg.

Bergmassen fremstår generelt som svært oppsprukket. I forbindelse med bygging av HRK er det registrert 5 sprekkesett i tillegg til tilfeldige sprekker. Under HRK-tomten krysser det en løsmassefylt dyprenne med orientering N-S, over dyprennen er det ved grunnundersøkelser påvist et tynt morenelag (< 1 m) med overliggende leire. Bergmassen nært dyprennen er stedvis avdekket og kan karakteriseres som svært dårlig.

For byggegropen for HRK og i tomten for JKG er det registrert grunnvannsstand på ca. kote 5,4. Byggegropen for HRK skal tas ut ned til ca. kote -1 og vil stå drenert i ca. 2 år. Byggegropen for JKG skal i hovedsak etableres over grunnvannsstand. Grunnvannstand/poretrykk skal bygge seg opp igjen etter anleggsperioden slik at det vil sannsynligvis ta ca. 3 år før poretrykket er tilbake til nivået før anleggsstart.

MODELLERING

Detaljering i prosjektering og løsningsvalg krever oppdatert og nøyaktig bergmodell som representerer faktiske forhold på tomten. HRK-prosjektet har ikke hatt egen 3D-modell for grave- og sprengningsplan, og har benyttet modellen utarbeidet i JKG-prosjektet for å kryssjekke og kontrollere grensesnitt mellom eget berguttak og planlagt berguttak for JKG, for å samkjøre fundamenteringsprinsipper i grensesnitt mellom byggene i S2-2 og S2-3-tomtene. Permanent bergsikring som installeres av HRK-prosjektet og som senere kommer i konflikt

med berguttaket for JKG er målt inn ved ansett og innerst i borehullet. Forboltraster og spunt langs Kunnskapssenteret er målt inn og lagt i modellen.

Det er benyttet Gemini Terreng som modelleringsverktøy for å modellere grave- og sprengningsplanen for JKG-prosjektet.

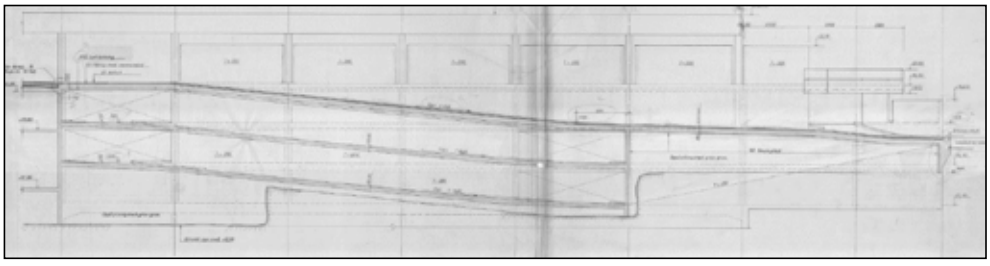
Følgende modelleringsprogrammer er benyttet:

> *Gemini Terreng.* Programmet er et norskutviklet modelleringsprogram for entreprenør- og konsulentbransjen. Programmets styrker er bearbeiding av IFC/DWG-modeller, innmålte data, terrengdata og vegmodeller fra Trimble. Programmet brukes til å modellere byggegroper, veger og tunneler.
>
> *Solibri.* Solibri er et enkelt innsynsverktøy for innlesing av IFC-modeller. I programmet kan man vise/skjule alle tverrfaglige modeller, og snitte sømløst i modell. Verktøyet brukes i møtesammenheng, til kollisjonskontroll og for å ta ut informasjon fra modell.
>
> *ISY Prosjekt.* ISY Prosjekt er et innsynsverktøy utviklet av Norconsult med mulighet for prosjektadministrering og fremdriftsplanlegging. Innsynsmodellen kan åpnes i nettleser, og alle med tilgang kan slå av og på lag, samt snurre i modell.

I modellen er det benyttet data fra arkitektmodell, RIB-modell, 2D-tegninger av nabokonstruksjoner fra kommunens Plan- og bygningsarkiv, innmålte fasader (geometrikontroll), utførte grunnundersøkelser, innmålte koordinater for kritiske konstruksjoner, bergsikring og forbolter som ved ett berguttak kommer i konflikt med etterfølgende berguttak, 3D-scan av bergmasse, og scan-to-BIM av enkelte konstruksjonsdeler som i dag ikke er synlige over terreng.

Eksisterende bygg i nærheten er først lagt inn i arkitektens fagmodell og så hentet inn i modell for grave- og sprengningsplan. Når prosjektet er i tidlig fase og under utvikling skjer mange endringer på kort tid. Arkitektens fagmodell er derfor bygd opp som klosser der kun yttervegger benyttes for å generere grave- og sprengningsmodell.

Nyere bygg, slik som Kunnskapssenteret, har as-built modell, men bare fra ombygning. Informasjon om fundamenter og nedgravet kjørerampe fra deler av sambygget bygg med adresse Malmskriverveien 10, kommer fra 2D-tegninger for Malmskriverveien 10, se figur 7.



Figur 7. Snitt fra arkiv for nedgravd kjørerampe knyttet til Malmskriverveien 10.

For Tinghusplassen og Malmskriverveien 6, det gamle Tinghuset og Malmskriverveien 4 er gamle 2D-tegninger i plan og lengdesnitt lagt til grunn. Det er varierende informasjon og koteangivelse i disse tegningene.

Skann av overflaten gir viktig informasjon om bergoverflaten, og brukes sammen med bilder fra befaring og innmåling av enkelte arealer eller strukturer ved behov. Dersom skan'en leveres i rådataformat eller som en punktsky er det behov for punktskyprosessering og tilpassing blant

annet ved å fjerne vegetasjon og annen støy fra dataene. Figur 8 viser et eksempel på punktskydata benyttet i modelleringen.

Figur 8. Punktskydata før bearbeiding.

Det må legges en terrengmodell til grunn. Det er innhentet GIS basisdata fra Norconsult sin egen database. Koordinatsystem, høydedata, bygninger og veier legges inn. Videre hentes data fra Høydedata.no og gjøres om til et 3Dterrengflate. Ortofoto er drapert over modellen ved hjelp av WMS-data. Trianguleres med en viss avstand for detaljering. Det mangler gode terrengdata for JKG sitt prosjektområde. I tidlig fase er modellen bygget opp ved å anta berg i dagen i enkelte punkter for å lage optimalisert byggegrop. I tillegg er det benyttet data fra feltkartlegging og utførte grunnundersøkelser. Disse er hentet inn i modellen fra Geosuite.

Grensebetingelser fra regelverk og anleggsteknisk gjennomføring legges inn manuelt. Fra NS3420 del F legges en sikkerhetsavstand mellom konstruksjon og skjæringsfot lik 1,5 m. Denne avstanden skal gi rom for redning og sikkert arbeid i byggegropa. Det er planlagt vertikale skjæringsvegger, og det etableres søm med tett hullavstand i pallhøyde 8-10 m. Avstand fra eksisterende bygg er satt til minimum 1,5 m.

Alle disse elementene sammenføyes og danner en bergmodell.

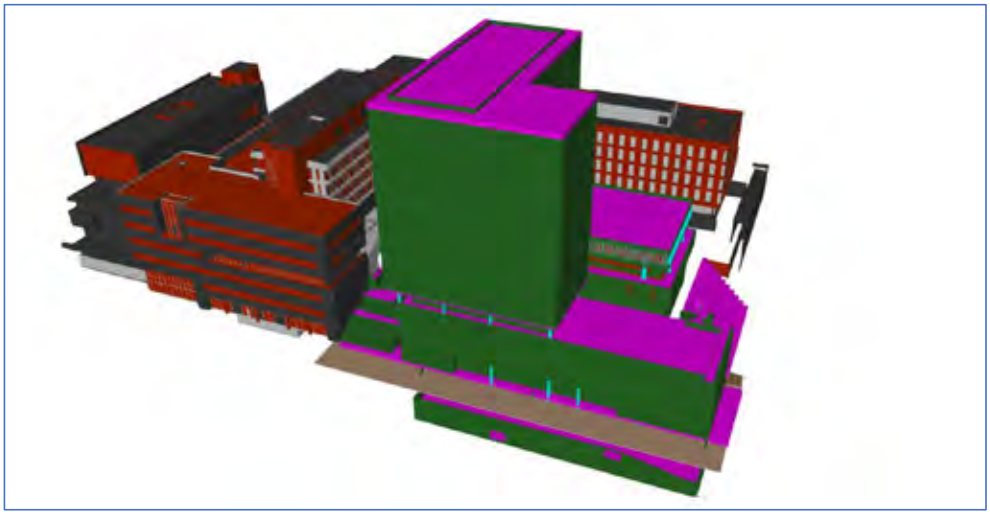
PRAKTISK BRUK AV MODELLEN

Den etablerte modellen i Gemini brukes til modellering av byggegrop og etablering av grave- og sprengningsplan, visualisering av bergoverflaten, planlegging av fundamenter for bygg og heissjakter, kollisjonskontroll med alle fag som trenger plass til rør og føringer under bunnplaten, til mengdeberegning og til planlegging av bergsikring. Sammen med RIB sin Solibri-modell og prosjektets innsynsverktøy ISY Prosjekt dannes muligheten for god modellbasert prosjektering, og helhetsforståelse av prosjektenes grensesnitt og utfordringer.

Visualisering av kommende byggegrop og fremtidige bygg, eksisterende konstruksjoner og infrastruktur

Hvorfor ønsker vi å visualisere? Det korte svaret er at uten modell blir prosjekteringen dårligere med hensyn til tverrfaglige løsninger og helhetsforståelse av tekniske utfordringer. Hvor stort bygg er det faktisk plass til? Arkitektmodell som grunnlag for modellering av byggegrop må tilpasses faktiske forhold. Figur 9 viser hvordan en slik modell kan se ut.

Fordelene med kunne «se» kollisjoner eller umodne løsninger, å samprosjektere flere fag eller to naboprosjekter og å kunne kommunisere hvert fag sine løsninger, veier opp for de få ulempene det er å modellere i 3D. Selve prosjekteringsarbeidet blir bedre ettersom felles avhengigheter mellom fag avdekkes fortløpende. En ulempe er at det tar litt mer tid innledningsvis å bygge opp en god modell, og det kan være behov for flere typer digitale data for å komplettere modellen. Selv om 3D-modellen er et verktøy med store fordeler, er det fortsatt behov for analoge data og 2-D tegninger. En tilleggsulempe med digitale modeller er at modellen ansees som «sannheten», og enkelte brukere mister oversikten over usikkerheter i modell, forenklinger som er gjort for å bygge modellen når det mangler data og usikkerheter i modellens grunnlagsdata.



Figur 9. Grønt og rosa bygg representerer JKG-prosjektets S2-2 og S2-3-bygg, samt Tinghustrappa.

Grensebetingelser og krav til plass for anleggsarbeider / HMS / berguttak er delvis sammenfallende og delvis ulikt.

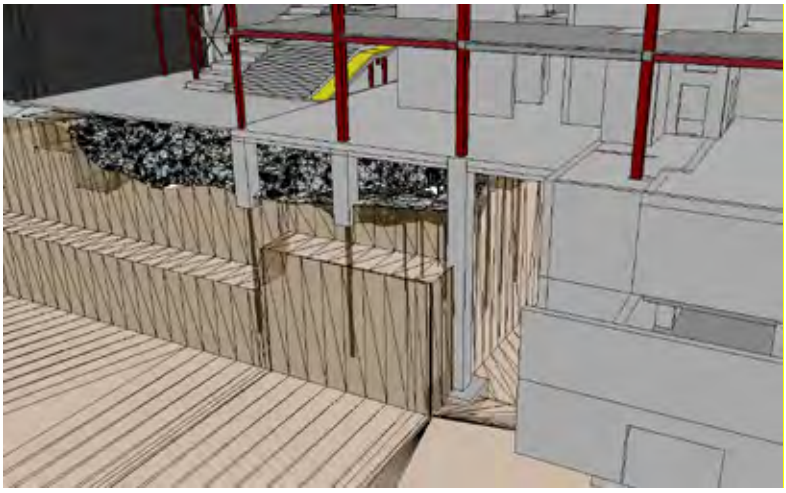
- NS3420 krav til sikkerhetsavstand mellom konstruksjon og nederste del av skjæring
- Geologiske forhold og kompliserte stabilitetsforhold
- To bygg vegg-i-vegg i kjellernivå
- Samme bergkolle, men to byggherrer
- Ulike prosjekterings-/byggefaser. Den enes arbeidssikring skal inngå i den andres permanentsikring.
- Den enes yttervegg blir den andres innervegg. Den enes kjeller er fundament for den andres bygg.

Det er mange iterasjoner der bygget legges til grunn for ny modell. Kollisjoner eller plassproblemer kommuniseres tilbake til arkitekt og RIB og de tekniske fagene som skal ha installasjoner i grunnen, som igjen danner grunnlag for omprosjektering bygningsmassen. Endringen legges inn igjen i modell.

Byggefase og prosjektering av bergsikring

HRK-prosjektet fundamenteres på ca. kote -1, S2-2-bygget og bygg over bakken i S2-3-tomten skal fundamenteres på ca. kote 8.3 med unntak for en heissjakt som skal koble S2-2-bygget med S2-3 P-kjeller i ca. kote -1. Fundamentlaster for S2-2 og S2-3 (over kote 8) er ikke ferdigprosjektert i det tidspunktet hvor skjæringer for HRK, S2-2 heissjakt og S2-3 (kjeller) sprenges ut og sikres. Det er besluttet å fundamentere S2-2-bygg og S2-3-bygg (over kote 8) på peler for å unngå lastbærende skjæringer fra kote 8 og ned til kote -1, se figur 10.

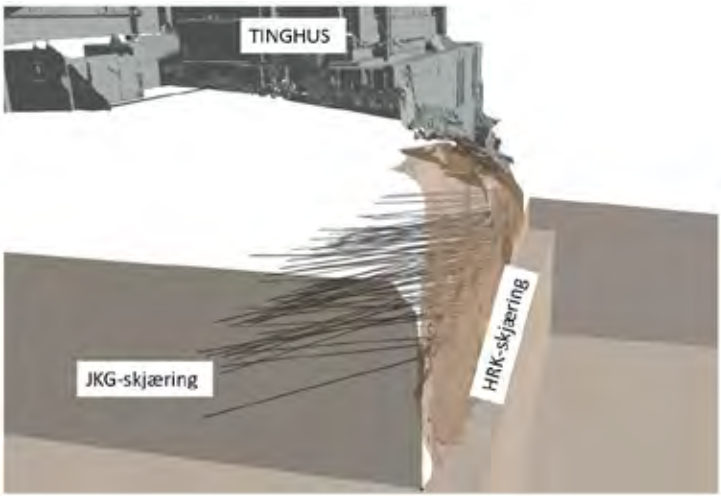
Berget fra kote 8 og ned til kote -1 skal allerede være sikret med bolter og evt. sprøytebetong på det tidspunkt hvor pelene skal bores. For å unngå konflikt mellom utført bergsikring fra kote 8 til -1 og borede peler skal antatt peleplassering merkes ut i bergskjæringen før sikringsarbeider for HRK/S2-3 utføres. Det må så forsøkes å tilpasse bergsikring slik at peler ikke må bores igjennom bergbolter i stål. Ansett for bolter skal måles inn og legges inn i modell slik at dette kan benyttes som kollisjonskontroll for JKG-prosjektet. Det kan også bli aktuelt å benytte glassfiberbolter som bergsikring i noen tilfeller.



Figur 10. Til høyre i bildet vises kjeller som bygges av HRK-prosjektet (S2-3 kjeller), der det etableres høye bergskjæringer som må sikres under eksisterende Tinghus. Til venstre i bildet vises planlagt JKG-bygg med tilhørende prinsipp for pelefundamentering.

Under bygging kan modellen også benyttes til prosjektering av bergsikring ved at man kan legge inn observerte og innmålte sprekkeplan og benytte dette i vurderinger av omfang og boltelengder. Dette er spesielt nyttig i forbindelse med bergsikring i byggegroper med komplisert geometri hvor et gjennomsettende sprekkeplan kan ha utgående i «flere sider» eller tilstøtende bergskjæringer med ulik orientering.

Under uttak av HRKtomten ble det underveis i berguttaket sør-vest for Tinghuset oppdaget et sleppeplan med utgående mot sør-vest. Det ble prosjektert en omfattende bergsikring med boltelengder opp mot 12 m med c/c 1 m. Boltene som er satt av HRK-prosjektet vil gi store konsekvenser for utførelse av sikring for JKG-prosjektet, ettersom JKG-prosjektet i etterkant skal sette bolter inn under tinghuset fra nord-vest mot sør-øst, se figur 11. Det ble besluttet å utføre avviksmåling i samtlige boltehull som er lagt inn i modell, for å forsøke å lette arbeidet med senere sikringsarbeider.



Figur 11. JKG-prosjektet må utføre bergsikring i en skjæring hvor det allerede er utført omfattende bergsikring fra HRK-prosjektet.

Det ble også under berguttak for S2-3 (kjeller) oppdaget et sleppeplan i den gjenstående bergkollen mellom Tinghuset og Kunnskapssenteret. Det ble vurdert et potensiale for utglidning av et større bergvolum ned i byggegropen for S2-3. Ettersom dette bergvolumet skal sprenges bort i forbindelse med etablering av S2-2-byggegrop ble det ansett som lite hensiktsmessig å forsøke å sikre dette bergvolumet med omfattende boltesikring og sprøytebetong. Det ble derfor besluttet å sprenge bort det ustabile partiet og etablere hyller som vil kunne fange opp mindre nedfall. Fjerning av dette volumet reduserer også laster på skjæring fra kote 8 til -1 og reduserer behovet for bergsikring. Geometri og grensebetingelser for dette berguttaket er komplisert og modell med innskannet bergoverflate og konstruksjoner er benyttet for å bestemme hyllebredder og pallhøyder.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2022

IFC TUNNEL – HVA STØTTER DEN NYE UTVIDELSEN AV IFC STANDARDEN?

IFC Tunnel – What is supported by this new extension of the IFC standard?

Skrevet av André Borrmann, Technical University of Munich, Munich, Germany
Revidert av Jan Erik Hoel, sivilingeniør, Trimble Solutions Sandvika AS

SAMMENDRAG

Denne fagartikkelen oppsummerer resultatene fra builingSMART International prosjektet IFC Tunnel. I dette prosjektet har vi spesifisert en utvidelse av det leverandørnøytrale utvekslingsformatet «Industry Foundation Classes (IFC). Artikkelen fremhever viktigheten av en veldefinert utviklingsprosess og involvering av internasjonale domeneeksperter. Den diskuterer i detalj den gjennomførte kravanalysen, samt resultatet av analysen for ulike tunneltyper og brukstilfeller. Artikkelen beskriver også den konseptuelle modellen som inkluderer alle foreslåtte utvidelser og modifikasjoner, samt alfaversjonen av EXPRESS-kodingen som vil utvikle seg til versjon 4.4 av IFC-standarden.

SUMMARY

The paper reports on the buildingSMART International project IFC-Tunnel that is developing an extension of the vendor-neutral data exchange standard Industry Foundation Classes (IFC). The paper highlights the importance of a well-defined development process and the involvement of international domain experts. It discusses in detail the requirements analysis conducted as well as its outcome in terms of the tunnel types and the use cases covered. It subsequently reports on the conceptual model that includes all proposed extensions and modifications, as well as the alpha version of the EXPRESS encoding which will evolve into version 4.4 of the IFC standard.

INTRODUCTION

The international standard Industry Foundation Classes (IFC) is a vendorneutral BIM data exchange standard providing a comprehensive data model that allows the detailed geometric and semantic description of buildings. It is in widespread use for data exchange across different BIM software products. It is developed by the international non-profit organization buildingSMART and has been adopted as ISO 16739. Up to version 4.0, the IFC standard was mainly focused on buildings. However, due to increasing international demand, a substantial extension of the standard to support infrastructure facilities has been carried out.

To this end, the so-called Infra Room, a subdivision of buildingSMART International (bSI) with its own steering committee, was founded in 2013. It developed a roadmap and started a number of projects to develop the necessary extensions. The first project was IfcAlignment which defined extensions for describing the alignment of linear infrastructure assets [15]. On

this basis, the IFC Infra Overall Architecture project was conducted in order to specify general principles to be followed by all Infrastructure extension projects. On top of that, the projects IFC-Bridge, IFC-Rail, IFC-Road and IFC-Tunnel have been initiated.

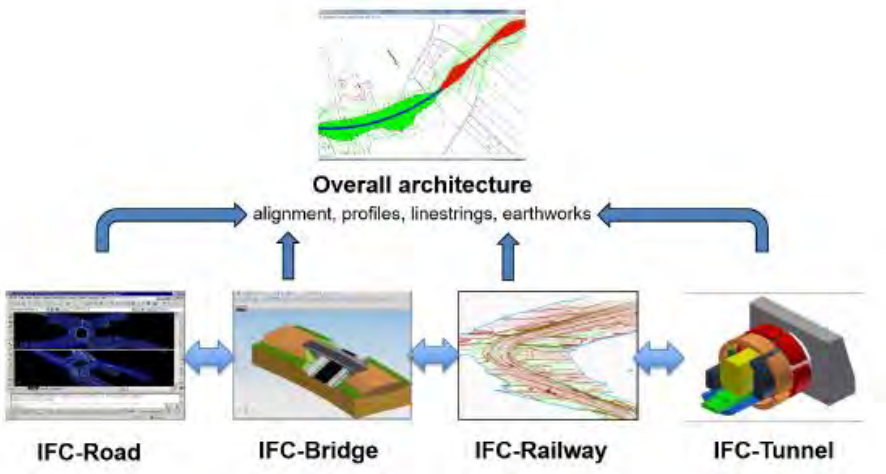


Figure 1. Overview on the IFC-Infra extensions.

In this paper, we report on the IFC-Tunnel project; its development process and the results.

THE IFC-TUNNEL EXTENSION PROJECT

In response to the urgent demand of international infrastructure stakeholders for extending IFC for tunnels, the standard development project was initiated by bSI Infrastructure Room. It started in January 2019 and will be completed by the end of 2022. Due to the short duration and the limited resources available, it was essential that the project focused on ”low hanging” fruits; i.e. selecting use cases to be supported that bring the most value to the future users of the standard.

The IFC-Tunnel extension project followed the formal project execution guidelines of bSI that came into effect in 2015 [10] specifying the organizational structure and the development process.

The organizational structure

For each IFC extension project, a project team has to be formed. It consists of a group of international experts, preferably a combination of domain experts and IFC specialists. In the case of the IFC-Tunnel project, the project team was composed of more than 40 members originating from different parts of the world, including France, Switzerland, Austria, Norway, Sweden, Italy, Germany and Japan.

To ensure a maximum efficiency, the project team was subdivided into the following working groups:

- Geology and Geotechnics
- Excavation and Lining
- Equipment and Systems
- IFC experts

The individual subteams met on a bi-weekly basis complemented by whole-team meetings in irregular intervals. The project lead reported to the Infra Room Project Steering Committee (IRPSC) on a monthly basis, which monitors project progress and funds across all bSI infrastructure projects.

Panel meetings with external domain experts were hold in 6-months intervals to discuss the use cases and verify the development results.

The development process
As demanded by bSI guidelines, the IFC-Tunnel project implements the following development phases:

1. Requirements Analysis
2. Taxonomy Analysis
3. Conceptual model development
4. IFC schema extension proposal (draft)
5. Validation / Deployme
6. IFC schema extension proposal (final)
7. Formal acceptance

The following section will report in detail on each of these phases.

REQUIREMENTS ANALYSIS

An important lesson learned from more than 25 years of developing the open data standard IFC [14] is that it is of utmost importance to first define the scope and use cases to be covered by any extension project. This becomes even more obvious when considering (1) the large extent of the existing data model (IFC 4.1 comprises 801 entities), (2) the limited time and resources available for the developing the extensions, and (3) the goal of lowering the effort for software implementation to enable a fast uptake of the standard.

The extensive requirements analysis performed by the project team resulted in the publication of the requirements analysis report [17], the content of which is summarized in the following subsections.

Tunnel types covered
Based on discussion with the expert panel and an analysis of the most widespread tunnel types constructed worldwide, the following construction methods were considered in the IFC-Tunnel project:

- Mechanized tunneling, using Tunnel Boring Machines (TBM)
- Drill-and-blast tunneling
- Cut-and-cover tunneling

Other construction methods, such jacked, immersed, and micro tunneling were investigated with lower priority.

From a usage point of view, the following tunnel types were decided to be in scope and having high priority:

- Road Tunnels
- Railway Tunnels
- Metro Tunnels
- Access Tunnels

With lower priority, the following usage types were investigated:

- Evacuation Tunnels
- Ventilation Tunnels
- Water Tunnels
- Pedestrian Tunnels
- Service Tunnels
- Underground facilities

Use cases covered

The project team performed an in-depth analysis of the use cases for a software vendor-independent tunnel data exchange format in order to identify those that are supposed to be supported by the extension, and those that are considered out-of-scope. The analysis included specifying the sending and the receiving application, rough descriptions of the required geometry representations and the semantic data as well as an assessment of the complexity of the realization of the required data structure. In addition, the priority of individual use case support was identified through intense consulting of the expert panel.

Based on a careful analysis of the benefits of the individual use cases and the complexity and effort involved with defining the necessary data structures, the project team decided to prioritize the following use cases for explicit consideration when designing the IFC-Tunnel extension:

- Initial state modelling
- Geologic factual data
- Geologic modelling
- Geotechnical modelling for design
- Geotechnical modelling for construction
- Exchange of alignment and major road/railway parameters
- Technical visualization
- Design coordination
- Design to design w. reference models
- Quantity Take-Off (general)
- Construction sequencing (4D modeling)
- Design to tender: Construction Model
- Design to tender: Geotechnical Model
- Design to construction
- Progress monitoring
- Geological documentation
- Quantity determination for billing / payment

- Handover to GIS
- Handover to AMS

Due to overly high complexity, the following use cases were decided to be out of scope of the fast-track project, but worth to be investigated in follow-up extension projects:

- Realistic visualization
- Safety visualization
- Structural and geomechanical analysis
- Air flow simulation
- Hydraulic simulation
- Standards compliance checking
- Prefabrication
- Scanning during construction
- Machine guidance and control
- Damages recording
- Settlement monitoring
- Design to Design (Full model logic)

Process Map

In compliance with the Information Delivery Manual (IDM) standard, the process map depicted in Figure 2 has been developed to clearly identify the exchange requirements and associate them with dedicated data exchange scenarios. Its purpose is to provide a general reference workflow, i.e. deviations in national or regional processes are possible.

As processes related to geological assessment and geotechnical engineering are particularly important for tunneling projects, these processes are depicted in detail in Figure 3.

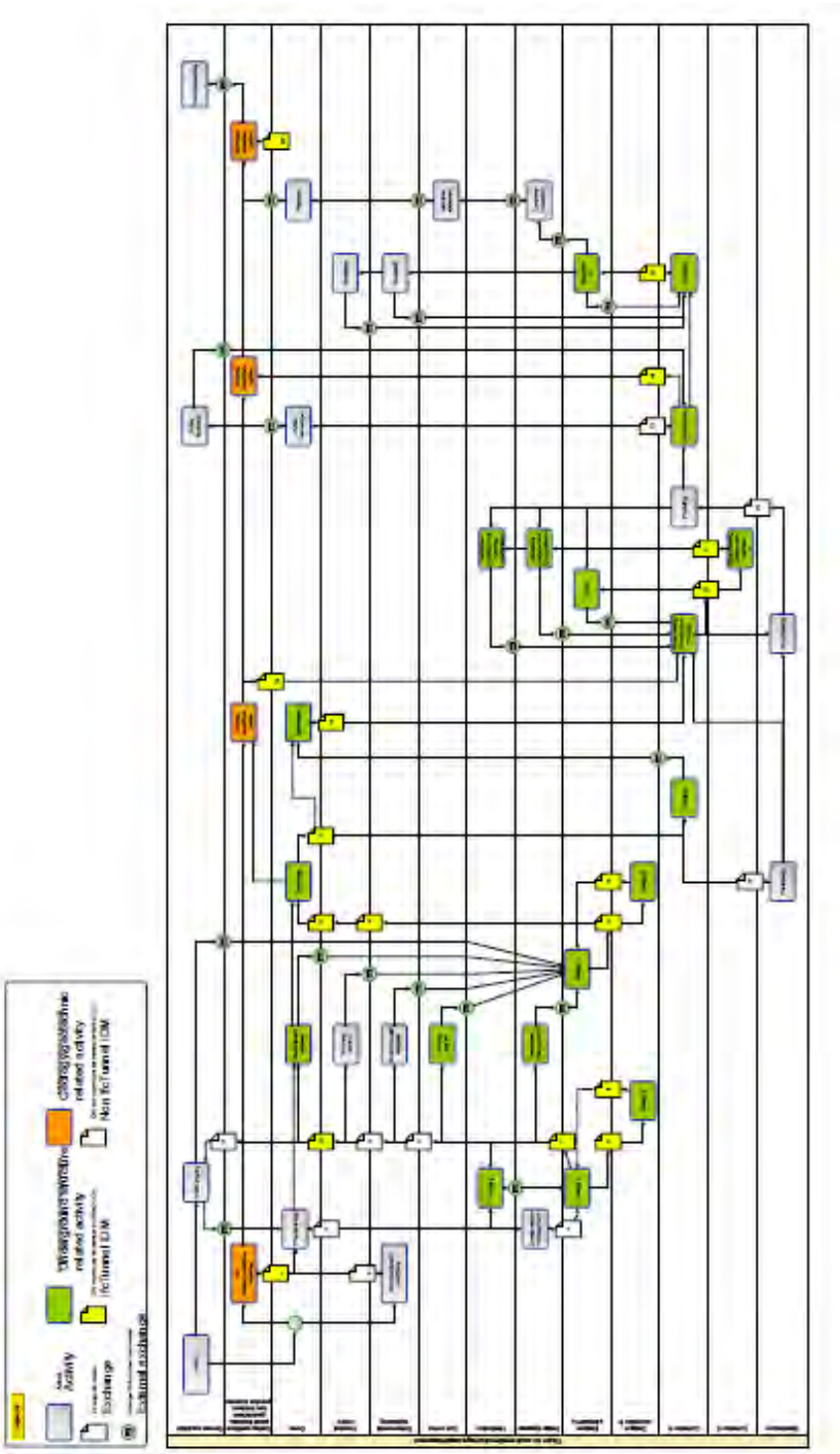


Figure 2. BPMN Process map developed by the IFC-Tunnel project, based on prior work

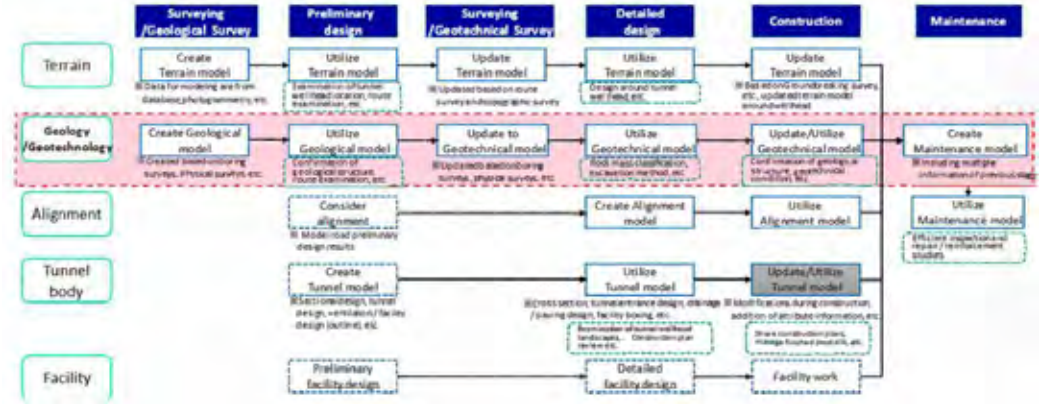


Figure 3. The process map depicting the geotechnics-related processes.

Georeferencing

The proper usage of geodetic coordinate reference systems (CRS) plays an extraordinarily important role for the design and construction of tunnels due to their potentially very long expansions. Geodetic CRS apply a transformation to project the earth surface approximated by an ellipsoid onto a flat map (map projection). In the case of the Universal Transversal Mercator (UTM) projection, a cylindrical surface is used as projection surface. The projection and the height reduction to an ellipsoid introduces distortions in lengths (see Figure 4). These distortions depend on the coordinate reference system applied and the location on the earth surface.

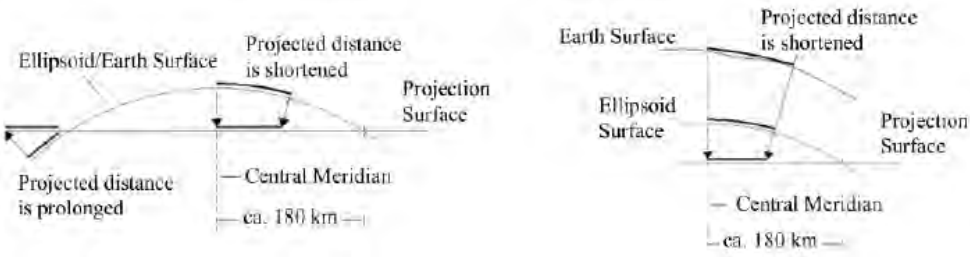


Figure 4. The projection and the height reduction to an ellipsoid

In consequence, tunnel models created in geodetic CRS are not 1:1 representations of the physical reality. This has to be taken into account for surveying, setting out, quantity take-off and any other kind of activity that translates model dimensions into the real world. Surveyors are experts in this field and can handle the required translations.

Data exchange standards, such as InfraGML, GeoSciML or CityGML, that are based on the Geographic Markup Language (GML) pay particular attention to the correct handling of geodetic reference systems by providing the necessary meta-data and by using exclusively coordinate values in the underlying geodetic CRS. This approach is also implemented by roadway and railway design systems.

BIM authoring systems for buildings are typically not able to handle geodetic CRS (large coordinates). For this reason, often a mere translation of the coordinate system is applied by defining a local coordinate system on a local point of origin. Typically, the geodetic coordinates are provided for this point of origin. However, if the local coordinate system is created by a mere translation (shifting in x and/or y direction by subtracting a fixed value from x and y coordinates), it remains a projected coordinate system with length distortions as described above. However, as now “small-value coordinates” are used, there is the severe risk that the tunnel model is erroneously interpreted as a distortion-free 1:1 model, potentially resulting in cost-intensive production or surveying errors on site.

Accordingly, for the proper use of the tunnel model represented by an IFC model, explicit information of the applied Coordinate Reference System is crucial. Very important is to allow the receiver of the model to unambiguously determine whether the model is distorted or not.

For short tunnels, also the use of a 1:1 modeling approach with an undistorted local coordinate system is possible. However, again this must be clearly specified in the IFC model. It is important to have in mind that for any data imported from GIS and other sources with geodetic CRS (e.g. digital terrain model), a re-projection must be applied to de-distort it.

For very large tunneling projects or for tunnels that cross national borders, project-specific CRS are applied that apply non-standard projections to minimize distortions between the projected CRS and the reality. A good example is the Brenner Base Tunnel that crosses the Austrian-Italian border and has its own CRS. This introduces the problem that for these project-specific CRS, no pre-defined EPSG codes exist.

The IFC Tunnel project analyzed the existing IFC4.3 standard that was submitted to ISO and identified a lack of this clarity of coordinate values in the IFC dataset. For this purpose, next to the IfcMapConversion entity which describes a conversion between local engineering coordinates from the IFC dataset to projected coordinates in the context of the IfcProjectedCRS as an EPSG code, three new entities were defined an proposed.

Alignment

The proper description of the alignment plays a major role for the digital representation of tunnels. A large number of use cases require the alignment to be represented as an explicit description as part of the IFC model to be exchanged. The alignment information is used for:

- Procedural geometry descriptions where a cross-section is swept / extruded along an axis
- A linear reference system to position objects along the alignment

Both aspects are equally important. They are not necessarily implemented on the basis of the same geometric curve.

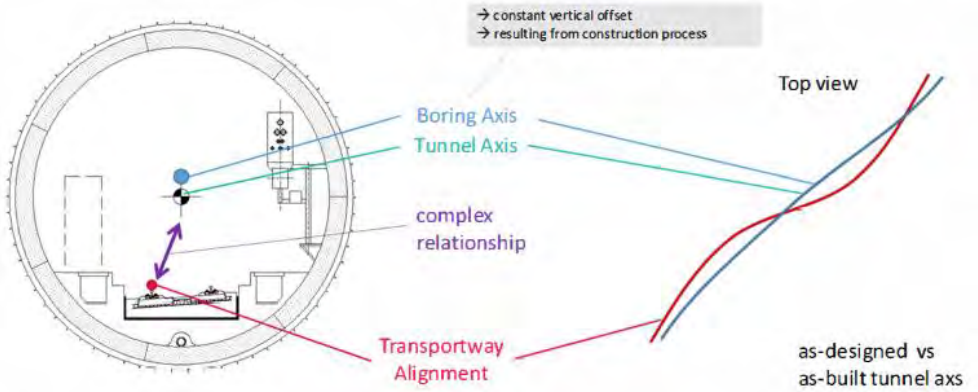


Figure 5. Differences between the boring axis, the tunnel axis and the transport alignment.

Especially for TBM tunnels, it is important to distinguish between the different axes and underlying alignment curves (see Figure 5):

1. The alignment of the roadway or railway encased by the tunne
2. The tunnel axis (“theoretical axis”)
3. The boring axis

The differences between (2) and (3) results from the fact that there is vertical displacement of the ring after it has been installed due to the gravitational forces. The tunnel accordingly must be bored in an axis that has a vertical offset from the resulting tunnel axis.

While there are dependencies between (1) and (2), they are usually too complex to be described by the IFC model in an explicit manner. For the in-scope use cases (see Section 3) it is also not necessary to express this dependency.

According to the analysis conducted, the capabilities of IFC to describe alignments as introduced with IFC 4.1 and refined with IFC 4.3 are deemed sufficient for representing the axes of tunnel models and implement the identified use cases.

Geometry
The IFC data model supports a wide range of geometry representations. They can be broadly divided into:

Explicit representations that describe the geometry of volume objects by their surface

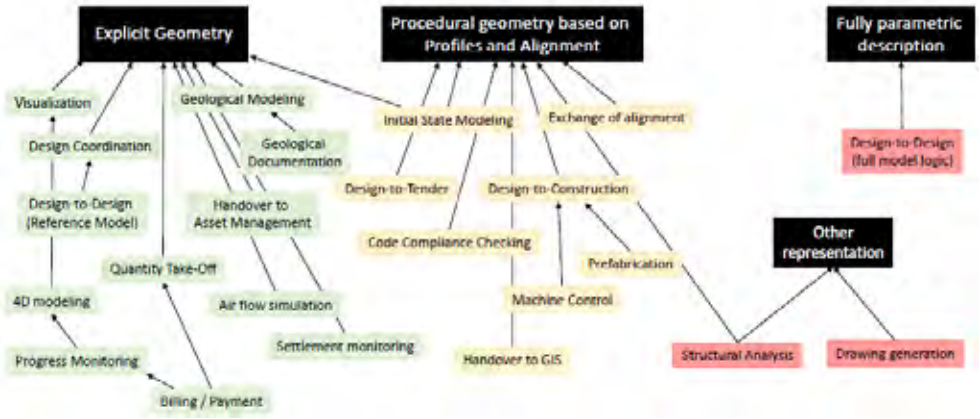


Figure 6. Dependence of the use cases on specific geometry representations.

Implicit representations (also called procedural descriptions) that describe the construction history, i.e. the operations applied to create the geometry.

Both representations have their advantages and disadvantages and are suitable for different use cases. This is discussed in more detail in the following subsections.

The analysis revealed that the in-scope use cases require both, explicit BRep geometry as well as procedures geometry based on sweeps using profiles and alignment (Figure 6).

Explicit Geometry Explicit geometry representations describe the resulting geometry, but not the construction process. As such, they are well applicable for use cases that do not require the geometry to be modified after receiving it as an IFC model. By contrast, for design-to-design use cases where the (user of) the receiving application is supposed to change the model, explicit representations are of limited use.

The IFC standard provides multiple options for describing explicit geometry:

- Triangle-based geometry (IfcTriangulatedFaceSet): a very common and widespread representation based only on triangles.
- BRep geometry (IfcFacetedBRep): A representation that allows the proper description of non-triangular faces and the topology relations between faces, edges and vertices. All faces are planar and all edges are straight lines.
- NURBS geometry (IfcAdvancedBRep): A representation that allows the description of solid objects with curved surfaces and curved edges on the basis of the mathematical description of Non-uniform rational B-Splines (NURBS).

Due to the construction methods applied, tunnel models typically have a high number of curved surfaces. This makes the application of NURBS geometry a natural choice. However, this representation is currently only to very low degree implemented by software vendors. Nevertheless, it is desirable for use cases with high accuracy demands and should be demanded from software vendors in the future.

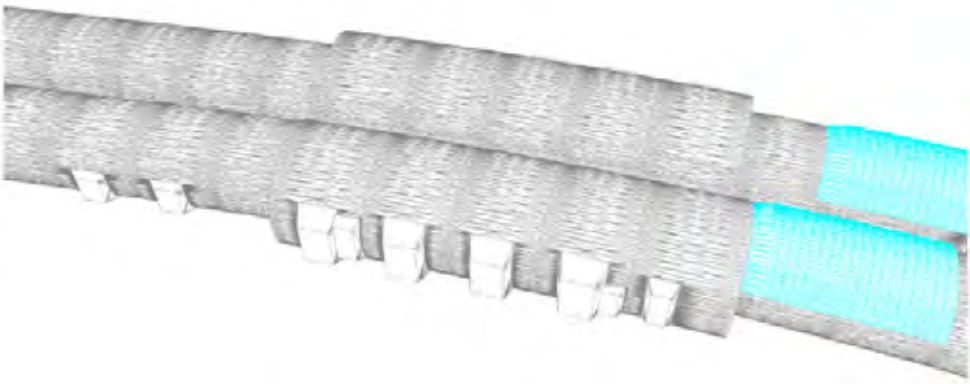


Figure 7. A tunnel model with geometry described by IfcTriangulatedFaceSet with a large number of triangles

Accordingly, in most cases an approximation using triangle-based geometry will be applied (Figure 7). It must be noted however, that due to this approximation, there are deviations between the real geometry and the one represented by the model. The size of the deviations depends on the refinement of the triangular mesh. At the same time, it must be noted that models with a large number of triangles are heavy in terms of file and storage size.

TBM tunnels are composed of a large number of repetitive (identical) elements, such as the ring segments. The geometry of these elements should be represented only once, and subsequently instantiated, placed and rotated by means of the IfcObjectType mechanism.

Procedural geometry Many of the high-priority use cases demand the usage of sweeps for representing the geometry of the tunnel, its elements and interior spaces. It was agreed by the project team that the usage of triangulated face sets is not appropriate for many use cases, due to the loss in accuracy and the excessive increase in data size.

Both, TBM tunnels as well as conventional tunnels can very well be described by procedural approaches based on the concept of sweeping a profile (crosssection) along an axis, as this reflects the typical construction methods. Many use cases accordingly depend on this notion and require the explicit description of the cross-section(s).

The use of procedural geometry is a requirement of any exchange scenarios that require the modification of the tunnel geometry at the receiving side. In comparison with a triangulated geometry description, a higher accuracy can be achieved by procedural descriptions while at the same time significantly lowering the data footprint (file size). However, the risk of diverging interpretations at the sending and the receiving application is higher, potentially resulting in erroneous geometry.

An important aspect to be considered is the fact that the profiles of conventional tunnels may change along the axis. Accordingly, the transition between the profiles must be clearly and unambiguously described by the IFC model, such that it is interpreted in the same way at both the sending and the receiving side.

For the procedural description of tunnel models, the following aspects have to be considered:

- The definition of the sweeping behavior
- The description of the cross-section(s)
- The description of the sweeping axis
- The description of interpolation between profiles
- The description of spaces voiding the extrusion body

The entity IfcSectionedSolidHorizontal plays an important role. It has been introduced with IFC 4.1 as a result of the development activities in the IFCAlignment and the IFC Infra Overall Architecture projects [15][6]. The entity allows to perform sweeps along an alignment where the cross-section's y-vector is kept pointing in the global z direction, in contrast to the conventional Ifc-SweptAreaSolid where the cross-section is kept perpendicular to the sweeping path at any time. IfcSectionedSolidHorizontal has been introduced for correctly modeling elements of infrastructure facilities (roadway layers, bridge decks) and will be applied in this sense in the IFC-Tunnel extensions.

In practice, both IfcSweptAreaSolid and IfcSectionedSolidHorizontal are needed to define alignment-based geometry, depending on the construction method. TBM tunnels in most cases have a sweep geometry where the profile is perpendicular to the sweeping path, mainly due to the fact that prefabricated ring segments are used. Cut-and-cover tunnels on the other hand, are more likely to make use of IfcSectionedSolidHorizontal geometry as often they require cast-in-place processes which normally are oriented along the gravity axis (global z).

A particular requirement lies in the fact tunnels often have varying crosssections along their axis. For a correct exchange of the sweep geometry, an unambiguous description of the interpolation between the profiles is necessary. To this end, guiding curves are used (Figure 8).

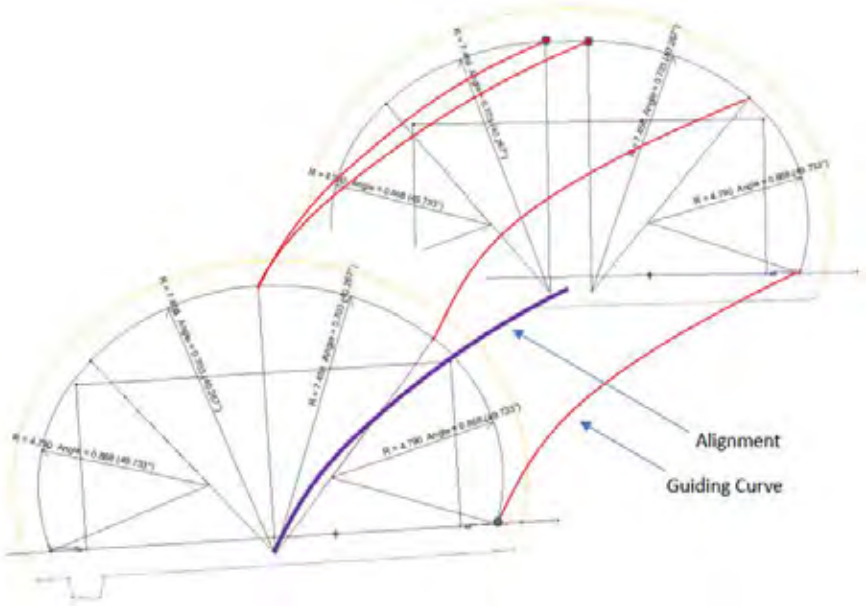


Figure 8. A tunnel represented by a sweep with varying cross-sections. A particular challenge

Voxel grids and octrees for representing geological data. There are specific use cases in the context of geological modelling [20] that require the use of voxel representations to allow for a fine-grained description of varying soil/rock properties with high spatial resolution (Figure 9). Currently, such a geometry representation is not yet available in IFC. It should be considered to extend the IFC schema accordingly.

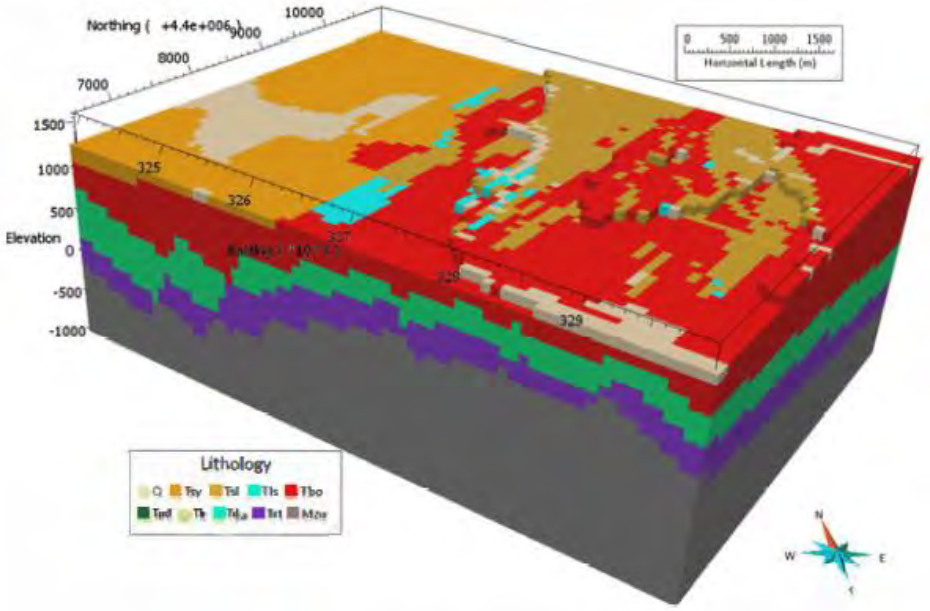


Figure. 9. Voxel representation of a geological model (Source: Witter et al. 2016 [20])

Geology and geotechnics

The geological and geotechnical modeling of the underground plays an important role throughout all phases of a tunnel project and is relevant for several decisions and design solutions.

Several kinds of risks are associated with geological conditions and uncertainties in predictions of the ground conditions (interpreted models), which have a significant impact on the costs of tunnel projects.

Furthermore, in tunneling the ground material can be seen as a part of the building. For these reasons, the geological and geotechnical information must be described and represented in a standardized way, paying attention to the compatibility with IFC and existing standards of the geology and geotechnics disciplines. As IFC has developed to a widely applied industry standard and the integration of ground models into BIM design environments is requested frequently (not only, but especially in tunneling), such models should be covered by IFC.

This creates challenges for developing the IFC-Tunnel extension as the underground is not a man-made artefact, but a natural one and thus exhibits a rather complex structure, in terms of

geometry and of spatially diverging properties. In general, there are no “standard-materials”, but only artificial classifications superimposed to an inhomogeneous ground material.

Such classifications can be based on geological categories like e.g. age, stratigraphy and structural-tectonic position or lithology (“Geological model”) or mechanical material properties and aspects relevant for design and construction (“geotechnical design models”).

These classifications depend on the purpose and requirements in a (construction) project. Precise knowledge on the underground is only given by observation points (documentation, factual data). The modeling between these observation points represents the assumptions for design and provides the base for several applications:

- Structural analysis (focus on mechanical properties)
- Definition of construction and excavation methods
- Material management etc.

This implies that commonly, different classification systems are used in parallel in tunneling projects, and the ground can be described in by different overlapping interpreted models.

Further, an interpretational model related to the planned facility (tunnel excavation / portal cut slopes) is used to summarize the expected conditions with key properties that describe the above aspects.

The nature of interpretational models for predictions involves vagueness and uncertainty. The developed schema includes several measures to describe and quantify this uncertainty, such as:

- Multiple model scenarios related to a probabilistic analysis
- Definition of value ranges for e.g. mechanical parameters
- Visualization of the modeller’s confidence by e.g. color coding
- An overlapping voxel model that describes the distribution of uncertainty of confidence in the model

The uncertainty is reduced throughout the project time with ongoing investigation and documentation of encountered conditions. Especially during project execution, comparison of encountered conditions to the prediction is one of the most important application for ground models. A well-defined ”baseline model” that describes the expected conditions with e.g. value ranges regarding mechanical properties and distribution of materials enables a very efficient model-based evaluation of observations during construction. This provides the base for clear risk allocation in contracts and reduces the potential for disputes on unexpected ground conditions.

An as-built model of the encountered ground conditions, enriched with all the documentation collected during execution, can be provided after completion of excavation and ground improvement works. Such a standardized model can be stored in a structured way, and filtered content can be integrated in existing BIM environments for maintenance.

TAXONOMY ANALYSIS

After completing the requirements analysis phase, the tunnel taxonomy was compiled and analyzed in a comprehensive manner. The goal was to identify concepts specific to tunnel construction and to identify commonly used English terms for them. To this end, the following sources were analyzed:

- International Tunneling and Underground Space Association
- ISO and IEC standards on tunneling
- GeoSciML standard by OGC
- French MiND project documentation
- German DAUB guidelines on Tunnel BIM models
- and many others

In addition, the published results from various research projects were taken into account [21] [22] [5] [4] [8] [1] [7] [12] [19] [18] [2] [13] [9] [16] [11].

The information from the sources was subsequently merged and harmonized, first by using spreadsheets developed among the project team (see Figure 10), later by mapping them into a UML conceptual model.

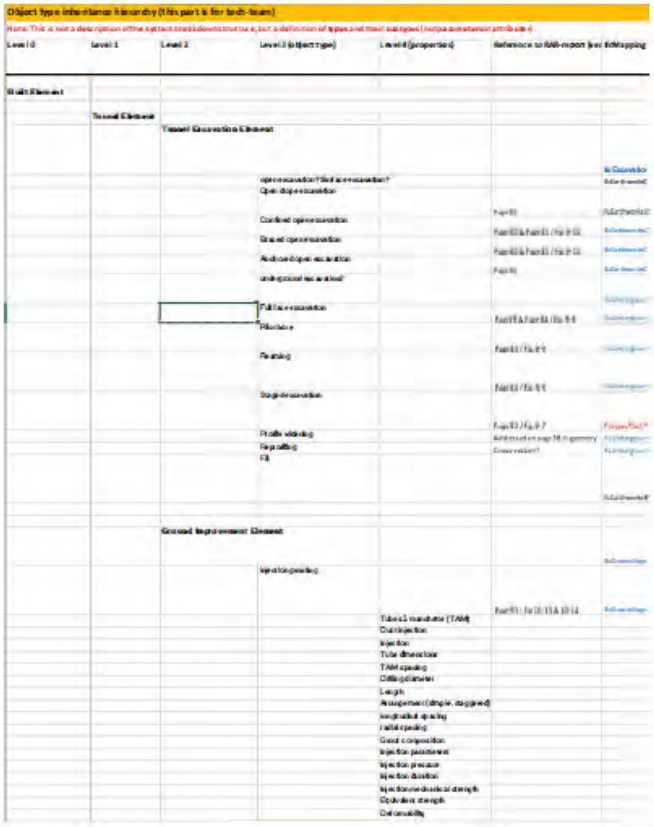


Figure 10. A typical spreadsheet used by the project team for capturing and harmonizing the taxonomy of tunnel elements.

CONCEPTUAL MODEL DEVELOPMENT

In the next step, the conceptual model was developed. The conceptual model describes the IFC extensions mostly by using UML diagrams in combination with documentation text. As opposed to the approach taken by OGC, the bSI conceptual model takes the particularities of the existing IFC data model into account and describes, for example, new sub-classes as refinements to existing IFC classes. It also defines pre-defined types, attributes and properties where appropriate.

The IFC-Tunnel project strictly followed the extension guidelines hat have been defined by the Infra Overall Architecture Project [6]. Among other restrictions, it demands to keep the number of new entities to a minimum and instead make a maximum use of existing classes. A good example is the wall of a cut-andcover tunnel. It is not necessary to define a new class for it, instead the existing IfcWall can be used. However, it may be appropriate to extend the enumeration of the predefined types of an entity. Where necessary, the documentation was modified to include tunnel concepts.

Thanks to the principle described above, the resulting conceptual model only adds a minimum amount of new entities. At the same time however, a large number of new predefined types for a variety of entities were introduced. In the following UML diagrams the new PredefinedTypes have a cyan background color.

Spatial element extensions

In the IFC model, spatial structure elements are applied to capture the spatial hierarchy of a project. A significant extension allowing to cover not only buildings, but also infrastructure facilities was performed in Version 4.3 introducing the new entities IfcFacility and IfcFacilityPart, both as subtypes of IfcSpatial-StructureElement.

The main new spatial entity introduced here is IfcTunnel, defined as subtype of IfcFacility. The PredefinedTypes defined for IfcTunnel are:

- ACCESSTUNNEL
- SHAFT
- UTILITIES
- RAILWAY
- ROAD
- PEDESTRIAN
- METRO
- BICYCLE
- BYPASS
- MAINTENANCE
- UNDERGROUND FACILITIES
- RAMP

The existing IfcFacilityPart was extended by a new suclass IfcTunnelPart with the following predefined types:

- TUNNELSECTION
- CROSSWAY
- RINGSECTION
- PORTAL

Figures 11 and 12 illustrate these extensions by means of UML diagrams.

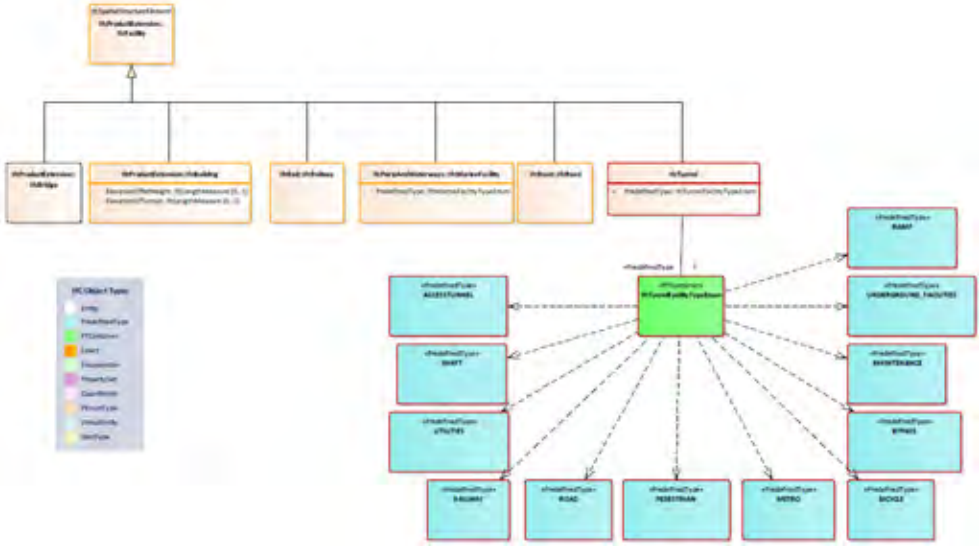


Figure 11. Extension of the IFC model by the new class IfcTunnel depicted along with its predefined types (in cyan).

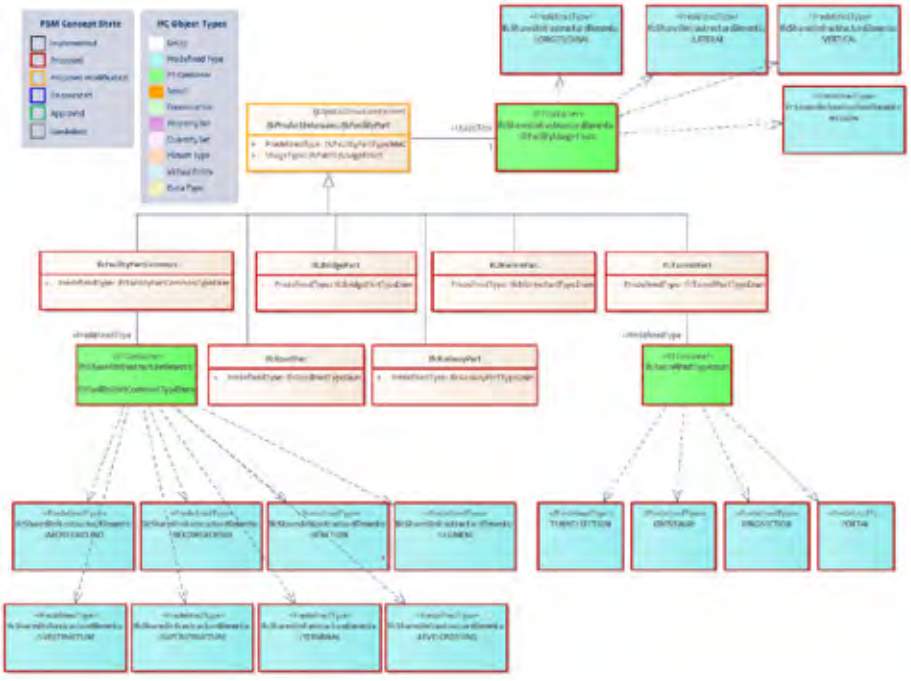


Figure 12. Extension of the existing IfcFacilityPart by the new IfcTunnelPartTypeEnum depicted with its predefined types (in cyan).

Spatial zone extensions
Spatial zones play an important role in tunneling as they are often used as placeholders or reservations spaces. In contrast to IfcSpatialElement and its subclasses, instance of IfcSpatialZone do not have to be hierarchical and can be overlapping.

The existing IfcSpatialZone was hence extended by new PredefinedTypes which are depicted in Figure 13 with a red-colored outline.

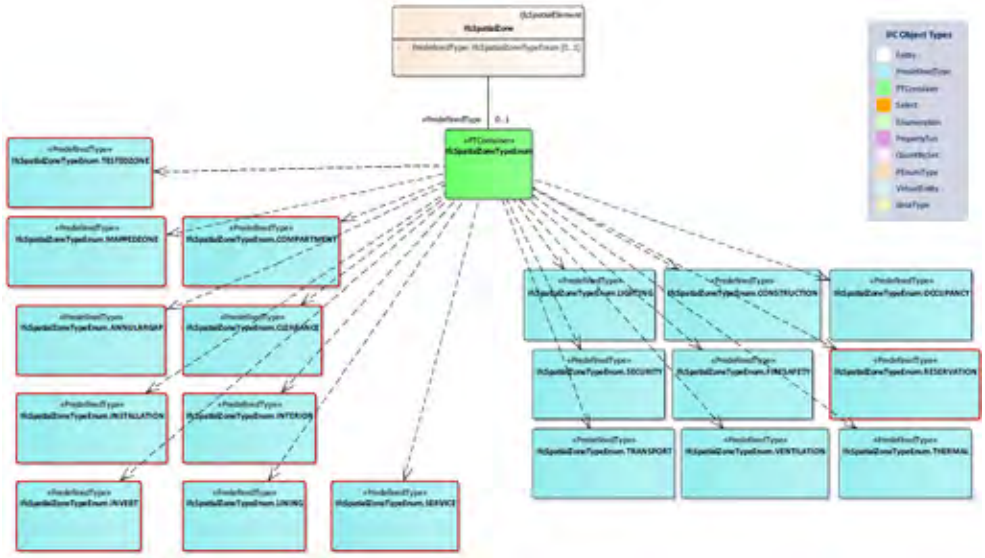


Figure 13. Extension of the existing IfcSpatialZone by the new predefined types shown with a red box.

Systems extensions
New predefined types were defined for the existing entity IfcBuiltSystem in order to support a suitable representation of systems in tunnels:

- TUNNEL PRESUPPORT
- TUNNEL SUPPORT
- TUNNEL LINING
- FIREPROTECTION
- WATERPROOFING

For the existing entity IfcDistributionSystem the new PredefinedType SAFETY was added and the semantics of MONITORINGSYSTEM were extended. Figure 14 depicts these extensions.

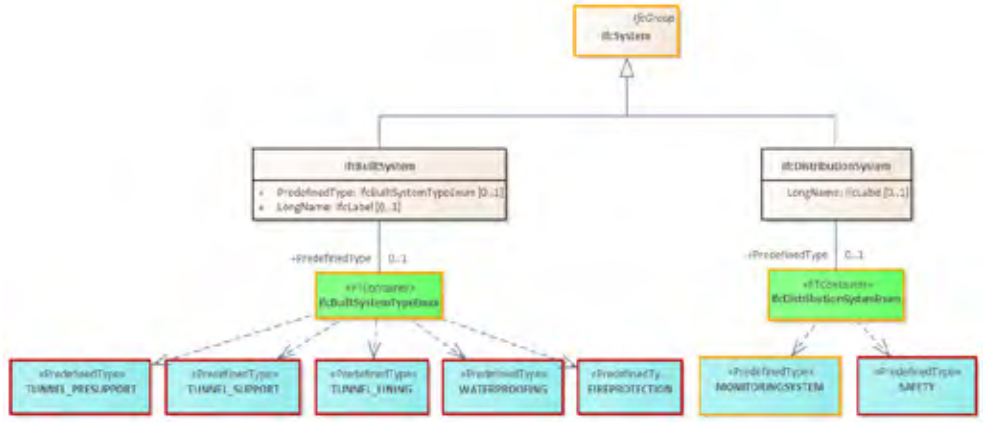


Figure 14. The existing classes IfcBuiltSystem and IfcDistributionSystem along with their new predefined types (in cyan)

Built element extensions

The majority of the built elements of tunnels can be described by means of the existing entities. The following new entities were defined to describe tunnelspecific built elements:

– IfcFillElement
– IfcArchElement
– IfcGroundReinforcementElement

Figure 15 depicts the extensions in terms of the new entities and their predefined types. Apart from that, a large number of new predefined types were introduced for existing sub-classes of IfcBuiltElement that are not shown here.

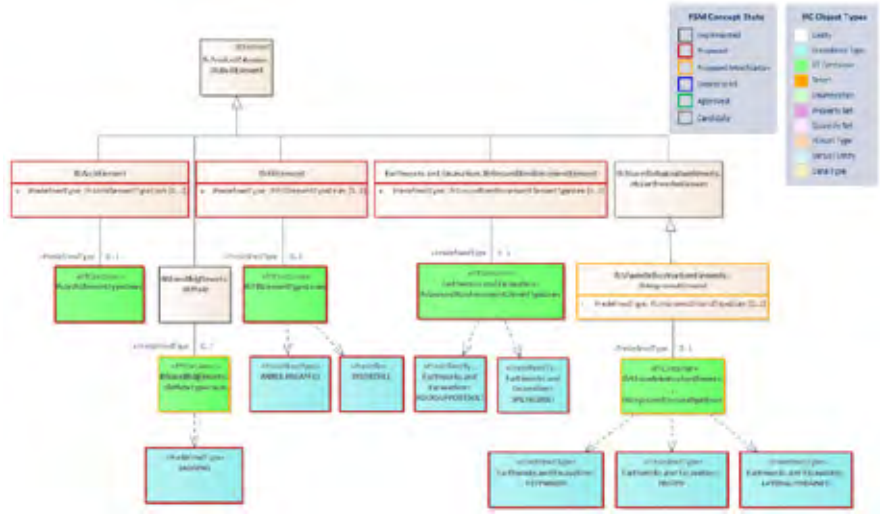


Figure 15. Extension of the existing IfcBuiltElement by the new subclasses IfcArchElement, IfcFillElement and IfcGroundReinforcementElement depicted with their predefined types (in cyan). In addition it was proposed to modify IfcImprovedGround.

Geology and geotechnics

To allow the integration of geological, geotechnical, hydrogeological etc. models, the umbrella term GeoScienceModel was introduced and the new class IfcGeo-ScienceModel was introduced. It has the following PredefinedTypes:

– GEOTECHMODEL
– HYDROGEMODEL
– GEOLOGYMODEL
– GEOTECHSYNTHESISMODEL
– PHYSICALPROPERTYDISTIBUTIONMODEL
– GEOHAZARDMODEL

The class IfcGeoScienceFeature was introduced to model individual features in the ground, such as folds or faults. The complete list of predefined types is shown in Figure 17.

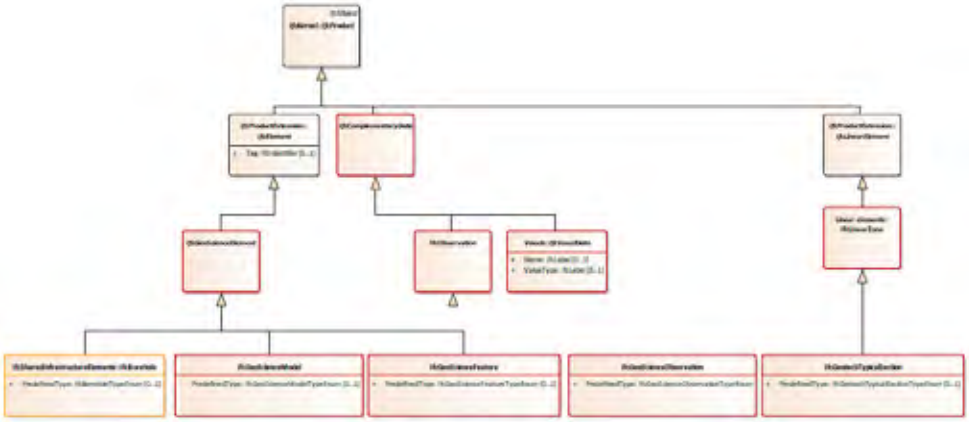


Figure 16. Overview of the new classes introduced for describing a geological model in IFC and the associated observations.

Figure 17. The new classes IfcGeoScienceModel and IfcGeoScienceFeature and their predefined types (depicted in cyan)

Earthworks and Excavations
In order to cover the important aspect of tunnel-specific excavation the new class IfcUndergroundExcavation was introduced as subclass of the new abstract superclass IfcExcavation. The existing IfcEarthworksCut (mainly used for road and railway projects) is another subclass of IfcEarthworksCut (Figure 18). The existing IfcReinforcedSoil was renamed to IfcImprovedGround to allow a wider range of applications. Accordingly, PredefinedTypes relevant for tunneling have been defined that are shown in the diagram.

Figure 18. The new classes IfcExcavation, IfcUndergroundExcavation and Ifc-GroundReinforcementElement along with their predefined types (in cyan)

Extended Georeferencing
To fulfill the requirements described in Section 3.4 the IFC data model was extended by the new class IfcRigidOperation as a subclass of IfcCoordinateOperation. When applied to a projected coordinate reference system the effect is that of truncating the ”big coordinate values” which is often done in real-world projects. In consequence of applying a mere translation and/or rotation, the coordinate system remains distorted (projected), i.e. all model distances have to be multiplied by a scale factor to get real-world distances.

If this is not intended, an instance of IfcMapConversion has to be applied, essentially inverting the projection of projected CRS to enable real-world dimensions and distances in the model.

Besides projected CRS also geographic CRS are now supported by the new class IfcGeographicCRS. Figure 19 depicts the extensions. More details can be found in [11].

IfcWellKnownText allows generic definitions of coordinate reference systems outside the bounds of existing databases such as EPSG.

Figure 19. The new classes IfcGeographicCRS and IfcRigidOperation

New voxel representation

To cover the requirements described in Section 3.7, the new entity IfcVoxel-Grid has been introduced as a subclass of IfcSolidModel. It can be connected in a very flexible manner with one or multiple IfcVoxelData entities holding the actual values of the voxel grid. The classes and their connections are depicted in Figure 20.

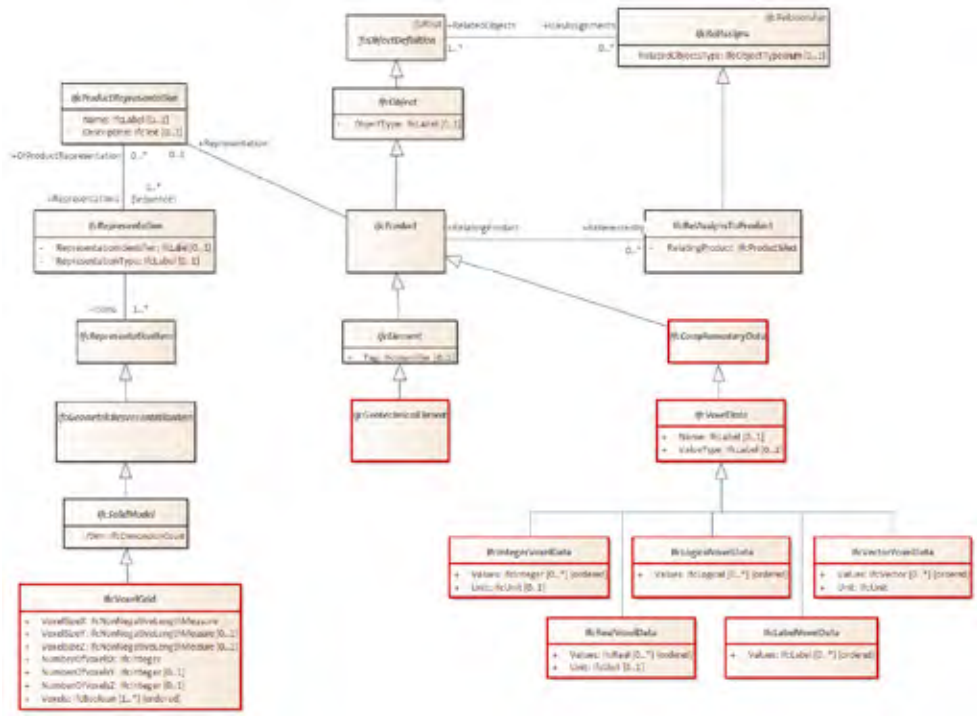


Figure 20. The new classes IfcVoxelGrid and IfcVoxelData and their connection.

IFC SCHEMA EXTENSION (DRAFT)

Based on the conceptual model, the actual extension of the IFC schema was realized. This was done by defining the corresponding EXPRESS schema. From the EXPRESS schema, all other data schemas supported by bSI are derived (ifcXML, ifcOWL, etc.). In addition, a comprehensive HTML documentation is generated. With respect to the latter, the project team created the documentation for new entities and updated those parts of the existing documentation where semantics were altered or extended.

The draft extension was published on GitHub[6] enabling direct feedback from the international community. In addition, the generated documentation was published on a dedicated website[7].

VALIDATION AND DEPLOYMENT

To avoid ambiguities and identify deficiencies, the extension will be validated through prototypical implementations. To this end, software vendors from the tunneling domain are invited to join the deployment project that will develop and define a number of exchange scenarios and unit tests to be implemented by diverse vendors to validate the robustness of the extension.

IFC SCHEMA EXTENSION (FINAL)

Once the errors and ambiguities identified in the course of the validation phase are fixed, the candidate standard of Version 4.4 will be published by buildingSMART International. It will undergo further validation before it becomes a final standard.

HANDLING OF PROPERTIES

Properties play an important role in IFC-based data exchange. They are not part of the schema but are defined independently by means of the PropertySet mechanism [3]. This allows for a dynamic extension of the schema and enables to fulfill the data exchange needs on a national, regional or authority level without requiring international consensus (Figure 21).

According to this principle, only a limited number of properties will be defined as international properties forming part of the final specification. However, there are well-defined mechanisms for handling national or authority-specific properties, for example by means of the buildingSMART Data Dictionary (bsDD).

---

6 https://github.com/bSI-InfraRoom/IFC-Specification/projects/2

7 https://bsi-infraroom.github.io/IFC-Documentation-Tunnel/4_4_0_0/general/HTML/

MODEL VIEW DEFINITIONS

As part of the deployment project, tunnel-specific Model View Definitions (MVD) will be specified that will allow software vendors to focus on those parts of the IFC schema that are relevant for their specific domain.

The following MVDs are planned to be specified:

- Tunnel Reference View (Tunnel RV)
- Tunnel Alignment-based Reference View (Tunnel ARV)
- Tunnel Design Transfer View (Tunnel DTV)
- Geology and Geotechnics View (GaGV)

NEXT STEPS

The development phase was finished in October 2022. It will be followed by a deployment project where interested software vendors are invited to join a coordinated early implementation effort. In the frame of the project, the software vendors are receiving intensive support and gain the opportunity to provide direct feedback on the standard. If major deficiencies are detected in this process, the standard will be revised accordingly.

After successful completion, the official bSI standards adoption process is performed. Upon approval of the standards committee, the extension becomes the official IFC 4.4 candidate standard and is subsequently set for vote by the national or regional chapters of buildingSMART International. If accepted, the standard will become the official IFC 4.4 release.

DISCUSSION

This paper presented the extension of the vendor-neutral data format IFC developed in the course of the official buildingSMART International IFC-Tunnel project. The extension fulfilled a pressing request of the international BIM community to better support the data exchange of tunnel information models.

The project showed that is possible to successfully develop an extension of significant extent in a limited time of only 2 years. However, a stringent process had to be implemented to reach this goal. The most important prerequisite for the success of the project was the clear definition of the tunnel types to be included and the uses cases to be supported by the standardization effort. In this regard, it was essential to concentrate on the ”low hanging fruits”, i.e. on the most widespread tunnel types and the most beneficial use cases with limited complexity.

The involvement of international domain experts through frequent online workshops proved to be a very helpful resource for the development process.

For the actual extension, the guidelines laid down by the IFC-Infra Overall Architecture project were carefully followed. Most importantly, new entities were only defined where

necessary, i.e. where existing entities did not provide the semantics required for tunnel-specific concepts. In most cases, an extension of the predefined type enumerations was sufficient. This approach helps to keep the effort low for software vendors that already implemented previous versions of IFC when integrating the extensions.

With respect to properties, only a limited number were defined and became part of the official international specification.

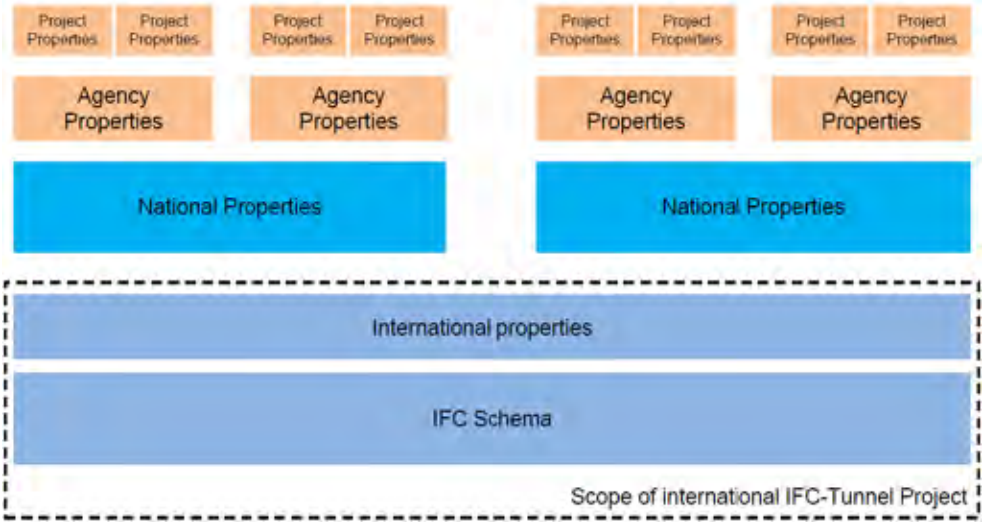


Figure 21. The extension mechanisms of IFC allow the definition of properties on different levels.

CONCLUSION

The project has proven that the creation of a well-defined extension of IFC in limited time frame is possible. The formalized processes of buildingSMART International help to deliver a high quality product, ensuring both its technical validity and its applicability in the target domain.

ACKNOWLEDGEMENTS

The IFC-Tunnel project was conducted by buildingSMART International and funded by: French MINnD National Project (F), Finnish Transport Infrastructure Agency (FIN), Swedish Transport Administration (S), Norwegian Tunnelling Society (N), SBB-CFF-FFS Swiss Railways (CH), German Ministry of Transport (D), Geodata Engineering (I), ILF Beratende Ingenieure (CH), Lombardi SA Ingegneri Consulenti (I), OYO Corporation (JPN), Seequent Ltd (NZ).

This is gratefully acknowledged.

REFERENCES

1. Amann, J., Borrmann, A., Hegemann, F., Jubierre, J.R., Flurl, M., Koch, C., K¨onig, M.: A refined product model for shield tunnels based on a generalized approach for alignment representation. Proc. of the ICCBEI (2013)

2. Amann, J., Sch¨ottl, F., Singer, D., Kern, M., Widner, A., Geisler, P., Below, D., Hecht, H., Gupta, N., Mustafa, A., Markiˇc, v., Borrmann, A.: TUM Open Infra Platform 2017 (2016), https://www.cms.bgu.tum.de/oip

3. Borrmann, A., Beetz, J., Koch, C., Liebich, T., Muhic, S.: Industry foundation classes: A standardized data model for the vendor-neutral exchange of digital building models. In: Borrmann, A., K¨onig, M., Koch, C., Beetz, J. (eds.) Building Information Modeling. Springer (2018)

4. Borrmann, A., Jubierre, J.R.: A multi-scale tunnel product model providing coherent geometry and semantics. In: Proc. of the 2013 ASCE International Workshop on Computing in Civil Engineering (2013)

5. Borrmann, A., Kolbe, T., Donaubauer, A., Steuer, H., Jubierre, J.: Transferring multi-scale approaches from 3d city modeling to ifc-based tunnel modeling. In: Proc. of the 3DGeoInfo. Istanbul, Turkey (2013)

6. Borrmann, A., Amann, J., Chipman, T., Hyv¨arinen, J., Liebich, T., Muhiˇc, S., Mol, L., Plume, J., Scarponcini, P.: IFC Infra Overall Architecture Project: Documentation and Guidelines. https://buildingsmart.org/wp-content/uploads/2017/ 07/08_bSI_OverallArchitecure_Guidelines_final.pdf (2017), accessed: 2018- 01-12

7. Borrmann, A., Kolbe, T.H., Donaubauer, A., Steuer, H., Jubierre, J.R., Flurl, M.: Multi-scale geometric-semantic modeling of shield tunnels for gis and bim applications. Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering 30(4), 263– 281 (2015)

8. Hegemann, F., Lehner, K., K¨onig, M.: Ifc-based product modeling for tunnel boring machines. In: Proceedings of the 9th European Conference on Product and Process Modeling. pp. 289–296 (2012)

9. Hegemann, F., Stascheit, J., Maidl, U.: As-built documentation of segmental lining rings in the bim representation of tunnels. Tunnelling and Underground Space Technology 106, 103582 (2020)

10. buildingSMART International: bSI Standards Process (2015), https://www. buildingsmart.org/standards/standards-process/

11. Jaud, S., Clemen, C., Muhic, S., Borrmann, A.: Georeferencing in ifc: Meeting the requirements of infrastructure and building industries. In: Proc. of the 7th Smart Data and Smart Cities & 3DGeoinfo Conferences. Sydney, Australia (2022)

12. Jubierre, J., Borrmann, A.: Knowledge-based engineering for infrastructure facilities: assisted design of railway tunnels based on logic models and advanced procedural

geometry dependencies. Journal of Information Technology in Constuction 20, 421–441 (2015)

13. Koch, C., Vonthron, A., K¨onig, M.: A tunnel information modelling framework to support management, simulations and visualisations in mechanised tunnelling projects. Automation in Construction 83, 78–90 (2017)

14. Laakso, M., Kiviniemi, A.: The IFC standard: A review of History, development, and standardization, Information Technology 17(9), 134–161 (2012)

15. Liebich, T., Amann, J., Borrmann, A., Chipman, T., Hyv¨arinen, J., Muhiˇc, S., Mol, L., Plume, J., Scarponcini, P.: IFC Alignment 1.1 Project, IFC Schema Extension Proposal (2017) The IFC-Tunnel project 29

16. Nini´c, J., Koch, C., Vonthron, A., Tizani, W., K¨onig, M.: Integrated parametric multi-level information and numerical modelling of mechanised tunnelling projects. Advanced Engineering Informatics 43, 101011 (2020)

17. Rives, M., Borrmann, A., Alsahly, A., Atzbacher, H., Brino, G., Bucci, A., Cesnik, J., Danise, F., Dias, N., Dunn, J., Hoel, J., Kudoh-Wada, R., Lucibello, G., Nishiyama, S., Osgoui, R., Robert, F., Sandrone, F., Sheil, A., Shima, H., Stefanizzi, S., Stelzer, M., Syversen, F., Thoren, J.C., Vendramini, M., Villa, S., Vollmann, G., Vonthron, A., Weil, J., Zammit, H., Zhu, N.: Ifc-tunnel: Requirements analysis report. Tech. rep., buildingSMART International (2020)

18. Vilgertshofer, S., Borrmann, A.: A graph transformation based method for the semi-automatic generation of parametric models of shield tunnels. In: Proc. of the EG-ICE Workshop on Intelligent Computing in Engineering. Krakow, Poland (2016)

19. Vilgertshofer, S., Jubierre, J., A., B.: Ifctunnel - a proposal for a multi-scale extension of the ifc data model for shield tunnels under consideration of downward compatibility aspects. In: 11th European Conference on Product and Process Modelling. Limassol, Cyprus (2016)

20. Witter, J.B., Siler, D.L., Faulds, J.E., Hinz, N.H.: 3d geophysical inversion modeling of gravity data to test the 3d geologic model of the bradys geothermal area, Nevada, USA. Geothermal Energy 4(1), 1–21 (2016)

21. Yabuki, N.: Representation of caves in a shield tunnel product model. In: eWork and eBusiness in Architecture, Engineering and Construction, pp. 559–564. CRC Press (2008)

22. Yabuki, N., Aruga, T., Furuya, H.: Development and application of a product model for shield tunnels. In: ISARC. Proceedings of the International Symposium on Automation and Robotics in Construction. vol. 30, p. 1. Citeseer (2013)

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2022

SIMULERINGSMODELL FOR BYGGETID VED VEKSELDRIFT I TUNNEL – MASTEROPPGAVE VED NTNU 2022

Simulation model for construction time by alternating excavation in tunnel – Master's thesis at NTNU 2022

Sigurd Strype, Sivilingeniør, AF Gruppen Norge AS

Edvard Dahl Furunes, Sivilingeniør, Advansia AS

Dette er en konferanseartikkel utarbeidet med bakgrunn i en masteroppgave levert ved NTNU våren 2022.

SAMMENDRAG

Bakgrunnen for masteroppgaven var forankret i et uttalt behov fra bygge- og anleggsbransjen for en bransjeomforent tunnelbyggetidsmodell for mer korrekt beregning av tunnelbyggetid. Feil tunnelbyggetid er grobunn til konflikter. *Tunnelbyggetid 2021* er en slik modell, og inneholder en funksjonalitet som beskriver effektiviteten til vekseldrift kontra enstuffsdrift i form av en vekseldriftfaktor. Denne vekseldriftfaktoren beregnes uten å hensynta usikkerhet.

Masteroppgavens hensikt var å avdekke om inkludering av usikkerhet i beregningen av vekseldriftfaktoren har innvirkning på korrektheten til byggetiden. Det var også ønskelig å undersøke om endrede forhold og mengder påvirker vekseldriftfaktoren og dermed tunnelbyggetiden. Løsningen ble utarbeidet gjennom metodene litteraturstudie, intervju og simuleringsstudie.

Vekseldriftfaktor under usikkerhet kan bestemmes ved diskret hendelsessimulering. Dette gjøres gjennom *Simuleringsmodell – Enstuffsdrift* og *Simuleringsmodell – Vekseldrift* med *Rammeverk – Vekseldriftfaktor*. Inkluderes usikkerhet øker byggetiden og vekseldriftfaktoren, og fremtidige beregninger av vekseldriftfaktor bør inkludere usikkerhet.

Vekseldriftfaktoren avhenger av forholdet mellom varigheten til boreriggsløyfen og varigheten til aktivitetene utenfor boreriggsløyfen. Økt tunneltverrsnitt reduserer vekseldriftfaktoren, gitt at det er forinjeksjon. Økte bolte- og sprøytebetongmengder påvirker vekseldriftfaktoren på en motstridende måte og nuller i stor grad ut hverandre. Økte mengder forinjeksjon gir økende vekseldriftfaktor. Vekseldriftfaktoren er mest følsom for endrede mengder forinjeksjon.

Videre arbeid med simuleringsmodellene bør omfatte: innhenting av data, slik at usikkerhet og sannsynlighetsfordeling kan tilordnes med større presisjon; tung sikring; begrensninger som skytetider og skiftordninger; og andre vekseldriftvarianter.

SUMMARY

The master's thesis' basis rested on a stated need by the construction industry for an industry united model for calculating tunnel construction time more correct. Wrong construction time is a cause of conflict. *Tunnelbyggetid 2021* is such a model and holds a functionality that describes the efficiency of alternating excavation contra one face excavation as an alternating excavation factor. This alternating excavation factor is not calculated under uncertainty.

The master's thesis' purpose was to deduce whether including uncertainty in calculations of the alternating excavation factor affects the correctness of tunnel construction time. It was also desirable to investigate whether changes in conditions and quantities affect the alternating excavation factor and thus tunnel construction time. The solution was provided by a literature study, an interview, and a simulation study.

The alternating excavation factor under uncertainty can be decided by discrete event simulation. This is done through *Simuleringsmodell – Enstuffsdrift* and *Simuleringsmodell – Vekseldrift* with *Rammeverk – Vekseldriftfaktor*. Including uncertainty increases construction time and the alternating excavation factor, and future calculations should include uncertainty.

The alternating excavation factor depends on the relationship between the duration of the drilling jumbo-loop and the duration of activities outside the drilling jumbo-loop. Increased tunnel cross-section reduces the alternating excavation factor, assuming grouting. Increased bolt and shotcrete quantities has a conflicting effect on the alternating excavation factor and may null each other out. Increased grouting quantities give a higher alternating excavation factor. The alternating excavation factor is most sensitive to altered grouting quantities.

Further work with the simulation models should include: data collection, so uncertainty and probability distributions can be assigned with more precision; heavy rock support; restrictions such as times for blasting and shift arrangements; and other alternating excavation variants.

INNLEDNING

Bakgrunn

Bakgrunnen for masteroppgaven var forankret i et uttalt behov fra bygge- og anleggsbransjen for en bransjeomforent tunnelbyggetidsmodell for beregning av tunnelbyggetid. Entreprenørforeningen for bygg- og anlegg (EBA) og Statens vegvesen (SVV) utformet et mandat for utvikling av en slik modell etter et kontaktmøte mellom partene. Denne tunnelbyggetidsmodellen har til hensikt å beregne tunnelbyggetiden på en mer korrekt måte, og har potensial til å forebygge konflikter mellom involverte aktører i tunnelprosjekter (Homleid, 2021). Tunnelbyggetidsmodellen som ble lansert i 2021 er blitt akseptert av Statens vegvesen og er allerede blitt tatt i bruk, blant annet ved Rogfast (Strand, 2022). Videre omtales denne modellen som *Tunnelbyggetid 2021*.

I forlengelsen av aspektet med konflikter i tunnelbransjen, spiller kontraktuelle utfordringer tilknyttet vekseldrift og tunnelbyggetid en sentral rolle, blant annet risiko og ekvivalenttidsregnskapet og dets bruk. Dermed er det nødvendig å utrede dette for å kunne plassere behovet for mer korrekt beregning av tunnelbyggetid i kontekst. Generelt er det en oppfatning i bransjen om at bruken av ekvivalenttidsregnskapet ikke medfører en realistisk byggetid dersom endrede forhold som påvirker mengdene skulle oppstå (Homleid, 2021). Byggetidsfristen samsvarer da ikke med den ekstra tiden de endrede mengdene medfører. Dette er grobunn til konflikter som kan eskalere, og er en motivasjon for den bransjeomforente *Tunnelbyggetid 2021*.

Tunnelbyggetid 2021 har en innebygget funksjonalitet for vekseldrift, der vekseldrift angis som mertiden per stuff som drives med vekseldrift sammenlignet med enstuffsdrift (Haugan & Bruland, 2021). Denne mertiden angis som en faktor, og beregnes ut ifra forholdet mellom summen av tid til sikring og forinjeksjon og tid til sprengning. Denne vekseldriftfaktoren beregnes uten usikkerhet. Det var ønskelig å se nærmere på hvordan usikkerhet spiller inn på

vekseldriftfaktoren for å avdekke om dette har innvirkning på korrektheten til byggetiden. I tillegg var det ønskelig å undersøke om, og eventuelt hvordan, endrede forhold og mengder påvirker vekseldriftfaktoren og dermed tunnelbyggetiden.

Arbeidet i masteroppgaven bygget videre på forfatternes egen prosjektoppgave, skrevet høsten 2021, med tittelen «Vekseldrift i tunnel og tidsplanlegging under usikkerhet i tunnelbygging». Prosjektoppgaven konkluderte med at bruken av asymmetriske, og spesielt høyreskjeve, sannsynlighetsfordelinger indikerer en effekt på vekseldriftfaktoren. Det ble også konkludert med at det var ønskelig å utvide simuleringsmodellen til å inneha muligheten for trippelestimat og bruken av flere sannsynlighetsfordelinger. I tillegg ble det konkludert med at det var nødvendig å slå fast hvilke forhold som påvirker vekseldriftfaktoren, samt hvilke faktorer som kan medvirke til konflikter i tunnelprosjekter.

Formål og avgrensninger
Med utgangspunkt i utfordringene tilknyttet vekseldrift og tunnelbyggetid ble formålet formulert til:

> *Utrede hvordan vekseldriftfaktoren påvirkes av å bestemmes under usikkerhet, samt hvordan vekseldriftfaktoren påvirkes av endrede forhold og mengder, med den overordnede tematikken «vekseldrift i tunnel» og «tidsplanlegging under usikkerhet».*

Arbeidet ble avgrenset av fire større begrensninger:

(1) Ikke inkludering av tyngre sikring, som forbolting og sprøytebetongbuer.

(2) Ikke innsamling og bruk av reelle prosjektspesifikke data.

(3) Begrenset til kun én variant av vekseldrift.

(4) Begrenset til å kun omhandle tunneldriving på normalt driftsnivå.

METODER

Litteraturstudie
I masteroppgaven ble det søkt etter litteratur på hovedtemaene vekseldrift i tunnel, byggetid under usikkerhet og diskret hendelsessimulering. Formålet med litteraturstudien var å legge det teoretiske grunnlaget for masteroppgaven.

Intervju
I arbeidet med masteroppgaven ble det utført forskningsintervju i semistrukturert form med flere ulike bransjerepresentanter fra ulike selskaper som har prosjektporteføljer der konvensjonell tunneldriving med boring og sprengning inngår. Formålet var å utvide vekseldriftbegrepet i tunnelsammenheng, samt innhente betraktninger omkring flere aspekter ved konvensjonell tunneldriving. I tillegg til å utvide forståelsen for tematikken og vekseldriftbegrepet, skulle denne informasjonen også fylle informasjonshullene fra litteraturen. Den siste og viktigste funksjonen til intervjuene, sammen med teorigrunnlaget, var å etablere det anleggstekniske rammeverket for simuleringsmodellen.

Salvesyklusen som ble lagt til grunn i simuleringsmodellen, samt trippelestimat på aktivitetene som inngår, ble innhentet ved hjelp av intervjuene.

Simuleringsstudie
Utgangspunktet for masteroppgaven var et ønske om å kunne bestemme vekseldriftfaktoren under usikkerhet, og hvordan vekseldriftfaktoren påvirkes av endrede betingelser. For å kunne bestemme vekseldriftfaktoren må man kunne bestemme tunnelbyggetiden for et tunnelprosjekt der det ikke benyttes vekseldrift, og en tilsvarende tunnel der det benyttes vekseldrift. Deretter kan vekseldriftfaktoren bestemmes som forholdet mellom disse byggetidene.

Det vil si at det er behov for to simuleringsmodeller: (1) En simuleringsmodell som simulerer regulær enstuffsdrift under usikkerhet; og (2) en simuleringsmodell som simulerer vekseldrift på to parallelle stuffer under usikkerhet. Videre var det behov for et rammeverk som viser hvordan vekseldriftsfaktoren kan bestemmes ut ifra disse to simuleringsmodellene.

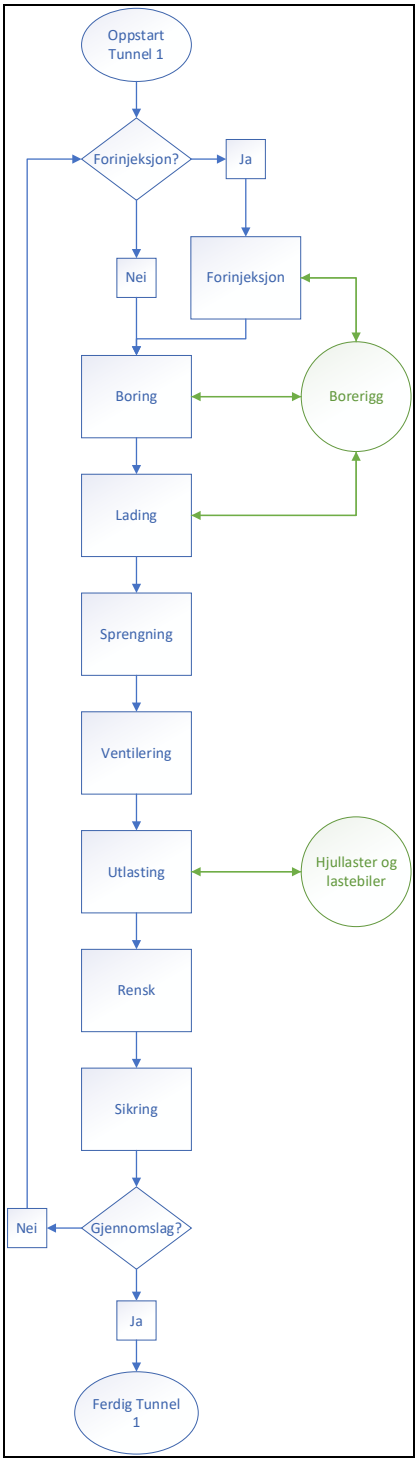
For å først bestemme en konseptuell modell var det behov for å innhente informasjon for å forstå hvordan systemet henger sammen. Denne informasjonsinnhentingen ble hovedsakelig gjort gjennom litteraturstudien.

Utarbeidelsen av den konseptuelle modellen startet med å bestemme alle de kritiske aktivitetene i en salvesyklus som i stor grad er felles for alle tunnelprosjekter. I første omgang ble dette satt til boring, lading, sprengning, ventilering, utlasting, rensk og sikring.

Etter blant annet intervjuene, som ble brukt som del av valideringen av den konseptuelle modellen, kom det frem at forinjeksjon ville være en veldig viktig aktivitet når det kom til bestemmelse av vekseldriftfaktoren. Gjennom intervjuene og litteraturstudien ble det også slått fast at forinjeksjon ikke er en aktivitet som forekommer på hver salve. Følgelig måtte den konseptuelle modellen utvides med en ny aktivitet for forinjeksjon og et nytt beslutningspunkt for å bestemme om forinjeksjon skulle utføres på den pågående salven.

Fra litteraturen ble vekseldrift definert så generelt som å drive vekselvis på to stuffer med én utstyrspakke. Denne generelle definisjonen ble på mange måter bekreftet fra intervjuene. Her ble vekseldrift beskrevet på utallige måter og i utallige kombinasjoner, der fellesnevneren var at ressursene vekslet mellom hvilken stuff de ble benyttet på. Å bygge en simuleringsmodell med utallige varianter og kombinasjoner av vekseldrift hadde vært krevende, og sannsynligvis heller ikke nødvendig for å besvare problemstillingen. Av den grunn ble det besluttet å gå for den varianten som opplevdes mest «standard», som innebar én felles borerigg og et felles lastesystem.

Den konseptuelle modellen for regulær enstuffsdrift ble slik den presenteres i figur 24.1, og dette illustrerer hvordan systemet ved regulær enstuffsdrift henger sammen.

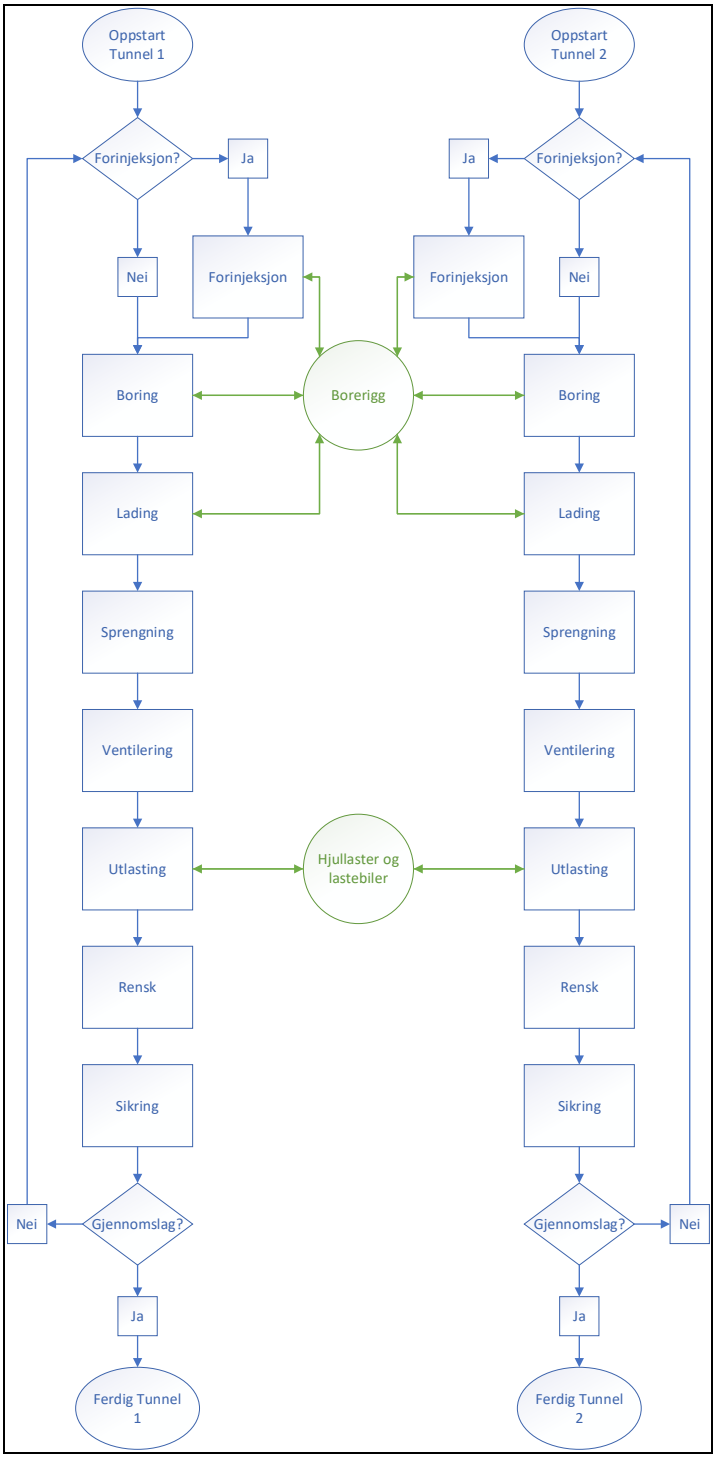


Figur 24.1: Konseptuell modell – Enstuffsdrift.

I figuren illustrerer de blå ellipsene start og slutt, blå diamanter illustrerer beslutningspunkt og blå rektangler illustrerer aktiviteter. De blå strekene illustrerer flyten i systemet, og viser hvordan de ulike elementene henger sammen, og er avhengig av hverandre. De grønne sirklene representerer ressurser, og de grønne linjene illustrerer aktiviteter som krever den respektive ressursen for å kunne gjennomføres.

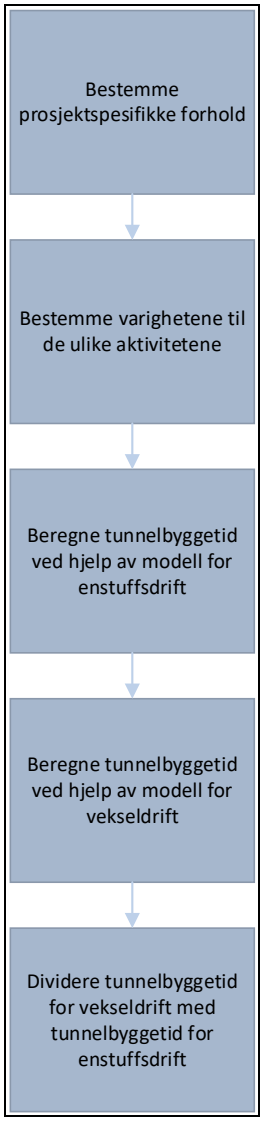
Dette må på ingen måte forstås som en fullverdig beskrivelse av en tunnelbyggeprosess med alle aktiviteter og ressurser, og deres sammenheng og avhengigheter. Den konseptuelle modellen er en illustrasjon av det forfatterne, med utgangspunkt i Work Breakdown Structure og nettverksplanlegging, anser som de viktigste elementene og deres avhengigheter, med det utgangspunkt at det skal bestemmes en vekseldriftfaktor.

Den konseptuelle modellen for vekseldrift ble bygget opp helt likt som modellen for enstuffsdrift. Forskjellen er at det foregår to sykluser parallelt, og at disse deler på ressursene for boreriggen og lastesystemet. Den konseptuelle modellen for vekseldrift ble som illustrert i figur 24.2.



Figur 24.2: Konseptuell modell – Vekseldrift.

Siden det var behov for to ulike simuleringsmodeller, oppstod det også et behov for å etablere et rammeverk for bestemmelse av vekseldriftfaktoren med bakgrunn i de to modellene. Dette rammeverket beskriver prosessen fra et eventuelt prosjekt til beregning av vekseldriftfaktoren. Rammeverket presenteres i figur 24.3.

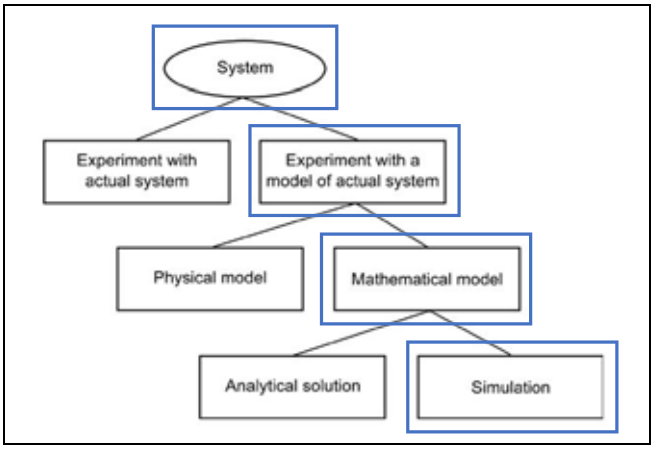


Figur 24.3: Konseptuelt rammeverk – Vekseldriftfaktor.

Som allerede nevnt i det foregående kapittelet, ble intervju brukt som en viktig del av det å validere de konseptuelle modellene. Blant intervjuobjektene var det konsensus om at den oppsatte salvesyklusen i den konseptuelle modellen er representativ og hensiktsmessig i

tidsstudier relatert til konvensjonell tunneldriving. Det konseptuelle rammeverket for bestemmelse av vekseldriftfaktoren ga seg selv, med utgangspunkt i definisjonen på vekseldriftfaktor, og hvilken input som var nødvendig for å bestemme vekseldriftfaktoren.

Med utgangspunkt i Law (2007) sitt flytskjema for ulike måter å studere et system på, vil valgene som førte frem til en simulering presenteres i det følgende. Vegvalgene illustreres med blå bokser i figur 24.4.



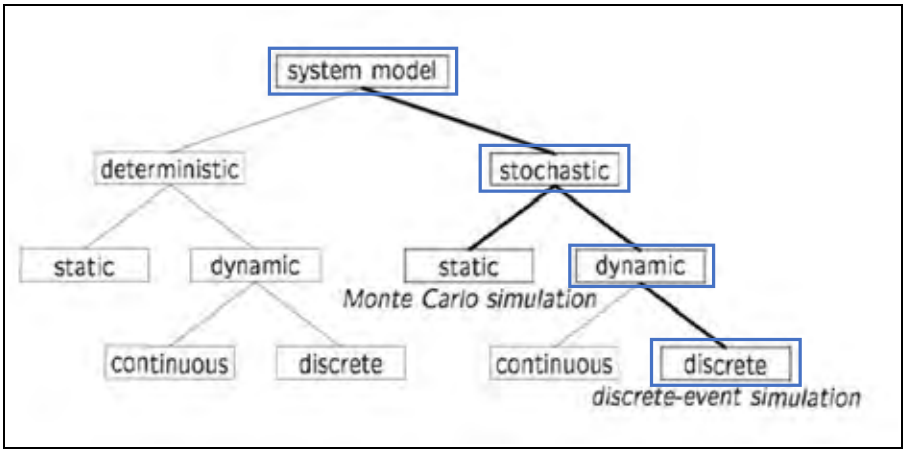
Figur 24.4: Vegvalg for måter å studere et system på, modifisert etter Law (2007).

Eksperiment med det faktiske systemet eller eksperiment med en modell av systemet?
Tunnelprosjekter er ofte prosjekter med høy kostnad, og det å skulle eksperimentere med et fullskala tunnelprosjekt ville vært både kostbart og svært forstyrrende for systemet. Dette var også en masteroppgave, med begrensede ressurser både med hensyn på tid og økonomi. Av den grunn ble det tidlig åpenbart at en modell av det faktiske systemet var det korrekte for å besvare problemet.

Fysisk modell eller matematisk modell?
Siden en del av det som ønskes besvart i denne oppgaven er hvordan vekseldriftfaktoren påvirkes av endrede betingelser, var det åpenbart at det var behov for en modell som var enkel å manipulere. Det å skulle endre eksempelvis tunneltverrsnitt, tunnellengde, geologi eller andre prosjektspesifikke forhold i en fysisk modell ville vært arbeidskrevende. Av den grunn falt valget på en matematisk modell, noe som også er normalen ved systemanalyser.

Analytisk løsning eller simulering?
I utgangspunktet kan en salvesyklus oppfattes som en simpel og gjentakende prosess, og dermed kan tunneldriving også oppfattes som en simpel modell. Dog, med de ulike avhengighetene, beslutningspunktene og felles ressursene som vil inngå, spesielt ved vekseldrift, vil dette bli en kompleks prosess. I tillegg, med det i bakhodet at det var ønskelig å bestemme vekseldriftfaktoren under usikkerhet, kompliseres prosessen ytterligere. Av den grunn ble muligheten for en analytisk løsning utelukket, og valget falt på simuleringer.

Siden valget falt på en matematisk modell som skulle studeres gjennom simuleringer, var det behov for å finne passende verktøy for dette. Dette ble gjort med hjelp fra Law (2007) sin klassifisering av simuleringsmodeller langs tre dimensjoner som benyttes i det følgende, og klassifiseringen illustreres med blå bokser i figur 24.5.



Figur 24.5: Klassifisering av simuleringsmodell, modifisert etter Babulak og Wang (2010).

Deterministisk eller stokastisk simuleringsmodell?
Siden det underliggende ønsket var å kunne bestemme vekseldriftfaktoren under usikkerhet, var det naturligvis behov for en stokastisk simuleringsmodell. En fordel med dette er at det også vil muliggjøre deterministiske simuleringer, hvis det skulle være ønskelig, siden en deterministisk simulering kun er et spesialtilfelle av en stokastisk simuleringsmodell.

Statisk eller dynamisk simuleringsmodell?
Tunneldriving er et system som vil utvikle seg med tiden, hovedsakelig i form av meter inndrift i tunnelen. Følgelig vil det være behov for en dynamisk simuleringsmodell.

Kontinuerlige eller diskrete simuleringsmodeller?
I hovedsak er aktivitetene i systemet enkeltstående og etterfølgende. Det er altså start og slutt på aktivitetene som beskriver endringer i systemet, og i så måte er en diskret simuleringsmodell passende. Dette stemmer også godt overens med teorien som sier at kontinuerlige tidssimuleringer ikke har noen plass i prosjektstyringssammenheng, og at det er tilstrekkelig med det diskret hendelsessimulering.

Modellvalg og valg av simuleringsverktøy
Summen av det overnevnte betyr at det korrekte simuleringsverktøyet for dette systemet er et verktøy som gjennomfører diskret hendelsessimulering. Valget av verktøy falt på Stroboscope og EZStrobe, som er henholdsvis et programmeringsspråk og dataprogram for diskret hendelsessimulering. Grunnet forfatternes begrensede kunnskaper innen programmering, EZStrobes enkle brukergrensesnitt og EZStrobe sitt aktivitetssyklusnettverk og dets likhet med de konseptuelle modellene, ble EZStrobe valgt som simuleringsverktøy.

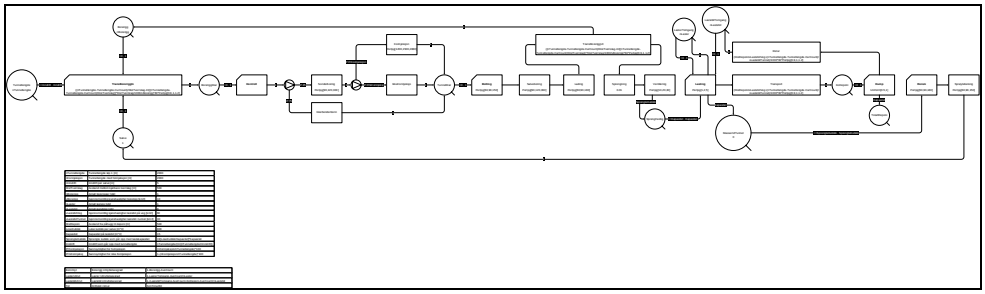
RESULTAT

Simuleringsmodellene

Simuleringsmodellene *Simuleringsmodell – Enstuffsdrift* og *Simuleringsmodell – Vekseldrift* med det tilhørende rammeverket *Rammeverk – Vekseldriftfaktor* var i stor grad masteroppgaven sitt hovedresultat. Ved å benytte seg av dette har man mulighet til å simulere utallige reelle og konseptuelle tunnelprosjekter, og videre bestemme vekseldriftfaktoren for de aktuelle prosjektene. Ellers fungerer modellene også som et utgangspunkt for videre utvikling, der mer spesielle, reelle eller konseptuelle tunnelprosjekter kan simuleres.

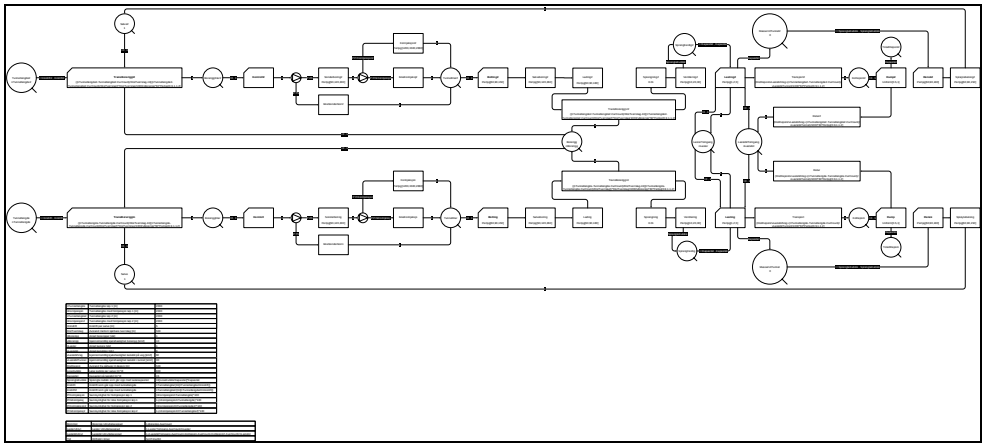
Det er disse modellene som har muliggjort det å analysere endringer i betingelser sin påvirkning på vekseldriftfaktoren.

Simuleringsmodell – Enstuffsdrift ble utarbeidet med utgangspunkt i den konseptuelle modellen, *Konseptuell modell – Enstuffsdrift*, med nødvendige tilpasninger for å få modellen til å fungere som ønsket. I figur 24.6 vises et oversiktsbilde av modellen.



Figur 24.6: Oversiktsbilde Simuleringsmodell – Enstuffsdrift.

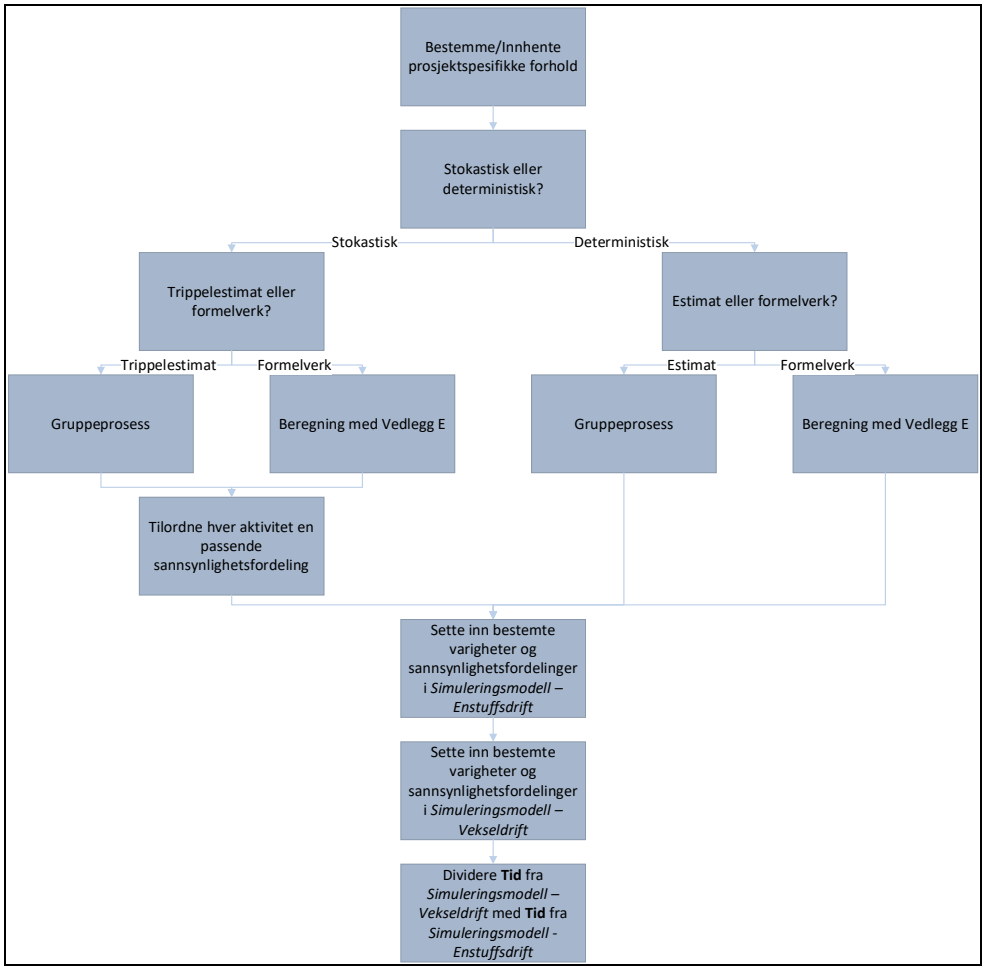
Simuleringsmodell – Vekseldrift ble utarbeidet med utgangspunkt i den konseptuelle modellen, *Konseptuell modell – Vekseldrift* og *Simuleringsmodell – Enstuffsdrift*, med nødvendige tilpasninger for å få modellen til å fungere som ønsket. Kort forklart ble *Simuleringsmodell – Enstuffsdrift* doblet, bortsett fra at boreriggen, hjullasteren og lastebilene deles mellom de to systemene, og dermed kobler disse sammen. I figur 24.7 vises et oversiktsbilde av modellen.



Figur 24.7: Oversiktsbilde Simuleringsmodell – Vekseldrift.

Med utgangspunkt i de to simuleringsmodellene var det også behov for en fremgangsmåte disse kunne bli benyttet på, sammen med blant annet prosjektspesifikke forhold. I figur 24.8 presenteres en foreslått fremgangsmåte for hvordan vekseldriftfaktoren kan bestemmes ved hjelp av simuleringsmodellene.

I figur 24.8 vises det til «vedlegg E». Vedlegg E er et formelverk for beregning av varigheter tilknyttet tunneldriving og sikring som ble vedlagt masteroppgaven, men som ikke utdypes videre her.



Figur 24.8: Rammeverk – Vekseldriftfaktor.

Validering

For å validere simuleringsmodellen ble det valgt å sammenligne resultater fra simuleringer i simuleringsmodellen med *Tunnelbyggetid 2021*. Det ble satt opp et standardtilfelle som skulle representere en regulær tunnel med T10,5-tverrsnitt med tilhørende betingelser som utgangspunkt. Med bakgrunn i standardtilfellet, men ekskludert sonderboring og forinjeksjon, ble det beregnet byggetid både i *Simuleringsmodell – Enstuffsdrift* og i *Tunnelbyggetid 2021* for ulike tunnellengder, for å sammenligne modellene. I tabell 24.1 vil resultatene i uker, med 101 timer arbeidsuke, fra de ulike modellen presenteres, samt forskjellen mellom dem.

Tabell 24.1: Sammenligning Simuleringsmodell – Enstuffsdrift og Tunnelbyggetid 2021.

Tunnellengde [m]	Byggetid fra ***Simuleringsmodell – Enstuffsdrift*** [uker]	Byggetid fra ***Tunnelbyggetid 2021*** [uker]	Avvik	
			[uker]	[%]
2 000	37,75	41,43	3,68	9,7
4 000	77,76	82,87	5,11	6,6
6 000	121,99	124,30	2,31	1,9

Fra tabell 24.1 er det tydelig at *Simuleringsmodell – Enstuffsdrift* og *Tunnelbyggetid 2021* gir byggetid i samme størrelsesorden. Det er litt forskjell, men dette avtar med økende tunnellengde. Siden *Simuleringsmodell – Enstuffsdrift* og *Simuleringsmodell – Vekseldrift* ikke er utviklet for mest mulig korrekt å bestemme byggetiden, men for å kunne bestemme vekseldriftfaktoren under usikkerhet, ble dette ansett som godt nok.

De ulike eksperimentene

Det var ønskelig å se hvordan usikkerhet i varigheten på aktivitetene påvirker vekseldriftfaktoren. Av den grunn ble det gjort en simulering med deterministiske verdier på varighetene for standardtilfellet, og deretter en simulering med stokastiske verdier for varighetene for standardtilfellet.

Deretter ble det gjort en simulering med bakgrunn i de innhentede trippelestimatene, for å sjekke om simuleringsmodellen fungerte i en gruppeprosess. Disse trippelestimatene ble anslått med utgangspunkt i et tilfelle tilsvarende standardtilfellet.

Avslutningsvis ble det gjennomført flere simuleringer der betingelsene ble varierert. De ulike betingelsene som ble variert var: (1) tunnellengde; (2) tunneltverrsnitt; (3) bolte- og sprøytebetongmengder; og (4) injeksjonsmengde.

VEKSELDRIFTFAKTORER

Deterministisk versus stokastisk

Slik simuleringsmodellene er bygget opp tilordnes hver aktivitet en varighet. Denne varigheten kan være både deterministisk og stokastisk, og nettverket i modellen kan bestå av både deterministiske varigheter og stokastiske varigheter. Dette gir en stor grad av fleksibilitet til å tilordne ulik usikkerhet til ulike aktiviteter. Eksempelvis er aktiviteten *Sprengning* i simuleringsmodellene satt som en deterministisk verdi, siden det antas at varigheten til selve sprengningen ikke er spesielt usikker. De øvrige aktivitetene i simuleringsmodellen er stokastiske, gjennom at de er tilordnet en sannsynlighetsfordeling.

Det ble sett på om det å gjennomføre simuleringer med deterministiske varigheter ville gi andre resultater for byggetiden og vekseldriftfaktoren enn simuleringer med stokastiske varigheter. Først og fremst var det helt tydelig at det å ta hensyn til usikkerhet gir økt byggetid. For enstuffsdrift økte byggetiden fra 13 439 timer til 16 726 timer, kun ved å tilordne aktivitetene usikkerhet, se tabell 24.2. På samme måte økte byggetiden for vekseldrift fra 19 111 timer til 24 235 timer ved å inkludere usikkerhet. I tillegg til at byggetiden økte for både enstuffsdrift og vekseldrift, økte også vekseldriftfaktoren når usikkerhet ble inkludert i varighetene. Vekseldriftfaktoren økte fra 1,422 til 1,449. Dette vil si at byggetiden ved vekseldrift økte mer enn byggetiden ved enstuffsdrift, når usikkerhet ble inkludert.

Årsaken til at byggetiden til vekseldrift økte mer enn byggetiden til enstuffsdrift er ikke nødvendigvis enkel å forstå. En mulig forklaring er at systemet for vekseldrift består av dobbelt så mange aktiviteter som systemet for enstuffsdrift, og at når usikkerhet inkluderes betyr dette at det er dobbelt så mange aktiviteter som kan «gå galt». En annen mulig forklaring er at aktivitetene som ser ut til å påvirke vekseldriften negativt med hensyn til tid, spesielt forinjeksjon, inneholder en større usikkerhet enn aktivitetene som ikke påvirker vekseldriften.

Tabell 24.2: Resultater fra deterministisk versus stokastisk.

Resultater	Deterministisk	Stokastisk
Byggetid – Enstuffsdrift [t]	13 438,7	16 725,8
Byggetid – Vekseldrift [t]	19 111,1	24 234,9
Vekseldriftfaktor [-]	1,422	1,449

Trippelestimat

Tidlig ble det besluttet at det var ønskelig med en simuleringsmodell som la til rette for enkel og praktisk bruk i gruppeprosesser. Dette fordi en slik modell vil ha større verdi i den virkelige verden. Slik modellen er i dag, legger den til rette for dette gjennom ulike sannsynlighetsfordelinger som kan ta inn trippelestimat som anslag på varighetene til en aktivitet.

I forbindelse med intervjuene var det ønskelig å teste om simuleringsmodellen og trippelestimat lot seg kombinere i praksis. Det ble derfor innhentet trippelestimat, som deretter ble benyttet i en simulering. Før trippelestimatene ble utarbeidet av intervjuobjektet ble standardtilfellet forsøkt beskrevet, slik at resultatene kunne sammenlignes med andre simuleringer. Ved hjelp av trippelestimat ble vekseldriftfaktoren beregnet gjennom simulering til 1,472. Til sammenligning ga simulering med beregnede varigheter for standardtilfellet, inkludert usikkerhet, en vekseldriftfaktor på 1,449.

Det var et avvik mellom vekseldriftfaktoren fra trippelestimatene og den fra de beregnede varighetene, men med tanke på at standardtilfellet kun kort ble beskrevet over Teams er det helt naturlig at disse ikke samsvarte. Dette viste at simuleringsmodellen, etter en kort prosess med innhenting av trippelestimat, er i stand til å levere en vekseldriftsfaktor som er relativt nær den som bestemmes med utgangspunkt i den mer tidkrevende prosessen med beregnede varigheter. I tillegg forenkler bruken av trippelestimat muligheten til å tilordne ulike aktiviteter ulik usikkerhet.

Variasjon i betingelsene

Avslutningsvis ble tre ulike betingelser variert, med tre tilhørende variasjoner, altså totalt ni ulike situasjoner med utgangspunkt i beregningene i vedlegg E. Her ble da ulike enhetstider for de ulike situasjonene beregnet. De tre betingelsene ble variert var: (1) tunneltverrsnitt; (2) bolte- og sprøytebetongmengder; og (3) injeksjonsmengder. Hver betingelse ble deretter variert med lav, middels og høy. I tillegg ble tunnellengden variert i simuleringsmodellen, men dette ble ikke tatt til følge i beregningene i vedlegg E, da tunnellengden ikke har betydning for enhetstidene. Totalt ga dette 12 ulike situasjoner, og tabell 24.3 illustrerer dette. *Middels* betegner standardtilfellet, slik at *Lav* og *Høy* er relativt dette.

Tabell 24.3: Ulike situasjoner.

	Lav	Middels	Høy
Tunnellengde	2 000 m	4 000 m	6 000 m
Bolte- og sprøytebetongmengde	Reduserte mengder	Standard mengder	Økte mengder
Injeksjonsmengde	Reduserte mengder	Standard mengder	Økte mengder
Tverrsnitt	T5,5	T10,5	T12,5

For å forstå hvorfor vekseldriftfaktoren endrer seg som den gjør må det først etableres en vesentlig forståelse for systemet. Slik systemet er bygget opp består det i hovedsak av to sløyfer. Den første sløyfen er de aktivitetene som binder opp boreriggen: inntransport av boreriggen; eventuell sonderboring; eventuell forinjeksjon; bolting; salveboring; lading; og uttransport av boreriggen. Denne sløyfen vil i det videre omtales som boreriggsløyfen. Den andre sløyfen i systemet er sløyfen av alle andre aktiviteter utenfor boreriggsløyfen. Denne sløyfen vil omtales som lastesløyfen.

Tunnellengde
Variasjon i tunnellengde medfører ingen endring i parametere utover tunnellengde i simuleringsmodellen. Resultatene fra varierende tunnellengde fremkommer i tabell 24.4.

Tabell 24.4: Byggetid for ulike tunnellengder og antall lastebiler.

Resultater	2 000 m	4 000 m	6 000 m
Byggetid – Enstuffsdrift [t]	8 192,4	16 397,8	24 809,7
Byggetid – Vekseldrift [t]	12 092,3	23 954,9	36 166,5
16 lastebiler			
Vekseldriftfaktor [-]	1,463	1,461	1,458

Det man kan konkludere med fra tabellen er at ved et hensiktsmessig driftsopplegg vil vekseldriftfaktoren være uavhengig av tunnellengden.

Tunneltverrsnitt
Den andre betingelsen som ble valgt å variere var tunneltverrsnittet. Tunneltverrsnittene som ble benyttet var T5,5, T10,5 og T12,5. Endringer i tunneltverrsnittet medførte endrede varigheter på følgende aktiviteter: eventuell forinjeksjon; bolting; salveboring; lading; ventilasjon; rensk; og sprøytebetong. Resultatene fra simuleringsmodellene fremgår av tabell 24.5.

Tabell 24.5: Resultater fra varierende tverrsnitt.

Resultater	T5,5	Standardtilfellet (T10,5)	T12,5
Byggetid – Enstuffsdrift [t]	14 359,1	16 725,8	17 540,9
Byggetid – Vekseldrift [t]	22 166,7	24 234,9	24 463,3
Vekseldriftfaktor [-]	1,544	1,449	1,395

Fra dette ser man at det er en reduksjon i vekseldriftfaktoren med økende tunneltverrsnitt. Det vil si at byggetiden ved enstuffsdrift øker mer enn byggetiden ved vekseldrift, når

tunneltverrsnittet øker. Dette kan forklares ved å se på de to sløyfene, boreriggsløyfen og lastesløyfen. Av de to sløyfene er det kun aktiviteter i boreriggsløyfen som får endrede varigheter, og det er følgende aktiviteter: eventuell forinjeksjon; bolting; salveboring; og lading.

Hvis man ser på endringen i summen av de mest sannsynlige varighetene for aktivitetene i boreriggsløyfen relativt til standardtilfellet, vil man se at varigheten reduseres med økende tunneltverrsnitt. Dette kan virke ulogisk, spesielt siden alle aktivitetene som endrer varighet får økt varighet med økende tverrsnitt, bortsett fra forinjeksjon. Faktum er det at forinjeksjon, slik det er beregnet, tar såpass mye lenger tid i små tverrsnitt at det dominerer varigheten til boreriggsløyfen. På samme måte tar også forinjeksjon såpass mye kortere tid ved større tverrsnitt at det dominerer.

Resultatet av dette er at økende tverrsnitt gir redusert varighet på boreriggsløyfen, som gjør at boreriggen er «raskere ferdig» på den andre stuffen, og vekseldriftfaktoren reduseres med økende tverrsnitt. I tillegg vil større tverrsnitt gi økte mengder masser som skal lastes ut. Dette vil bety at lastesløyfen må gjennomføres flere ganger, med økende tverrsnitt, for å få ut alle massene. Resultatet av dette er at boreriggen får bedre tid på den andre stuffen, som også vil bidra til å redusere vekseldriftfaktoren.

Oppsummert tar altså boreriggsløyfen kortere tid med økende tunneltverrsnitt, og lastesløyfen tar lengre tid med økende tunneltverrsnitt. I dette tilfellet bidrar begge sløyfene til at «belastningen» på boreriggen går ned med økende tunneltverrsnitt, og følgelig reduseres også vekseldriftfaktoren med økende tunneltverrsnitt.

Bolte- og sprøytebetongmengder
Bolte- og sprøytebetongmengdene ble også variert, for å se hvordan dette påvirker vekseldriftfaktoren. De ulike variasjonene er her benevnt som: reduserte mengder; standardtilfellet; og økte mengder. Resultater fra simuleringsmodellene vises i tabell 24.6.

Tabell 24.6: Resultater fra varierende bolte- og sprøytebetongmengder.

Resultater	Reduserte mengder	Standardtilfellet	Økte mengder
Byggetid – Enstuffsdrift [t]	15 834,7	16 725,8	17 308,8
Byggetid – Vekseldrift [t]	23 071,6	24 234,9	25 021,5
Vekseldriftfaktor [-]	1,457	1,449	1,446

Dette viser en svak tendens til at økende bolte- og sprøytebetongmengder fører til redusert vekseldriftfaktor. For denne variasjonen er det kun varigheten til to aktiviteter som endres med endrede mengder. Den første aktiviteten er bolting, som inngår i boreriggsløyfen. Den andre aktiviteten er sprøytebetong. Slik det tidligere er definert, inngår ikke sprøytebetong i noen av sløyfene, og dette skyldes at sprøytebetong hverken binder opp boreriggen eller hjullasteren og lastebilene. Likevel vil aktiviteten med sprøytebetong i stor grad påvirke systemet på samme måte som lastesløyfen. Ved økt tidsbruk i en aktivitet som ikke binder opp boreriggen får boreriggen «bedre tid» på den andre stuffen, og vekseldriftfaktoren går ned. I motsatt fall vil redusert tidsbruk i en aktivitet som ikke binder opp boreriggen gi boreriggen «dårligere tid», og vekseldriftfaktoren går opp.

Som beskrevet ovenfor vil dette medføre to motstridende effekter. Økt varighet i boreriggsløyfen bidrar til økt vekseldriftfaktor. Økt varighet utenfor boreriggsløyfen gir boreriggen «bedre tid», og dermed lavere vekseldriftfaktor. I dette tilfellet ble effekten av økt varighet utenfor boreriggsløyfen, altså for sprøytebetongen, svakt dominerende over effekten fra boreriggsløyfen.

Ut fra dette er det ikke mulig å trekke en konklusjon, annet enn at økte bolte- og sprøytebetongmengder påvirker vekseldriftfaktoren på en motstridende måte og i stor grad nuller ut hverandre. Vekseldriftfaktorene er såpass like, at med små justeringer på betingelsene kunne tendensen vært motsatt, eller de kunne tatt samme verdier.

Injeksjonsmengder
For forinjeksjon ble det simulert to ulike varianter. Den første tok for seg en variasjon i mengden tørrsement per løpemeter tunnel. De ulike mengdene tørrsement per løpemeter ble 125 kg, 580 kg, og 1 000 kg. Den andre varianten tok for seg variasjon av forekomsten av injeksjonsbehov langs tunnelen. Dette ble gjort med utgangspunkt i en tunnellengde på 4 000 meter, og ble variert mellom et behov på: 0 meter med forinjeksjon eller 0 %; 2 000 meter med forinjeksjon eller 50 %; og 4 000 meter forinjeksjon eller 100 %.

Resultater fra den første varianten, med varierende injeksjonsmengder, presenteres i tabell 24.7.

Tabell 24.7: Resultater fra varierende injeksjonsmengder.

Resultater	Reduserte mengder	Standardtilfellet	Økte mengder
Byggetid – Enstuffsdrift [t]	11 724,7	16 725,8	21 426,7
Byggetid – Vekseldrift [t]	14 286,4	24 234,9	33 609,4
Vekseldriftfaktor [-]	1,219	1,449	1,569

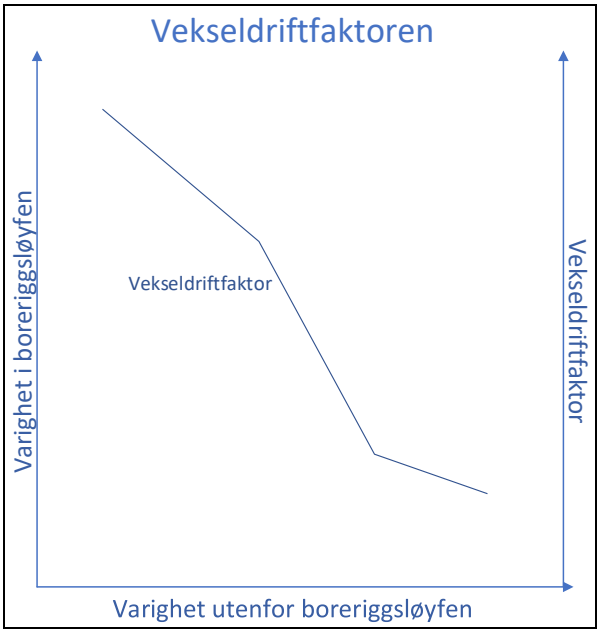
Resultatene fra den andre varianten, med varierende forekomst av injeksjon, presenteres i tabell 24.8.

Tabell 24.8: Resultater fra varierende injeksjonsmengde og tunnellengde.

Resultater	0 meter injeksjon	2000 meter injeksjon	4000 meter injeksjon
Byggetid – Enstuffsdrift [t]	10 328,7	13 536,2	16 725,8
Byggetid – Vekseldrift [t]	11 461,0	17 800,4	24 234,9
Vekseldriftfaktor [-]	1,110	1,315	1,449

For begge variantene er det helt tydelig at injeksjonsmengder har en klar effekt på vekseldriftfaktoren. Økte injeksjonsmengder gir økt vekseldriftfaktor, uten tvil. Begge disse variantene viser hvor stor påvirkning injeksjonsmengdene har på vekseldriftfaktoren. Dette var også tilfellet for endringen i tunneltverrsnitt. Selv om de fleste aktivitetene i boreriggsløyfen fikk økt varighet med økende tunneltverrsnitt gikk den totale varigheten til boreriggsløyfen ned, da varigheten til forinjeksjon virket motsatt og ble dominerende. Dette bekrefter den store effekten forinjeksjon har på vekseldriftfaktoren.

Oppsummering av variasjon i betingelsene
Veldig forenklet kan funnene nevnt ovenfor oppsummeres som i figur 24.9. Figuren illustrer at økende varighet for boreriggsløyfen gir økt vekseldriftfaktor, og at økende varighet for aktivitetene utenfor boreriggsløyfen gir redusert vekseldriftfaktor. Det må presiseres at dette kun er en illustrasjon av sammenhengen, og at denne sammenhengen kun er gyldig for vekseldrift der boreriggen er den kritiske ressursen. I eksempelvis et tilfelle der det veksles, eller deles, på lastesystemet, og det benyttes to borerigger ville sammenhengen blitt en helt annen.



Figur 24.9: Sammenheng mellom vekseldriftfaktor og varighet i og utenfor boreriggsløyfen.

Denne måten å forstå vekseldriftfaktoren på, og dens følsomhet for endrede betingelser, der det ses på forholdet mellom varigheten til boreriggsløyfen og varigheten utenfor boreriggsløyfen, skiller seg fra definisjonen for beregning av vekseldriftfaktoren i veilederen for *Tunnelbyggetid 2021*, slik forfatterne forstår det. I veilederen ses det på forholdet mellom sum av tid til sikring og injeksjon, og sum av tid til sprengning, som er en annen forståelse av vekseldriftfaktoren.

Konklusjonen er at det ikke finnes et bestemt sett med universelle vekseldriftsfaktorer som kan anvendes på ethvert prosjekt, men at vekseldriftfaktoren avhenger av forholdet mellom varigheten til boreriggsløyfen og varigheten til aktivitetene utenfor boreriggsløyfen. I tillegg kan det konkluderes med at forinjeksjon uten tvil er den aktiviteten som påvirker vekseldriftfaktoren mest.

Sammenligning med eksisterende vekseldriftfaktorer

Vekseldriftfaktorene som er beregnet med simuleringsmodellene sammenstilles i tabell 24.9. Det er tydelig at forinjeksjon har størst innvirkning på vekseldriftfaktoren.

Tabell 24.9: Vekseldriftfaktorer for ulike mengder.

Vekseldriftfaktorer [-]			
	Lav	Middels	Høy
Tunnellengde	1,463	1,449	1,435
Bolte- og sprøytebetongmengde	1,457	1,449	1,446
Injeksjonsmengde	1,219	1,449	1,569
Injeksjonsforekomst	1,110	1,315	1,449
Tverrsnitt	1,544	1,449	1,395

De eneste eksisterende beregnede vekseldriftfaktorene foreligger i *PROSJEKTRAPPORT 2F-99 TUNNELDRIFT Enhetstidssystem for driving, sikring og innredning*, utgitt av institutt for Anleggsdrift ved NTNU i 1999. Disse vekseldriftfaktorene ble for øvrig presentert på fjellsprengningskonferansen i 2000. Heretter kalles denne utgivelsen *prosjektrapport*, og vekseldriftfaktorene vises i figur 24.10.

Utstyrs -komb.	Tverrsnitt [m^2]													
	10	16	20	25	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
1	*	1,28	*	1,26	*	1,14	-	-	-	-	-	-	-	-
2	1,24	*	1,13	*	1,21	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3	-	-	-	-	1,19	1,15	1,10	1,07	1,09	1,11	1,14	1,16	1,17	1,19
4	-	-	-	-	1,3	1,29	1,31	1,28	1,31	1,28	1,25	1,23	1,21	1,20

Figur 24.10: Eksisterende vekseldriftfaktorer (Hermann et al., 1999).

De vekseldriftfaktorene det er aktuelt å sammenligne med er de som tilhører utstyrskombinasjon 4, som innebærer lasting med hjullaster og utkjøring med lastebiler. De utvalgte vekseldriftfaktorene fra simuleringsmodellen stammer fra variasjonen av tunneltverrsnitt, da det er kun tunneltverrsnittet som varieres i prosjektrapporten, utover utstyrskombinasjoner. Det ses at det er en åpenbar forskjell mellom vekseldriftfaktorene i prosjektrapporten og de fra simuleringsmodellene. Sammenligning av vekseldriftfaktorene for ulike tverrsnitt vises i tabell 24.10.

Tabell 24.10: Eksisterende vekseldriftfaktorer og beregnede fra simuleringsmodell.

Vekseldriftfaktorer [-]			
	T5,5 (39,1 m^2)	T10,5 (74,6 m^2)	T12,5 (91,3 m^2)
Prosjektrapport	1,290	1,300	1,250
Simuleringsmodell	1,544	1,449	1,395

Vekseldriftfaktorene fra prosjektrapporten legger dog til grunn kun standard bolting av sikringsaktivitetene, og det tas ikke høyde for forinjeksjon, sonderboring og sprøytebetong. Vekseledriftfaktorene fra simuleringsmodellene tar høyde for alt dette, og dermed kan egentlig ikke vekseldriftfaktorene sammenlignes direkte. Som vist tidligere, påvirker aktiviteter som ligger innenfor boreriggsløyfen vekseldriftfaktoren positivt, og drar den opp. I dette tilfellet vil da sonderboring og forinjeksjon dra opp vekseldriftfaktoren, og da dette ikke hensyntas i prosjektrapporten, er det naturlig at vekseldriftfaktorene fra simuleringsmodellene blir større. En annen viktig forskjell mellom simuleringsmodellene og de eksisterende vekseldriftfaktorene, er at simuleringsmodellene hensyntar usikkerhet. Denne usikkerheten ligger i hver enkelt aktivitet i salvesyklusen, og vil totalt sett kunne påvirke vekseldriftfaktoren betydelig. Som allerede vist, vil usikkerheten medføre både høyere byggetid og en høyere vekseldriftfaktor.

Det er også vist at forinjeksjon er en stor pådriver for økning av vekseldriftfaktoren, som også kan ses av sammenligningen. Følgelig kan det sies at sonderboring, og særlig forinjeksjon, er aktiviteter som må hensyntas i beregning av vekseldriftfaktoren. Likevel kan det være snakk om prosjekter der det ikke forekommer forinjeksjon, og i slike tilfeller vil vekseldriftfaktoren trolig ligge noe lavere enn resultatene fra simuleringsmodellene. I den forbindelse har det vært aktuelt å se på forekomsten av forinjeksjon i tunneler. Altså ikke variasjon av mengden tørrsement per løpemeter tunnel, men prosentvis andel av tunnelen som forinjiseres, med 580 kg tørrsement per løpemeter tunnel som standard. Tabell 24.11 viser vekseldriftfaktorene tilhørende 0 %, 50 % og 100 % andel med forinjeksjon, for T10,5-tverrsnitt.

Tabell 24.11: Vekseldriftfaktorer for andel med injeksjon.

Tunnellengde: 4000 meter			
Injeksjonsforekomst [%]	0 %	50 %	100 %
Vekseldriftfaktor [-]	1,110	1,315	1,449

Det er klart at det ikke bare er mengden injeksjon som har betydning, men også forekomsten. Fra en situasjon helt uten forinjeksjon, til en situasjon med systematisk forinjeksjon gjennom hele tunnelen, er det et spenn i vekseldriftfaktoren på 0,339. Vekseldriftfaktoren for 0 % forekomst av forinjeksjon på 1,110, er den mest sammenlignbare verdien med prosjektrapporten. Vekseldriftfaktoren for T10,5 er 1,300 fra prosjektrapporten, men her hensyntas ikke sprøytebetong i salvesyklusen. Som vist tidligere vil aktiviteter som ligger utenfor boreriggsløyfen redusere vekseldriftfaktoren, og er en del av forklaringen på hvorfor simuleringsmodellen kommer ut med en såpass mye lavere vekseldriftfaktor enn prosjektrapporten, med en forskjell på 0,200.

Sammenlignet med *Tunnelbyggetid 2021*, der vekseldriftfaktoren anbefales satt til 1,4 eller lavere ved lite sikring og forinjeksjon, og til 1,5 eller høyere ved mye sikring og forinjeksjon, er det også her en forskjell. Lite forinjeksjon i relasjon til simuleringsmodellene betyr lite injeksjonsmengde i form av mengde tørrsement per løpemeter tunnel og gir 1,219 og er betydelig lavere enn 1,4. I motsatt ende gir en stor injeksjonsmengde en vekseldriftfaktor på 1,569, og er noe høyere enn 1,5. Usikkerheten tilknyttet varighetene til aktivitetene som er grunnlaget for beregning av vekseldriftfaktorene kan gi betydelige utslag på vekseldriftfaktoren og trekke den både mer opp, og lengre ned.

Generelt er det tydelig at spennet mellom laveste og høyeste vekseldriftfaktor er høyere enn hva som både er beregnet tidligere i prosjektrapporten og det som anbefales i forbindelse med *Tunnelbyggetid 2021*. Størrelsen til vekseldriftfaktoren vil avhenge av flere forhold, enkelte mer enn andre. Av beregningene fra simuleringsmodellen vises det at vekseldriftfaktoren er mest følsom for endringer i tverrsnitt, injeksjonsmengde og forekomsten av forinjeksjon. Effekten fra endring i tverrsnittet skyldes faktisk hovedsakelig også hvordan varigheten til forinjeksjon endrer seg med tverrsnittet. Så det er helt tydelig at særlig forinjeksjon har potensial til å dra vekseldriftfaktoren mye både opp og ned, og medføre både lavere og høyere vekseldriftfaktorer enn hva som har vært tilfellet frem til i dag. Denne konklusjonen bekrefter også delvis det som ble sagt i intervjuene, der det ble fremhevet at injeksjon har potensial til å være totalt styrende for fremdriften.

Dette viste spennet i vekseldriftfaktoren kan i de fleste tilfeller medføre at tunnelbyggetiden er satt feil i kontrakten, når dagens praksis legges til i estimeringen av tunnelbyggetiden.

KONKLUSJON

Vekseldriftfaktor under usikkerhet kan bestemmes ved å utføre diskret hendelsessimulering, som muliggjør å inkludere usikkerhet i anslagene, samtidig som parallelle nærkritiske veger hensyntas. Dette gjøres gjennom simuleringsmodellene *Simuleringsmodell – Enstuffsdrift* og *Simuleringsmodell – Vekseldrift* med det tilhørende rammeverket *Rammeverk – Vekseldriftfaktor*. Benyttes dette kan utallige reelle og konseptuelle tunnelprosjekter simuleres og vekseldriftfaktorer bestemmes.

Simuleringsmodellene sin mulighet til å kombinere deterministiske varigheter og stokastiske varigheter med ulike sannsynlighetsfordelinger gjør at usikkerheten i hele nettverket gjenspeiles mer korrekt, og følgelig hensyntar byggetiden i større grad den reelle usikkerheten. Simuleringene viste at når usikkerhet inkluderes øker byggetiden og vekseldriftfaktoren i alle tilfeller, og fremtidige beregninger av vekseldriftfaktorer bør følgelig inkludere usikkerhet.

Simuleringsmodellene er også kompatible med trippelestimat. Usikkerheten til aktivitetene tilordnes enklere med denne metoden, men gir fortsatt representative vekseldriftfaktorer.

Vekseldriftfaktoren påvirkes når det oppstår skjevfordeling mellom stuffene, slik at den ene stuffen blir stående på vent. Simuleringsmodellene og det tilhørende rammeverket er et steg i riktig retning for å avdekke hvilke betingelser som påvirker vekseldriftfaktoren og hvordan de påvirker den. De ulike betingelsene påvirker vekseldriftfaktoren på følgende måte:

- Ved et hensiktsmessig driftsopplegg vil vekseldriftfaktoren være *uavhengig av tunnellengden.*
- For variasjon i tunneltverrsnittet kan det konkluderes med at *økt tunneltverrsnitt reduserer vekseldriftfaktoren.* En viktig bemerkning med denne konklusjonen er at den er dratt med utgangspunkt i at det er forinjeksjon.
- For bolte- og sprøytebetongmengder er det ikke mulig å trekke en konklusjon, annet enn at *økte bolte- og sprøytebetongmengder påvirker vekseldriftfaktoren på en motstridende måte og i stor grad nuller ut hverandre*.

- For forinjeksjon ble det simulert to ulike varianter: mengde tørrsement per løpemeter; og forekomst av injeksjonsbehov. *For begge varianter gir økte mengder forinjeksjon økende vekseldriftfaktor*.

Vekseldriftfaktoren er uten tvil mest følsom for endrede mengder forinjeksjon, og de to variantene av forinjeksjon kan alene endre vekseldriftfaktoren henholdsvis fra 1,219 til 1,569 og fra 1,110 til 1,449. Generelt er det tydelig at spennet mellom laveste og høyeste vekseldriftfaktor er høyere enn hva som både er beregnet tidligere i prosjektrapporten og det som anbefales i forbindelse med *Tunnelbyggetid 2021*.

Variasjonen med både tunnellengde og injeksjonsmengde viste at det ikke finnes et bestemt sett med universelle vekseldriftsfaktorer som kan anvendes på ethvert prosjekt. Vekseldriftfaktoren avhenger av forholdet mellom varigheten til boreriggsløyfen og varigheten til aktivitetene utenfor boreriggsløyfen, og det finnes utallige kombinasjoner av betingelser som igjen betyr at det finnes utallige vekseldriftfaktorer.

VIDERE ARBEID

De utviklede simuleringsmodellene med tilhørende rammeverk har vist seg å fungere godt til sitt bruk. Likevel er det enkelte aspekter som er aktuelt å videreutvikle for ytterligere forbedring.

Først og fremst oppfordres det i det videre arbeidet med simuleringsmodellene og vekseldriftsfaktor under usikkerhet til innhenting av data på varigheten til de ulike aktivitetene i salvesyklusen. Dette gjør at usikkerheten og dermed sannsynlighetsfordelingene til de ulike aktivitetene kan bestemmes med større presisjon.

Da dette er det første steget i utviklingen av simuleringsmodeller som benytter diskret hendelsessimulering for beregning av vekseldriftfaktor under usikkerhet, var prioriteringen å få på plass det elementære. Optimalt ville tyngre sikring, i form av forbolting og sprøytebetongbuer, blitt hensyntatt, men det krever mulighet for reduserte salvelengder, og ville komplisert arbeidet med simuleringsmodellene unødvendig mye i første omgang. Derfor oppfordres det også til å hensynta dette i utviklingen av fremtidige simuleringsmodeller.

Faktorer som skiftordninger, skytetider og lignende vil i realiteten påvirke vekseldriftfaktoren. Dette er dog faktorer som i første omgang ikke lot seg implementere i simuleringsmodellene grunnet begrensninger i simuleringsverktøyet. Derfor oppfordres det til å hensynta også dette ved videreutvikling.

Skulle det være ønskelig å se på andre varianter av vekseldrift enn varianten med to parallelle tunnelløp der borerigg og lastesystem deles mellom stuffene, må dette utvides i det videre arbeidet.

LITTERATURLISTE

Babulak, E., & Wang, M. (2010). *Discrete Event Simulation: State of the Art* (s. 1–9). https://doi.org/10.13140/RG.2.1.2068.1767

Haugan, J. Å., & Bruland, A. (2021). *Veileder til beregningsverktøyet for tunnelbyggetid 2021*.

Hermann, R., Log, B., & Johannessen, O. (1999). *PROSJEKTRAPPORT 2F-99 TUNNELDRIFT Enhetstidssystem for driving, sikring og innredning*. NTNU - ANLEGGSDRIFT.

Homleid, Å. (2021, november 19). – *Tunnelkonflikter kunne vært unngått med ny byggetidsmodell*. https://www.bygg.no/article/1483378!/

Law, A. (2007). *Simulation modeling & Analysis* (Fourth Edition). McGraw-Hill.

Strand, S. S. (2022, mars 18). *Slik skal Rogfast ferdigstilles til planlagt tid*. https://www.bygg.no/article/1493596!/

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2022

REHABILITERING AV GAMLE ULRIKEN JERNBANETUNNEL

Refurbishment of the Ulriken railway tunnel

Helge Tjelmeland, Ass. Prosjektleiar, Bane NOR

SAMANDRAG

Gamle Ulriken tunnel er 7,8 km lang og opna i 1964. Gamle Ulriken tunnel skal koplast saman med nye Ulriken tunnel, som opna i desember 2019. Nytt og gamalt tunnelløp blir kopla i hop med 16 rømmingspassasjar og to tunnelar for kryssingsspor. Før hovudkontrakten vart inngått, vart det utført etterinjeksjon med polyuretan for å redusere behovet for vass og frostsikring.
Rehabiliteringsarbeidet er todelt, den omfattar ei «komplett» rehabilitering av frostsonen nær munningane og flekkvis rehabilitering i midten. Komplett rehabilitering betyr å oppgradera tunnelen slik at den praktisk tala oppfyller alle krav til ein tunnel etter dagens regelverk, utvide profilet frå rundt 30 m^2 til 65 m^2, erstatte all gamal underbygging, bygge vass- og frostsikringskvelv, legge nye sviller og spor og anna jernbaneteknikk. I området i midten av tunnelen er det flekkvis strossing der sporet blir liggande under anleggsarbeida.

SUMMARY

The Ulriken railway tunnel is 7,8 km long and was set in operation in 1964. The old tunnel will be connected to the new Ulriken tunnel, the later was set in service in December 2019. The new and old tunnel tubes is connected with 16 cross passages and two train tunnels. Before the main contract was signed, the tunnel was grouted using polyurethane to reduce the need for water and frost protection.
The scope is divided in two parts, in the frost zone, near the portals, the tunnel is refurbished to the standard of today. The profile is expanded from aprox. 30 m^2 to 65 m^2, all of the old sub- and superstructure is replaced with new. The scope also includes new lining of PE-foam and new railway technique installations.
In the middle of the tunnel, blasting is preformed in separate sections without removing the old track.

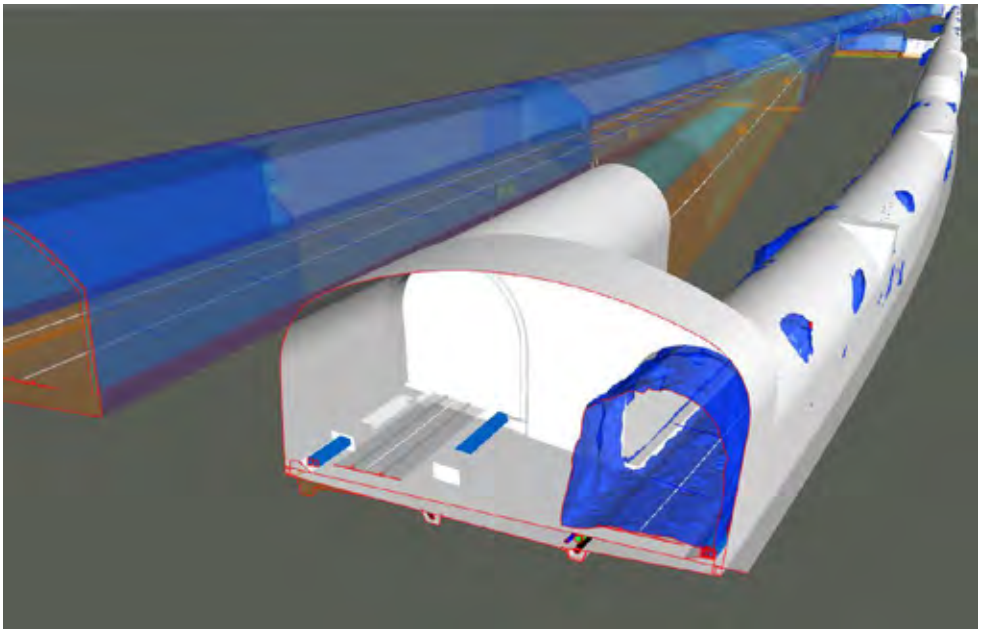
Innleiing

Entreprise UUT 23 – Eksisterende tunnel, er ein del av Arna – Fløen prosjektet, der ein bygger dobbeltspor mellom Arna og Bergen stasjon.

I prosjektet har ein fyrst bygd ein ny tunnel, det blei sett trafikk på nye Ulriken tunnel i desember 2019. Då stengde ein så gamle Ulriken tunnel for rehabilitering og for å bygge den saman med nye Ulriken tunnel. Prosjektet har ei ramme på 4,6 mrd NOK og legg til rette for å auka togtrafikken mellom Arna og Bergen. Ein kan ta ut full effekt av dobbeltsporet når arbeida med ny godsterminal i Bergen sentrum er ferdig i 2024.

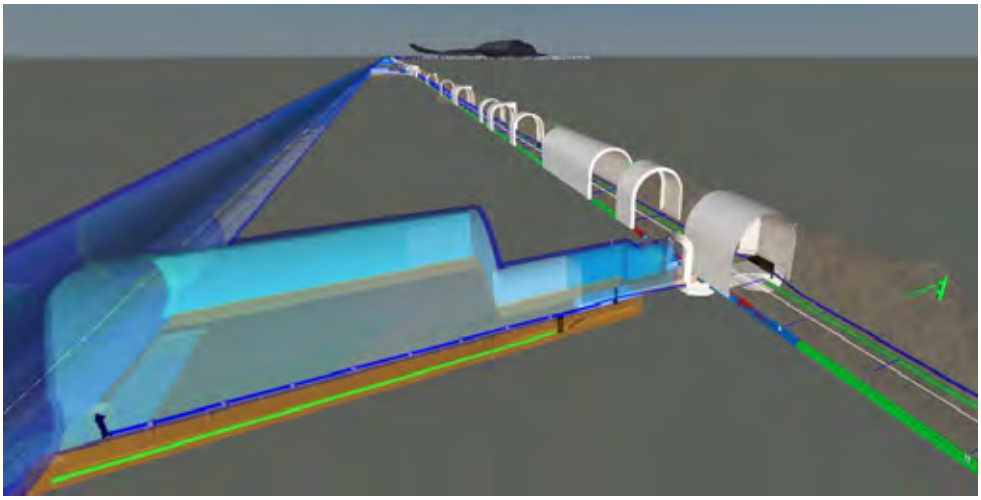
Figur 1 - Kart som viser Arna og Bergen, med Ulriken tunnel i mellom.

Kontraktsverdien for rehabiliteringsentreprisa er om lag 500 millionar (inkl. mva) NOK og omfattar om lag 1400 løpemeter med fullstendig rehabilitering av frostsona. I dette området blir profilet utvida frå rundt 30 m^2 til 65 m^2 - 200 m^2. Arbeida omfattar å erstatte all gamal underbygging, montere vass- og frostsikringskvelv, legge nye sviller og spor og annan jernbaneteknikk.



Figur 2 - Utviding for kryssningsspor mot nye Ulriken tunnel i midten. Ny tunnel til venstre, gamal tunnel til høgre.

I området i midten av tunnelen, som ligg utanfor frostsona, blir det utført flekkvis strossing for å utvide tunnelen til å ha rom til vass- og frostsikringskvelv av PE-skum, samt sprenging for å gje rom for kummar og andre tekniske installasjonar.
Brannvatn blir også etablert i heile tunnelens lengde.



Figur 3 - Flekkvis strossing utanfor frostsona.

Kontrakten mellom byggherre Bane NOR og entreprenør Azvi Norge vart inngått i desember 2020. Flage Maskin og W. Giertsen Tunnel er blant dei største underentreprenørane.

Ei av årsakene til rehabiliteringa er eit pålegg frå Bergen Brannvesen om å fjerne ubeskytta PE-skum i Ulriken tunnel. Gamle Ulriken tunnel er bygd på 1960-tallet, profilet er svært trongt og det var ikkje rom for nye tekniske installasjonar utan å utvide profilet.

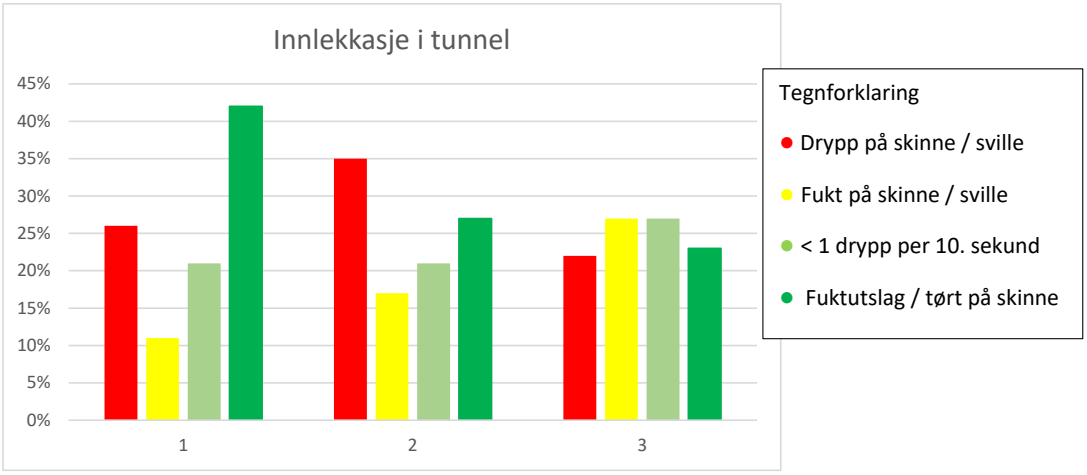
Ei kartlegging av tekniske løysingar vart sett i verk før utlysing av anbodet, prosjektet fann at det beste alternativet, sett frå ein teknisk-økonomisk ståstad, var konvensjonelt PE-skum brannsikra med sprøytebetong. Som nemnt ovanfor er det ikkje rom for nye tekniske installasjonar, løysinga med PE-skum krev difor sprenging i stort omfang.

Etterinjeksjon med polyuretan
Før hovudkontrakten med rehabiliteringsarbeida vart inngått vart det utført etterinjeksjon med polyuretan (PU). Arbeida vart utført for å forsøke å tette bergmassen og redusere innlekkasje av vatn, slik at behovet for sprenging for vass- og frostsikring i den påfølgande hovudkontrakten skulle bli redusert.

Entreprenør for injeksjonsarbeida var Spordrift, med Midtnorsk Betongsprøyting som underentreprenør. Arbeida vart utført døgnkontinuerleg over ein periode på 10 veker, i parallell med jernbanetekniske rivearbeid. Totalt var det 72 felt som vart injisert, dei fleste felta vart injisert i fleire omgangar, typisk frå tre til fem. Utføringa var ein kombinasjon av systematisk boring og styrt boring der ein tok sikte på å krysse vassførande sprekker i optimal vinkel. Ein nytta her i stor grad Ø32 mm borhol, opptil 3 m djupe. Supplerande borhol i seinare steg vart utført med handhelde utstyr, då med Ø10 mm. Totalt bora ein 1200 meter

med Ø10 mm og 5000 meter Ø32 mm.
Ein sette 3500 pakkarar, forbruket var 4300 kg polyuretan og 2300 kg kolodial silika.

Resultatet frå injeksjonsarbeida er kartlagt undervegs og etter at arbeida er utført. Resultatet i frå tre hovudsynfaringar er illustrert på figuren under. Alle injiserte felt er kartlagt og kategorisert etter fire kategoriar, der raud kategori har størst innlekkasje, gult har middels og dei to grøne variantane representerer lite og ingen drypp.



Figur 4 - Resultat frå tre kartleggingar av alle injiserte felt.

Ut frå figuren under kan ein stille spørsmål ved kor vellukka injeksjonsarbeida har vore. Ei vesentleg opplysing her er at det i forkant av fyrste synfaring var unormalt lite nedbør i Bergen. Dette gjer at tunnelen verka unormalt tørr, med få drypp ved fyrste synfaring.

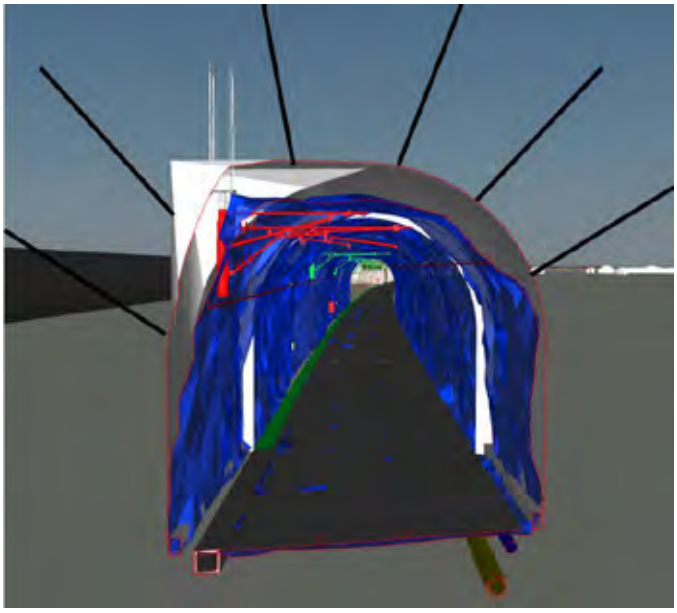
På førehand hadde ein vurdert det slik at ein i beste fall kunne oppnå 50% suksessrate ved å etterinjisere med PU. Det viste seg å vera svært optimistisk. Per no viser prognosen i prosjektet at talet på løpemeter med vass- og frostsikring er redusert med om lag ein fjerdedel samanlikna med prognosen frå før etterinjeksjonsarbeida.

Men etterinjeksjonen har medført at mange lekkasjepunkt er redusert i omfang, slik at ein kan nærmast rekne dei som enkeltdrypp. Ein kan då ved relativt enkle grep leie vatnet bort frå sporområdet og tekniske installasjonar.

Når det gjeld reduksjon av behovet for sprengingsarbeid som følge av etterinjeksjon, er tala endå mindre. Dei store sprengingsvoluma i prosjektet er knyt til tekniske installasjonar i samband med ventilasjonsvifter og særleg utvidingar for seksjonering av kontaktleidningsanlegget. Reduksjonen i volum er mindre enn 10% for den midtre delen av tunnelen.

Når ein vurderer resultata av etterinjeksjonen, må ein nemne at ein ikkje ukritisk kan samanlikne innlekkasje i ein gamal tunnel, praktisk tala utan boltesikring, med innlekkasje i same tunnel etter den er utvida og sikringsboltar er installert. Sistnemnde vil ha eit mykje

større effektivt dreneringstverrsnitt, som vist på figuren under.



Figur 5 - Gamal tunnel, før og etter strossing og bergsikring. Merk effekt av sikringsboltar som kan drenere bergmassen.

Kostnadar er alltid eit viktig tema, ein må vurdere resultatet av etterinjeksjonen opp mot alternativet: Sprenging og installasjon av vass- og frostsikring. Ikkje uventa kjem etterinjeksjon ut som eit gunstigare alternativ.

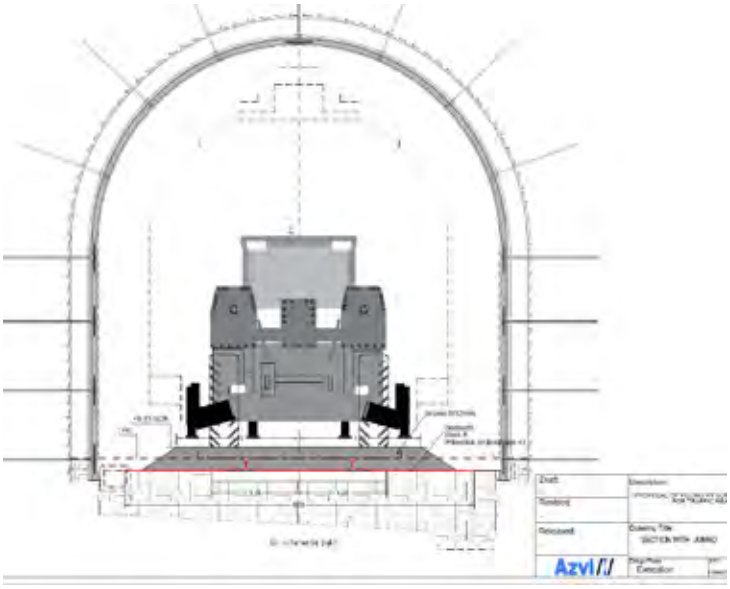
Viktige lærepunkt å ta med seg frå injeksjonsarbeida er kor viktig det er å involvere entreprenør så vel som leverandørar i planlegginga, samt å lytte til gode innspel. Dette har vore ein viktig faktor for at me oppnådde gode resultat.
Eit anna lærepunkt er at gamle Ulriken tunnel er sikra med eit tynt (typisk 2 – 4 cm) tjukt lag med sprøytebetong. Sjølv om ein ser konturane av sprekker gjennom det tynne laget med sprøytebetong, er det utfordrande å vite eksakt kva for spekkesystem eller sprekk som er vassførande og har som mål å tette.

Logistikk og anleggsteknikk
Av økonomiske omsyn har det heile tida vore ein føresetnad for rehabiliteringsentreprisen at sporet skulle bli liggande området i midten av tunnelen. Omsynet til tidsfristar i andre entreprisar gjorde også at byggetida vart knapp, om lag 18 månadar. Det har også vore ein forutsetning at ein skal sette trafikk på delar av tunnelen før alle arbeida er ferdige, rundt halve byggetida er det berre tilkomst frå ei side.

Tunnelen er lang og trong, det er mange lastenisjer frå byggetida på 1960-tallet, men desse er for små til å nyttast med konvensjonelt moderne utstyr. Med desse føresetnadane er det klart at det er svært viktig for prosjektet å ha god kontroll på logistikken og god samordning mellom alle som skal jobba i tunnelen.

Ei utfordring for byggherre har vore å estimere både byggetid og kostnadar for eit prosjekt med desse rammene. Bane NOR har mykje erfaringstal frå tunnelarbeid, men det er ikkje utført rehabilitering av så lange jernbanetunnelar i Noreg tidlegare, eller i slikt omfang.
I utgangspunktet var det planlagt å utføre arbeida med skinnegåande utstyr, dette ved å bygge om konvensjonelt utstyr til skinnegåande utstyr. Undervegs kom derimot entreprenør med eit alternativt forslag; å bygge veg over skinnestrengen. Det vart fyrst lagt geotekstil over skinner for så å fylle grus (0/32 mm) til 15 cm over skinneoverkant, total blir då gruslaget rundt 35 cm tjukt, frå ballast og opp. Totalt er sporet tildekt i om lag 6,4 km lengde. Arbeida med bygging av anleggsveg vart utført i fleire omgongar og arbeidet gjekk raskt. Mange hundre meter per skift er oppnåeleg.

Fordelane ved å ha anleggsveg oppå sporet er at ein kan nytte seg av konvensjonelt utstyr (les: med gummihjul), som er mykje lettare tilgjengeleg i marknaden, og som også har ein lågare pris.
Eit vesentleg moment er at det då blir mykje lettare for maskiner å passere kvarandre, då ein kan nytte seg av ulike profilutvidingar i tunnelen, som er laga for tekniske installasjonar.



Figur 6 - Arbeidsteikning som viser anleggsveg over skinnegang.

Figur 7 - Ferdig anleggsveg over skinnegang.

Sprenging over intakt skinnegang

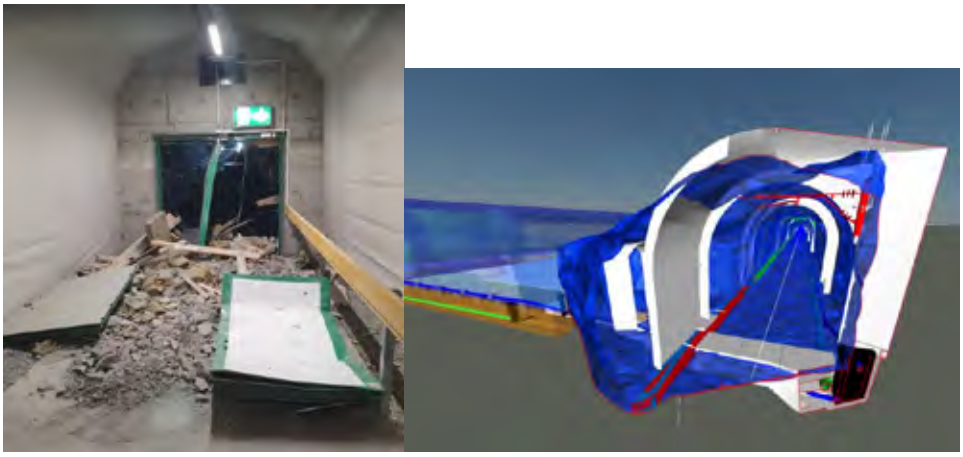
Prosjektet har akseptert å sprenge over skinnegangen, under føresetnaden av at sporet ikkje blir skada. For å beskytte sporet frå sprenginga har ein, i tillegg til tidlegare nemnt anleggsveg, dekka til sporet med stålplater. Før ein dekka til sporet med grus i heile tunnelens lengde vart det utført nokre testforsøk med sprenging og utlasting, for å sjå om sporet tok skade av belastninga frå både sprenging og utlasting av sprengsteinsmassar med hjullastar. Etter påfølgande framgraving og inspeksjon av sporet fann ein ingen skader på spor. Ein valte då å gå vidare med denne løysinga i heile tunnelens lengde der skinnegangen var intakt.

Figur 8 - Utlasting over stålplater som ligg oppå anleggsvegen.

Figur 9 - Inspeksjon av spor etter sprenging.

Sprenging nær kritisk infrastruktur

Av lærdommar som bransjen kan ta med seg kan ein nemne beskyttelse av teknisk utstyr, særleg dører. I tunnelen er det 16 tverrpassasjar som skil nytt og gamalt løp.
For kvar tverrpassasje skal det sprengast i gamal tunnel for kummar og anna teknisk utstyr. I entreprise for nytt tunnelløp vart det satt inn dører i dei fleste tverrpassasjane.
I tverrpassasjane er teknisk utstyr som er naudsynt for drifta av jernbanen. Utfordringane med dørene har vore todelt. Ubeskytta dører, sjølv om dei er plassert opptil ein kilometer unna, blir øydelagt av trykkbølga frå sprenginga. Når spreninga skjer tett inntil har det også vore svært utfordrande å finne rette tiltak for å beskytte dørene.



Figur 10 - Sprengingsuhell, så ille kan det gå. I dette tilfellet fekk dørene salvesprut på seg og er ikkje representativt for problemstillinga med trykkbølga.

Referanser:

Ola Woldmo – Presentasjon fra temadagen til NFF, «Etterinjeksjon i Ulriken» 3/5-22.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2022

HOMMELVIK BERGSKJÆRING – BRUK AV DIGITALE VERKTØY I PROSJEKTERING

Hommelvik rock cut – Use of digital aids for mapping and design

Karsten Østerås, Sivilingeniør, Rambøll

SAMMENDRAG

Bygging av firefelts motorveg mellom Ranheim og Værnes krever blant annet en utvidelse av eksisterende Hommelvik bergskjæring. I forbindelse med prosjekteringen av denne er det utviklet metoder innen drone- og kjernekartlegging.

Ved en datagjennomgang av punktskya fra dronekartlegging, er det hentet ut koordinat og orientering av sprekkeflater. Resultatet er sammenlignet med resultatet fra annen feltkartlegging, og det er funnet svært godt samsvar mellom disse. Det er også benyttet en metode for å hente ut fall/fallretning fra orienterte kjerner. Dette er utført ved hjelp av måling av strukturer på ortofoto av kjernene.

De nye metodene som er tatt i bruk har vist seg svært effektive med tanke på visualisering og formidling av resultat fra kartlegging av bergmassen til alle i prosjekteringsgruppa.

SUMMARY

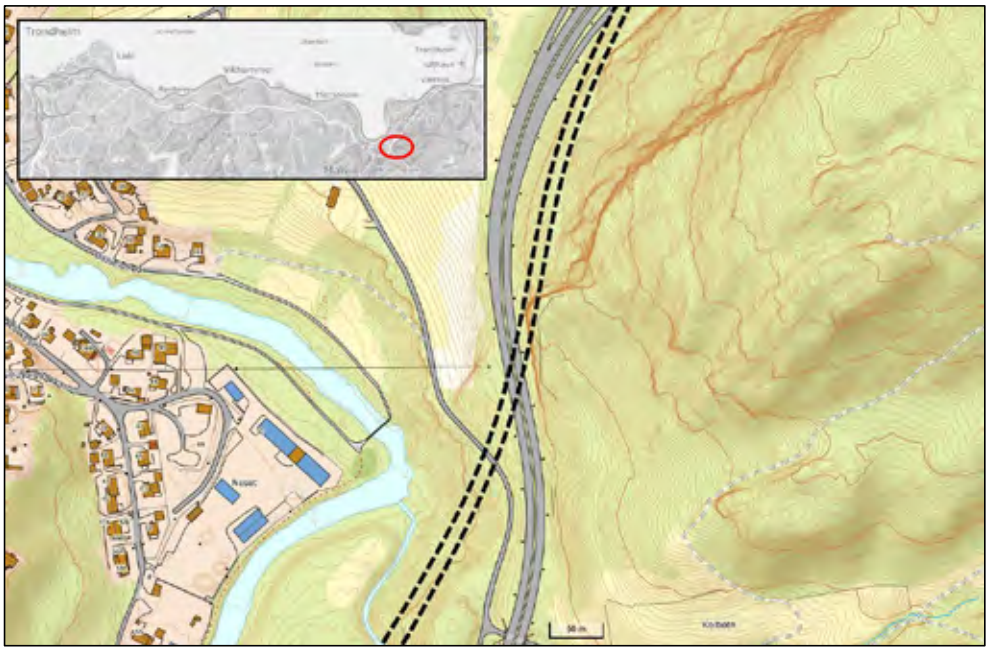
Construction of the four lane highway between Ranheim and Værnes include an expansion of the existing Hommelvik rock cut. Methods of drone mapping and core logging has been developed in connection with the mapping and design of this rock cut.

Coordinates and orientation of joint surfaces has been extracted from the data of a point cloud, created by drone mapping. The result was compared to the result of other field mapping and found to be matching. A method of calculating dip/dip direction from oriented cores was also developed for this project. This was done by measuring features on orthophotos of the cores.

The new methods were very effective in visualizing and informing other team members on the mapping results.

INNLEDNING

Hommelvik bergskjæring er del av utbyggingen av en firefelts motorveg mellom Ranheim og Værnes i Trøndelag. Dagens skjæring ligger sørøst for Hommelvik. På det høyeste er denne skjæringen 27 meter høy, og strekker seg ca. 100 meter langs E6. For å tilrettelegge for en fartsgrense på 110 km/t må strekningen rettes ut og veglinjen flyttes 20-30 meter mot øst. Endelig skjæringshøyde blir dermed over 60 meter. Kart over området er vist i Figur 1, med ny E6 markert med svart stiplet linje.



Figur 1 Kart over området rundt Hommelvikskjæringen. Ny E6 vist med svart stiplet linje. (Grunnlagskart: www,norgeskart.no)

For å kartlegge bergmassen i området er det utført flere befaringer. Det er gjort en rekke feltmålinger og tatt et stort antall bilder. I kartleggingen er også informasjon fra tilgjengelig kartverk benyttet. Det er utarbeidet sammenstillingsmodeller der prosjektmedarbeidere kan se terrenginformasjon, bergmasseregistreringer og resultater fra utførte undersøkelser samtidig. Et stort team av geologer har vært involvert i prosjekteringsarbeidet i forbindelse med skjæringen. Informasjonsdeling og visualisering av kartlegging har vært nødvendig for et godt og effektivt samarbeid i prosjekteringsgruppa.

I forbindelse med arbeidet med skjæringen er to kjente undersøkelsesmetoder videreutviklet. Prosessering av data fra dronekartlegging og kartlegging av orienterte kjerner fra kjerneboring.

DRONEKARTLEGGING

Kartlegging med drone blir i større og større grad benyttet for kartlegging og dokumentasjon av bergforhold. Dronen som er benyttet ved Hommelvikskjæringen er relativt enkel, en DJI Mavik 2 Pro, avbildet i Figur 2. GPS-systemet i dronen har begrenset nøyaktighet. Ved behov for større nøyaktighet må det måles inn fastpunkter med landmålerutstyr før flyvning. På denne måten har prosjektet oppnådd en nøyaktighet på inntil 2 cm i 3D modell fra droneflyvning. Nøyaktigheten er avhengig av blant annet landmålerutstyret og avstanden mellom dronen og objektet ved bildetaging.

Figur 2 DJI Mavik 2 Pro drone (Kilde: www.dji.com)

Prosessering

Dronebildene prosesseres i programvare som utfører fotogrammetri. Det finnes en rekke ulike programmer som gjør dette. For Hommelvikskjæringen er dette utført med Pix4DMapper. Bilder sammen med GPS-innmålte fastpunkter lastes opp og prosesseres. Et bredt spekter av resultatfiler er tilgjengelig fra programvaren; ulike formater av punktsky, 3d mesh, ortofoto, dtm med flere. I forbindelse med videre arbeid med analyse av bergmassen ble hovedsakelig dataen i punktskyformat benyttet. Resultatet fra prosesseringen av dronebildene for Hommelvikskjæringen er vist i Figur 3. Uthevet del av modellen viser hvor stor detaljgrad som oppnås. Tettheten av punkter i modellen av bergskjæringen er mer enn ett punkt per cm^3.

Figur 3 Resultat etter fotogrammetri (Visning i Autodesk Recap)

Digital kartlegging av punktsky

Det finnes flere ulike metoder for å hente ut sprekkeflater fra dataen i en punktsky. I forbindelse med prosjektering av Hommelvikskjæringen er dataene behandlet i Python 3. Egenprodusert kode gir større kontroll rundt kriteriene som legges til grunn for registrering av sprekkeflater. Det vil også være mulig å tilpasse resultatet av punktskygjennomgangen hvis man ønsker det. Resultatet av datagjennomgangen er satt opp til å gi koordinater til senterpunktet av hver registrerte sprekkeflate i tillegg til fall/fallretning på sprekkeflaten.

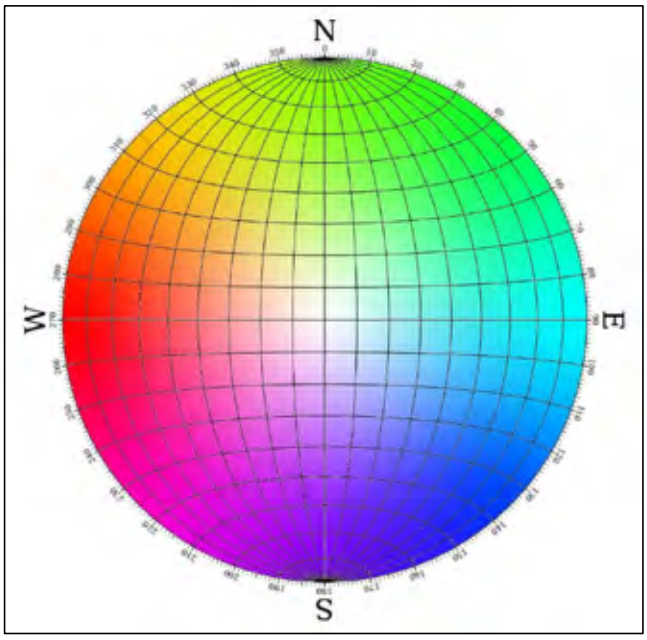
Det er to kriterier som bestemmer hva som skal tolkes som en sprekkeflate i kartleggingen av Hommelvikskjæringen:

- Tillatt retningsavvik på punktene innad i sprekkeflaten
- Størrelse på sprekkeflaten

Disse kriteriene kan justeres, og tilpasses til datasettet.

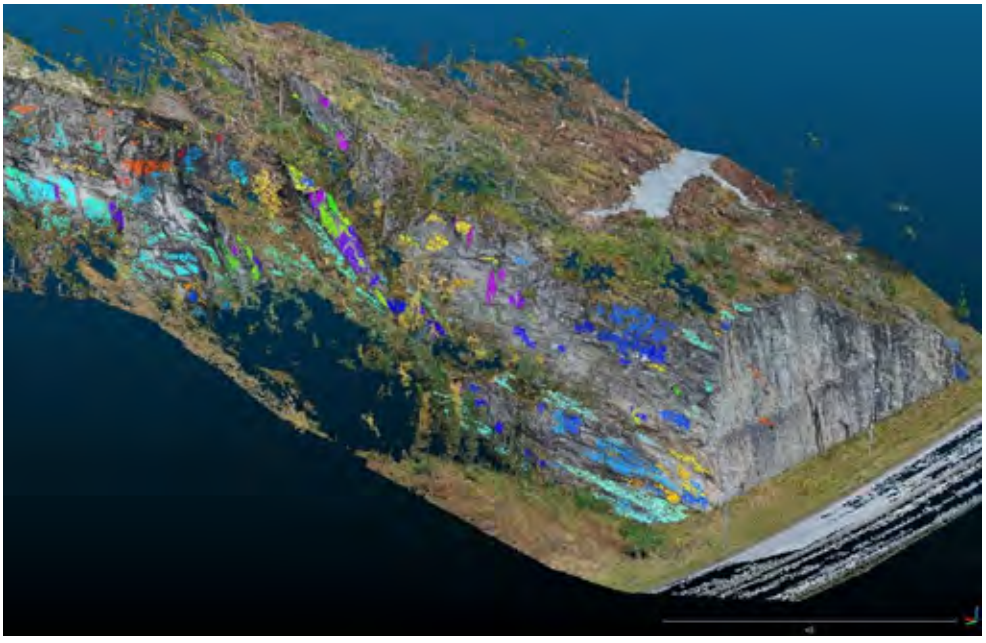
Resultatet av kartleggingen bør gjennomgås visuelt. En automatisk registrering av sprekkeflater vil kunne produsere sprekkeflater som i realiteten ikke er det. Ved hjelp av visning og redigeringsmulighet i 3D programvare er kartleggingen kontrollert og verifisert. Flater som ikke regnes som et korrekt resultat fjernes.

Alle registrerte sprekkeflater farges ut ifra sprekkeflatens polpunkt, etter skalaen som er vist i Figur 4. Fargesettingen er definert i Python 3 koden, og kan endres etter eget ønske.



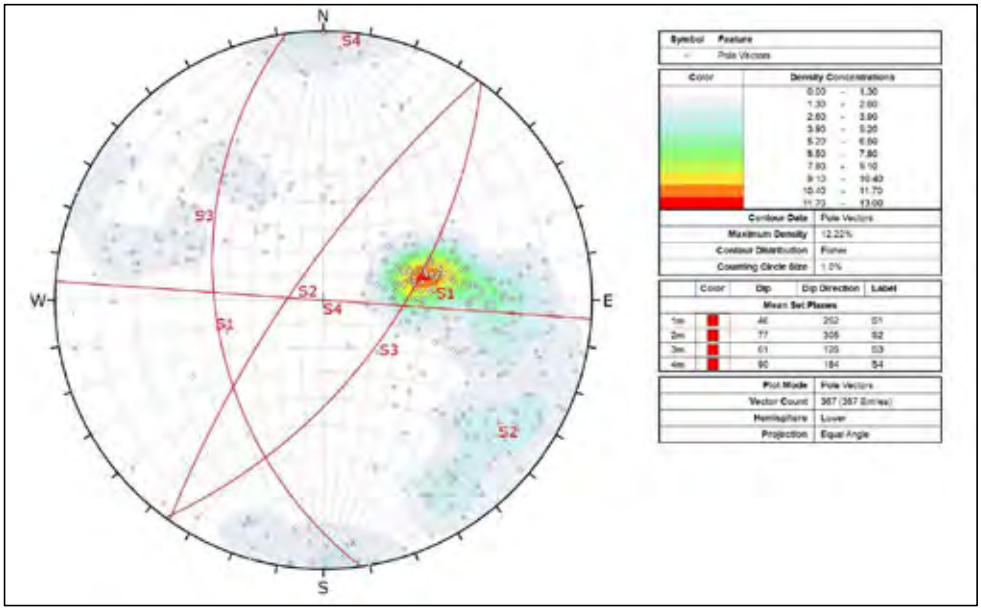
Figur 4 Fargeskala for fall/fallretning på registrert sprekkeflate

3D visningen av oppsprekkingen er til stor hjelp for identifisering av hovedsprekkesett i bergmassen, og er et godt hjelpemiddel sammen med analyse av registreringene i Dips fra RocScience. Resultatet av den digitale kartleggingen er vist i Figur 5.



Figur 5 3D visning av registrert oppsprekking. (Visning i CloudCompare)

Som nevnt produseres et resultat med koordinater til sprekkeflatene i tillegg til fall/fallretning fra Python 3 koden. Dette kan overføres til Dips (RocScience). Resultatet for Hommelvikskjæringen er vist i Figur 6.



Figur 6 Resultat av sprekkeregistreringen for Hommelvikskjæringen i Dips (RocScience)

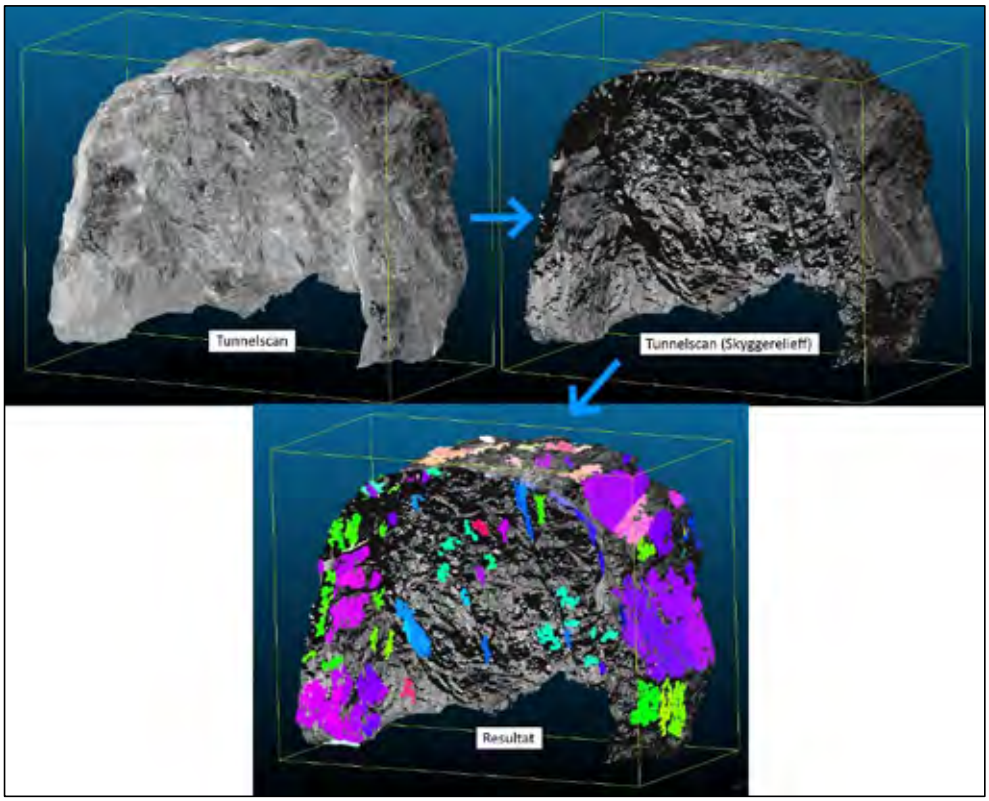
Kriteriene for kartleggingen som er vist over er sprekkeflate på minimum 1,0 m^2, og et tillatt avvik innad i sprekkeflaten på maksimalt 15°. Dette gir et resultat med 367 registrerte sprekkeflater. Det er testet datagjennomgang der kriteriet for størrelse på sprekkeflaten er satt til 0,5 m^2. Dette produserer godt over 1 000 sprekkeregistreringer fra samme punktsky. Fordelingen på dataen blir tilnærmet lik som vist i Figur 6.

Fra fargeskalaen i Figur 4 og resultatet av kartleggingen vist i Figur 5 er tolkede sprekkesett synliggjort med følgende farger; S1 = lyseblå, S2 = mørkeblå, S3 = oransje og S4 = grønn/lilla. Alle steile sprekkesett vil kunne representeres i to farger avhengig av den gjennomsnittlige fallretningen til registreringen.

Metoden med registrering av sprekkeflater fra punktsky er sammenlignet med feltkartleggingen. Observasjonene fra feltkartlegging og dronekartleggingen sammenfaller svært godt.

Andre bruksområder

Det er verdt å nevne at kartlegging av sprekkeflater fra punktsky ikke kun er forbeholdt store skjæringer, eller punktsky fra droneflyvning. Det fungerer også godt på en tunnelskanning av bergoverflaten etter sprengning. Ved digital kartlegging av sprekkeflater i tunnel er det en stor fordel at stuffen er med i punktskya. Et eksempel med samme type kartlegging av en skannet tunnelstuff er vist i Figur 7. Skannerdataen er levert av Bane NOR, og kommer fra adkomsttunnelene til Follobanens TBM entreprise.



Figur 7 Kartlegging av sprekkeflater fra tunnelscan (Kilde: BaneNOR, Follobanen, TBM Entreprisen, forberedende arbeider, visning i CloudCompare)

Kartleggingen av tunnelen registrerte 195 sprekkemålinger på en salve. Fargekodingen avslører tydelige sprekkesett.

En punktsky av fem meter tunnel og stuff har vesentlig færre punkter sammenlignet med et stort terreng som Hommelvikskjæringen. Prosesseringen av punktskya av en tunnelstuff er utført på få sekunder. En stor skjæring som Hommelvikskjæringen, krever flere minutter for å utføre kartleggingen.

KJERNEBORING

I forbindelse med prosjekteringen av Hommelvikskjæringen ble det utført kjerneboring i slutten av 2021. Boringen ble gjort av Besab AB.

Orienteringen på kjernene skulle registreres slik at det var mulig å hente ut fall/fallretning på oppsprekkingen. Ved kjerneopptaket ble «opp» markert. For at kjernene skulle kunne orienteres ved hjelp av denne metoden kunne dermed ikke borhullene være vertikale.

Figur 8 Kjerne med markering som indikerer "opp"

Kjernene ble kartlagt på tradisjonelt vis, med registrering av bergart, RQD, soner osv.

Re-orientering av kjerner

For å kunne dra nytte av den registrerte orienteringen av kjernene ble kjerneopptakene satt sammen igjen. Hele lengden kunne rekonstrueres (og dermed orienteres), forutsatt at det per opptak verken var mer enn ett tilfelle av rotasjon av kjernen, eller en sone som var umulig å rekonstruere. På totalt 250 meter med kjerne var det kun 2-3 opptak hvor deler av kjerneopptaket var umulig å rekonstruere.

Hvert kjerneopptak ble lagt mellom to stålrør på bakken. Deretter ble det tatt bilder av hele lengden. Fra bildene ble det produsert ortofoto av kjernene. En del av et ortofoto av en rekonstruert kjerne er vist i Figur 9.

Figur 9 Ortofoto av deler av en rekonstruert kjerne

Måling av fall/fallretning

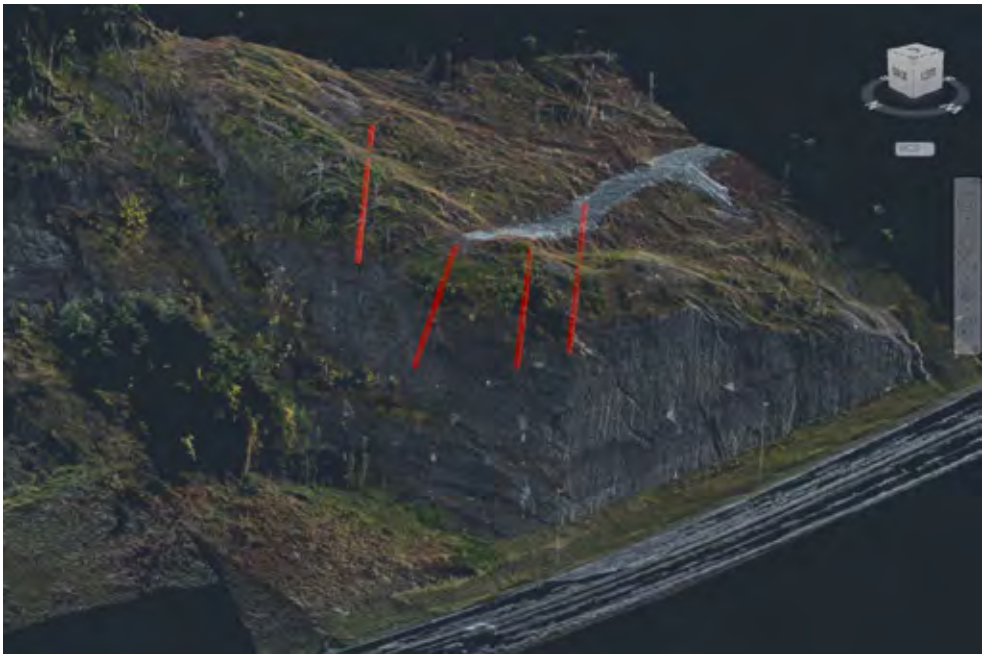
Poenget med å lage ortofoto av kjernene var å kunne måle på sprekker eller strukturer direkte fra bilde. Ved utlegging av kjernen var det en stor fordel om det ble lagt inn et lite mellomrom langs oppsprekkingen, fordi oppsprekkingen dermed kom klart til syne på ortofotoet.

Oppløsningen på bildet ble satt til 0,5 mm/pixel. Ved at målestokken var kjent kunne en måle dybde langs kjernen direkte fra ortofoto.

Strukturer ble målt i topp, midt og bunn av ortofotoet. Videre er dimensjonen, og orienteringen på borhullet kjent, og de tre målte punktene fra bildet kunne oversettes til ekte koordinater. Tre kjente punkter i et plan er tilstrekkelig for å beregne fall/fallretning på strukturen.

KONKLUSJON

Ved hjelp av digitaliseringen av sprekkekartleggingen og kjerneboring har hele prosjekteringsgruppa fått visualisert resultatene og på den måten fått bedre forståelse for de stedlige forholdene, uavhengig av hvem som har gjennomført kartleggingen. Dette gir prosjektet bedre informasjon og bedre fleksibilitet i det videre prosjekteringsarbeidet. Resultatene er sammenstilt i 3D-modeller hvor alt knyttes sammen. Figur 10 viser en sammenstilling av dronekartleggingen og kjerneborhullene.



Figur 10 Sammenstilling av dronekartlegging og kjerneborhull (Visning i Autodesk Civil3D)

Bruken av dronekartlegging har også vist seg å gi stor merverdi under utførelsen og i forbindelse med sluttdokumentasjon for andre store skjæringer i det samme prosjektet.

Det ligger fortsatt et stort potensial i kartlegging med drone. Det er nærliggende å videreutvikle sprekkekartleggingen med flere parametere som for eksempel utholdenhet og sprekkeavstand. Modellering av sprekker bør også kunne projiseres innover i bergmassen slik at for eksempel forankringslengder på bolter kan visualiseres og dokumenteres.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2022

UTGRAVING OG SIKRING AV NORGES STØRSTE OG MEST SPEKTAKULÆRE LØSMASSETUNNEL

Excavation and supporting of Norway's biggest and most spectacular soil tunnel

Lise Backer, Prosjektleder Bane NOR

SAMMENDRAG

På utbyggingsprosjektet Nytt dobbeltspor Drammen – Kobbervikdalen (UDK) skal ca. 840m av den den 7 km lange Drammenstunnelen bygges som en vanntett betongtunnel i løsmasser. Løsmassene varierer fra sensitiv leire til fast morene. De første 540m utføres som kulvert i åpen byggegrop. Videre er det gravet ut en ca. 290m lang tunnel i løsmasser, i overgangen til bergtunnelen som fortsetter sørover mot Kobbervikdalen. Før utgravingen av løsmassetunnelen måtte løsmassene forsterkes og tettes slik at grunnvannet ikke kunne trenge inn i tunnelen. Arbeidene med grunnforsterkningen for løsmassetunnelen ble presentert på *Bergmekanikkdagen 2021 /1/*. Grunnforsterkningen ble utført med jetpeler fra overflaten. Jetpelene dannet en ring rundt tunnelprofilet. Denne presentasjonen bygger videre på presentasjonen fra 2021 */1/,* og omfatter selve utgravingen av løsmassetunnelen inne i jetpeleringen, midlertidig sikring med sprøytebetong og stålbuer, og støping av den permanente vanntette og armerte betongkonstruksjonen inne i tunnelen.

Tetting, støttekonstruksjoner og utgraving av byggegropen for den 540m lange kulvertdelen av tunnelen ble også presentert i 2021 */1/*. Her presenteres kort status for utgraving, støp av kulvert, vanntetting med membran og tilbakefylling rundt kulverten.

SUMMARY

The new double track tunnel project Drammen – Kobbervikdalen (UDK) includes a 7 km long tunnel. The first app. 840 m will be a watertight reinforced concrete tunnel constructed in soil variating from soft clay to consolidated morene. 540m of the concrete tunnel is constructed in an open pit «bottom up», using sheet piles and secant piles as ground reinforcement, and with steel struts to stabilise the piles.

The next 290m of the concrete tunnel is constructed as a soil tunnel. First the soil had to be reinforced using jet piles from the surface, making a watertight and stabilized ring around the soil tunnel. It was important to prevent the ground water from leaking into the tunnel. The soil treatment works was presented at the *Bergmekanikkdagen 2021 /1/*. This presentation is built on last year's presentation and includes the excavation of the soil tunnel and temporary and permanent tunnel lining. The soil tunnel was excavated inside the jet grout ring, using sequential excavation method and a temporary lining of steel bars and mech reinforced shotcrete. Finally, a PVC membrane is placed around the tunnel surface and the reinforced concrete permanent lining is established.

INNLEDNING

Utbyggingsprosjektet Nytt dobbeltspor Drammen – Kobbervikdalen (UDK) er en del av InterCity utbyggingingen av Vestfoldbanen og består av:

- Totalt 12 km dobbeltspor fra Drammen til Skoger
- 540 m betongtunnel (kulvert)
- 290 m løsmassetunnel
- 6 km bergtunnel
- Bygge om Drammen Stasjon og deler av de omliggende områdene, inkludert del av ny bybru over Drammenselva

Det nye dobbeltsporet skal tas i bruk sommeren 2025 og vil gi mulighet for 4 tog i timen hver vei mellom Oslo og Tønsberg. I tillegg reduseres reisetiden, punktligheten forbedres og jernbaneknutepunkt i Drammen styrkes. Prosjektet fører også til at områder i Drammen frigjøres til byutvikling. Den totale kostnadsrammen for prosjektet er 13 Mrd NOK. Arbeidet er delt inn i tre stor underbyggingsentrepriser, samt flere jernbaneteksniske entrepriser. I tillegg er det noen forberedende og støttende entrepriser for arbeidene.

Figur 1: *Oversikt over Utbyggingsprosjektet Drammen – Kobbervikdalen (UDK)*

UDK02 – KULVERT OG LØSMASSETUNNEL

Kontrakten for «*UDK02 Kulvert og Løsmassetunnel*» er en totalentreprise basert på NTK 15 og har en kontraktsverdi på 1,83 Mrd NOK. Det er Veidekke Entreprenør AS som er totalentreprenør for denne underbyggingsentreprisen, som i hovedsak omfatter en ca. 840m lang vanntett betongtunnel i løsmasser fra Sundhaugen til Danvik. De første 540m utføres som kulvert i åpen byggegrop. Her inngår også en pumpestasjon i lavbrekket på kulverten. De neste ca. 290m utgjør en løsmassetunnel som gradvis går over i bergtunnelen etter hvert som berget kommer opp i profilet. Bergtunnelen fortsetter ca. 6 km mot Kobbervikdalen og Gulliksrud, og utføres i en egen entreprise (UDK01) som også utføres av Veidekke Entreprenør AS.

Bane NOR har gjennom sine spesifikasjoner satt krav til blant annet sikkerhet, hensyn til omgivelsene og til den permanente vanntette betongkonstruksonen. Veidekke har utviklet sine løsninger for prosjektet, har vært ansvarlig for all prosjektering, og bygger kulverten og løsmassetunnelen. Entreprenøren har altså selv valgt byggemetode for arbeidene, slik som

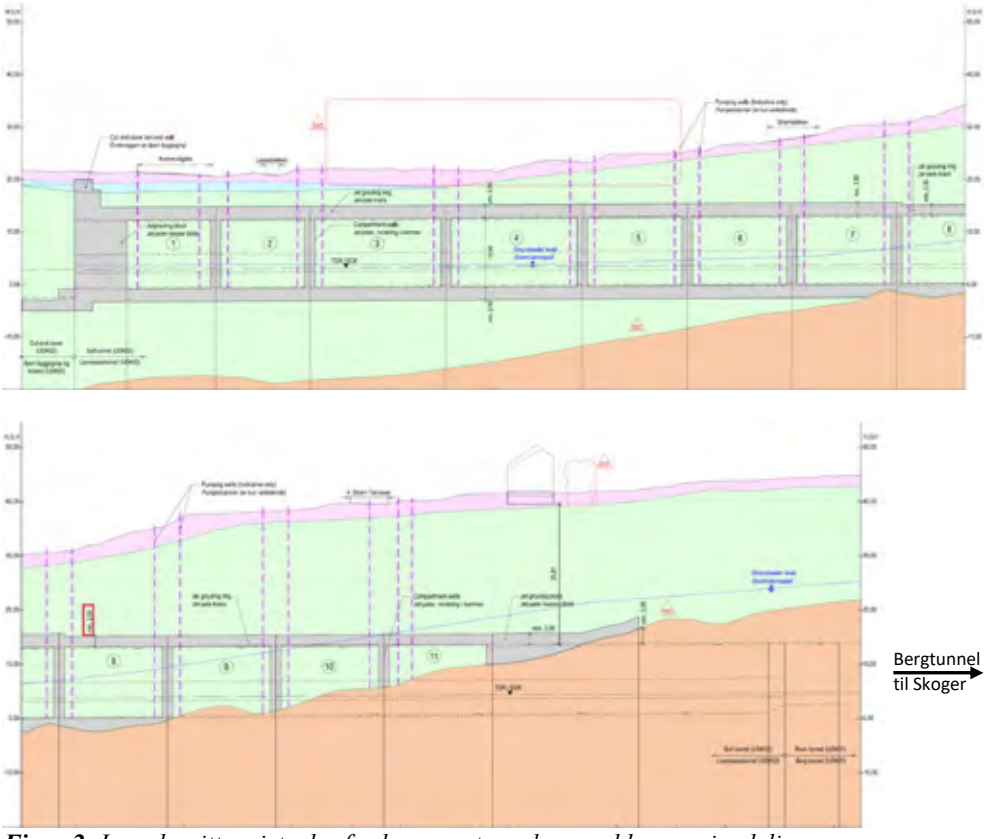
valg av type støttevegger, metode for vanntetting og stabilisering av byggegrop, grunnforsterkning og metode for utgraving av løsmassetunnelen.

Grunnforholdene er beskrevet i presentasjonen fra 2021 */1/*, og er kort oppsummert her. I nord mot Drammenselva er området dekket av marine, bøte og til dels sensitive leiravsetninger, med til dels stor mektighet. Under leira ligger det en morenerygg som strekker seg sørover og oppover mot Strømsåsen og gjør at leirlaget gradvis blir tynnere og forsvinner mot sør. Bergoverflaten og grunnvannsnivået stiger også sørover mot Strømsåsen. Tunneltrasèen går gradvis over fra morene til berg, og fortsetter i berget ca. 6 km til Skoger sør for Drammen.

UGRAVING AV LØSMASSETUNNEL

Grunnforsterkning

Løsmassetunnelen er bygget ved at løsmassene først ble forsterkes og tettes med jetpeler fra overflaten. Grunnforsterkningen hadde som hovedformål å stabilisere løsmassene og tette rundt tunneltrasèen for å holde grunnvannet ute. I tillegg ble det brukt jetpeler til sikring av stuff og til inndeling i vanntette kammer. Formål med kammerinndelingen var å kunne tømme disse for grunnvann i forkant av tunneldriving. Lengdene på kamrene var fra 15m til 26m. Tunnelen kunne dermed drives ved tilnærmet tørre forhold. For nærmere beskrivelse av grunnforsterkning med jetpeler, se presentasjonen fra 2021 */1/*.



Figur 2: *Lengdesnitt av jetpeler for løsmassetunnelen, med kammerinndeling.*

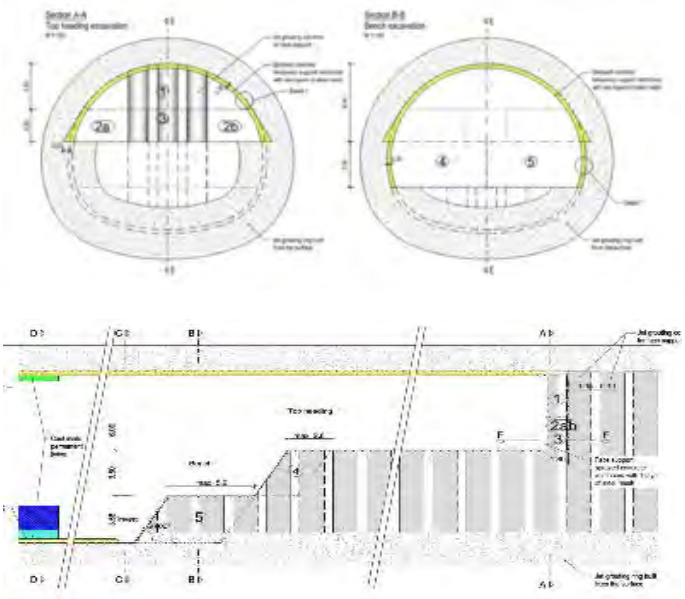
Tunneldriving og midlertidig sikring

I november 2021 var bergtunnelen drevet fra sør, forbi grensesnittet mellom UDK01 og UDK02, og frem til det ble observert jetpeler i hengen. Dette var noe lengre enn opprinnelig planlagt, og et resultat av tett samarbeide mellom de to entreprisene UDK01 og UDK02. Løsmassetunnelen ble i sin helhet gravd ut fra nord, ved at det var etablert en rampe i byggegropa ned til påhugget i denne enden.

Figur 3: *Driving av bergtunnelen fra UDK01 frem til jetpeler i hengen. Foto: Bjarte Opofte*

Figur 4: *Rampe til påhugg for øverste del av løsmassetunnelen, desember 2021.*

Tunneltverrsnittet ble delt inn i flere utgravingssekvenser. Rampen ble derfor i første omgang gravd ned til nivå med øverste delen. Utgravingen av øverste del (heading) startet i desember 2021.



Figur 5: *Utgraving av løsmassetunnelen delt i utgravingssekvenser, med midlertidig sikring*

For å sikre påhugget i løsmassene var det etablert en massiv jetpel-blokk de første 10 m (se figur 2). Det ble konstatert at kvaliteten på jetpelene var meget god, og det var dermed tidkrevende å pigge seg gjennom denne blokka. Det ble benyttet både pigghammer, roterende mekanisk bryting og krafsing med kraftig graveskuffe, for å grave ut løsmassetunnelen.

I starten var utgravingslengden 1,3m. Det ble etablert midlertidig sikring fortløpende, ved en kombinasjon av stålbuer (gitterdragere) og sprøytebetong med nettarmering.

Figur 6: *Pigging og utgraving av første seksjon i øverste del av løsmassetunnelen, desember 2021. Foto: José María Menchén Ongil*

Figur 7: *Etablering av midlertidig sikring ved montering av gitterbuer og to lag med nettarmert sprøytebetong.*

Etter at de første 10m med jetpelblokk var gravd ut og sikret, kom vi inn i morenemassene. For å sikre at stuffen var stabil var det satt enkelte jetpeler i stuffen. Denne ble også sikret fortløpende med sprøytebetong, noe nett og enkelte bolter. Dette gjorde at stuffen var stabil. Heng og vegger bestod av stabile og tette jetpeler som ble sikret fortløpende med stålbuer og nettarmert sprøytebetong.

Inne i tunnelen ble det utført systematisk måling og overvåking av deformasjonene i tunnelen. Det ble også utført målinger fra terrenget over. Målingene viste små deformasjoner på 0 til 5mm, og god stabilitet. Etter at ca 50m av øvre del av tunnelen var gravet ut, ble utgravingslengden økt til 2,1m. Profilet ble fortsatt sikret fortløpende med stålbuer og nettarmert sprøytebetong, mens stuffen ble sikret etter behov. Etter hvert som tunnelen ble gravd ut kom grunnvannsspeilet inn i profilet. På grunn av de tette jetpelene ble det likevel kun observert mindre drypp i stuffen på enkelte steder.

Figur 8: *Utgraving og midlertidig sikring av tunnelprofil og stuff, med jetpeler, stålbuer, sprøytebetong og bolter. På øverste bilde ses jetpeler som stabiliserer den lagdelte morenen.*

Etter ca 210m kom berget opp i profilet. Over berget lå et svart og kompakt leirlag som i noe mindre grad var påvirket av jetpelene. Men med lite vann i massene var stuffen stabil og det gikk greit å sprenge og grave ut resten av den øvre delen av tunnelen. Gjennomslaget mot bergtunnelen ble sprengt 5. mai 2022 og markert på tradisjonelt vis.

Etter at løsmassetunnelen var gravd ut og sprengt i hele lengden frem til gjennomslags-området, ble den midterste delen av tunnelprofilet, kalt benken, gravd ut og sikret. Til slutt ble sålen gravd ut og sikret slik at en fikk et tilnærmet sirkulært tunnelprofil. Det ble hele tiden utført systematisk måling og overvåking av deformasjonene i tunnelen. Disse viste fortsatt små deformasjoner og god stabilitet også ved utgraving av benk og såle.

Figur 9: *Øvre dele av løsmassetunnelen drevet ca 226m. Berg i nedre del av stuffen.*

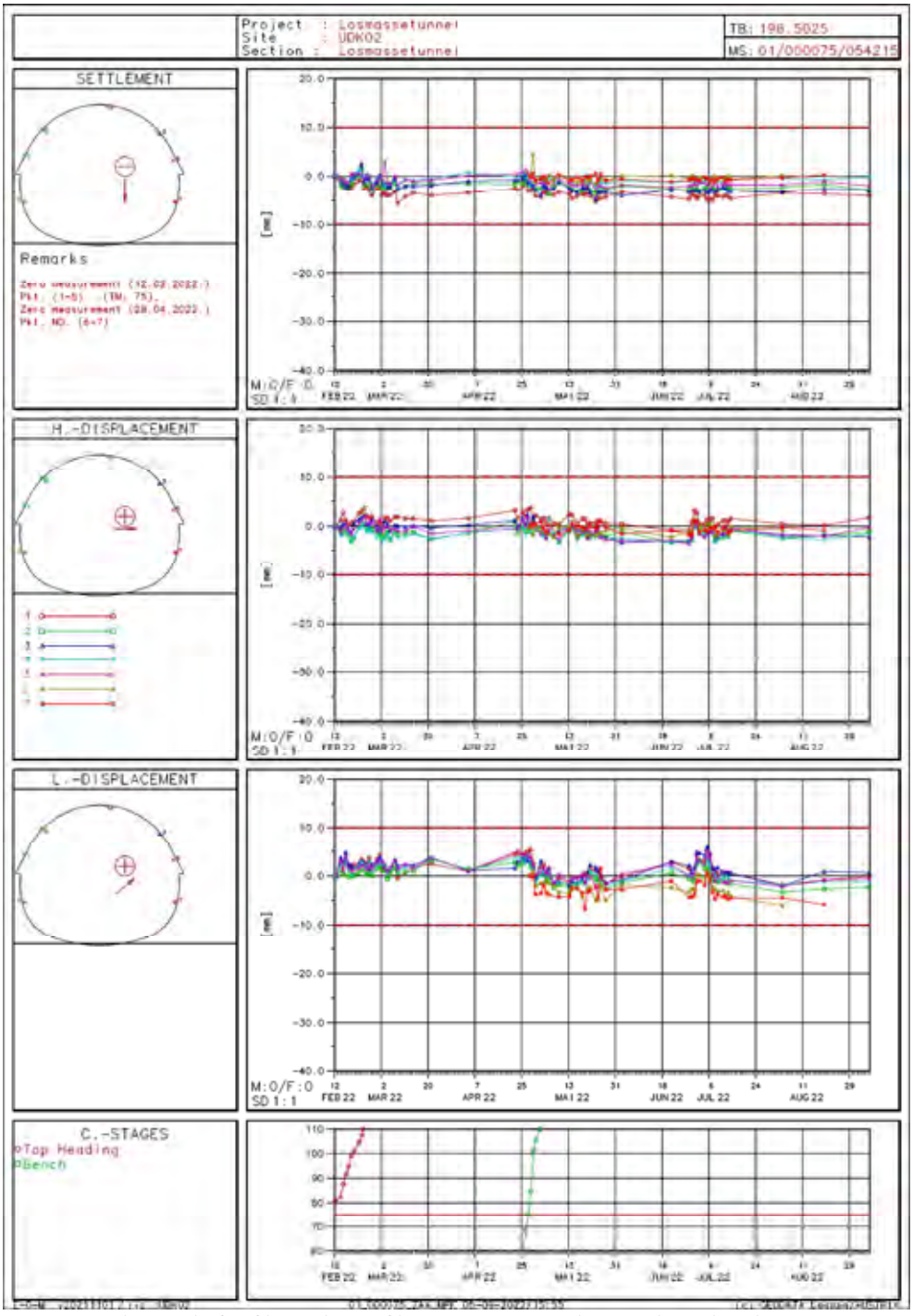
Figur 10: *Gjennomslag mot bergtunnelen (UDK01) 5. mai 2022.*

Figur 11: *Utgraving og sprengning av benken i løsmassetunnelen. Berg i nedre del av tunnelprofilet.*

Figur 12: *Utgraving og midlertidig sikring av fult tverrsnitt i løsmassetunnelen.*

Måling av deformasjoner og overvåking av stabiliteten

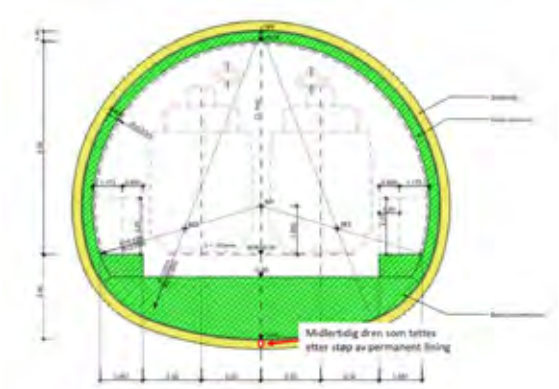
Umiddelbart etter utgraving av en seksjon i hengen ble det montert fem målepunkter jevnt fordelt. Disse kan ses som små reflekspunkter i konturen. Det ble målt små deformasjoner på opp til 5mm, som deretter stabiliserte seg. Ved utgraving av benken ble det registrert nye små utslag på målepunktene, deretter utflating og stabilisering. Det ble montert to nye målepunkter i veggene. Ved utgraving av sålen til fult profil ble det igjen registrert små utslag på målepunktene, før utflating og stabilisering.



Figur 13: *Eksempel på måleresultat, målt 75m inne i tunnelen. Punkt 1 til 5 i hengen montert 12.02.22 umiddelbart etter utgraving. Punkt 6 og 7 i veggene umiddelbart etter utgraving av benken. Målingene viser 0 til 5mm i forbindelse med utgravingen, deretter stabilitet.*

PERMANENT VANNTETT BETONGKONSTRUKSJON

Etter at løsmassetunnelen var gravet ut og midlertidig sikret i full lengde, var det klart for å etablere en vanntett, armert betongtunnel inne i tunnelprofilet. Permanent vanntetting av tunnelen sikres med PVC-membran rundt hele tverrsnittet. Den armerte betongkonstruksjonen utgjør den permanente sikring av løsmassetunnelen. Betongkonstruksjonen er prosjektert for å motstå samtlige krefter som kan påvirke tverrsnittet i permanent fase, både fult jordtrykk og fult vanntrykk. Dette har altså ikke vært mulig å få tillatelse til å regne inn jetpelene og den midlertidige sikringen som en del av den permanente konstruksjonen.



Figur 14: *Vanntett betongstøp i løsmassetunnelen.*

Før legging av fiberduk og membran ble tunnelen kontrollert og eventuelle avvik i tunnelprofilet rettet opp. Det aksepteres ikke knøler og det er også krav til ujevnheter i overflaten for å sikre at membranen ikke utsettes for uakseptable strekkrefter. Kravet til minimum 30cm betong er absolutt for å sikre at membranen ikke punkteres ved montering av jernbaneteknisk utstyr i betongkonstruksjonen.

Figur 15: *Portalområdet, overgang mellom kulverten og løsmassetunnelen.*

I første omgang ble det lagt fiberduk og membran i nedre del av tunnelen, før armering og støp av sålen. Støp av sålen i hele tunnelens lengde ble ferdig i oktober 2022. Videre vil det legges membran i resten av tverrsnittet, før armering og ferdig støp. Til slutt fylles det opp til formasjonsplanent for jernbanen, støpes gangbaner og etableres øvrig infrastruktur i tunnelen.

Figur 16: *Membran og forskalingsvogn for sålestøp i løsmassetunnelen.*

Figur 17: *Armering før sålestøp i løsmassetunnelen.*

Figur 18: *Ferdig armert og støpt såle i løsmassetunnelen, oktober 2022.*

KULVERT

Ca 540m av den vanntette betongtunnelen bygges som kulvert i en åpen byggegrop med støttekonstruksjoner og innvendig avstivning, «bottom up».

Figur 19: *Ca. 330m kulvert støpt, membran og tilbakefylling til terreng over kulverten, oktober 2022.*

Metodebeskrivelse for støttekonstruksjoner, byggegroptetting, utgraving, avstiving, vanntetting og støp av betongkulvert er beskrevet i presentasjonen fra 2021 /*1*/. Per november 2022 er byggegropen ferdig tettet og gravd ut i hele lengden, og totalt ca. 330m betongkulvert ferdigstøpt. Det legges PVC membran fortløpende rundt kulverten, før tilbakefylling med sand og grusmasser som gjenbrukes fra de utgravde morenemassene.

Figur 20: *Byggegrop gjenstående arbeider med kulverten inn mot påhugget til løsmassetunnelen, oktober 2022.*

Figur 21: *Del av kulvert ferdig støpt og klar for jernbanetekniske installasjoner*

REFERANSER

/1/ Backer L. (2021) «28 Løsmassetunnel, Drammen», NBG, Bergmekanikkdagen 2021

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2022

UTFORDRINGER MED SVARTE LEIRSKIFERE; MELLOMLAGRING OG NATURLIGE BLANDMASSER

Challenges with black shale: temporary storage and naturally mixed masses

Frøydis Meen Wærsted (NGI), Halldis Fjermestad (SVV), Christian Totland (NGI), Marion Børresen (NGI), Gøril Aasen Slinde (NGI), Caroline Berge Hansen (NGI), Elisabeth Tønnessen (NGI), Per Hagelia (SVV), Lars Erstad (UiO/Sweco), Gunvor Baardvik (NGI).

SAMMENDRAG

Det er planlagt flere store byggeprosjekt i Oslo-regionen de neste årene. Dette vil resultere i utgraving av potensielt syredannende svart leirskifer i volumer som er større enn kapasiteten til godkjente deponier. NGI har et internt forskningsprosjekt «Under Oslo» som fokuserer på innovasjon, bærekraft og økonomi knyttet til underjordiske byggearbeider. Delprosjekt 1 omhandler svarte leirskifere.

Svarte leirskifre er sedimentære bergarter med høyt innhold av sulfider, organisk materiale, tungmetaller og naturlig forekommende radionuklider. Riktig håndtering under prosjektgjennomføring og korrekt varig lagring av utgravde masser er avgjørende for å unngå forvitring og sur avrenning, som kan føre til skader på konstruksjoner og miljø.

Mellomlagring kan være nødvendig for logistiske formål og for å gi mulighet for forsvarlig karakterisering av utgravde masser, mens langvarig midlertidig lagring kan gi negative effekter på miljøet. For å få bedre forståelse av tidsforløpet i forvitring og syredanning, er det samlet inn historiske data og startet opp utlekkingseksperimenter i konteinere. Tilgjengelige data fra storskala forsøk så langt indikerer at det går mer enn ett år før forvitring av frisk (uforvitret) skifer gir sur utlekking. Basert på disse dataene anbefales maksimum 6 måneder mellomlagring av uforvitret skifer – fordelt på byggeplass og deponi.

Ved sprengning og utgraving kan det å skille svartskifer fra omkringliggende steinmasser være vanskelig, noe som resulterer i store mengder masser med en mindre andel svartskifer. De syredannende egenskapene til slike blandede masser er vanskelig å fastslå, og som følge av dette havner store mengder potensielt trygge masser på deponi. Konteiner- og kolonneforsøk med opptil 20 % innhold av alunskifer har etter 2 år ingen pH senkning, men det kan ikke utelukkes at dette vil komme på et senere tidspunkt. Ledningsevne og metallinnhold i avrenningen øker med økende skiferinnhold og tyder på høyere reaktivitet.

Den aller beste håndteringen av svartskifer er å la den ligge uforstyrret i bakken. Kan man planlegge prosjekter slik at man tar ut minst mulig potensielt syredannende berg?

SUMMARY

NGI's internal R&D project "Under Oslo" focuses on innovation, sustainability and economy related to underground construction work. WP1 is "Black shale". Several large construction activities are planned in the Oslo region in the coming years. This will result in excavation of potentially acid-producing black shales in volumes larger than the capacity of the approved disposal sites.

Black shales are sedimentary rocks with a high content of sulphides, organic matter, heavy metals and naturally occurring radionuclides. Proper handling during project execution and permanent storage of excavated masses is crucial to avoid acid rock drainage (ARD), which can lead to extensive damage on structures and the environment.

Temporary storage may be necessary for logistical purposes and to allow for proper characterization of excavated masses, but long-term temporary storage can give negative effects on the environment. To evaluate time before onset of ARD from alum shales, WP1 has gathered historical data and started container experiments. The available data from large scale experiments indicate that more than one year of weathering is necessary before onset of ARD from unweathered alum shale, and a recommendation of max. 6 months (in total at construction site and disposal site) is given.

During excavation, separation of black shales from surrounding rock masses may be difficult, resulting in large amounts of masses with a minor fraction of black shales. The acid-producing properties of such mixed masses is uncertain, and as a result large amounts of potentially safe masses end up at disposal sites. Container and column experiments with content of alum shale up to 20 % have no decrease in pH after two years, but this might still happen at a later time point. Conductivity and metal content in the leachate increases with increasing alum shale content and indicate higher reactivity.

The best way to handle black shales is to leave it undisturbed in the ground. Can projects be planned to minimize the amount of potentially acid-producing rock that is taken out?

INNLEDNING

Svarte leirskifre, som f.eks. alunskifer, er sedimentære bergarter med høyt innhold av sulfider, organisk materiale, tungmetaller og naturlig forekommende radionuklider. Riktig håndtering under prosjektgjennomføring og korrekt varig lagring av utgravde masser er avgjørende for å unngå forvitring og sur avrenning, som kan føre til skader på konstruksjoner og miljø.

Det syredannende potensialet (AP, acidification potential) til svartskifre stammer fra sulfider og estimeres ofte fra totalt svovelinnhold i steinen. Det nøytraliserende potensialet (NP, neutralizing potential) vil hovedsakelig komme fra karbonater i steinen og estimeres med innhold av totalt uorganisk karbon (TIC). Forholdet mellom AP og NP er viktig for å vurdere om steinmasser er potensielt syredannende.

I dette arbeidet har vi fokusert på potensielt syredannende svartskifer i den kambrosiluriske lagrekken, og resultatene er ikke nødvendigvis overførbare til andre typer syredannende stein. Videre er forsøkene utført på masser med kornfordeling som sprengstein, og masser med mindre kornstørrelse, som for eksempel tunnelboremasser, kan reagere raskere.

Kontainerforsøkene er overtatt av SFF earthresQue ved NMBU og vil bli prøvetatt fram til 2028 som en del av senteret.

Mellomlagring

Mellomlagring av utsprengte masser av svartskifer fra anleggsarbeid er ofte logistisk nødvendig, både fordi transport kanskje ikke kan skje med en gang men også for å gi tid til å karakterisere massene. Karakterisering er nødvendig for å fastslå om massene er syredannende og må på deponi. Samtidig kan lengre tids mellomlagring gi problemer med sur avrenning, og i noen tilfeller har man opplevd at massene får varmgang. Dette skyldes at de syredannende prosessene (forvitringen av sulfider) i massene er eksoterme, det vil si at de utvikler varme.

Anbefalingen i veileder M-310 fra Miljødirektoratet (2015) var at mellomlagring før massene ble send til deponi skulle være maksimalt 8 uker. Det ble foretatt strenge tolkninger av forurensingsforskriften som medførte at det ble beskrevet tildekking med presenning og tilsvarende løsninger i denne perioden. For å skaffe bedre grunnlag for denne anbefalingen, og

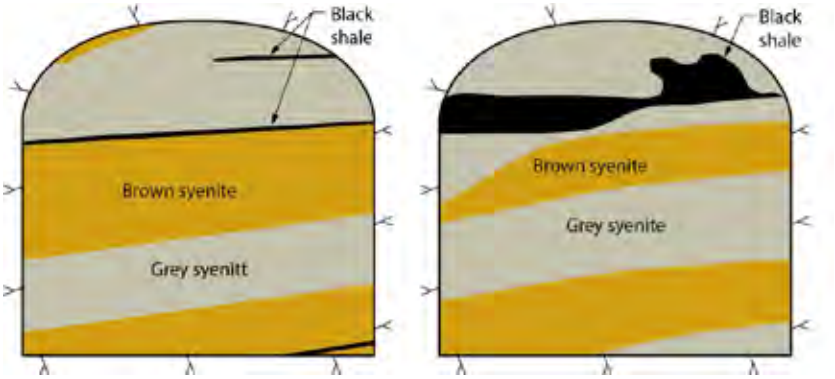
vurdere om den burde endres, samlet vi inn data fra kjente tilfeller hvor svartskifer har blitt utsatt for naturlige værforhold og avrenningen har blir prøvetatt og kontrollert. I tillegg satte vi opp egne forsøk med svartskifer i kontainere som står åpne for regn og luft.

Vi jobber her med nylig utsprengte, uforvitrede masser av svartskifer. Masser som har ligget utsatt for vann og luft i lengre tid og allerede er forvitret kan gi sur avrenning med en gang og bør ikke mellomlagres.

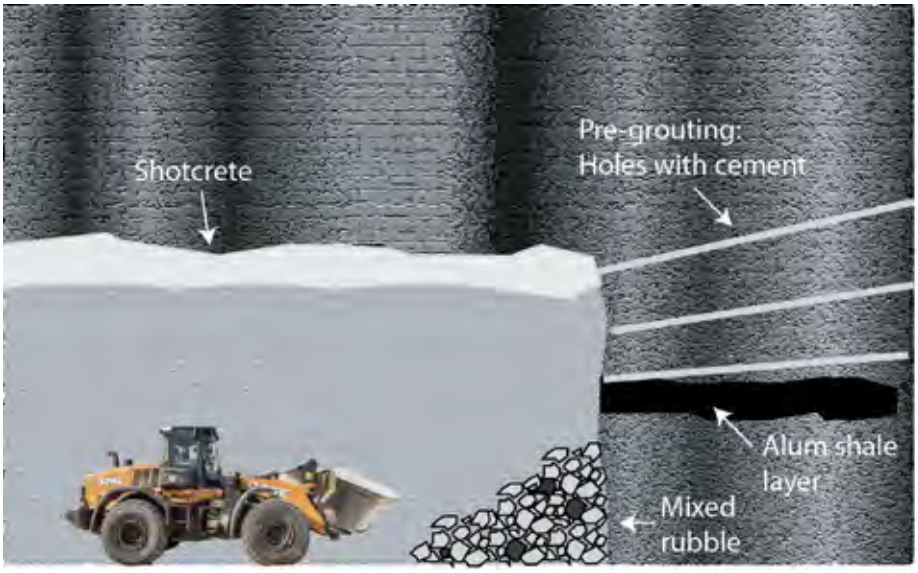
Naturlige blandmasser

Når man tar ut svartskifer, er det ønskelig å ta ut disse separat fra andre masser, slik at man slipper at rene masser fra andre bergarter også må sendes på deponi for svartskifer. Dette er allikevel ikke alltid praktisk mulig.

Tunneldriving med boring eller sprengning gjør det vanskelig å sortere massene (Figur 1 og Figur 2). Resultatet er at store mengder masser ender opp på deponi for svartskifer, selv om de kun inneholder en mindre andel svarskifer. De syredannende egenskapene til slike blandede masser er usikre og man risikerer å sende masser som kunne vært nyttiggjort lokalt til deponi. Dette har store økonomiske konsekvenser, samt miljøeffekter relatert til transport, arealbruk og uttak av jomfruelige masser for å erstatte massene kjørt til deponi. På den annen side er det viktig å håndtere faktisk syredannende masser på riktig måte, for å unngå skader på miljø og infrastruktur.



Figur 1 Eksempel på ingeniørkartlegging av stuffen i en tunnel. Svartskifer er illustrert med svart og foreligger her som tynne lag i hovedsakelig grå og brun syenitt.



Figur 2 Lengdesnitt av tunnel under driving som illustrerer hvordan massene som sprenges ut naturlig blir en blanding av bergartene som finnes i tverrsnittet. Figuren viser borhull for forinjeksjon, lag med svartskifer (her alunskifer) og blandede masser etter sprengning.

Større grad av gjenbruk av materialer med en lav andel svartskifer er ønskelig, både fra et økonomisk og et bærekraftperspektiv. I tillegg er kapasiteten til deponier i Norge med tillatelse til å ta imot svartskifer begrenset. For å øke gjenbruk må vi være sikre på at massene ikke er syredannende eller forurenser over tillatte grenseverdier.

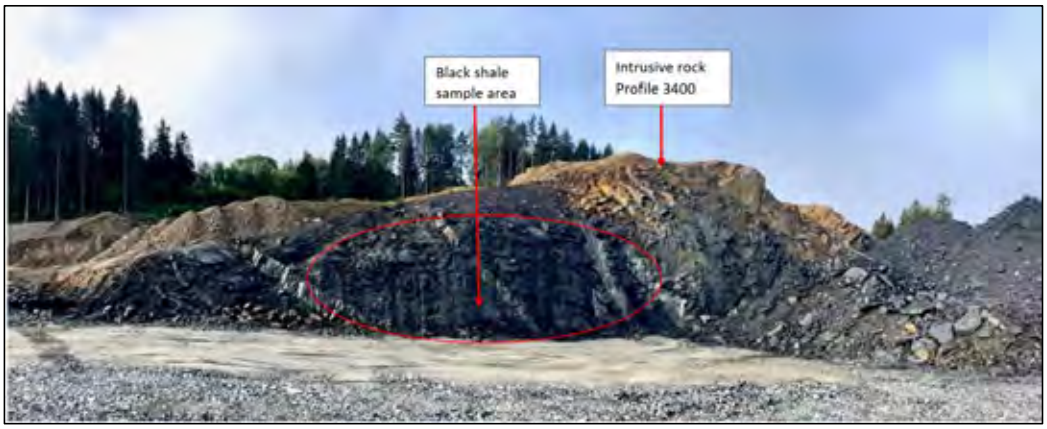
For å undersøke utlekking fra og syredanning i blandede masser med svartskifer ble det satt opp kontainerforsøk og kolonneforsøk. Effekten av kornstørrelse ble også vurdert, ettersom dette er viktig for reaksjonshastigheten.

Det er viktig å understreke at det ikke er aktuelt å fortynne svartskifermasser med andre masser. Fortynning av en forurensning er ikke lov.

FORSØKSOPPSETT

Masser brukt til kolonneforsøk og kontainerforsøk satt opp av NGI

Alunskifermasser brukt til å sette opp forsøk kom fra byggingen av nye E16 mellom Eggemoen og Olum (Figur 3). Alunskifer fra etasje 2 og 3a i den kambro-siluriske lagrekken ble sprengt ut 17.09.2020 og transportert til NGI 21.09.2020. Massene ble gitt til forskingsprosjektet av Skanska.



Figur 3. Skjæring på E16 på Kleggerud på Jevnaker for uttak av masser brukt til kontainer- og kolonneforsøk satt opp høsten 2020. Foto: Andreas Harstad, Skanska AS.

Rombeporfyr fra Bjønndalen Bruk i Nittedal (Feiring AS) ble brukt til blanding med alunskifer for å undersøke utlekking fra blandmasser. Rombeporfyr er ansett for å være stabil, og ble valgt ettersom den geologisk ligner syenitt (mænaitt) som ofte finnes som intrusiv bergart i alunskifer. Dette kan sees på i Figur 3, hvor den intrusive bergarter som er markert er mænaitt. Ved konstruksjonsarbeider i et slikt område vil man da få ut blandede masser av alunskifer og syenitt som er vanskelig å skille (se Figur 2 og Figur 6).

Kolonneforsøk satt opp av NGI i 2020

Kolonneforsøk med alunskifer fra E16 på Kleggerud og rombeporfyr fra Bjønndalen Bruk ble satt opp for å undersøke effekt av andel alunskifer og kornstørrelse på utlekking og syredannelse. Kolonnene var åpne (umettede) og ble vannet uregelmessig (periodevis daglig eller ukentlig, noen ganger med lengre tørre perioder) med 500 mL per vanning. De har nå stått i omtrent to år.

Figur 4 Oppsett kolonneforsøk NGI.

Tabell 1 Kornstørrelse og andel alunskifer i kolonneforsøk. Prosentandel som ikke er alunskifer er rombeporfyr.

Kolonne #	Kornstørrelse (mm)	% alunskifer (v/v)
1	0-22	10.0
2	22-32	10.7
3	32-50	10.7
4	0-22	3.3
5	0-22	7.0
6	0-22	20.1
8	0-22	100
9	0-22	0

Kontainerforsøk satt opp av NGI i 2020

Kontainerforsøk med alunskifer fra E16 på Kleggerud og rombeporfyr fra Bjønndalen Bruk ble satt opp for å undersøke effekter av mellomlagring og naturlige blandmasser (Figur 5). Kontainerne har ca. 200 L sprengt stein med ulike blandingsforhold mellom alunskifer og rombeporfyr (Tabell 2, Figur 6) og står åpne slik at regnvann renner gjennom steinmassene og samles opp i en dunk på utsiden. Dette vannet prøvetas så for analyse. Kontainere ble startet høsten 2020 og skal overvåkes til 2028 som en del av earthresQue senter for forskningsbasert innovasjon ved NMBU.

Figur 5 Oppsett for kontainerforsøk. Toppen av kontainerne er kuttet av, og regnet renner fritt gjennom steinmassene i kontaineren, og ut i slangen til dunken på utsiden. Vannet i dunken samles inn til analyser.

Tabell 2 Kontainerforsøk satt opp av NGI for å undersøke effekter av mellomlagring og blandmasser. Alle blandinger ble satt med to replikater, f.eks. RM_1 og RM_2.

Navn	Alunskifer (%)	Rombeporfyr (%)
RM – Rombeporfyr	0	100
B5	5	95
B10	10	90
B20	20	80
VAS – Alunskifer	100	0

Figur 6 Innholdet i kontainer B5_1 (5 % alunskifer og 95 % rombeporfyr før (venstre) og etter (høyre) blanding av massene.

Figur 7 Kontainerforsøk etter flytting til NOAH Langøya våren 2022.

Kontainerforsøk satt opp av Statens Vegvesen i 2014 og 2015
Statens vegvesen satte i 2014 og 2015 opp kontainerforsøk med alunskifer og galgebergskifer fra tunnelbyggingen på riksvei 4, Gran, Hadeland (Figur 8). Disse kontainerne ble prøvetatt i en periode på opptil 9 måneder av SVV (Statens vegvesen, 2017), og videre av to masterstudenter ved UiO i 2016 (Børresen, 2017; Erstad, 2017). I oktober 2020 ble fem av disse kontainerne tilbudt til NGI og prøvetakingen ble gjenopptatt, se Tabell 3. Merk at det er lange gap i prøvetakingshistorikken for disse kontainerne. Kontainerne overvåkes til 2028 som en del av earthresQue senter for forskningsbasert innovasjon ved NMBU.

Kontainerne er satt opp relativt likt som ble satt opp på NGI i 2020. For detaljer rundt oppsettet, se Statens vegvesens rapport 665 (2017).

Figur 8 Kontainerforsøk satt opp av SVV på Gran i 2014. Foto: SVV.

Tabell 3 Oversikt over kontainere startet av Statens vegvesen i 2014/2015 og videreført av NGI i 2020.

Kontainer	Skifertype	Skiferkilde	Startdato
A1 [1)]	Alunskifer etasje 2	Veiskjæring nord for tunnelen på Gran	01.08.2014
A3	Alunskifer etasje 2	Veiskjæring nord for tunnelen på Gran	01.08.2014
AT1	Alunskifer etasje 3a	Tunnelen på Gran	21.05.2015
AT2	Alunskifer etasje 3a	Tunnelen på Gran	21.05.2015
G2	Galgebergskifer etasje 3bβ	Tunnelen på Gran	01.08.2014

1) Samme stein som for A3, men større steiner ble valgt ut for denne kontaineren.

Testcelle NOAH

I 2015 satte NOAH opp en *in-situ* testcelle for å undersøke effekten av naturlige forhold på lagring av alunskifer under åpen himmel. Kolonneforsøk ble også satt opp med samme steinmasser som i testcellen. Alunskiferen kom fra Oslo sentrum. Utvalgte resultater fra disse forsøkene presenteres her.

RESULTATER OG OBSERVASJONER

Karakterisering steinmasser

Utvalgte kjemiske parametere målt i steinmasser brukt til kolonne- og kontainerforsøk vises i Tabell 4. Svovel (S) antas å hovedsakelig foreligge som sulfider og representerer syredannende potensial. Totalt uorganisk karbon (TIC) representerer karbonater og potensialet til å nøytralisere syre. Der hvor måling av TIC mangler kan man bruke kalsium (Ca) som er mål på nøytraliserende potensial, under antagelse at det representere kalsiumkarbonat. Det er heftet

med større usikkerhet, fordi Ca også inngår i silikatmineraler som ikke har samme raske nøytraliseringsevne

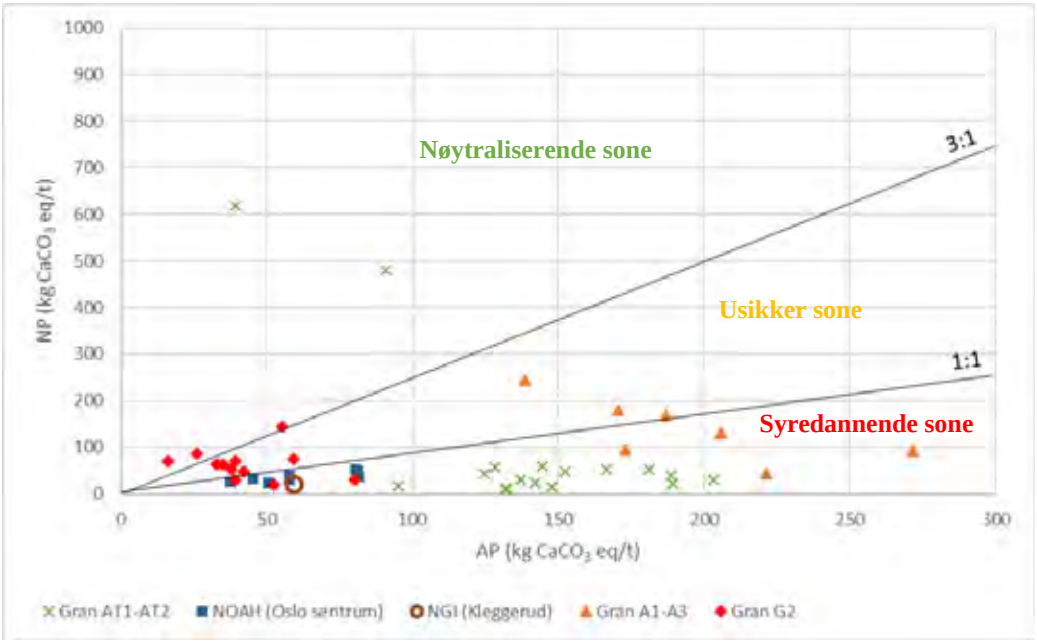
Kontainerne med alunskifer fra Gran satt opp av SVV (A1+A3, AT1+AT2) vil i lys av svovelinnholdet alene den største syredannende kapasiteten, mens alunskifertypene brukt av NGI (Jevnaker) og NOAH (Oslo sentrum) har under halvparten av dette svovelinnholdet. På den andre siden er det vist at alunskiferen fra Jevnaker i motsetning til den fra Gran også fører magnetkis i tillegg til svovelkis og derfor er regnet som mest reaktiv blant de to (Børresen, 2017, Erstad 2017). Alunskiferkomiteen viste eksperimentelt at en liten mengde magnetkis (< 0,1 %) katalyserer oksidasjon av svovelkis (NGI 1957). Galgebergskiferen brukt i kontainerforsøk satt opp av SVV har det laveste syredannende potensialet av skifrene, noe som passer med at galgebergskifer er forventet å være en mindre aggressiv bergart. Rombeporfyren, som er brukt som rene masser, har lavt innhold av svovel. Ettersom TIC målinger ikke foreligger for alle steinmassene, kan vi bruke kalsiumkonsentrasjoner for å sammenligne nøytraliserende potensial. Dette er også høyest i alunskiferne fra Gran, mens skiferen brukt av NOAH har under halvparten så mye kalsium, og skiferen brukt av NGI under en fjerdedel. For kalsium har galgebergskiferen høyere innhold enn skiferen brukt av NGI.

Tabell 4 Innhold av utvalgte kjemiske parametere i steinmasser brukt til kontainer- og kolonneforsøk, samt til testcelle satt opp av NOAH.

Parameter		Rombe-porfyr	Alunskifer E16 Kleggerud (NGI)	Alunskifer skjæring Gran (A1+A3)	Alunskifer tunnel Gran (AT1+AT2)	Galgeberg-skifer Gran (G2)	NOAH alunskifer
Ca (Kalsium)	g/kg	31,7	8,2	44,5	48,6	11,1	18,3
Cd (Kadmium)	mg/kg	0,08	6,96	n.a.	n.a.	n.a.	19,5
Ni (Nikkel)	mg/kg	3,8	238	207	290	97	204
S (Svovel)	g/kg	0,6	18,9	62,5	45,3	13,8	19,7
Zn (Sink)	mg/kg	35	379	64	348	203	350
U (Uran)	mg/kg	6,6	69,4	185	120	29	146
TOC (totalt organisk karbon)	%	0,24	5,9	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.
TIC (totalt uorganisk karbon	%	0,63	0,27	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.

N.a.: ikke målt

Syredannende kapasitet omtales som AP (acidification potensial) og nøytraliserende kapasitet omtales som NP (neutralizing potensial). Beregnet syredannende og nøytraliserende potensial vises ofte i et AP:NP diagram basert på totalkjemisk analyse, men tar ikke i betraktning effekter av mineralogisk sammensetning. Data fra de aktuelle steinprøvene er vist i NP.AP-diagrammet i Figur 9 med andre prøve brukt i Under Oslo prosjektet.



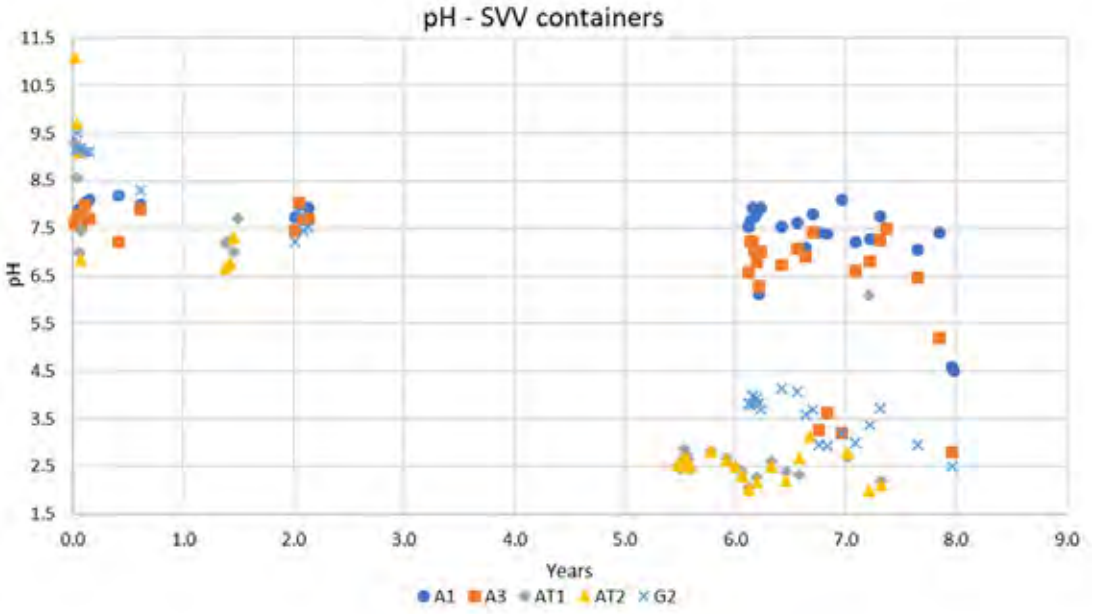
Figur 9 Nøytralisende potensiale(NP) plottet mot syedannende potensial (AP) for skifere fra flere ulike steder, med prøver fra mange ulike etasjer i den kambro-siluriske lagrekken. For prøvene Gran AT1-AT2 og NOAH-skiferen er kalsium brukt for å estimere NP.

Mellomlagring: utlekking med tid

Kontainerforsøkene satt opp av SVV i 2014/2015 har de lengste tidsseriene, men merk at sporadisk prøvetaking gjør at lange perioder med data mangler. Da SVV tok prøver av avrenningen i 2014/2015 og da to masterstudenter tok prøver høsten 2016 var pH på mellom 6.8 og 7.8 i kontainerne (Figur 10). Men det ble likevel observert betydelig mobilisering av tungmetaller fra sulfidoksidasjon (Figur 12):. Ni, Zn, As og Cd derivert fra sulfidene nådde tilstandsklasse 4 til 5 i forsøket, og uran oppnådde også høye konsentrasjoner (Statens vegvesen 2017). Vi antar at det tok minimum 1,5 år (AT1 + AT2, alunskifer fra tunnel) og minimum 2 år (A1 + A3, alunskifer fra skjæring; G2, galgebergskifer fra skjæring) før pH sank i disse massene. Da kontainerne ble tatt over av NGI høsten 2020 var pH ~ 2,5 i AT1+AT2 kontainerne og ~ 3,7 i galgebergskiferen. Kontainerne med skifer fra skjæringen (A1 + A3) hadde fortsatt nøytral pH, selv om disse hadde det høyeste innholdet av svovel (Tabell 4) og dermed det antatt høyeste syredannende potensialet og lignende innhold av Ca som AT1 og AT2 kontainerne.

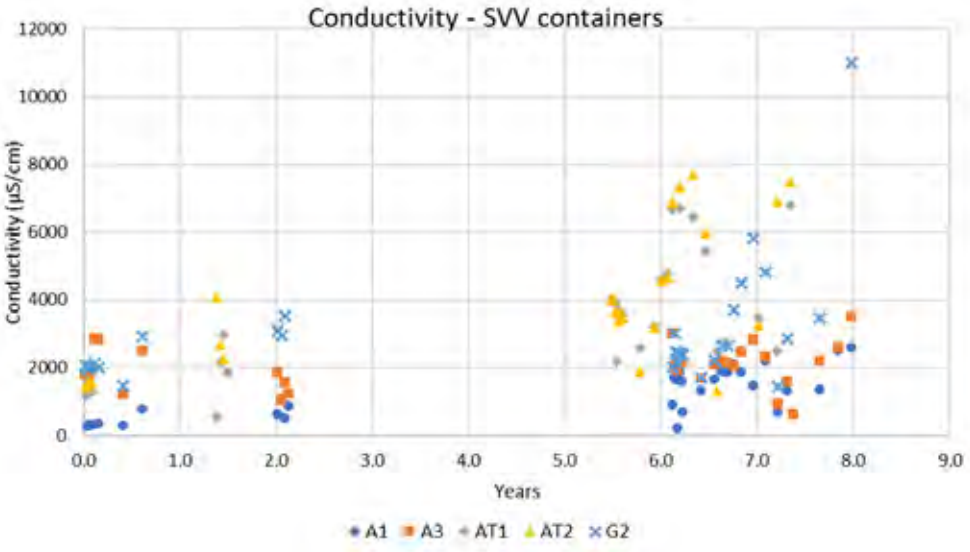
Lave pH-målinger sommeren 2021 og igjen sommeren 2022 viser dog at kontainer A3 har en sesongvariasjon med sur avrenning om sommeren og nøytral avrenning om vinteren, noe som sannsynligvis skyldes høyere reaksjonsrater når det er varmt om sommeren (Chandra og Gerson, 2010). Det er uvisst om kontainer A3 har hatt lav pH om sommeren også i tidligere år. Den observante leser legger kanskje merke til i Figur 10 at kontainer G2 har en lignende variasjon som A3 i de siste to årene, med lave verdier når A3 har lave pH verdier. Det samme er også tilfellet for AT1 og AT2, med lavere pH verdier på sommeren, men ettersom disse kontainerne ble startet ~8 måneder senere enn resten ligge de forsinket i grafen og bunn- og topppunkter sammenfaller ikke med det for A3 og G2.

Kontaineren A1 har masser tatt ut samtidig med massene til A3 og fra samme sted, men større steiner ble valgt for denne kontaineren. Første måling med redusert pH kom i september 2022. Det antas at denne kontaineren ikke har hatt sesongvariasjon tidligere siden vi ikke så noen pH-nedgang sommeren 2021. Viktigheten av langsiktige forsøk understrekes av at det tok åtte år før vi fikk pH senkning i denne kontaineren uten nevneverdig finstoffinnhold.



Figur 10 Utvikling av pH med tid for kontainerne med svartskifer satt opp av SVV i 2014/2015. AT1 + AT2 kontainerne ble satt opp året etter de andre kontainerne og målingene ligger derfor forsinket på grafen.

Ledningsevnen (konduktiviteten) til vann sier noe om den totale konsentrasjonen av ioner (salter). Mer ioner i vannet gir høyere ledningsevne. For kontainerne fra SVV ser man at ledningsevnen er høy fra begynnelsen, men stiger enda mer ettersom pH synker og utlekkingen av stoffer øker.

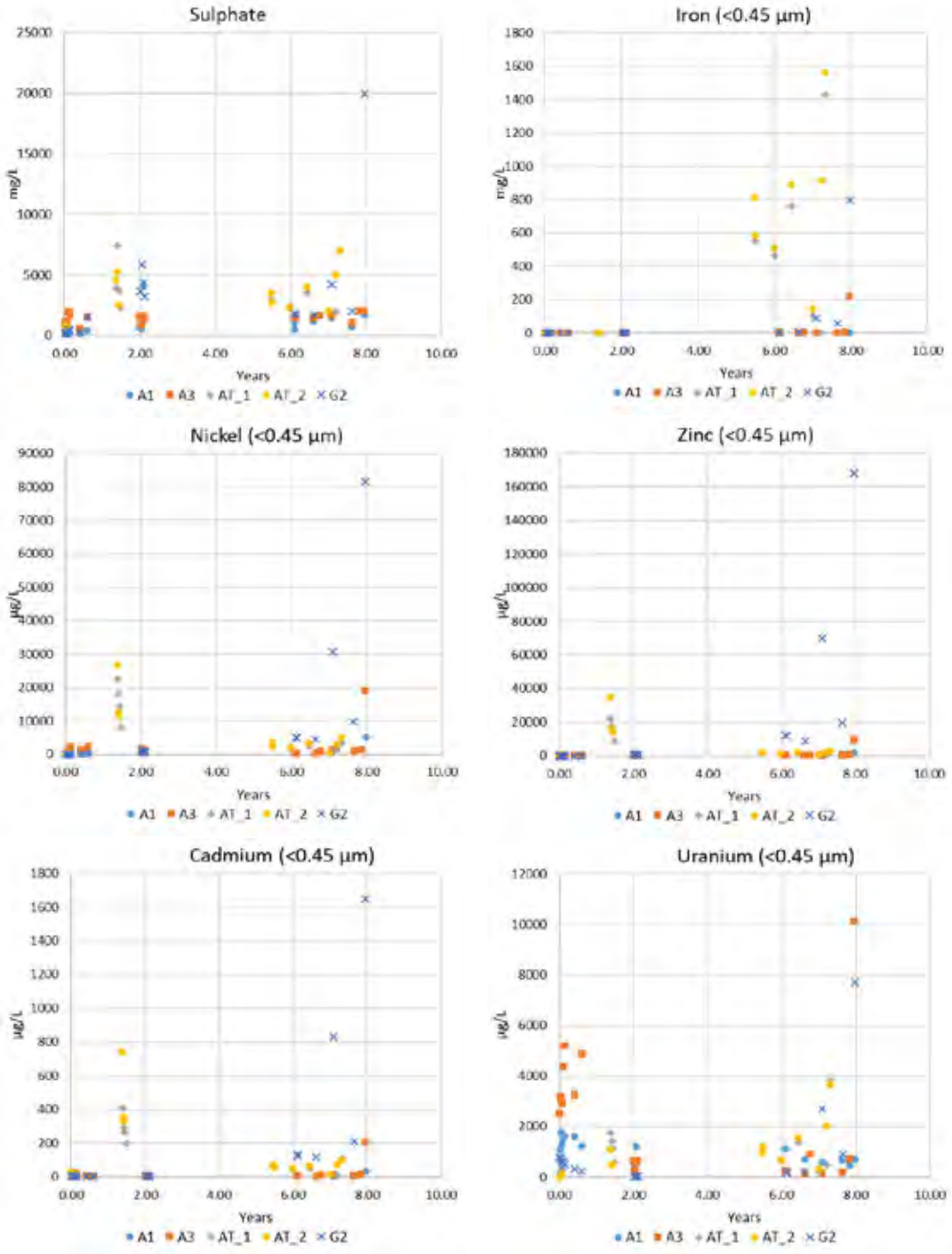


Figur 11 Ledningsevne (konduktivitet) målt i avrenning fra kontainere fra SVV.

Utlekking av utvalgte metaller og sulfat fra SVV kontainerne er presentert i Figur 12. Høye sulfatverdier reflekterer syredannelsen: når sulfidene i skiferen oksideres blir de til sulfat. Jern har lav løselighet ved nøytrale pH verdier, og man ser at løste konsentrasjoner øker kraftig når pH synker (Figur 12). Målte konsentrasjoner av nikkel, sink, kadmium og uran er høye. Spesielt de siste målingene for galgebergskiferen (G2) skiller seg ut, og det kan skyldes at pH har sunket under 3. Lav pH gir høy løselighet for en rekke metaller, og framskynder også forvitringen av steinmasser slik at metaller blir tilgjengelige for utlekking.

Sammenligner man med grenseverdier for ferskvann (Tabell 5) ser man at ufortynnet utlekking for nikkel, sink og kadmium er 2-4 størrelsesordener over grensen for klasse V etter 1,5 år, og kan føre til store negative effekter på vannlevende organismer om ikke fortynningen i nedstrøms vassdrag er betydelig. Dette vil avhenge av resipient og stedspesifikk risikovurdering kan være nødvendig.

Mens sink, nikkel og kadmium alle hovedsakelig lekker ut etter lengre tid, ser man at det er høye konsentrasjoner av uran fra begynnelsen.

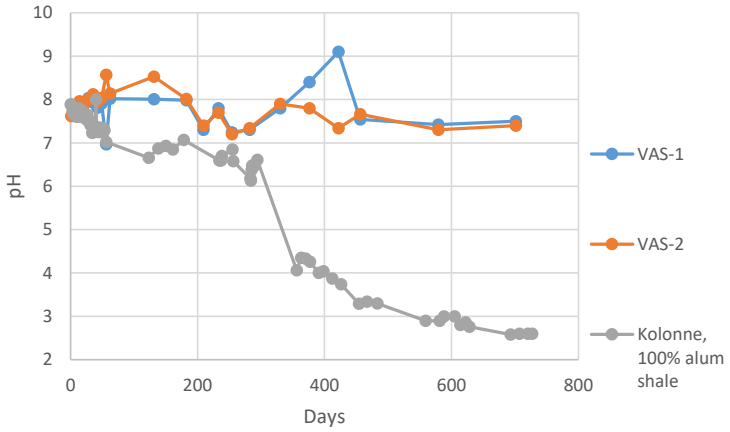


Figur 12 Utlekking av sulfat, jern, nikkel, sink, kadmium og uran fra kontainerforsøk satt opp av SVV.

Tabell 5 Grenseverdier for ferskvann (M-608) i µg/L. Grensene for kadmium avhenger av alkaliniteten (bufferevnen) til vannet, som ved pH <4,5 vil være 0, men er høyere i nøytral utlekking fra svartskifer.

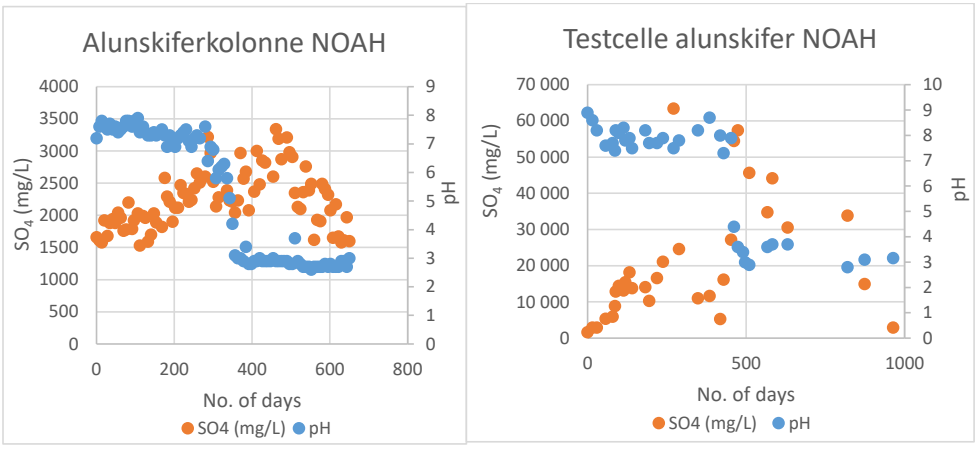
	Klasse I	Klasse II	Klasse III	Klasse IV	Klasse V
Nikkel (Ni)	0-0.5	0.5-4	4-34	34-67	>67
Sink (Zn)	0-1.5	1-5-11		11-60	>60
Kadmium (Cd)	0-0.003	0.003-0.08	0.08-0.45	0.45-4.5	>4.5

Figur 13 viser utviklingen av pH med tid for kolonne- og kontainerforsøk (VAS) med 100% sprengt skifer fra Kleggerud. Selv om det er samme steinmasser i begge forsøk, gikk pH mye raskere ned i kolonneforsøkene. Etter to år har kontainerne fortsatt nøytral pH, mens kolonneforsøkene fikk nedgang i pH etter omtrent ett år. Dette kan skyldes mindre kornstørrelse, høyere temperatur, vanningsforhold eller andre forskjeller mellom eksperimentoppsettene. I tillegg var vår og sommer i 2022 usedvanlig tørr, og dette kan ha bidratt til å forsinke syredannende prosesser i kontainerne, som står ute.



Figur 13 Utvikling av pH med tid for kolonne- og kontainerforsøk (merket VAS) med 100% alunskifer, satt opp av NGI i 2020 med svartskifer fra E16 Kleggerud på Jevnaker.

NOAH satte også opp kolonneforsøk og storskala forsøk med skifer fra samme byggegrop. Utviklingen av sulfatinnhold og pH i vannet er presentert i Figur 14. Også her var det raskere nedgang i pH i laboratorieforsøket hvor det startet ved 300-350 dager, og langsommere i storskala utendørs forsøk hvor pH sank ved ~ 450 dager. Forskjellen i tid var likevel ikke like markant som for forsøkene til NGI i Figur 13.



Figur 14 Utvikling av pH og sulfat med tid i kolonne- og testcelleforsøk utført av NOAH. Samme alunskifer er benyttet i begge forsøk.

Tiden før pH synker i storskalaforsøkene hvor svartskiferen er eksponert for naturlige værforhold er oppsummert i Tabell 6. Småskalaforsøk på laboratorium har gitt raskere pH-senkning for skiferen. Dette kan skyldes mindre kornstørrelse, høyere temperatur eller andre forskjeller i forsøksoppsett.

Tabell 6 Oversikt over tid før pH senkning inntreffer i de samlede resultatene for storskala utendørs forsøk med svartskifer. Nederst vises også resultater fra småskala innendørs forsøk.

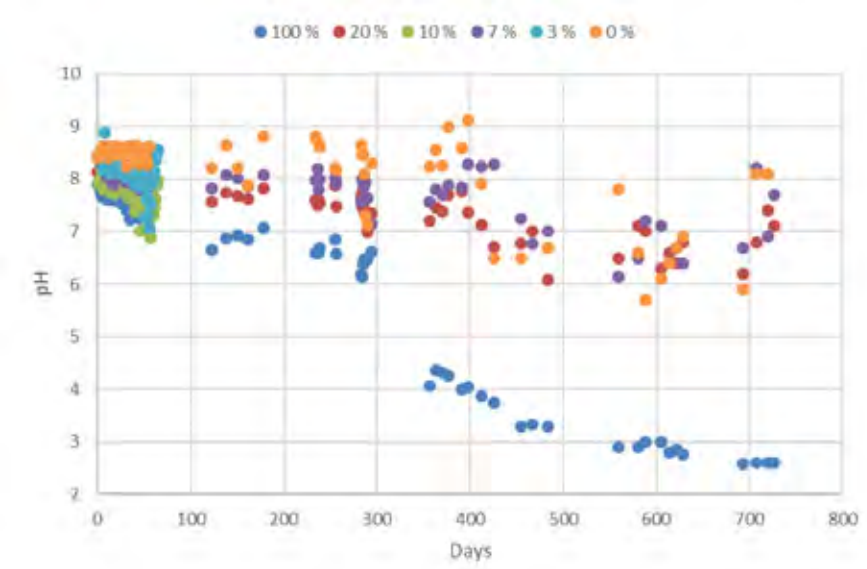
Hva	**Skifer**	**pH senkning**
Kontainerforsøk NGI	Alunskifer, Kleggerud	> 2 år
Testcelle NOAH	Alunskifer, Oslo	ca. 14 måneder
Kontainerforsøk SVV	Alunskifer veiskjæring, Gran	> 2 år
Kontainerforsøk SVV	Alunskifer veiskjæring, Gran, store steiner	Ca. 8 år
Kontainerforsøk SVV	Alunskifer tunnel, Gran	1,5 - 5,5 år
Kontainerforsøk SVV	Galgebergskifer, Gran	2 år - 6 år
*Kolonneforsøk NGI**	*Alunskifer, Kleggerud*	*Ca. 10 måneder*
*Kolonneforsøk NOAH**	*Alunskifer, Oslo*	*Ca. 10 måneder*

** Innendørs ved romtemperatur*

Blandmasser: Utlekking fra alunskifer blandet med rombeporfyr
Etter 2 år har ingen av de undersøkte blandmassene fått pH senkning, hverken for kolonner eller kontainerforsøk. Kolonnen med 100 % alunskifer har fått pH senkning (Figur 15), mens kontainerne med 100 % alunskifer har ikke fått pH senkning (Figur 13). Mens vi forventer pH senkning i kontaineren med ren alunskifer, er det uvisst om pH senkning vil skje med tiden i kolonner og kontainere med blandmasser.

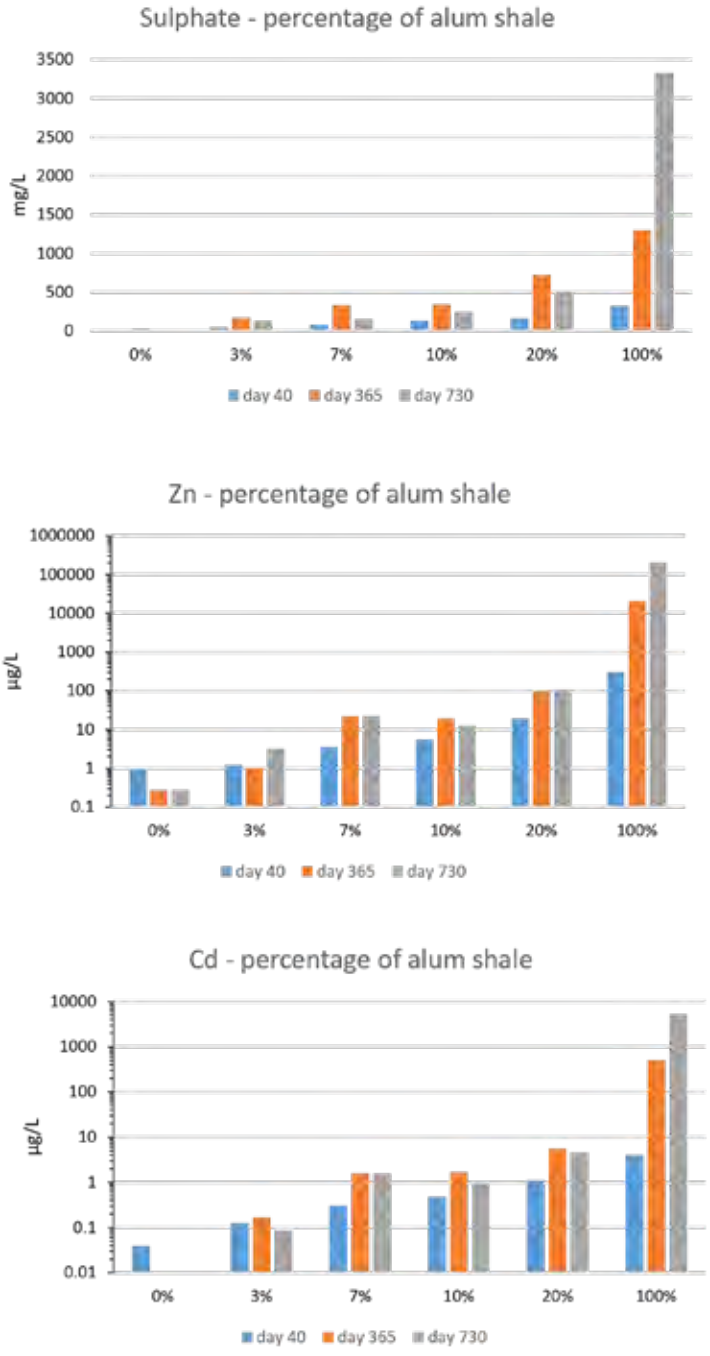
Ledningsevnen i vannet fra kolonnene øker med økende innhold av alunskifer, og det passer med målt konsentrasjoner i vannet. Konsentrasjoner av sulfat, sink og kadmium målt på 3 ulike tidspunkter i kolonneforsøkene med naturlige blandmasser viser at utlekkingen øker med andel svartskifer (Figur 17). Særlig høye konsentrasjoner sees etter pH synker i kolonnen med 100 %

alunskifer, det vil si de siste to målingene (365 og 730 dager). Merk at y-aksen er logaritmisk for kadmium og sink.



Figur 15 pH målt for kolonnene satt opp av NGI med ulik blanding av alunskifer og rombeporfyr. Andel alunskifer i en kolonne angis i tegnforklaringen.

Figur 16 Ledningsevne (konduktivitet) målt for kolonnene satt opp av NGI med ulik blanding av alunskifer og rombeporfyr. Andel alunskifer i en kolonne angis i tegnforklaringen.



Figur 17 Utlekking av sulfat, sink (Zn) og kadmium (Cd) fra kolonner med ulike blandingsforhold av alunskifer og rombeporfyr. Prosent på x-aksen angir andel alunskifer. Merk at y-asken er logaritmisk for sink og kadmium.

KONKLUSJONER/DISKUSJON

Eksemplene vi kjenner for lagring av alunskifer og galgebergskifer i naturlige værforhold har alle brukt minimum ett år på å få sur avrenning, i de fleste tilfeller lenger tid. Basert på dette har den oppdaterte veilederen til Miljødirektoratet (M-2105, 2022) en anbefaling på maksimum seks måneder mellomlagring før massene er deponert, det vil si at denne tiden fordeles på tiltakshaver (byggeplass) og deponi. Dette gjelder for uforvitrede masser. For anleggsarbeid i svartskifer vil det i mange tilfeller være nødvendig å søke utslippstillatelse fra forurensningsmyndighet i henhold til forurensningsforskriften, samt utslippstillatelse fra Direktoratet for strålevern og atomsikkerhet.

Erfaringsmessig er det enklere å unngå at syredannende prosesser resulterer i lav pH, enn å stoppe reaksjonene når de først er i gang og pH er lav. Dette er fordi reaksjonene går raskere ved lav pH og høy temperatur. Derfor er det viktig å unngå at massene kommer til det punktet der pH synker. Dette gjøres ved en begrenset mellomlagringsperiode og riktig permanent deponering.

Forsøkene har demonstrert at det er en mulighet for stor sesongvariasjon i avrenningen fra svartskifer. Den ene kontaineren satt opp av SVV i 2014 har hatt pH < 4 sommeren 2021 og 2022, med pH > 6 vinteren mellom. Dette understreker kompleksiteten i temaet og viktigheten av systematisk og jevnlig prøvetakning og grundige undersøkelser i slike spørsmål.

Viktigheten av kornstørrelse vises i reaksjonstid for kontainere satt opp av SVV i 2014, hvor en kontainer med større steiner brukte 8 år før pH senkning kom, mens kontaineren med samme bergmasse med mindre kornstørrelse har brukt kortere tid.

Forsøkene med blandmasser (0-20 % skifer blandet med rombeporfyr) har etter 2 år ikke gitt noen nedgang i pH, hverken laboratorieforsøk eller kontainerforsøk. Det kan ikke utelukkes at en pH-nedgang kan komme på et senere tidspunkt, og forsøkene fortsetter. Det finnes en nedre grense for andel svartskifer i blandede masser hvor totalen ikke vil være syredannende, men vi vet ikke hvor denne grensen går. Den vil også variere avhengig av skiferens egenskaper, som kan variere i stor grad fra sted til sted, samt egenskapene til omkringliggende masser. Her vil stedsspesifikk risikovurdering være et godt verktøy.

Syredannende berg som ligger urørt, det vil si naturlig berg som ikke sprenges ut eller utsettes for endringer i grunnvannsspeil skaper færre problemer. Syredannende prosesser akselereres når massene tas ut og eksponeres for luft og fuktighet. Riktig håndtering av massene er kostbart for både utbygger og deponieier, ressurskrevende med tanke på transport og deponering samt at massene tar opp verdifull og mangelfull deponiplass. Det beste er derfor å la syredannende masser ligge urørt. I noen tilfeller kan man for eksempel bygge bru over vei i stedet for kulvert under, og kanskje kan man redusere antall kjellere i planlagte bygg. De som bidrar til å ta ut store mengder svartskifer bør også oppfordres sterkt til å vurdere om uttaket kan reduseres.

Mange spørsmål angående svartskifer er fortsatt ubesvart. Alunskiferens egenskaper varierer svært mye fra sted til sted og er i stor grad avhengig av totalkjemisk sammensetning, mineralogi (sulfider, karbonatinnhold). forvitringstilstand, fragmenteringsegenskaper, hydrogeologiske forhold m.m. (NGI, 1957, Børresen 2017, Erstad 2017, Statens vegvesen, 2016, 2018). De som bidrar til å ta ut store mengder svartskifer bør også bidra inn i forskning på temaet for å løse utfordringen vi står ovenfor med deponier som fylles opp og oppfølging av deponerte masser i uoverskuelig fremtid.

"Under Oslo" har også sett på hva som trengs for å gi sikrere anbefalinger rundt fundamentering, og en rapport på dette temaet vil komme.

Kontainerforsøkene videreføres som en del av earthresQue senter for forskningsbasert innovasjon (https://www.nmbu.no/tjenester/sentre/earthresque), og skal overvåkes fram til 2028. Utlekkingsdata vil produseres kontinuerlig og bidra til å øke vår forståelse for blandmasser og prosesser vedrørende utlekking og syredanning fra svartskifer.

TAKK

Forfatterne ønsker å takke Statens vegvesen – Prosjekt Vestoppland for kontainere og resultater fra Rv. 4. Vi vil også takke Skanska for alunskifermasser brukt til å sette opp forsøkene. Videre er vi veldig takknemlige for at NOAH Langøya har plass til kontainerne og hjelper med videre overvåkning, samt for at de delte data fra deres testcelle med svartskifer.

Midlene til dette arbeidet har kommet fra Norges geotekniske institutt (NGI).

REFERANSER

Børresen, H. S. 2017. Geochemical and mineralogical evaluation of mineral-water reactions and leaching potential in a black shale depot. Weathering and transport of Ni, Zn, Cd, Sr and Co from Alum- and Black shale. Master thesis, Department of Geosciences, University of Oslo.

Chandra, A.P. og Gerson, A.R. 2010. The mechanisms of pyrite oxidation and leaching: a fundamental perspective. Surface Science Reports (65), 293-315.

Erstad, L. A. 2017. Leaching of uranium and heavy metals from acid producing black shales. Experiments and modeling study. Master thesis, Department of Geosciences, University of Oslo.

Miljødirektoratet 2015. Identifisering og karakterisering av syredannende bergarter. Fagrapport M-310.

Miljødirektoratet 2016. Grenseverdier for klassifisering av vann, sediment og biota – revidert 30.10.2020. Veileder M-608.

Miljødirektoratet 2022. Håndtering av potensielt syredannende svartskifer. Fagrapport M-2105.

NGI (1957). Bidrag til belysning av visse bygningstekniske problemer ved Oslo-områdets alunskifere. NGI Publikasjon nr 22.

NGI (2007) "Rapport 20061245-1, NOAH Langøya – Miljørisikovurdering av gipsdeponering over kote 0 i Nordbruddet"

Statens vegvesen (Norwegian Public Roads Administration) (2016). Bruk av XRF på bergartar for vurdering av miljørisiko. SVV rapport nr 516.

Statens vegvesen (Norwegian Public Roads Administration) (2017). Utlekkingsforsøk med svartskifer fra Rv. 4, Hadeland. SVV rapport nr. 665.

Statens vegvesen (Norwegian Public Roads Administration) (2018). Rv 4. Gran, nyttigjering av svartskifer. Sluttrapport og erfaringar. SVV rapport nr 333.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2022

FORBEDRET SAMVIRKE MELLOM BERGMASSEN OG SIKRINGSMIDLENE MED TILPASSET BERGSIKRING.

Utviklingen av den norske modellen for bergsikring. Gir manglende forståelse av hvordan sikringsmidlene virker, unødvendig overforbruk og lite tilpasset sikring?

IMPROVED INTERACTION BETWEEN ROCK MASS AND ROCK SUPPORT WITH ADAPTED ROCK SUPPORT.

Development of the Norwegian practise for rock support. Can lack of understanding of how the rock support is functioning give unnecessary and poorly adapted rock support?

Bent Aagaard, sivilingeniør/ingeniørgeolog[1,2]

[1]Aagaard Geo Consulting
[2]Senior Engineering geologist at Sweco Norge AS, Trondheim, 2003-2022

SUMMARY

Rock support of tunnels has changed dramatically over the last 50 years. In particular, the use of sprayed concrete has given the rock support designer the possibility to use sprayed concrete and bolts in different constellations, tailor made for the special needs for support. However, this also requires a good understanding of how the rock support is functioning and also an understanding of the mechanisms in the rock mass that that create the need for rock support. The Q-system, which is an empirical system for design of rock support, widely used in Norway and internationally, has made application of rock support more uniform from site to site. When main tunnel owners, as NPRA and BaneNor are adapting more and more conservative descriptions of the rock support, the credibility of the method is reduced, since the conservative adaptions will be included in the coming revisions of the Q-system. For tunnels in the transport sector there is a tendency of overuse of support, in particular for the good rock mass conditions, and there is a lack of understanding of how the rock support functions and interacts with the rock mass. With the introduction of the “ideal” sprayed concrete arch through the handbook N500 in 2010, the possibility to design the rock support for utilization of the rock mass interacting with the support, more or less vanished. The article describes how the rock support can be designed in interaction with the rock mass to achieve stable tunnels.

SAMMENDRAG

Bergsikring i norske tunneler har gjennomgått en rivende utvikling de siste 50 årene. Spesielt har introduksjonen av sprøytebetong for mer enn 50 år siden gitt tunnelbyggerne mulighet for å benytte bolter og sprøytebetong i forskjellige konstellasjoner, tilpasset sikringsbehovet for bergmassen. En tilpasning av sikringen til hva som er nødvendig sikring krever imidlertid også en grunnleggende forståelse for hvordan sikringsmidlene fungerer i samvirke og selvfølgelig også en forståelse av mekanismer i bergmassen som gjør tunnelen ustabil og som da krever sikring eller forsterkning. Q-systemet, som gir en sikringsanvisning basert på empiriske data, har gjort sikringsarbeid i tunneler mer enhetlig fra anlegg til anlegg. Når toneangivende etater som Statens vegvesen og BaneNor lager sine egne, konservative

tilpasninger til Q-systemet, mister metoden sin troverdighet etter hvert som disse konservative anvendelsene også blir en del av databasen som benyttes for revisjoner av Q-systemet. For samferdselstunneler går dagens design og bruk av sprøytebetongbuer også i retning av overforbruk av sikring og viser at forståelsen av hvordan sikringsmidlene fungerer og bør anvendes, ikke er til stede. Med introduksjonen av den «ideelle» bueformen for en sprøytebetongbue, introdusert av SVV gjennom håndbok N500 i 2010, forsvant mye av muligheten til tilpasning av sikringen til det som er det virkelige behovet. Foredraget gir en beskrivelse av hvordan sikringen kan tilpasses bedre og gi bedre effekt for å oppnå stabile tunneler.

INNLEDNING

Sikring av norske tunneler, spesielt samferdselstunneler, har i flere 10-år benyttet Q-systemet som basis for bestemmelse av permanent sikring. Som kjent er Q-systemet bygget opp empirisk, dvs. at datagrunnlaget er et stort antall tunneler der sikring har gitt tilstrekkelig stabilitet med sikring etter metoden. Q-systemet er av natur konservativt, fordi tunneler som har for mye sikring også er en del av grunnlaget.

Q-systemet har utviklet seg over tid til også å omfatte dimensjonering av sprøytebetongbuer. Diverse rashendelser i vegtunneler har medført at krav til umiddelbar og tyngre sikring har økt. Dette er nå nedfelt i SVV sine retningslinjer i N500 og også NGIs anbefalte bruk av Q-systemet har endret seg, spesielt knyttet til bruk av sprøytebetongbuer.

Spesielt for sprøytebetongbuer har det etter ca. 2005 vært fokus på den lastbærende kapasiteten av buer, og mindre fokus på samvirket mellom sikringen (både bolter, sprøytebetong og buer) og den selvbærende kapasiteten til bergmassene.

Artikkelen diskuterer viktigheten av å forstå hvordan sikringsmidlene virker og ikke minst hvordan bergets lastbærende kapasitet best kan utnyttes. Statens vegvesens anvendelse av Q-systemet er godt på den sikre siden, hvilket på mange måter er akseptabelt med tanke på bestandighet og levetid. Men i foredraget pekes det på unødvendig og til dels feilaktig bruk av sikringsmidler. Her må forståelsen av hva som er problemet komme bedre fram slik at de riktige tiltakene kan iverksettes. For eksempel kan samme sikkerhet oppnås med betydelig mindre forbruk av sprøytebetong i buer. Dette slår også ut i CO_2-regnskapet på et anlegg.

SIKRING MED BUER ETTER Q-SYSTEMET

Utvikling og funksjon av buer

I sprøytebetongens begynnelse (1970-tallet) ble det kun benyttet uarmert sprøytebetong. Etter hvert ble det benyttet armeringsnett (typisk K131, som har 5 mm jern i et kvadratisk rutemønster, c/c 100) i sprøytebetongen for bedre å kunne sikre dårlig berg mellom boltene. Tidlig på 1980-tallet satte bruk av fiber i betongen fart, og etter hvert har fiberarmert sprøytebetong blitt enerådende.

Med bruk av fiberarmert sprøytebetong opp til ca. 15 cm tykkelse og systematisk bolting (c/c 1,5 til 1,3 m) oppnådde man meget god stabilitet i tunneler med svært dårlig berg (Q-verdi ned til ca. 0,1). God stabilitet oppnås i slike situasjoner ved at berget selv tar lastene ved at boltingen hindrer deformasjoner ut mot tunnelrommet og holder berget på plass. Tykk, fiberarmert sprøytebetong er nødvendig for at det ikke skal skje utfall eller særlig deformasjon mellom boltene og helt avgjørende er at bolteplata sitter utenpå sprøytebetongen. Dette er altså en situasjon der sikringens hovedfunksjon er å hindre bevegelse både i overflaten og i bergmassene rundt tunnelen. Sikringen gir en forsterkning/armering av berget samt at løst berg nærmet tunnelrommet hindres i å bevege seg. Lastene tas hovedsakelig av bergmassene rundt tunnelåpningen.

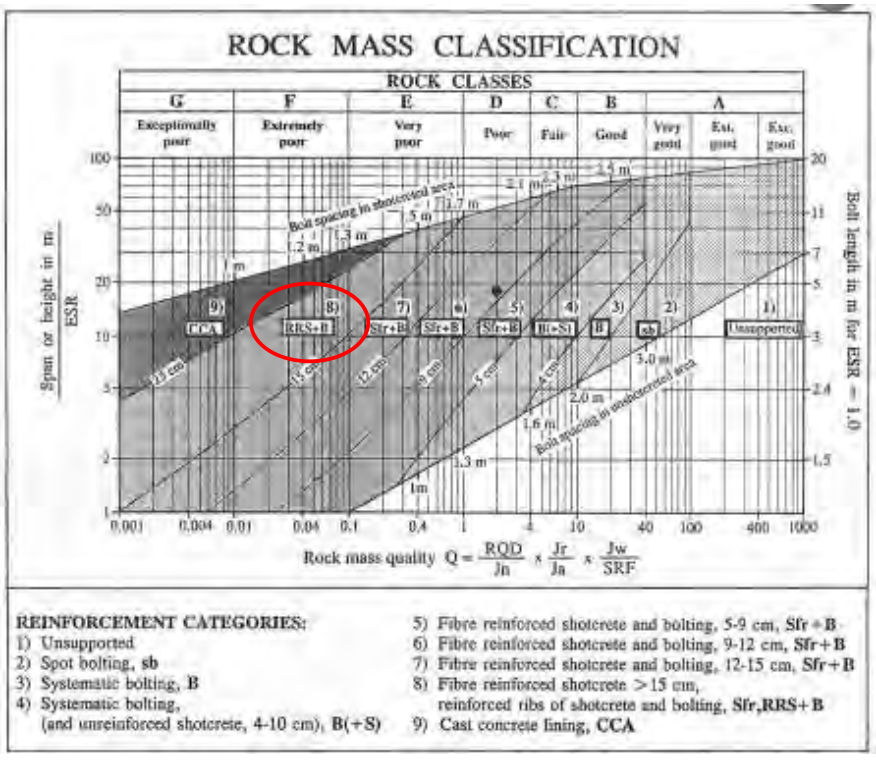
Med bergmasseforhold som er (betydelig) dårligere enn Q = 0,1, er kapasiteten for fiberarmert sprøytebetong begrenset, spesielt for store tverrsnitt. For å øke kapasiteten ble det sprøytet inn armeringsjern som ble lagt utenpå et lag av sprøytebetong. 4 til 6 jern ble benyttet, typisk med Ø16 mm, evt. også Ø12 mm, som er lettere å bøye etter en ujevn overflate. Antall jern ble da økt med 50 til 100%. Siden buen ble lagt rett mot en ujevn overflate, så var det ikke en ideell bue for selvstendig lastbæring. Stabilitet ble fortsatt oppnådd gjennom samvirke mellom bolter og sprøytebetong og overføring av laster til bergmassen. Dess dårligere berg, dess

større blir imidlertid deformasjonen i en slik sikring. Erfaring viser at en slik måte å sikre berget på, har stor kapasitet selv etter betydelig deformasjon (mer enn 10 cm).

En stiv konstruksjon, f.eks. en bue bygd opp med H-bjelker av stål, vil raskt miste kapasiteten ved deformasjon og vridning. Undertegnede, sammen med Werner Stefanussen, gjorde en jobb på et anlegg i Chile (Codelco, Andina) på slutten av 90-tallet. Høye spenninger og squeezing ground gjorde at stålbuer med timber lagging (mellom stål og berg), raskt knakk sammen og mistet kapasitet ved deformasjoner. Ved å ta i bruk sprøytebetongbuer etter norsk mønster (som beskrevet over) fikk man også noe deformasjon, men sikringen hadde fortsatt nok kapasitet til at deformasjonene opphørte. (Sprøytebetongbuer på spansk het etter dette «marcos Noruegos»). Det var også interessant å høre Rajinder Bhasin, NGI, sitt foredrag på temadagen 28. 9.2021 der han kunne fortelle at det indiske jernbaneverket nå hadde forlatt sikring med bruk av stålbuer og gått over til å bruke sprøytebetongbuer.

Enten det var lokale svake partier eller om en bred svakhetssone krysset tunnelen, ble sikringskonstruksjonen utviklet ved å sprøyte inn armeringsjern der bolting med plate utenpå sprøytebetongen sikret samvirke. Armeringsjernene fulgte etter beste evne den ujevne overflaten i tunnelen. Effekten av den innsprøytede armeringen var dels å sikre berget bedre mellom boltene, dels å bidra til totalstabiliteten. Laster som ga deformasjoner ett sted ble delvis også overført til nærliggende partier med armeringen. Som tilfellet var for prosjektet i Chile, tålte denne måten å sikre på store deformasjoner uten at sikringen gikk til brudd. Det var også enkelt å foreta ytterligere forsterkning med bolter og sprøytebetong.

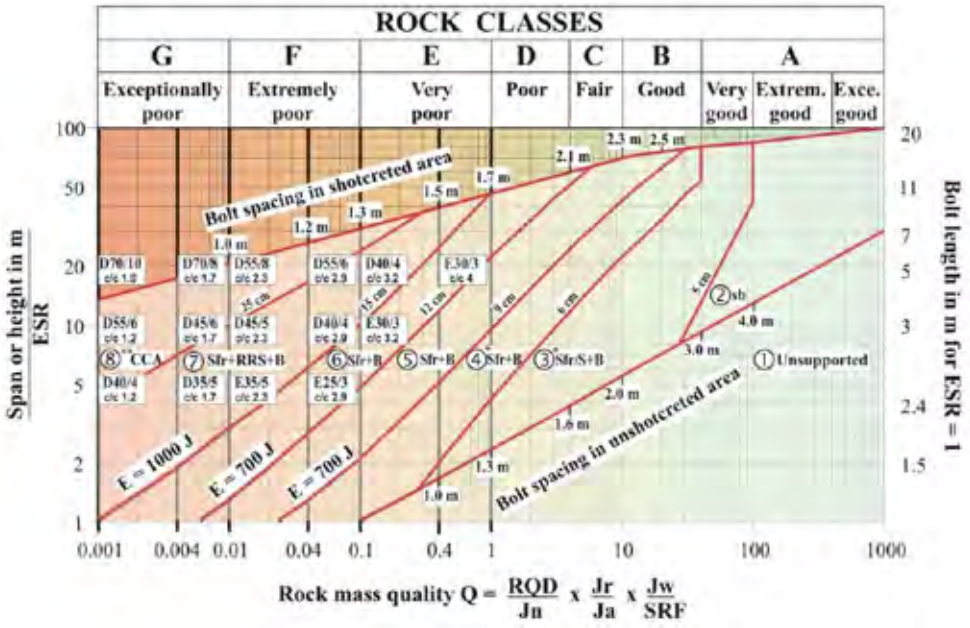
Utover på 90-tallet ble dermed de såkalte sprøytebetongbuene skapt. Samvirket med boltene var essensielt. Det var fortsatt berget som skulle oppta hovedbelastningen.



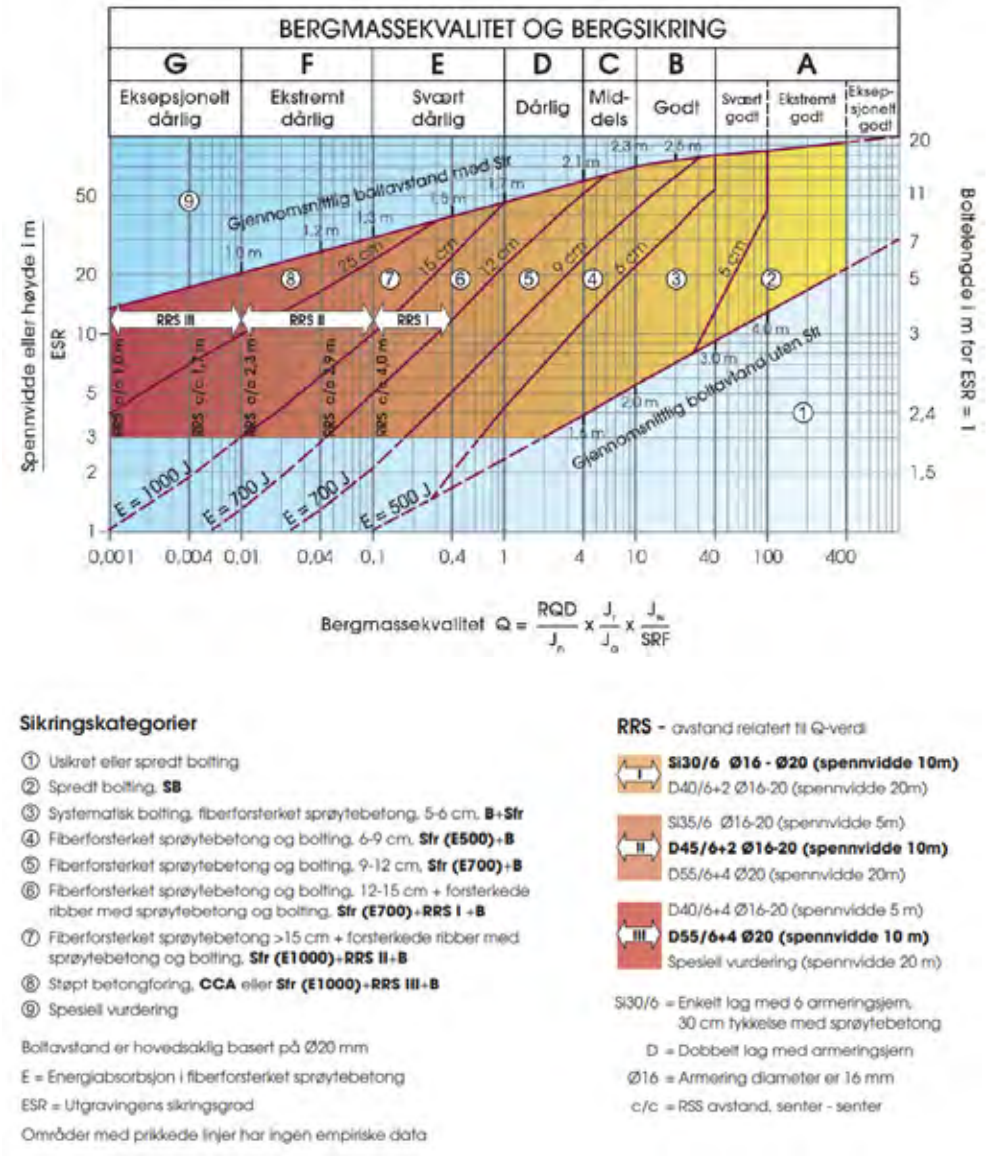
Figur 1 Q-diagrammet per 1997. Etter Løset, F. (1997), Praktisk bruk av Q-metoden. NGI

I tidligere utgaver av Q-systemet, før 2003, var buer ikke anbefalt for Q > 0,1. I dokumentet «Praktisk bruk av Q-metoden», utgitt av NGI i 1997, Figur 1, er det kun nevnt i selve diagrammet at RRS+B (Rib Reinforced Shotcrete arches + Bolting) skulle brukes i sikringsklasse 8 (sikringsklasse 7 etter revidert utgave 2015). Det var ikke angitt tykkelse på sprøytebetong eller type og mengde av armering. Det var opp til designeren.

Omkring 2003 presentert NGI en oppdatert versjon av diagrammet. Her er det tatt med en relativt detaljert oppskrift på forskjellige sprøytebetongbuer ut fra Q-verdi og tverrsnitt, se Figur 2. I 2015 kom en ny versjon, se Figur 3, som illustrerer bruken av buene på en annen måte. Forfatteren er av den oppfatning av Q-diagrammet fra 2003 gir leseren en mye bedre forståelse av hvordan buene skal designes. I 2015-utgaven kan det fort leses som om f.eks. RRS II gjelder med samme utførelse innenfor et Q-verdiområde, uavhengig av tverrsnitt.



Figur 2 *Q-diagrammet 1997, Grimstad, E. et al, NGI*



Figur 3 Fra Håndbok: Bruk av Q-systemet, «Using the Q-system», NGI 2015

Det er verdt å merke seg at Q-systemet ikke sier noe om at sprøytebetongbuene skal bygges ut til teoretisk tverrsnitt. Q-systemet er et empirisk verktøy som bygger på tidligere erfaringer. Det bør kunne legges til grunn av de eksemplene som har dannet grunnlaget for diagrammet, etter all sannsynlighet har vært tunneler der buetykkelsen er målt fra sprengt profil. Mer om dette nedenfor.

Innføring av den «ideelle» sprøytebetongbuen

Rundt 2005 begynte faggruppe betong i Vegdirektoratet å interessere seg for sprøytebetongbuer til bruk for bergsikring. De slo fort fast at praksisen som var fulgt til da, med armering som fulgte utsprengt flate, ikke ga en ideell bue for å ta opp laster fra berget. En bueform ville ta større laster. For en lastbærende bue er det selvsagt at styrken på buen er størst når den er utformet med jevn bue i heng og vegger.

Det som man da valgte å se bort fra, var at prinsippet for bergsikringen hviler på bergets evne til lastopptak, også i oppsprukket berg, samt at samvirket mellom bolter og sprøytebong måtte fungere for å få dette til å bli best mulig. Erfarne ingeniørgeologer sa tydelig fra om dette i høringsuttalelser, men resultatet ble at en sprøytebetongbue for bruk i vegtunneler skulle utføres etter teoretisk bue i tunnelen. Dette medførte at sprøytebetongmengden økte mye, trolig med mer enn 100% i forhold til tidligere praksis med å la buen følge konturen. Dette har selvfølgelig også stor innvirkning på kostnader og er også ugunstig med hensyn på miljøregnskapet (CO_2).

Sett fra et faglig ståsted er det mer nærliggende å tenke på at overforbruket av sprøytebetong er helt unødvendig for enkle buer.

I de aller fleste tilfeller (med Q-verdier rundt 0,1) er det slik at den midlertidige sikringen med sprøytebetong og bolter er tilstrekkelig for å oppnå en stabil situasjon og dermed en trygg arbeidsplass. Etablering av buene blir gjerne gjort for hele salva samtidig, og noen ganger også etter at neste salve er utført. Dette er i seg selv et uttrykk for at sikring med buer trolig er unødvendig og kunne vært unngått, evt. erstattet med et ekstra lag med sprøytebetong (6-8 cm) evt. også noe tilleggsbolting.

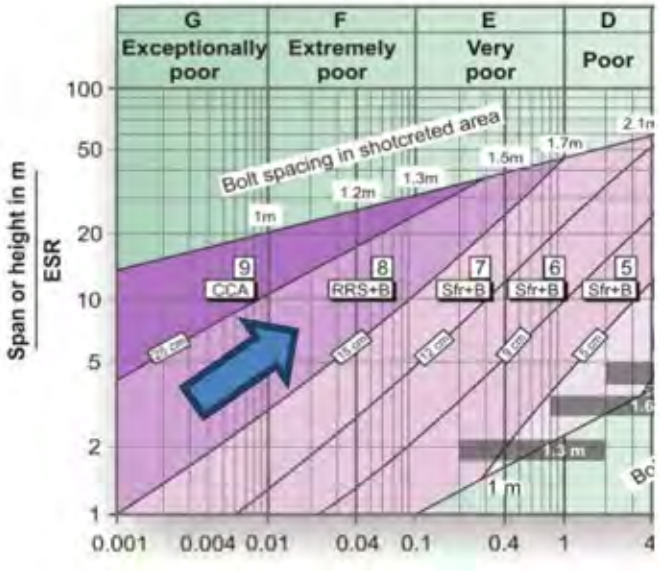
For entreprenørene er nok bygging av en bue som skal ha samme form i alle seksjoner en gunstig aktivitet. Det gir «industrifordeler» ved at det er mye som skal produseres og det er likt fra gang til gang slik at arbeidsoperasjonene kan repeteres. Men også entreprenørene har et krav om å redusere miljøavtrykket (bruke mindre betong) og ellers bygge det som er nødvendig og riktig.

Sikring for Q-verdier omkring 0,1

Med tanke på bestandighet og krav til stabilitet i lang tid (100 år), kan det (for SVV) være riktig å øke sikringen noe, med f.eks. tettere bolting. Men det kan ikke være riktig å innføre bruk av sprøytebetongbuer med Q-verdier rundt 0,1. Q-systemet angir at senteravstanden mellom buene da kan være 4 m! En mindre forsterkning hver 4. meter kan ikke sies å være godt begrunnet. Siden det fortsatt er bergets lastbærende evne som er vesentlig, må en eventuell økt sikring fordeles på hele flaten. I N500 har SVV angitt en avstand mellom enkle buer på 2 – 3 m, heller ikke dette er diskutert eller begrunnet, se Figur 4.

E	Svært dårlig bergmasse Q = 1-0,2	**Sikringsklasse IVa** — Sprøytebetong B35 E1000, tykkelse 150 mm — Systematisk bolting, c/c 1,5 m
	Q = 0,2-0,1	**Sikringsklasse IVb** — Sprøytebetong B35 E1000, tykkelse 150 mm — Systematisk bolting, c/c 1,5 m — Armerte sprøytebetongbuer, buedimensjon E30/6 ø20 mm, c/c buer 2-3 m, ev. gitterbuer • Buene boltes systematisk, c/c bolt = 1,5 m, boltelengde 3-4 m — Sålestøp vurderes
F	Ekstremt dårlig bergmasse Q = 0,1-0,01	**Sikringsklasse V** — Sprøytebetong B35 E1000, tykkelse 150-250 mm — Systematisk bolting, c/c 1.0-1.5 m — Armerte sprøytebetongbuer, buedimensjon D60/6+4, ø20 mm, c/c buer 1,5-2 m, ev. gitterbuer • Buene boltes systematisk, c/c 1,0 m, boltelengde 3-6 m — Sålestøp vurderes

Figur 4 Utdrag fra Tabell 7.5-1-Sammenhengen mellom bergmasseklasser (Q-systemet) og sikringsklasser – permanent sikring. Håndbok N500, 2022.



Figur 5 Egnet område for sprøytebetongbuer, etter Barton, N. og Grimstad, E., 2014

Figur 5 viser egnet område for bruk av sprøytebetongbuer etter Barton og Grimstad.

Sikring med buer som i stor grad fulgte utsprengt kontur ble forlatt som prinsipp, selv om 20 års erfaring med denne typen buer hadde vist at stabiliteten var tilstrekkelig. Ikke bare ble prinsippet forlatt, men den sprøytebetongbuen som SVV i dag beskriver, er utelukkende lastbærende og er ikke designet for å gi samvirke med annen sikring.

Den feilaktige måten å sikre tunneler på, gjør også at forståelsen av hvordan stabilitet i tunneler er i ferd med å forsvinne på anleggsstedet. Det er skapt et bilde av at sprøytebetongbuer er nødvendig for stabiliteten.

Nei, det er ikke buen som er avgjørende for stabiliteten i berg med Q-verdier rundt 0,1, det er samvirket mellom berget og boltene/sprøytebetongen!

Bruk av enkle buer med stor avstand kan ikke ta store laster og er i realiteten lokal forsterkning mellom boltene. Dette skulle tilsi at buene kan følge tunnelprofilet. Samvirket mellom buen og boltingen må sikres ved at det alltid monteres bolteplate utenpå buen. Se mer om dette nedenfor.

FORSLAG TIL FORBEDRINGER OG KOSTNADSREDUKSJON

Den viktigste forbedringen, som også gir størst kostnadsreduksjon, er å utnytte bergets lastbærende kapasitet bedrer slik at lastbærende buer, med styrt og jevnt profil, unngås i sikringsklasse E og også for noe dårlige bergmasse, avhengig av tverrsnitt og hvordan bergmassen opptrer.

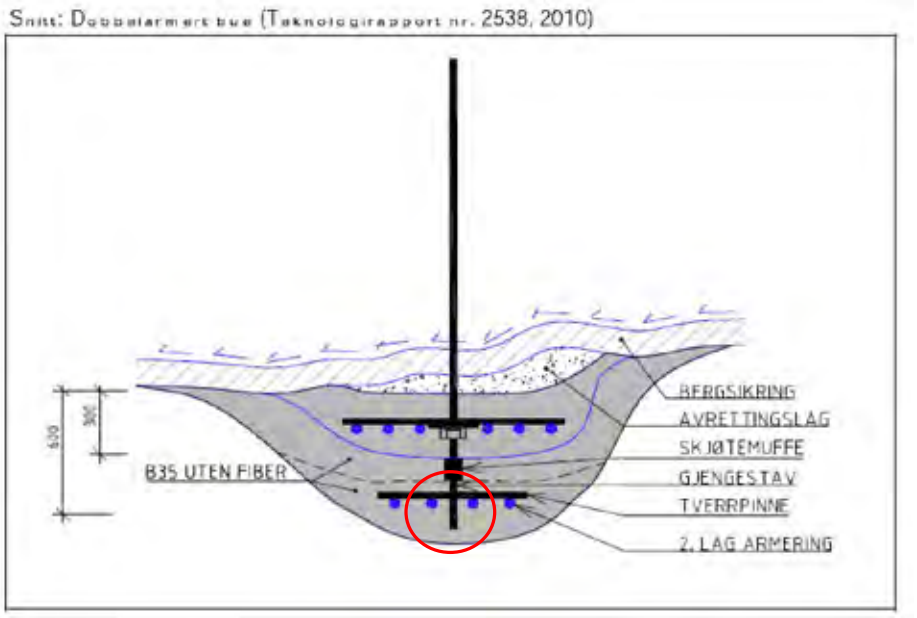
Nedenfor pekes det på andre forhold som både kan gi forbedringer og kostnadsreduksjon.

Plassering av plate i buer og utenpå sprøytebetongen

Ved bruk av sprøytebetong og også ved bruk av buer, har alltid bolteplata blitt satt utenpå sprøytebetongen for å sikre et godt samvirke mellom sprøytebetongsikringen og boltene. Innstøpte bolter kan antas å ha full forankring i berget ved Q-verdier rundt 0,1. Også ved betydelig lavere Q-verdier oppnås det god innfesting av de fleste boltene. Ved å sette bolteplate utenpå det siste armeringslaget i buen, oppnås en interaksjon mellom bue og bergbolt som innebærer en bergmasseforsterkning. Dersom bolteplata utelates, er det stor sjanse for gjennomlokning av bolten ved store deformasjoner.

Når samvirket mellom bolt og bue reduseres eller forsvinner, går sprøytebetongbuen over til å være en lastbærende konstruksjon. Dess flere boltefester som mister interaksjon med buen, dess større moment virker på et snitt i buen, og et brudd i buen kan da skje.

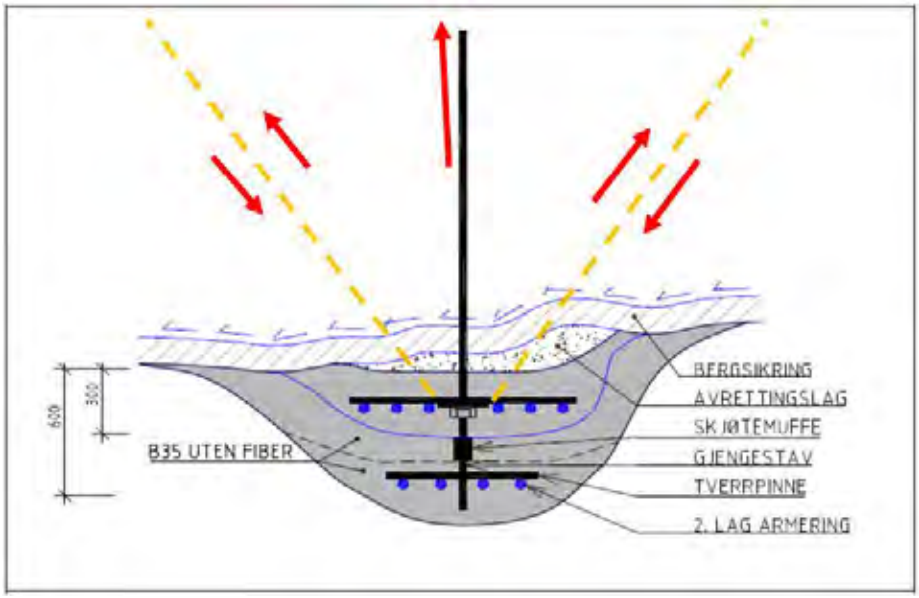
Etter at den lastbærende funksjonen for betongbuer ble mer og mer fokusert i Vegdirektoratet tidlig på 2000-tallet, ble samvirket mellom bue og bergsikring mer og mer neglisjert. I Teknologirapport nr. 2538, som kom i 2010, er bolteplate utelatt, se Figur 6.



Figur 6 Dobbelt sprøytebetongbue, fra Teknologirapport nr. 2538 (2010). Ingen bolteplate anvist utenpå ytterste del av armert bue.

Det er til og med tatt inn en kommentar: «Ved gyst bolt er det ikke nødvendig med plate på bolten verken mot berget eller utenpå støpen». Dette strider sterkt mot den samvirkende effekten mellom sikring og bergmasse som er basisen for bergsikring ut fra norsk modell.

I publikasjoner der oppbygging av en bue er vist, er det varierende om det er vist plate på bolten utenpå siste armeringslag. Også V520 Tunnelveiledning fra 2016 viser oppbygging uten plate, se Figur 7. Figuren viser at plate er montert på første lag av armering i buen. Slik som plata er satt, er det likevel begrenset hvor stor del av buen som blir aktivert, se illustrasjon i figuren.

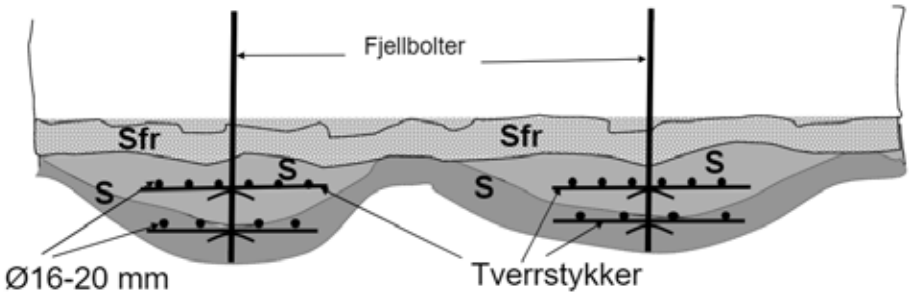


Figur 7 *Samvirke mellom sikring og bergmasse når bolteplate er montert bare innerst. Bue-illustrasjon fra HB V520 Tunnelveiledning, SVV 2016.*

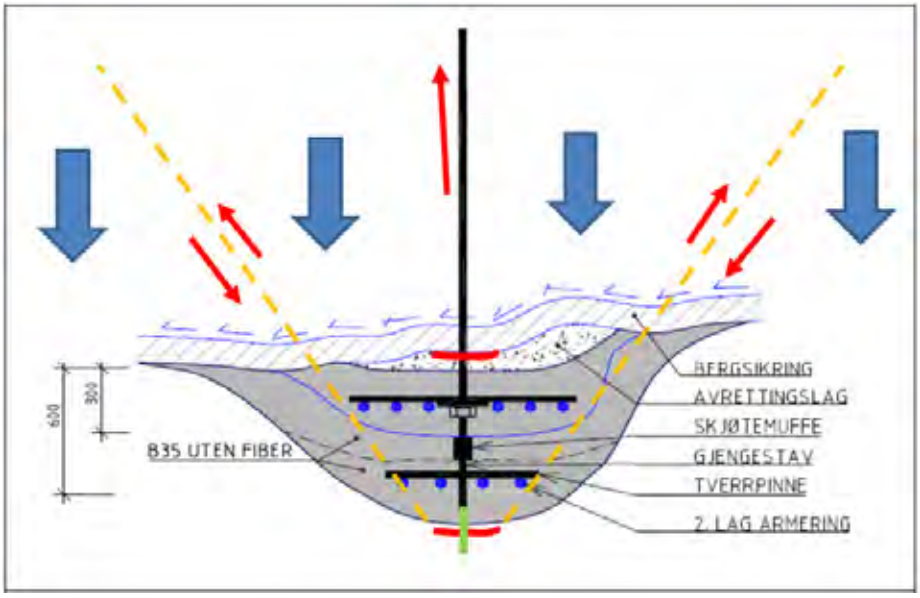
Figur 9 viser etter forfatterens mening den beste plasseringen av plate, nemlig utenpå siste lag av sprøytebetong. Det vil normalt også være plate på bolten etter at arbeidssikringen er utført, vist med rød strek.

Både oppbyggingen av den dobbelte buen og platemulighet over hvert armeringslag gir behov for skjøtestykke på bolten.

Anbefalingen bør være at alle bolter i buen forsynes med plater utenpå buearmeringen, helst for hvert armeringslag. Figur 8 er hentet fra presentasjon holdt av Eystein Grimstad, NGI, på Vårsleppet (NBG), 2009. Figuren viser bolteplate for hvert lag av armering.



Figur 8 *Fra "Armerte sprøytebetongbuer. Bakgrunn og dimensjonering, NGI, Vårsleppet NBG 12. Mars 2009.*



Figur 9 *Dobbelt sprøytebetongbue, fra Teknologirapport nr. 2538 (2010). Samvirke mellom sikring og bergmasse med plate plassert ytterst, er påtegnet av forfatteren.*

Ved sikring på stuff hender det (ofte) at flere salver blir sprøytet samtidig fordi det er så gode bergforhold at dette kan tillates når det er boltet på stuff. Dette fører imidlertid til at mange partier blir stående med sprøytebetong utenpå boltene, altså uten plate utenpå sprøytebetongen. Selv om dette skjer i relativt godt berg, er det to svært negative forhold knyttet til dette:

- Plate utenpå sprøytebetongen gjør at et større areal rundt plata blir aktivert i samvirket mellom bolt og bergmasse, med tanke på totalstabiliteten

- Sprøytebetongen blir holdt på plass ved boltepunktet, hvilket gjør at detaljstabiliteten mellom boltene øker.

Selv om det driftsmessig er fordelaktig for entreprenøren å utsette sprutingen, bør det forlanges at bolteplate også settes utenpå ferdig sprøytet berg. Gjengepartiet må selvfølgelig beskyttes. Figur 10 viser bolting på stuff før sprøyting i en vegtunnel på Færøyene. Nest siste salve har bolteplatene utenpå sprøytebetongen.

Figur 10 Bolting på stuff før sprøyting, fra Tunnlar Nordur um Fjall, Landsverk, Færøyene.

Forankring av sprøytebetongbue ved sålen

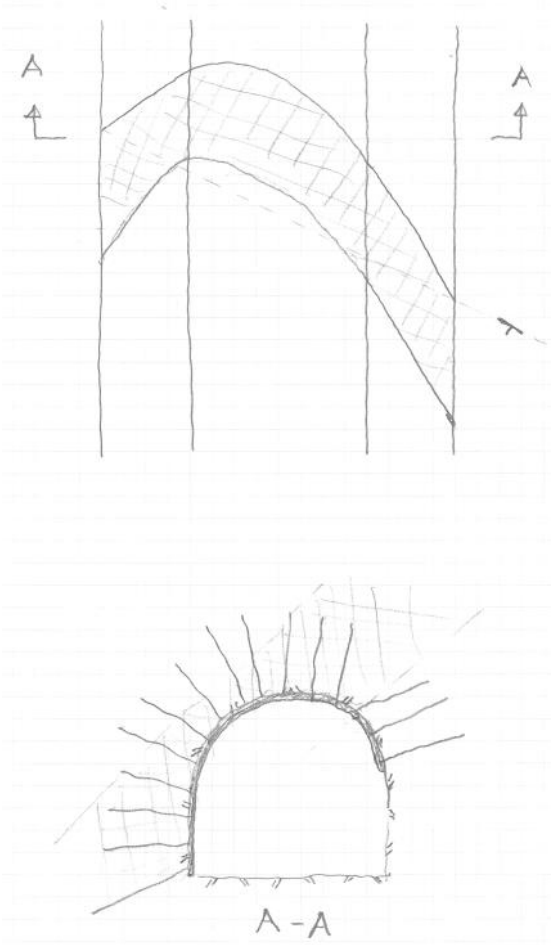
Når fokus flyttes over fra at buene har et samvirke med berget til å være en lastbærende konstruksjon, er det naturlig at nedre del av buen mot sålen må sikres mot store deformasjoner. Dette gjøres ved å sette lange bolter skrått ned i berget ved sålen. For at det skal fungere, må det forutsettes at bolten har god innfesting i berget. Dette står i kontrast til at det ikke settes krav til samvirke mellom bolt og bue for den øvrige delen av buen. Bergmassekvaliteten ved sålen er i mange tilfeller like dårlig som ellers i profilet og funksjonen for bolten vil være den samme.

Etter forfatterens mening vil det være tilfelle i de aller fleste situasjoner, også der Q-verdien er mellom 0,001 og 0,1. Paradokset er at den samme innfestingen ikke nyttiggjøres for resten av buen, jfr. diskusjonen over.

En annen situasjon som ikke diskuteres så mye, er situasjoner der markerte svakhetssoner krysser tunnelen med et lite fall og der sideberget har god kvalitet, se Figur 11. I slike situasjoner kan buen avsluttes oppe i veggen når minimum to bolter har god innfesting i «godt» berg (Q> 0,1), dvs. berg som gir godt boltefeste. En slik anvendelse av en sprøytebetongbue forutsetter at hele buen har samvirke med bergmassen slik at lastene opptas av bergmassen og ikke trenger å føres ned til sålen..

V521 angir at buen skal føres ned til sålen og forankres. Veiledningen V521 (2022) har nå heldigvis tatt inn en setning som sier at «I tilfelle godt berg (sonen kan være i hengen eller i motsatt vegg) trenges ingen ekstra forankring.» Forfatteren anbefaler samme forståelse av situasjonen som veiledningen. Denne forståelsen kan benyttes for å forvare sikring med bue i Figur 11.

Det er viktig at sikringsdesignen begrunnes og at funksjonen forstås. Som i dette tilfellet, kan sikringen reduseres i forhold til å benytte bolter fra såle til såle, uten at sikkerheten reduseres.



Figur 11 *Avslutning av sprøytebetongbue i veggen, i godt berg.*

Spilingbolter/forbolter

Spilingbolter/forbolter har etter hvert blitt vanlig å benytte under tunneldriving. Tidligere aksepterte man en større grad av nedfall etter salve. Større fokus på HMS under driving gjør at man ønsker tryggere forhold under sikring av hver salve. I tillegg har det vært en sterk økning i prosjekter som har krevende forhold i tillegg til dårlig berg; liten overdekning, nærhet til sårbare konstruksjoner osv.

Med spiling/forbolter i denne sammenheng tenkes det på bolter som settes under tunneldriving, ikke bolter ved påhugg av en tunnel. Hensikten med forboltene er da å sikre spesielt hengen mot nedfall umiddelbart etter salve. Generelt øker muligheten for nedfall etter salve dess dårligere berget er. Sterkt oppsprukket berg eller leiromvandlet berg har kort stand-up-tid. Bruk av spiling har da en god effekt for å hindre nedfall og dermed kortvarig stabilisere berget over. Hindring av deformasjoner i berget rundt tunnelen gjør også at det blir lettere å beholde den lastbærende kapasiteten til bergmassene, jfr. det som er sagt omkring bolting og samvirke med sprøytebetong, evt. bue.

Når da berget er så vidt dårlig, er det viktig at spilingen har innfesting i berget før neste salve. Jeg mener at en slik situasjon betinger innfesting minimum med en enkel bue, som da betyr radielle bolter, min. 4 jern (Ø16 mm), og bolteplate utenpå jernene. Det følger implisitt av det jeg har argumentert med over, at Q-verdien da er < 0,1 og at avstanden mellom spilingboltene er maks. 30 cm. Min erfaring er at dersom bolteavstanden kan være 40 cm eller mer, så er det ikke behov for spiling. Da er berget så stabilt at umiddelbar sikring kan utføres med sprøytebetong og bolter.

Bruk av spiling med boltelengde på 6 m, henger sammen med at salvelengden reduseres til 3 m. Dermed vil det bli god overlapp (ca. 2 m) med spiling etter at neste salve er tatt.

Redusert salvelengde

Bruk av redusert salvelengde er et effektivt tiltak når tunnelen drives i ekstremt eller eksepsjonelt dårlig berg, dvs. Q-verdier < 0,1. Det er da snakk om at stand-up-tiden for en normal salve er for kort til at det er sikkerhetsmessig forsvarlig. Normalt benyttes reduserte salvelengder når det samtidig benyttes forbolting.

N500 har et krav om at redusert salvelengde skal benyttes «senest fra og med sikringsklasse IV» hvilket betyr ved Q-verdier < 1. Vanligvis kan berg i klasse IV drives med normal salvelengde og sikres umiddelbart på stuff. Slik som kravet er formulert, gir det lite rom for vurderinger av situasjonen ut fra hvilke geologiske forhold som nødvendiggjør tiltaket. Redusert salvelengde er et kostbart tiltak som bør vurderes sammen med andre tiltak, f.eks. hvordan umiddelbar sikring kan utføres trygt og uten av uønskede nedfall inntreffer.

Vedlegg C til V521 Tunnelveiledning, se Figur 12, beskriver at redusert salvelengde ikke er nødvendig i klasse IVa. Her er en bedre koordinering nødvendig.

Sålestøp

N500 fra både 2020 og 2021 inneholdt et statement om at armert sålestøp **skal** utføres med pilhøyde min. 10% av tunnelbredden for bergmasseklasse F.

Heldigvis kom veilederen, V520, med til dels detaljert anvisning om hvordan sikringen kan utføres på noe enklere måte i utgaven som kom i 2020 (det står ingenting om dette i foreløpig

utgave av V520). Sweco har benyttet V520 for et vegtunnelprosjekt i 2020 allerede. Strengt tatt var det et fravik i forhold til N500 2020, tabell 6.1, som gjaldt på det tidspunktet.

Siste revisjon av N500 fra 2022 sier nå at «Sålestøp vurderes» også for klasse F. Det er bra! Det er så mange variable knyttet til situasjonen i sålen kontra klassifisering av sikring for selve tunnelløpet, at det må vurderes spesielt seksjon for seksjon. Her må veilederen, V521, som også kom i 2022 oppdateres. Der står det fortsatt at det skal utføres sålestøp i klasse F, se Figur 12.

Dimensjoneringen er et annet interessant spørsmål. Veiledningen angir temmelig tung sikring, uavhengig av om det er store eller små deformasjoner/krefter som skal tas opp. Dette bør også nyanseres ved ny revisjon.

Vedlegg C

Veiledning ved vurdering av bestemmelse av bergsikringsmengder

83

Berg-masse-klasse	Q-verdi	Sikrings-klasse	Permanent bergsikring T9,5								Bolter					Sprøytebetong[4]	
			Bolter (c/c i m)	Sprøytebetong tykkelse	Abs.kl.	Spr.bet. buer c/c	For-bolter c/c	Sålestøp	Utvidet profil	Salve-lengde	Bolter pr.	Bolter pr. meter	Bolter pr. salve[2] 3 meter	Bolter pr. salve[2] 5 meter	For-bolter	m³ pr. meter	m³ pr. salve[3] 3 meter	m³ pr. salve[3] 5 meter
A/B	>10	I	sprøt	80 mm	E700						7-8	2,9	ca. 8	ca. 14		2,6	ca. 8	ca. 13
C	10-4	II	2,0	80	E700					normal (5-5,6m)	9-10	4,5	ca. 14	ca. 23		2,6	ca. 8	ca. 13
D	4-1	III	1,75	100	E1000						11-12	6,6	ca. 20	ca. 33		3,2	ca. 10	ca. 16
E	1-0,1	IVa	1,5	150	E1000					vurderes	14-15	9,4	ca. 26	ca. 43		4,8	ca. 14	ca. 24
F	0,1-0,01	IVb	1,5	150	E1000	2-3 m	0,3 m	vurderes	300 mm	reduser, ev.delt	14-15	9,4	ca. 28	ca. 43	30-75	4,8	ca. 14	ca. 24
		IVc	1,0-1,5	150-250	E1000	1,5-2 m	0,2-0,3m	ja	≥00 mm		17-18	14,1	ca. 43	ca. 71	50-100	6,4	ca. 19	ca. 32
G	<0,01	V	Bergsikring dimensjoneres spesielt															

Berg-masse-klasse	Q-verdi	Sikrings-klasse	Permanent bergsikring T12,5								Bolter					Sprøytebetong[4]	
			Bolter (c/c i m)	Sprøytebetong tykkelse	Abs. kl.	Spr.bet. buer c/c	For-bolter c/c	Sålestøp	Utvidet profil	Salve-lengde	Bolter pr. tast	Bolter pr. meter	Bolter pr. salve[2] 3 meter	Bolter pr. salve[2] 5 meter	For-bolter	m³ pr. meter	m³ pr. salve[3] 3 meter	m³ pr. salve[3] 5 meter
A/B	>10	I	sprøt	80 mm	E700						3-4	3,4	ca. 10	ca. 17		3,0	ca. 9	ca. 15
C	10-4	II	2,0	80	E700					normal (5-5,6m)	10-11	5,4	ca. 16	ca. 27		3,0	ca. 9	ca. 15
D	4-1	III	1,75	100	E1000						13-14	7,7	ca. 23	ca. 38		3,6	ca. 11	ca. 18
E	1-0,1	IVa	1,5	150	E1000					vurderes	16-17	10,9	ca. 32	ca. 54		5,4	ca. 16	ca. 27
F	0,1-0,01	IVb	1,5	150	E1000	2-3 m	0,3 m	vurderes	300 mm	reduser, ev.delt	16-17	10,9	ca. 32	ca. 54	40-80	5,4	ca. 16	ca. 27
		IVc	1,0-1,5	150-250	E1000	1,5-2 m	0,2-0,3m	ja	≥00 mm		20-21	16,3	ca. 49	ca. 82	60-120	7,4	ca. 22	ca. 37
G	<0,01	V	Bergsikring dimensjoneres spesielt															

[1]Buelengde 21 m

[2]Buelengde 24 m

[3]Polltapfaktor = 1,05 og ujevnhetsfaktor = 1,45. Ikke justert for tykkere lag. For beregningsgrunnlag se NBT [50].

[4]Antallet avhenger av tilpasningen til siste rast på forrige salve

[5]Mengde til sprøytebetongbuer kommer i tillegg

Figur 12 Vedlegg C fra Håndbok 521 Tunnelveiledning 2022

SAMMENFATNING

- Norsk praksis ved sikring av bergtunneler er basert på bergets selvbærende kapasitet. I bergmasser med Q-verdier >1 («dårlig» og bedre) er en slik betraktningsmåte åpenbar. Den lastbærende effekten er i høy grad til stede også i svært dårlig og ekstremt dårlig berg (0,01 < Q < 1). Boltesikring som har samvirke med sprøytebetong gjør at bergmassen har betydelig lastbærende kapasitet.

- For Q-verdier ned til 0,1 (svært dårlig berg) og tunneltverrsnitt < ca.14 m er sprøytebetongbuer ikke nødvendig. Bergets lastbærende virkning er stor, men deformasjoner må hindres ved at det boltes systematisk. Samvirke med sprøytebetongen er spesielt viktig for å stabilisere partiene mellom boltene og plate må stå utenpå sprøytebetongen. Økt sikring (ved at berget bærer lastene) oppnås ved tettere bolting og lengre bolter.

- Utforming av sprøytebetongbuer i ekstremt dårlig berg (0,01 < Q < 0,1) trenger ikke være ideelt formet som en hestesko som følger teoretisk tverrsnitt. Fortsatt har berget en stor lastbærende kapasitet og en bue som følger tilnærmet sprengt profil kan tåle betydelige deformasjoner. Dette forutsetter samvirke med bolter. Kontroll av tilstrekkelig kapasitet kan gjøres med deformasjonsmålinger. Om nødvendig kan supplerende sikring utføres.

- Statens vegvesen har i dag som krav at en sprøytebetongbue må bygges opp til å følge teoretisk kontur. Kravet er basert på at sprøytebetongbuen er lastbærende. Funksjonen som lastbærende konstruksjon som skal føre kreftene ned til sålen, er viktig først når berget har sterkt redusert selvbærende kapasitet. For tunneler < ca. 14 m vil dette kunne være nødvendig når Q-verdien er < ca. 0,04, men geometri på sonen (det dårligste berget) vil også spille inn.

- Samvirke mellom bolter og sprøytebetong må alltid sikres ved at det er bolteplater utenpå sprøytebetongen. Dette gjelder også for både enkle og doble buer.

- Der hvor bolter og sprøytebetong benyttes, bør plate alltid monteres utenpå sprøytebetongen. Dette gjelder også dersom boltingen er foretatt før sprøytingen. Bolter må derfor enten ha et langt nok gjengeparti eller det må monteres skjøtestykke med gjenger.

- I situasjoner der berget har liten lastbærende virkning og laster fra berget kommer som «død vekt» av et visst volum, vil en lastbærende betongkonstruksjon være nødvendig for å oppnå en stabil tunnel. I dette tilfellet vil en ideell bueutforming være hensiktsmessig. Fortsatt bør bolting benyttes i samvirke med buen for at så mye som mulig av bergets lastbærende kapasitet kan bli utnyttet. Forankring av buen ved sålen er da viktig. Noen ganger vil også såleutstøpning være nødvendig.

- Der hvor buer benyttes til forsterkning og lastbærende element for sikring av avgrensede svake lag i heng eller vegger (subhorisontale soner), er det ikke behov for å føre buen ned til sålen. Det er tilstrekkelig å føre bue og bolting etter par meter inn i berg av bedre kvalitet (der det er godt boltefeste).

- Forbolting under tunneldrift i dårlig berg har god effekt for å hindre deformasjoner og dermed bidra til at bergets selvbærende effekt beholdes. Mindre nedfall hindres også. Bruk av forbolting med hullavstand 40 cm og mer har lite for seg. Dersom bolteavstanden kan være så stor, betyr det også at det ikke er behov for forbolting. Behov for forbolting oppstår når Q-verdien er < 0,1. Avstand mellom forbolter bør være mellom 20 og 30 cm.

- Redusert salvelengde er et effektivt og nyttig tiltak der stand-up-tiden for en normal salve er liten. Kravet i håndbok N500 er svært konservativt og representerer et kostbart og unødvendig tiltak ved Q-verdier innenfor klasse E. Krav til bruk av redusert salvelengde bør omformuleres slik at både entreprenør og byggherre motiveres til å benytte dette når det virkelig gir effekt.

- Vedr. sålestøp så er Håndbok N500 av 2022 revidert slik at «sålestøp skal vurderes» også for sikringsklasse V. Det er bra! Håndbok N500 av 2020 hadde skal-krav om sålestøp for denne klassen.

REFERANSER

- Løset, F. (1997): «Praktisk bruk av Q-metoden.» NGI.
- Grimstad, E., K.Kankes, R. Bhasin, A. W. Magnussen and A.Kaynia, (2003). Updating the Q-system for Designing Reinforced Ribs of Sprayed Concrete and General Support. Proceedings, Underground Construction, London.
- «Armerte sprøytebetongbuer. Bakgrunn og dimensjonering, NGI, Vårsleppet NBG 12. mars 2009
- Barton, N. and Grimstad, E., «Tunnel and cavern support selection in Norway, based on rock mass classification with the Q-system». Publication No. 23, Norwegian Tunnelling society, 2014
- Håndbok: Bruk av Q-systemet, «Using the Q-system», NGI 2015
- HB V520 Tunnelveiledning, SVV 2016.
- Hb N500, SVV 2022
- Hb V521, SVV 2022

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2022

Rao Martand Singhn
NTNU

Geothermal energy pile foundations for heating & cooling buildings

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

Hanne E. Wiig
BaneNOR, leder NBG

Lederens 10 minutter

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2022

FROM ROCKFALL EXPERIMENTS TO APPLICATIONS – NEW METHODS IN THE FIELD OF ROCKFALL HAZARDS

Fra steinsprangeksperiment til anvendt bruk – Nye metoder innenfor fareutredning av steinsprang

François Noël, Doktorgradsstudent, University of Lausanne
Synnøve Flugekvam Nordang, Ingeniørgeolog, Rambøll Norge AS
Prof. Michel Jaboyedoff, University of Lausanne

SUMMARY

Most current rockfall simulation models require precise site-dependent fine-tuning of their parameters to reproduce the expected runouts and energies. Performing the related extensive back analyses is time consuming, expensive and often impractical. By using more objective approaches, resources saved on the previous points could be reallocated to the on-site rockfall source identification, evaluation of the slope stability, and collecting data related to observed runouts from previous events. To evaluate and improve the objectivity of the methods, we performed diverse collaborative rockfall experiments and detailed back analyses from large past rockfall events. The data gathered covers a wide span of energies going from a few kilojoules to hundreds of megajoules. Existing simulation models were confronted to reality by comparing them to the empirical data in order to assess their subjectivity. It also allowed us to improve and simplify their inputs from a better understanding of the rockfall dynamics. Important biases from gridded digital elevation models, influencing the 3D simulation results beyond one magnitude order were also solved. Additionally, a quantitative hazard zoning method putting the related residual hazard in perspective to the TEK17 thresholds was developed. Prototype tools homogenising the application of the new objective methods were created.

SAMMENDRAG

De fleste simuleringsmodellene for steinsprang i dag, krever en stedsspesifikk finjustering av parameterne for å reprodusere forventet utløp og energi. Slike omfattende tilbake-analyser er ofte tidkrevende, dyre og lite praktiske å gjennomføre. Ved å bruke mer objektive tilnærminger, kan man spare disse ressursene, og heller fokusere på å identifisere løsneområder i felt, evaluere skråningsstabiliteten og samle inn data relatert til observerte utløp fra tidligere hendelser. For å evaluere og forbedre objektiviteten til metodene, har vi i samarbeid med andre universitet og forskningsinstitusjoner, utført forskjellige fullskala steinsprangeksperiment og gjort detaljerte tilbake-analyser fra tidligere steinspranghendelser. Datasettet dekker et bredt spenn av energier, alt fra noen få kilojoule til hundrevis av megajoule. Eksisterende simuleringsmodeller har blitt sammenlignet med offentlig tilgjengelige data for å konfrontere dem med virkeligheten samt vurdere subjektiviteten. Dette har også tillatt oss å forenkle samt forbedre enkelte parameter fra en bedre forståelse av steinsprangdynamikken. Betydelig bias fra raster-terrengmodeller som kan påvirke resultatene fra 3D-simuleringer med over én størrelsesorden, har også blitt løst. I tillegg ble det utviklet en kvantitativ metode for utarbeidelse av faresoner for steinsprang, noe som setter den aksepterte restfaren fra TEK17 i

perspektiv. Prototyper av verktøy som homogeniserer bruken av de forskjellige nye objektive metodene har også blitt utviklet.

BACK ANALYSIS OF ROCKFALL EVENTS

Whether simulation models require an extensive fine tuning of their parameters or not, back analyses of real rockfall events are often recommended to ensure the realisms of simulations and to have control values for mitigation designs. Since back calculation is time consuming, an objective 3D reconstruction method was developed to help reconstruct precisely the numerous rockfall trajectories involved from the rockfall experiments and real events covered (Noël et al., 2022). A practical 2D back calculation open-source freeware (Fig. 1) derived from the previous 3D method was developed as an aid for the practitioners (stnParabel, 2022; Noël et al., in preparation #1). It works with different types of field observations by using the different back calculation methods from Volkwein et al. (2011), Gerber (2019), Glover (2015) and Domaas (1995).

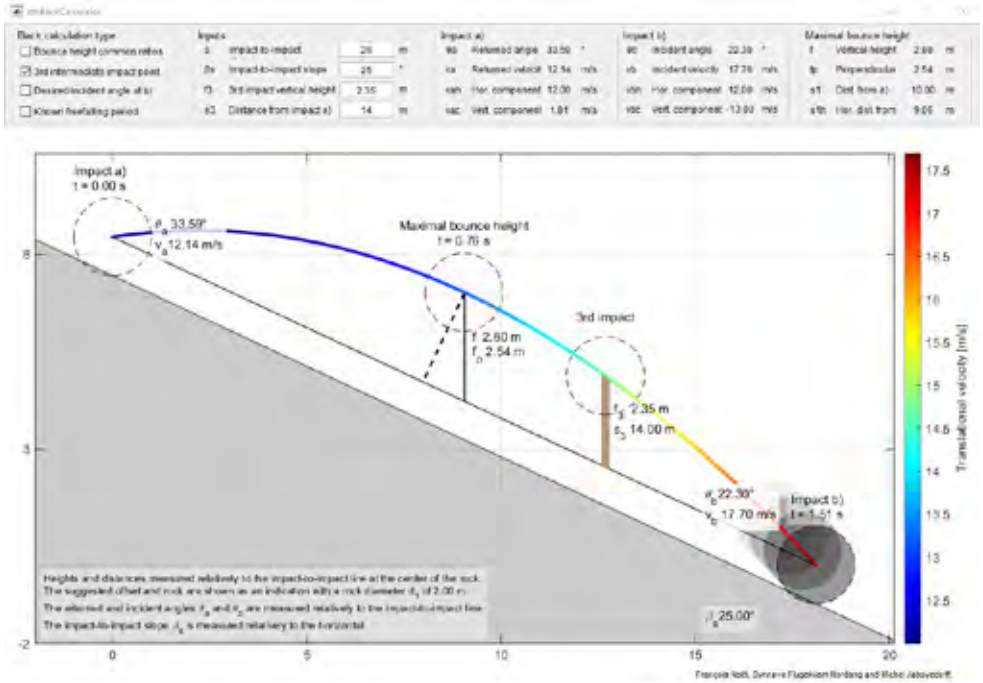


Figure 1: Simple 2D tool to help practitioners to back-calculate previous rockfall events. The different methods are based on different field-information that can be encountered (Noël et al., in preparation #1). The figure is showcased with the method of a 3rd intermediate impact point that could for example be visible damages on a tree in-between two impact points. The figure shows the freeware stnBackCalculator available at stnParabel (2022).

Using these back calculation methods, 3D rockfall trajectories involving over 500 impact-to-impact parabolas were reconstructed from three different sites to better understand rockfall dynamics and their propagation (Fig. 2). One of the sites is the Riou Bourdoux in France where blocks were pushed down in an instrumented ravine in collaboration with Université Grenoble Alpes and University of Strasbourg (Hibert et al., in review). A second site, called Chant Sura, in Switzerland, involved a flexible barrier from Geobrugg for a collaborative rockfall experiment led by the WSL/SLF (Noël et al., 2022; Caviezel et al., 2021). The third site was affected by a relatively large rockfall event in 2015 that was released from the Mel de la Niva

Mountain in Switzerland (Noël et al., in review). Two impressively large blocks propagated downslope and stopped after travelling over one and two kilometres.

Figure 2: a) The various block sizes and shapes from the different related sites. b) One of the 200 m^3 deposited blocks of the 2015 rockfall from the Mel de la Niva. Some of the impact marks have depth of 1,7 m (Noël et al., in review). c) The rockfall experiment at Chant Sura in Switzerland in collaboration with WSL Institute for Snow and Avalanche Research SLF and Geobrugg involving a 5 m high 2000 kJ ROCCO flexible rockfall barrier (Noël et al., 2022; Caviezel et al., 2021). The reconstructed trajectories are shown with overlaying lines coloured in function of their translational velocities. d) Reconstructed trajectories at the Riou Bourdoux site in France. The rockfall experiments were done at that site in collaboration with Université Grenoble Alpes and University of Strasbourg (Hibert et al., in review). The figure is modified from Noël et al. (in review), Noël et al. (in preparation #1) and Noël et al. (2022), (CC BY 4.0).

Block sizes and shapes

The extensive gathered rockfall data covers a wide span of different shapes and block volumes from 0,02–210 m^3, all scanned in detail with a handheld terrestrial laser scanner and from photogrammetry (Fig. 2a). The collected empirical data supports simplifying the related on-field data collection to the measure of the d_1-d_2-d_3 diameters of the block and expressing the blocks as corresponding ellipsoids (Noël et al., in review). Indeed, such a simplified shape gives a good estimation of the block mass and moment of inertia when compared to the real 3D blocks shapes (Fig. 3). Collecting the d_1-d_2-d_3 diameters of the blocks is easy to measure and estimate in the field, which can help practitioners to save time.

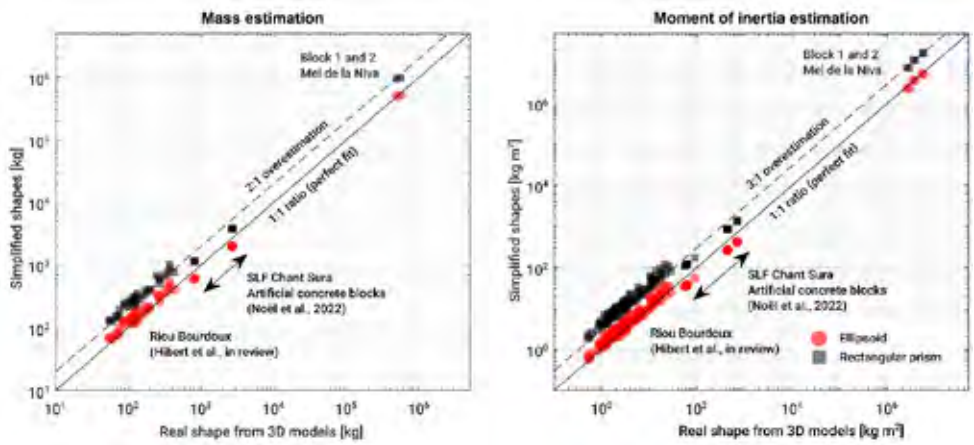


Figure 3: Real size and shape from 3D models compared to the simplified shapes of ellipsoid and rectangular prism. The simplified ellipsoid tends to follow the "perfect fit" of a ratio of 1:1, while the simplified rectangular prism tends to overestimate the mass by two times and the moment of inertia by 3 to 4 times. The 3D-models have been acquired by handheld mobile terrestrial LiDAR scanner (TLS) and structure from motion (SfM) photogrammetry. Further information regarding the dataset, analysis methods can be read in Noël et al. (in review), Noël et al. (2022) and Hibert et al., (in review).

Additionally, we observed that disk-shaped blocks tend to resist following the steepest path compared to equant blocks, and therefore influence the lateral spreading of the blocks in the runout (Noël et al., in review). This block shape effect on the lateral deviation is important to consider when evaluating the length of mitigation measures and performing quantitative hazard zonation (Noël et al., in preparation #1). When this effect is implemented into simulation models, the simulation results tend to be less channelized and seem to better match with reality (Noël et al., in preparation #1; Noël et al., in preparation #2).

Energy and bounce heights

The rockfall database consists of translational energies from just a few kilojoules reaching up to 625 MJ (velocity of 48 m/s). The upper range goes beyond what mitigation measures can withstand (Lambert & Bourrier, 2013). From the database, the rotational energy before an impact is about 20 % of the total energy (25 % of the translational energy). The bounce height (f) and impact distance (s) ratio (f/s) cover 81,6 % of the database (more than 500 rebounds) with the ratio of 1/8 (normal bounces) and 95,5 % with the ratio of 1/6 (high bounces). This information can help practitioners to do quick and simple estimation to decide the proper heights and capacity of mitigation measures from field observations and back-calculation (Fig. 1) (Noël et al., in review; Volkwein et al., 2011).

Terrain roughness and material

A total of 538 rockfall impacts provide detailed 3D information about in-going (incident) and out-going (returned) values of geometric angles and translational and rotational (angular) velocities. Analysis on this dataset indicates that the terrain materials do not seem to play a major role in the velocity changes at impact. However, we observed a strong correlation in-between the induced deviations and velocity changes (i.e., the more a rock changes its course and the more momentum it transfers to the ground). Such induced deviations can come from big scale slope geometry changes like changes in topography and small-scale geometry changes like perceived roughness (Noël et al., in review). This is in line with the observations done by Wyllie (2014a), Wyllie (2014b) and Ferrari et al., (2016) from rockfall data and from Jones et al. (2000), Pfeiffer and Higgins (1990) and Pfeiffer and Bowen (1989) when applied

to simulations. The latter are used as reference in many modern simulation models (e.g. RocFall and Rockyfor3D). For such models, the slope geometry and perceived roughness (θ_{max}) are the most important parameters and together they can obscure the less significant effect of the terrain material (R_n and R_t) (Jones et al., 2000; Pfeiffer and Higgins, 1990).

TOWARD OBJECTIVE ROCKFALL HAZARD ASSESSMENTS

With the previous empirical observations and recent improvements of acquisitions of detailed terrain models, the slope geometry and perceived roughness can objectively be measured and quantified (Fig. 4) (Noël et al., 2021).

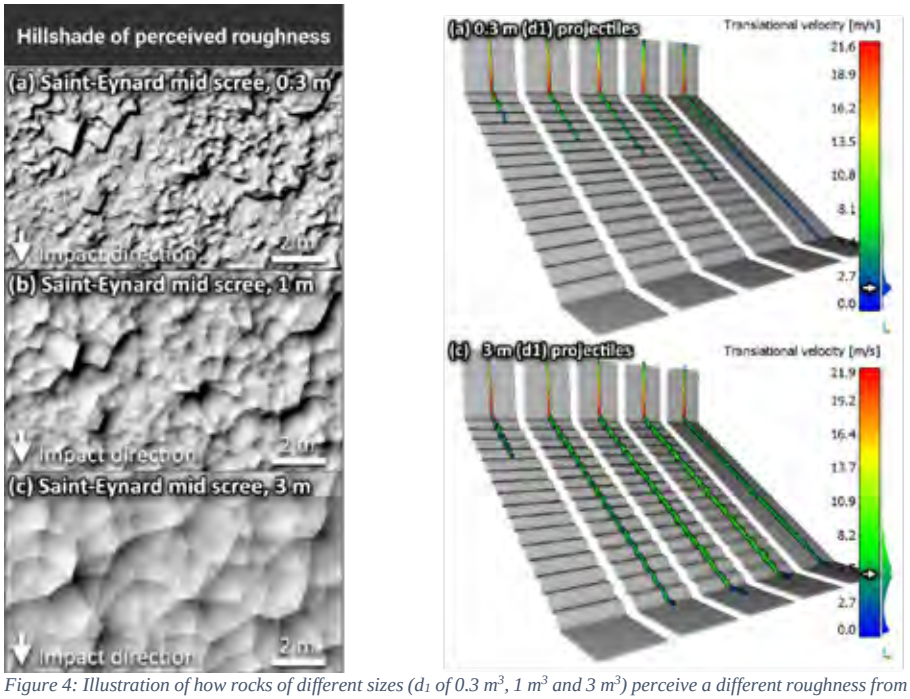


Figure 4: Illustration of how rocks of different sizes (d_1 of 0.3 m^3, 1 m^3 and 3 m^3) perceive a different roughness from the same terrain sample and the corresponding effect on the runouts. Modified figure from Noël et al. 2021 (Licence: CC BY 4.0).

This is being developed into a new *Rolling Friction* process-based rebound model that only demands the objective following input and parameters from the user (stnParabel, 2020):

1. Detail terrain model
2. Source: point, terrain inclination, simple kinematic analysis or customised
3. Block size (d_1-d_2-d_3) and density
4. Optionally additional quantified terrain roughness from detailed terrain samples
5. Optionally 3D obstacles/collectors such as buildings, linear infrastructures, protection embankment, flexible barriers, and tree stems of forested slopes

A transparent description of this *Rolling Friction r*ebound model is given in Noël et al. (in review), together with a validating per-impact comparison with the gathered rockfall database and other existing rockfall rebound models like CRSP 4, RocFall 8 Lumped Mass and Rockyfor3D. The results from this analysis show that this *Rolling Friction* rebound model produces good predictions when compared to the rockfall database and when applied to

previous rockfall events. This new *Rolling Friction* rebound model is available through the multiple model simulation freeware stnParabel (2022).

Rockfall hazard zoning

When evaluating the susceptibility of failure of different cliff areas, practitioners may attribute various rankings to the rock slopes depending on their general rock quality, their orientation relative to the joint sets and eventual aggravating factors (Cloutier et al., 2017; Matasci et al., 2018; Pantelidis, 2009). A way to transfer this information to the hazard ranking of the runout area is to weight all simulated trajectories proportionally to the susceptibility of failure of their origin cliff area. Unfortunately, source distributed on the pixels of a raster (e.g., ASCII-grid .asc or geotiff) strongly interferes against the practitioner's desired value. Indeed, it raises their represented ranking attributed to gentle cliffs by more than one magnitude order (increasing their distribution by more than 10x) (Fig. 5a) (Noël et al., 2021).

To ensure that the rockfall simulations focus at evaluating the runouts and potential reachable area without changing the cliff's representation, we suggest distributing the sources in the form of point clouds (Fig. 5b). This way, their surface density can be kept unchanged to not affect their associated susceptibility of failure. Their density can also be weighted proportionally to their local susceptibility of failure to quantitatively transfer this information to the runouts. Doing so, one can link the expected temporal frequency of failures or deposited block fragments to the site. With this information, a practitioner can be quantitatively guided on where to draw the hazard zones based on TEK17 thresholds for the rockfall phenomena. This effective approach also gives tangible arguments to justify a given associated acceptable residual hazard (Noël et al., in preparation #2).

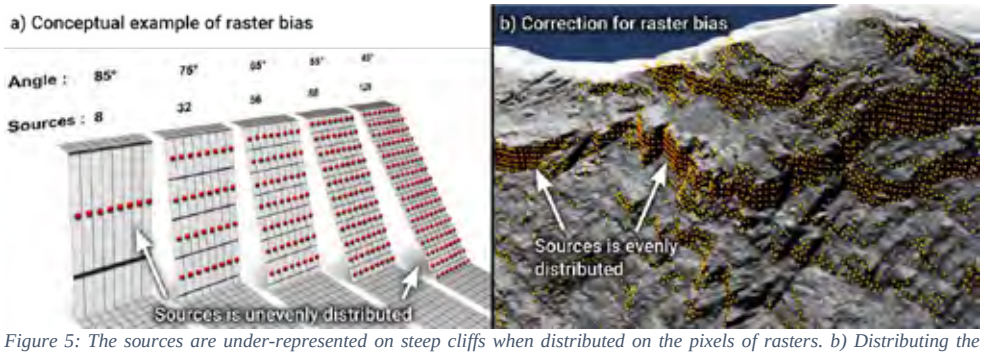


Figure 5: The sources are under-represented on steep cliffs when distributed on the pixels of rasters. b) Distributing the sources with point clouds allows for an even distribution and/or a weighted distribution based on the local susceptibility to failure. Figure modified from Noël et al., 2021 (Licence: CC BY 4.0).

CONCLUSION

The extensive database of 3D block shapes shows that simplifying them to ellipsoids from their corresponding d_1-d_2-d_3 diameters, which are relatively easy to collect on field, would not sacrifice much realism in relation to their volume, mass, and moments of inertia estimation. With a rebound model developed from a wide range of reconstructed rockfall impacts and block shapes like the featured *Rolling Friction* model, the simulations do not tend to be over-channelized. Moreover, time saving simplified and objective input parameters can be used while improving the realism and predictability of the simulations. In any case, one can now easily validate simulation results and make preliminary predictions of involved velocities and bounce heights from field observations with the mentioned back-calculation freeware and

bounce height relations. A simple method for avoiding the important biases from gridded digital elevation models was given. Finally, a quantitative hazard zoning method putting the related residual hazard in perspective to the TEK17 thresholds was briefly covered.

REFERENCES

Caviezel, A., Ringenbach, A., Demmel, S. E., Dinneen, C. E., Krebs, N., Bühler, Y., Christen, M., Meyrat, G., Stoffel, A., Hafner, E., Eberhard, L. A., Rickenbach, D. von, Simmler, K., Mayer, P., Niklaus, P. S., Birchler, T., Aebi, T., Cavigelli, L., Schaffner, M., et al. (2021). *The relevance of rock shape over mass – implications for rockfall hazard assessments*. Nature Communications, 12(1). https://doi.org/10.1038/s41467-021-25794-y

Cloutier, C., Turmel, D., Mayers, M., Noël, F., & Locat, J. (2017). *ParaChute project: Development of a tool for the integrated rockfall management along linear infrastructures (in French). Projet ParaChute: Développement d'un outil de gestion intégrée des chutes de pierres le long d'infrastructures linéaires* (No.05, Final technical report). Québec. Retrieved from http://www.bv.transports.gouv.qc.ca/mono/1200049.pdf

Domaas, U. (1995). *Natural rockfalls – Descriptions and calculations*. In NGI Report 585910-3.

Ferrari, F., Thoeni, K., Giacomini, A. & Lambert, C. (2016). *A rapid approach to estimate the rockfall energies and distances at the base of rock cliffs*. Georisk Assess. Manag. Risk Eng. Syst. Geohazards, 10, 179–199.

Gerber, W. (2019). *Naturgefahr Steinschlag – Erfahrungen und Erkenntnisse*. WSL Berichte, 74. https://www.dora.lib4ri.ch/wsl/islandora/object/wsl:19475

Glover, J. (2015). *Rock-shape and its role in rockfall dynamics* [Durham University]. Doctor of Philosophy. http://etheses.dur.ac.uk/10968/

Hibert, C., Noël, F., Toe, D., Talib, M., Desrues, M., Wyser, E., Brenguier, O., Bourrier, F., Toussaint, R., Malet, J.-P., and Jaboyedoff, M. (in review). *Machine learning prediction of the mass and the velocity of controlled single-block rockfalls from the seismic waves they generate*, EGUsphere [preprint], https://doi.org/10.5194/egusphere-2022-522.

Jones, C. L., Higgins, J. D., & Andrew, R. D. (2000). Colorado Rockfall Simulation Program (CRSP).

Lambert, S., & Bourrier, F. (2013). *Design of rockfall protection embankments: A review*. In Engineering Geology (Vol. 154, pp. 77–88). Elsevier B.V. https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2012.12.012

Matasci, B., Stock, G. M., Jaboyedoff, M., Carrea, D., Collins, B. D., Guérin, A., Ravanel, L. (2018). *Assessing rockfall susceptibility in steep and overhanging slopes using three-dimensional analysis of failure mechanisms*. Landslides, 15(5), 859–878. https://doi.org/10.1007/s10346-017-0911-y

Noël, F., Cloutier, C., Jaboyedoff, M., & Locat, J. (2021). *Impact-Detection Algorithm That Uses Point Clouds as Topographic Inputs for 3D Rockfall Simulations*. Geosciences, 11(5), 188. https://doi.org/10.3390/geosciences11050188

Noël, F., Jaboyedoff, M., Caviezel, A., Hibert, C., Bourrier, F., and Malet, J.-P. (2022). *Rockfall trajectory reconstruction: A flexible method utilizing video footage and high-resolution terrain models*, Earth Surf. Dynam. Discuss. https://doi.org/10.5194/esurf-2022-16

Noël, F., Nordang, S. F., Jaboyedoff, M., Travelletti, J., Matasci, B., Digout, M., et al., (in review). *Highly energetic rockfalls: Back analysis of the 2015 event from the Mel de la Niva, Switzerland*. Landslides.

Noël, F., Nordang, S. F., Guerin, A., Matasci, B., Digout, M., Jaboyedoff, M., & Locat, J. (in preparation #1). *Commercial simulation models versus large rockfalls: The challenging case of the Mel de la Niva, Switzerland*.

Noël, F., Nordang, S. F., Jaboyedoff, M., Travelletti, J., Matasci, B., Digout, M., et al., (in preparation #2). *Quantitative rockfall hazard: Assessing the predictability of simulations constrained to simple objective input parameters.*

Pantelidis, L. (2009). *An alternative rock mass classification system for rock slopes*. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 69(1), 29–39. https://doi.org/10.1007/s10064-009-0241-y

Pfeiffer, T. J., & Bowen, T. D. (1989). *Computer simulation of rockfalls*. Bulletin - Association of Engineering Geologists, 26(1), 135–146. https://doi.org/10.2113/gseegeosci.xxvi.1.135

Pfeiffer, T. J., & Higgins, J. D. (1990). *Rockfall hazard analysis using the Colorado rockfall simulation program*. Transportation Research Record, 1288(4), 117–126.

stnParabel. (2022). *Rockfall research*. https://stnparabel.org/ (Date accessed: 2022-10-23)

Volkwein, A., Schellenberg, K., Labiouse, V., Agliardi, F., Berger, F., Bourrier, F., Dorren, L. K. A., Gerber, W., & Jaboyedoff, M. (2011) *Rockfall characterisation and structural protection – a review*. Natural Hazards and Earth System Sciences, 11(9), 2617–2651. https://doi.org/10.5194/nhess-11-2617-2011

Wyllie, D. C. (2014a). *Calibration of rock fall modeling parameters*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 67, 170–180. https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2013.10.002

Wyllie, D. C. (2014b). *Rock fall engineering: Development and calibration of an improved model for analysis of rock fall hazards on highways and railways*. Doctor of Philosophy. The University of British Columbia.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2022

ROCARC - ROCK ANCHORING FOR STABILIZATION OF INFRASTRUCTURES, EI OVERSIKT AV PROSJEKTET OG ARBEIDET SÅ LANGT

ROCARC - Rock anchoring for stabilization of infrastructures, an overview of the project and the work so far

Bjarte Grindheim, PhD stipendiat, NTNU

Are Håvard Høien, sjefingeniør, Statens vegvesen

Charlie C. Li, professor, NTNU

SAMANDRAG

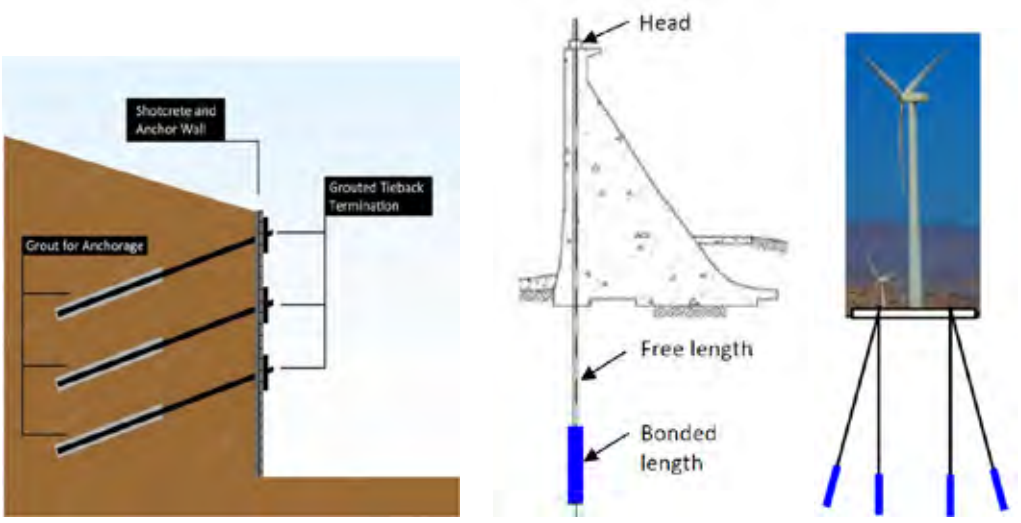
Prosjektet ROCARC siktar på å utvikla ein oppdatert metode for dimensjonering av aktiv strekkforankring. For å nå det målet skal prosjektet undersøka blant anna: korleis staglasta vert overført til bergmassen, korleis brot oppstår i bergmassen, og korleis heftstyrken mellom mørtel og berg vert bestemt på ein realistisk måte. På slutten av prosjektet skal retningslinjer for dimensjonering av stag verta formulert. Forskingsprosjektet er sett saman av tri delar: fysiske modelltestar i laboratoriet, full-skala feltforsøk og numerisk modellering. Per dags dato har dei full-skala feltforsøka blitt gjennomført og er under analyse, dei fysisk modelltestane i laboratoriet er godt i gang med ein publisert artikkel og arbeidet med den numeriske modelleringa vil begynne ved slutten av året.

SUMMARY

The ROCARC project aims to develop an updated method for dimensioning of rock anchors. To achieve that goal, the project will among others investigate: how the anchor load is transferred to the rock mass, how failure develops in the rock mass, and how the bond shear strength between the grout and the rock is decided in a realistic manner. At the end of the project, new guidelines for rock anchor design will be formulated. The research project consists of three parts: physical model tests in the laboratory, full-scale field tests and numerical modelling. So far in the project, the full-scale field tests have been finished and are under analysis, while the physical model tests are well under way with a published article, and the numerical modelling will start at the end of the year.

1 INNLEIING

Høgkapasitetsstag/aktiv strekkforankring er mykje brukt til stabilisering av fjellskjeringar, konstruksjon av spuntveggar, byggfundament, vindturbinar, betongdammar og brutårn (Fig. 1). Vanlegvis vert stag brukt i saman med andre typar overflatesikring, avhengig av bruksområdet. Stabilisering av spuntveggar og brutårn brukar ein stor del av budsjettet til Statens vegvesen, for eksempel blei 2.3 millionar NOK brukt på stagforankring av spuntveggar til Lørentunnelen, som er eit typisk urbant vegprosjekt. Bygginga av vindturbinfundamentet står for ein stor del av dei totalkostnadane



(a) *(b)* *(c)*

Fig. 1: Eksemplar på strekkforankring med lisser eller stag (a) forsterking av ein spuntvegg, (b) stabilisering av ein demning og (c) stabilisering av fundamentet til ein vindturbin.

til ein vindturbin. Fornybar energi produsert av vindturbinar vil spele ei viktig rolle i det framtidige energimarknaden. Dammar til norsk vasskraft vil i løpet av dei neste 15 åra bli oppgradert for omtrent 10 milliardar NOK og rundt 50% av dammane er betongdammar (Energi Norge 2014). Oppgradering med boltar og stag er blant dei vanlegaste brukte tiltaka for å auka sikkerheita.

Forståinga for ytinga til stag i bergmassen har i dag kunnskapshol. ROCARC-prosjektet siktar på å utvikla og forsterka det forskingsbaserte grunnlaget til både utdanning og praksis, samt forskingskompetansen i akademiske miljø i dei relevante utdanningane. Prosjektet er eit samarbeid mellom Universitetet i Tromsø og Noregs Teknisk-naturvitskaplege Universitet (NTNU), og skal styrka bachelorprogramma innan ingeniørvitskap ved universiteta. Det skal også styrka mastergrad- og doktorgradsutdanninga og forskinga innan ingeniørgeologi og byggteknikk ved NTNU. Prosjektet vil fornya kunnskapen innan stagforankring til bruk i praksis og til utvikling av nye retningslinjer for myndigheitene og næringslivet. Forskinga, formidlinga og implementeringa av den nye kunnskapen vil bli oppnådd igjennom samarbeid med den offentlege sektoren, den private sektoren og forskingsinstitusjonar.

1.1 Dagens løysingar, kunnskapsbehov og prosjekt mål

Forspent strekkforankring har blitt brukt til blant anna å auka stabiliteten til dammar, forsterking av landkar, bergskjeringar og fundament. Strekkforankring kan variera mykje i type, lengde og diameter. I ROCARC-prosjektet er det lagt vekt på storskala permanente stag med høg kapasitet av typen som er illustrert i Fig. 2. Brown (2015) gjorde nyleg ein gjennomgang av praksisen for storskala strekkforankring og konkluderte med at kunnskapen har stort sett vert uforandra sidan

1970-tallet. Grunnprinsippa for dimensjonering vart utvikla på 1960- og 70-tallet (Littlejohn & Bruce 1977, Hobst & Zajíc 1983, Bruce 2004), og sidan då har det vert lite utvikling.

Strekkforankring består av tri komponentar: ein forankringslengde på enden av boreholet, ein fri lengde og eit låsehovud på utsida av bergmassen. Dette er demonstrert i Fig. 1b.

Forankringslengda er den delen av staget som er festa til bergmassen med mørtel. Dersom ein skal stabilisera eit svakt lag i ein bergmasse må forankringslengda vera plassert i det kompetente berget bak det svake laget. Etter innstøypinga vert ei forspenning påført staget av ein jekk som vert plassert på låsehovudet. Forspenninga vert påført for å redusera deformasjonen til den stabiliserte bergmassen. På utsida av boreholet vert ei plate og strekkelementet til låsehovudet festa på ein støypt betongsokkel.

Dei nåverande prinsippa for dimensjonering er i hovudsak basert på arbeidet til Littlejohn & Bruce (1977). Littlejohn & Bruce (1977) skreiv at strekkforankring kan gå i brot på ein eller feire av dei følgjande måtane (sjå Fig. 2):

1. i bergmassen i form av ei kjegle,
2. i eller langs mørtel-berg grenseflata,
3. i eller langs stål-mørtel grenseflata, og
4. i stålet til staget/lissene eller låsehovudet.

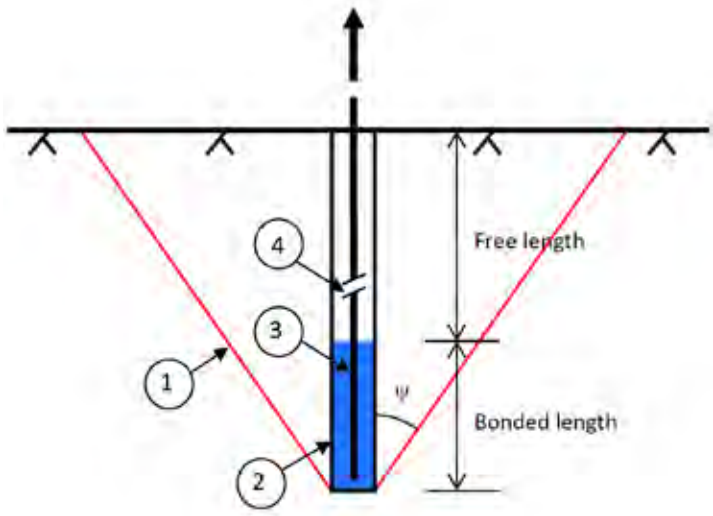


Fig. 2: Skissa av brotmekanismane til strekkforankring frå litteraturen. (1) Brot i bergmassen rundt staget, (2) brot i grenseflata mellom mørtel og berg, (3) brot i grenseflata mellom stål og mørtel og (4) strekkbrot i stålet. ψ er vinkelen til brotplanet.

Kapasiteten til kvar enkelt brotmekanismane må bereknast for å forsikra stabiliteten til strekkforankringa. Prinsippa til Littlejohn & Bruce (1977) for dimensjonering er brukt i Statens vegvesen V220 Geoteknikk i vegbygging (Statens vegvesen 2018), Wyllie (2009), NVE (2005) og andre.

Dei brotmekanismane det er knytt mest usikkerheit til er brot i bergmassen (brotmekanisme 1) og brot langs mørtel-berg grenseflata (brotmekanisme 2). Metoden som i dag blir brukt for å dimensjonera mot brot i bergmassen er rekna som konservativ, og leiar mest sannsynleg til overdimensjonert forankring. Dette kjem frå mangel på kunnskap om korleis bergmassen går i brot under lasta frå strekkforankringa. Motstanden mot utriving blir berekna basert på skjerstyrken til bergmassen langs ei kjegleforma brotflata (sjå Fig. 2). Skjerstyrken og kjeglevikelen (ψ) vert vald basert på mengda sprekkesett og trykkstyrken til bergmassen.

Ein metode for dimensjonering av vertikal strekkforankring mot brot i bergmassen brukar kun eigenvekta til bergmassen, i ei kjegle av homogent berg, som motstand mot utriving (Brown 2015). Denne metoden ignorerer at motstanden mot utriving er ein kombinasjon av skjerstyrken til bergmassen og eigenvekta. I Noreg vert skjerstyrken til bergmassen brukt i dimensjoneringa av strekkforankring, men det knytt stor usikkerheit til den estimerte verdien for skjerstyrken. Storleiken og plasseringa til kjeglevinkelen er avhengig av staget og eigenskapane til bergmassen. I praksis vert kjeglevinkelen vanlegvis antatt å vere enten 30° eller 45° og den vert plassert midt i eller nedst i mørtelen. Ein kjeglevinkel på 30° vert brukt for mjuk, svært oppsprukken eller forvitra bergmasse og 45° for kompetente bergmassar (Hobst & Zajíc 1983, Littlejohn 1993). Kjeglevinkel på 45° har blitt brukt innan damteknikk sidan 1950-tallet (Morris & Garrett 1956, Banks 1957). Wyllie (2009) illustrerte korleis sprekkesett i bergmassen påverkar brotkjegla, men brotmønstera som Wyllie (2009) introduserte er kun gyldige for stag som ikkje har ein fri lengde. For stag som er lokaliser djup inne i bergmassen er det framleis usikkert korleis sprekkene påverka lastoverføringa og forma til brotlekamen. Den mykje brukte dimensjoneringsmetoden mot brot i bergmassen, der ein antar ein kjeleforma brotlekam, lid av fleire manglar som inkluderer:

- ei uklar spenningsfordeling i den overliggande bergmassen;
- forma på utrivningslekamen er ukjent;
- ingen kunnskap om påverkinga frå sprekkene; og
- skjerstyrken til bergmassen vert antatt å vera konstant og verdiane som er anbefalt i litteraturen og i reglane til Statens vegvesen er konservative.

Heftstyrken mellom mørtel og berg er også usikker, sidan det er avgrensa med datakjelder og kvaliteten på dei er usikre. Heften på mørtel-berg grenseflata består av følgjande tri komponentar: adhesjon, friksjon og fortanning. Lastekapasiteten til mørtel-berg grenseflata vert vanlegvis berekna som skjerstyrken gangar arealet til grenseflata. Skjerstyrken mellom mørtel og berg vert i praksis vald frå tabellar ut frå bergtypen og forholda; tabellane er i hovudsak avleia frå dataen publisert av Littlejohn & Bruce (1977). Skjerstyrken kan også bli berekna basert på den einaksiale trykkstyrken (UCS) til berget, då antar ein at skjerstyrken er lik 10% av UCS opp til ein maksimalverdi på 4.2 MPa (Brown 2015). Overflata til boreholet har stor innverking på skjerstyrken, ruleiken til boreholet har meir å seie for skjerstyrken enn berget sin UCS. Dersom bergoverflata er ru nok vil ein unngå tap av heft, då vil mørtelen gå i brot framfor berget. I det tilfellet vil styrken til mørtelen og ruleiken vera dimensjonerande faktorar. Effekten frå omgjevnadstrykket

på skjerstyrken er ikkje tatt med i dimensjoneringa. Standard framgangsmåten mot brot mellom mørtel-berg, som har blitt brukt i mange tiår, lid også av fleire manglar som inkluderer:

- skjerstyrken vert antatt å vera jamt fordelt langs mørtel-berg grenseflata som kan føra til unødig lange forankringslengder;
- ein upassande definisjon på skjerstyrken basert på UCS til berget;
- ruleiken til boreholet er ikkje vurdert;
- effekten frå endringar i normalspenninga er ikkje inkludert;
- den gradvise brotutviklinga langs mørtel-berg grenseflata er ikkje inkludert; og
- effekten frå geologiske strukturar, som for eksempel sprekker, er ikkje tatt med.

Dimensjoneringskriteria til brotmekanisme 3 og 4 er akseptable sidan eigenskapane til både mørtel og stål kan testast og har blitt testa grundig i laboratoriet.

Det har blitt stilt spørsmål om dei nåverande dimensjoneringsmetodane er for konservative og at det er behov for å samla inn ny data, spesielt for harde bergartar (Heimli 1978, Ongstad & Bergh-Christensen 2010). Byggeindustrien ynskjer at nye og betre prosedyrar for dimensjonering av strekkforankring skal bli utvikla, slik at ein unngår konservativ dimensjonering og får frigjort midlar.

Hovudmålet til ROCARC-prosjektet er å utvikla ein oppdatert metode for dimensjonering som leiar til realistiske og økonomiske løysingar for dimensjonering av aktiv strekkforankring. For å nå dette målet vil prosjektet undersøka (1) korleis staglasta vert overført til bergmassen og korleis brot oppstår i bergmassen (brotmekanisme 1); (2) korleis ein lastberande boge vert indusert i bergmassen under lasta frå strekkforankringa; (3) korleis ein kan bestemma skjerstyrken til mørtel-berg grenseflata; og til slutt (4) vil det bli formulert nye retningslinjer for dimensjonering av strekkforankring.

1.2 Ny kunnskap og ambisjonar

Prosjektet har som mål å utvide kunnskapen om spenningsfordelinga og brotmekansimane i bergmassen under lasta frå strekkforankring, og skjerstyrken til mørtel-berg grenseflata. Måla vil bli nådd igjennom laboratorieforsøk, fullskala feltforsøk og numerisk modellering.

Det dette som prosjektet skal undersøka er: utviklinga av ein lastberande boge mellom blokkene i bergmassen når lasta frå forankringa vert overført til bergmassen, evaluering av skjerstyrken til bergmassen, vurdering av skjerstyrken langs mørtel-berg grenseflata ved å inkludera den gradvise brotutviklinga, og utvikling av eit spesielt testprogram i laboratoriet samt i felt. Undersøkinga av den lastberande bogen og kjeglebrotet i bergmassen vil først bli demonstrert gjennom laboratorieforsøk, deretter vil det bli forsøkt å måle dette i felt med geofysiske metodar og avslutningsvis vil det bli verifisert i numeriske modellar. Laboratorieforsøka og instrumenteringa av feltforsøka er nytt, spesielt den seismiske overvakinga av brotutviklinga i bergmassen med geofonar.

Forskingsgruppene på NTNU, SINTEF og NGI har produsert ei rekke publikasjonar med høg innverking innan bergsikring (f.eks. Li & Stillborg (1999), Li (2010), Li & Doucet (2012), Li et al. (2016), Li (2017), Stjern (1995), Lepine & Lia (2014), Energi Norge (2014), Shabanimashcool

et al. (2018)). Den strålande forskingskompetansen til gruppene garanterer suksess i å skapa ny kunnskap om strekkforankring.

Universiteta UiT og NTNU har begge høgt rangerte bachelor- og masterprogram i ingeniørvitskap innan bygg og ingeniørgeologi. Forankring av betongkonstruksjonar til bergoverflata er grunnleggande i alle bygg- og anleggsprosjekt i Noreg og andre land med berggrunn av høg kvalitet. Det universiteta vil bidra med er erfaring som vil auka kvaliteten og relevansen for undervising og praksis.

1.3 Forskingsspørsmål og hypotese, teoretisk tilnærming og metode

Som nemnt i seksjon 1.1 er brotmekanisme 1 og 2 dei man er mest engsteleg for når det kjem til dimensjonering av strekkforankring. Når ein skal dimensjonera forankring for å unngå brot i bergmassen må ein forstå korleis lasta vert overført frå forankringa til bergmassen, og korleis brot utviklar seg. Tema som treng å bli undersøkt for å betre forståinga for brotmekanisme 1 er: (1) spenningsfordelinga i bergmassen; (2) brotutviklinga i bergmassen; (3) innflytinga frå sprekker på den lastberande bogen; og (4) estimering av skjerstyrken til bergmassen.

Når ein skal dimensjonera strekkforankring mot brotmekanisme 2 er fokuset på å bestemma skjerstyrken til grenseflata mellom mørtel-berg. Skjerstyrken er knytt til ruleiken til boreholet og styrken til berget, men den avhenger kanskje også av omgjevnadstrykket i bergmassen. Tema som treng undersøking for å auke forståinga for brotmekanisme 2 er: (1) skjerspenningsfordelinga langs mørtel-berg grenseflata; (2) korleis bestemme skjerstyrken på grenseflata; (3) innverknaden frå normalspenninga og sprekker; og (4) brotutviklinga langs grenseflata.

1.3.1 Spenningsfordeling og brot i bergmassen

Lasta frå eit stag vil endra både deformasjonen og spenninga i ein bergmasse. Forskyvinga til staget vil gjer at blokkene i bergmassen roterer og dannar ein lastberande boge i bergmassen (Fig. 3). Lastekapasiteten til bogen er direkte påverka av sprekkeparameterane, som er tettleiken, orienteringa og overflateruleiken. Langs mørtel-berg grenseflata vil det kunne oppstå horisontal dilatans som vil kunna indusera horisontale spenningar i bergmassen. Når differensialspenningane i bergmassen er store nok vil det oppstå skjerbrot. Brotflatene i bergmassen vil delvis oppstå i det intakte berget og delvis følgje dei eksisterande diskontinuitetane. Plasseringa av forankringslenga i bergmassen påverkar brotutviklinga. Ei kjegleforma brotoverflata kan bli danna når den er plassert relativt grunt. Når den er plassert på eit moderat djup vil ein kunne få stor vertikal deformasjon på bakkeflata. Dersom den er plassert djupt nok vil det ikkje oppstå skjerbrot i bergmassen eller vertikal deformasjon på overflata, då vil staget vera solid installert i bergmassen. Dette er den ynska plasseringa av forankringslengda. Ei av oppgåvene til ROCARC-prosjektet er å finna det kritiske djupet for strekkforankringa under gitte bergmasseforhald. Sprekkene i berget spelar ei stor rolla når det kjem til danninga av den lastberande bogen, dei påverkar korleis sekundærspenningane og deformasjonane fordelar seg i bergmassen. Ei gunstig orientering på sprekkene vil auke lastekapasiteten til staget. I motsett ende vil ugunstig orientering på sprekkene kunna minka lastekapasiteten. Geometrien til den potensielle brotflata er påverka av den lastberande bogen, omgjevnadstrykket og sprekkene.

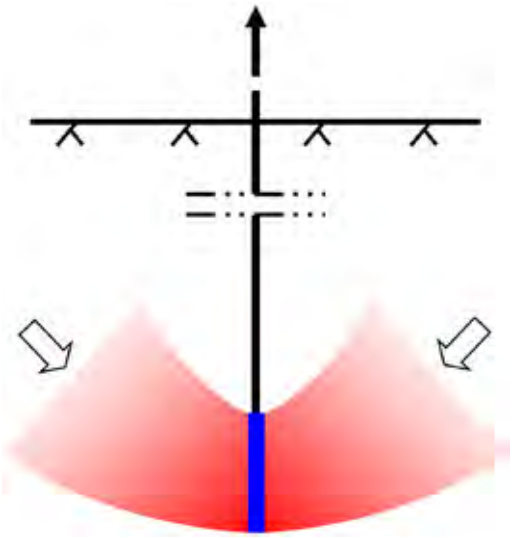


Fig. 3: Lastberande boge som omkransar staget.

1.3.2 Gradvis skjerbrotutvikling langs mørtel-berg grenseflata

Dagens dimensjoneringsmetode mot brotmekanisme 2 brukar ein gjennomsnittleg skjerstyrke langs grenseflata mørtel-berg. Fordelinga av skjerspenningane langs grenseflata er avhengige av strekkrafta i staget. Tri distinkte steg har blitt identifisert for skjerspenningsfordelinga langs mørtel-berg grenseflata (Fig. 4). I steg 1 vert staget deformert elastisk under ei relativt liten last. Då er skjerspenninga størst på den proksimale enden og minkar eksponentielt mot den distale enden. I steg 2 aukar lasta og det oppstår ei delvis avbinding mellom mørtelen og berget på den proksimale enden, og det utviklar seg gradvis mot den distale enden når lasta aukar vidare. I steg 3 har ein fått heftbrot langs heile grenseflata som resulterer i ei jamn restspenning. I det siste steget har staget blitt utsett for stor forskyving. Ein trur den maksimale kapasiteten til mørtel-berg bindinga vert nådd under steg 2. Lastekapasiteten til mørtel-berg bindinga er avhengig av diameteren til boreholet, forankringslengda, ruleiken til bergoverflata og omgjevnadstrykket i bergmassen.

Det har blitt samla inn nyttig data i frå byggeindustrien, slik som uttrekksforsøka til Bergh-Christensen & Ongstad (2012). Denne dataen og kunnskapen frå byggeindustrien har blitt brukt som referanse for design av laboratorie- og feltforsøka.

Prosjektet vil bli gjennomført ved laboratorieforsøk, feltforsøk og numerisk modellering. Dei fysiske modellane vert lagt med blokker av steinliknande materiale for å simulera ein oppsprukken bergmasse. Ei stålblokk som simulerer eit stag er integrert i blokkmodellen. Når staget belastar veggen vert deformasjonen til heile modellen overvaka. Dette vert brukt til å vise kvalitativ utviklinga av den lastberande bogen, innverknaden til sprekkeorienteringa og brotutviklinga i modellen. Feltforsøka siktar på å verifisera funna frå laboratorieforsøka i ekta bergmassar og undersøka skjerstyrken til mørtel-berg grenseflata. Feltforsøka vil bli instrumentert for å måla deformasjonane

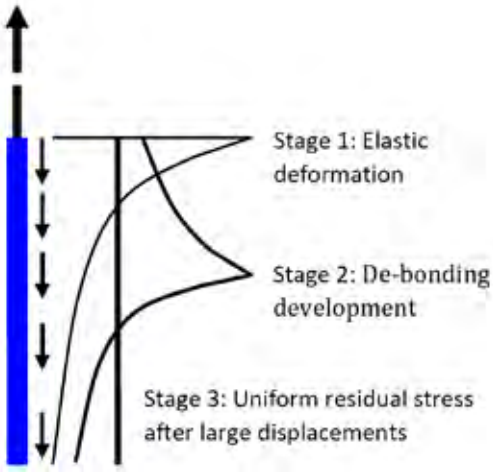


Fig. 4: Gradvis brotutvikling langs mørtel-berg grenseflata.

og spenningsendringane i bergmassen. Brotutviklinga i bergmassen vert overvaka av eit mikroseismisk målingssystem. Skjerstyrken til mørtel-berg grenseflata vil bli funnen igjennom ei rekke uttrekksforsøk med varierande forankringslengder. Uttrekksforsøka vil bidra til å finna den optimale forankringslengda i ein gitt bergmasse. Numerisk modellering vil bli brukt til å føresjå åtferda til bergmassar under lasta frå strekkforankringa. Dei numeriske modellane vil bli kalibrert med dataen frå laboratorie- og feltforsøka. Prosjektet forventar å utvikla ein metodikk for dimensjonering av strekkforankring med numerisk modellering.

Potensielle risikoar som kan forhindra at måla vert nådd er vanskar med å karakterisera komplekse bergmassar, og implementering av testdata i formuleringa av ein prosedyre for dimensjonering av strekkforankring. Disse utfordringane vil bli løyst ved hjelp av numerisk modellering.

2 KONSEKVENSAR AV PROSJEKTET

2.1 Potensielle konsekvensar av prosjektet

Resultatet av prosjektet vil bidra til kunnskap om mekanismane til den lastberande bogen, den koniske brotforma i bergmassen, og ein metode for estimering av skjerstyrken langs mørtel-berg grenseflata. All den nye kunnskapen vil komma som følgje av oppdatert vitskapleg data som vil bli brukt til å forbetra den nåverande metoden for dimensjonering. Prosjektet vil også utvikla ein ny metodikk for numerisk modellering av strekkforankring. Til slutt vil den nye kunnskapen bli brukt til å utforma nye retningslinjer for dimensjonering av strekkforankring.

Bachelor- og mastergradsprogramma ved universiteta UiT og NTNU utdannar og undervisar ingeniørar i Noreg. Prosjektet vil styrka den forskingsbaserte ingeniørutdanninga ved universiteta. Både master- og bachelorstudentar frå universiteta vil bli involvert i prosjektet igjennom laboratorieforsøk og numerisk modellering. Det er forventa at resultata frå prosjektet vil bli brukt

i studieprogramma til universiteta. Den nye kunnskapen vil også bli brukt i master- og doktorgradsutdanninga ved institutta IGP og IBM ved NTNU.

Bergsikring med boltar og stag er eit kjerneforskingsfelt ved NTNU, der master- og doktorgradsprogram har blitt etablert på temaet. Prosjektet er strategisk viktig for å forsterka forskingsfeltet på NTNU. Resultata frå prosjektet vil bli formidla til byggeindustrien igjennom partnerane i prosjektet. Prosjektet vil løfta teknologien og kunnskapen om strekkforankring i landet. Den nye kunnskapen vil betra sikkerheita for infrastruktur og minke byggekostnadane. Prosjektet har potensial til å adressera minst eit av FNs berekraftsmål som er ”Industri, innovasjon og infrastruktur - Bygge solid infrastruktur og fremma inkluderande og berekraftig industrialisering og innovasjon”.

2.2 Tiltak for kommunikasjon og utnytting

Målgruppa for prosjektet er studentar, konsulentar, ingeniørar og offentlege tenestemyndigheiter i byggesektoren. Byggeindustrien er involvert i styringa av prosjektet igjennom referansegruppa eller ved å rettleie Ph.d. kandidaten. Resultata i prosjektet vil bli presentert til målgruppa igjennom seminar, kurs, og nasjonale og internasjonale konferansar. Kommunikasjonsmidla inkluderer:

- ein presentasjon per år på den årlege Bergmekanikkdagen i 2022, 2023 og 2024,
- ein til to forskingsartiklar og ein internasjonal konferanseartikkel i 2022,
- ein til tri forskingsartiklar og ein internasjonal konferanseartikkel i 2023, og
- retningslinjer for dimensjonering av strekkforankring.

3 IMPLEMENTERING

Oppgåvene i prosjektet er laboratorieforsøk, feltforsøk og numerisk modellering. Ein Ph.d. kandidat og ein post-doktor (to år) er involvert på fulltid i prosjektet. Prosjektet har varigheit på fira år sidan det i hovudsak består av tidkrevjande testar. Prosjektet er organisert i fem arbeidspakkar (work packages, WP): WP1 prosjektleiing, WP2 laboratorieforsøk, WP3 feltforsøk, WP4 numerisk modellering og WP5 formidling av resultata.

3.1 Prosjektleiar og prosjektgruppe

Prosjektleiaren er Charlie Li, professor ved NTNU. Ekspertisen til Li er innan feltet bergmekanikk med fokus på bergsikring. Han har publisert ei rekke med artiklar saman med doktorgradsstudentar. Ein av artiklane hans ”Analytical models for rock bolts” som blei publisert i Int. J. Rock Mech. & Min. Sci. er den mest siterte artikkelen om bolting (sitert 484 gangar ifølgje Google Scholar). Arbeidet hans innan bergsikring har hatt stor innflyting på det internasjonale miljøet innan bergmekanikk.

Dette forskingsprosjektet samarbeider med FME forskingssenteret HydroCen ved NTNU. HydroCen er eit Forskingsrådsfinansiert senter med WP1 vasskraftanlegg som eit av fira prioriterte forskingsfelt i perioden 2017-2023. Professor Leif Lia er leiaren av arbeidspakke WP3.

Institutt for geovitskap og petroleum (IGP) ved NTNU er verten for prosjektet. Samarbeidspartnerane i prosjektet er Norsk Bergmekanikkgruppe (NGB), institutt for bygg- og miljøteknikk (IBM)

ved NTNU, Universitetet i Tromsø (UiT), Statens vegvesen, SINTEF bygg og infrastruktur, Norges geotekniske institutt (NGI), NORSAR, Multiconsult og Norconsult. HydroCen er ein støttepartner.

Prosjektet har ein internasjonal partner i Kungliga Tekniska högskolan (KTH), Sverige, med gruppa til førsteamanuensis Fredrik Johansson. Dr. Fredrik Johansson er også medlem i referansegruppa til prosjektet.

3.2 Prosjektorganisering og -leiing

Prosjektet er leia av prosjektleiaren med støtta frå ei referansegruppa som består av representantar frå alle partnerane. Prosjektet er delt opp i fem arbeidspakkar (Fig. 5). Arbeidspakke WP1 er prosjektleiing leia av prosjektleiaren. WP2 er laboratorieforsøka som vert hovudsakleg utført av Ph.d. kandidaten, SINTEF og Statens vegvesen, WP3 feltforsøk, WP4 numerisk modellering og WP5 formidling.

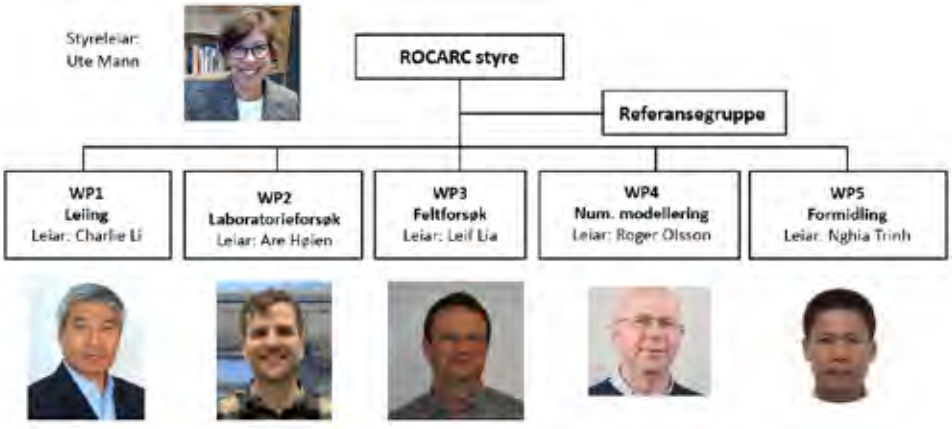


Fig. 5: Prosjektstrukturen i prosjektet med leiarane for kvar arbeidspakke.

3.2.1 WP1: Prosjektleiing

WP1 inkluderer prosjektleiing, koordinering, kommunikasjon med partnerar, og kunnskapsutveksling. Arbeidspakken består hovudsakleg av tri oppgåver: Oppgåve T1.1 er organisering og leiing, oppgåve T1.2 er kommunikasjon, koordinering og kunnskapsutveksling med partnerane, medan T1.3 inneberer at prosjektleiaren følgjer opp framgangen i prosjektet kvar tredje månad og han passar på at framgangen samsvarar med milepælane.

3.2.2 WP2: Laboratorieforsøk

Laboratorieforsøka siktar på å studera den lastberande bogen og brotbanen i ein blokkmodell under den konsentrerte lasta frå eit stag i kontrollerte omgjevnadar. Ei todimensjonal ramma på 1.2 $\times$ 1.9 m vart bygd for laboratorieforsøka. Minst fem forskjellige blokkmønster skal bli satt opp med blokker av steinliknande material. Blokkstorleiken og orienteringa til blokkene vil bli variert i

forsøka. Ei stagblokk er integrert i modellen og kan belastast med trykk. Forskyvinga til alle blokkene i modellen vil bli overvaka av eit digitalt bilde korrelerings (digital image correlation, DIC) målesystem under testane. DIC er ein optisk metode som målar deformasjonane på objektets overflata ved å spora rørslene til gråverdimønsteret på blokkene under forsøka. Den lastberande bogen og brotbana i modellen vil bli analysert ved hjelp av bileta frå DIC målingane. Det vil bli påført ulike horisontaltrykk på modellen for å vurdera effekten av in-situ spenninga på den lastberande bogen og brotmønsteret.

3.2.3 WP3: Feltforsøk

Feltforsøka er delt i to grupper, WP3a og WP3b. WP3a siktar på å undersøka den lastberande bogen og den kjegleforma brotlekamen i bergmassen under opptrekksforsøk av fullskala stag. Testane vart gjennomført i ein medium sterk bergmasse. Gruppe WP3b skal undersøka den kritiske forankringslengda til stag i ein bergmasse.

I WP3a vart fullskala stag installert i ein bergmasse trekt opp for å teste styrken til bergmassen. Under forsøka var endringane i spenning og forskyving målt med lastceller og ekstensometer ved ulike lokasjonar i bergmassen. Den lastberande bogen, som er endringa i deformasjon og spenning i bergmassen, og lokasjonen til den potensielle kjegleforma brotflata vil komma fram i datamålingane. Forankringsdjupet vart variert i testane. Bergmassen vart også overvaka av eit mikroseismisk målesystem, som siktar på å lokalisera brotbana og følgje brotprosessen. Resultata frå laboratorieforsøka bidrog til å velgje plasseringa for instrumenteringa.

Under WP3b vart fullskala stag trekt opp frå ein medium sterk bergmasse for å teste skjerstyrken til mørtel-berg grenseflata. Forankringslengda til staga vart variert. Forhaldet mellom forankringslengda og skjerstyrken til mørtel-berg grenseflata skal bli etablert igjennom feltforsøka.

3.2.4 WP4: Numerisk modellering

I tillegg til laboratorie- og feltforsøka vil den lastberande bogen og utviklinga av brotflata i bergmassen verte undersøkt numerisk. I det første stadiet vil laboratorie- og feltforsøka verte simulert. Det første stadiet av den numeriske modelleringa vart kalibrert etter laboratorieforsøk i ein liten testrigg og resultata hjelpte i planlegginga av feltforsøka. Det andre stadiet av den numeriske modelleringa skal bygge opp modellar basert på bergmassen frå feltforsøka. Dei modellane vil hjelpe med tolkinga av resultata frå feltforsøka. Til slutt vil ein metodikk for numerisk modellering av strekkforankring bli etablert. Den lastberande bogen og utviklinga av brotflata i bergmassen vert studert i detalj med numeriske modellar. Analytiske metodar skal også bli utvikla for å utforska fysikken bak brot i bergmassen rundt strekkforankring.

3.2.5 WP5: Formidling av resultata

Formidlinga av resultata frå prosjektet inkluderer undervising i relevante emnar hjå universiteta som er med i prosjektet, kommunikasjon med partnerane, samfunnet og akademiske miljø igjennom seminar, møter, konferansar og forskingsartiklar.

I tillegg til ei doktoravhandling, skal 5-8 forskingsartiklar bli publisert i prestisjetunge internasjonale tidsskrifter. Resultata frå prosjektet vil også bli presentert på seminar og kurs frå NBG, nasjonale

og internasjonale konferansar, slik som Bergmekanikkdagen og europeiske bergmekanikk konferansar, som for eksempel EUROCK. På slutten av prosjektet vil ein arbeidsverkstad bli heldt. Eit resultat frå prosjektet skal vere eit dokument om "Retningslinjer for dimensjonering av strekkforanking" som skal bli levert til byggeindustrien.

4 ARBEIDET SÅ LANGT I PROSJEKTET

ROCARC-prosjektet vart starta med eit kick-off møte 13.august 2020 og har nå vert i gang i litt over 2 år. Prosjektet er godt i gang med både laboratorie- og feltforsøk. Arbeidet som har blitt gjort så langt vert forklart kort i underseksjonane som kjem.

4.1 Laboratorieforsøk

Ein storskala testrigg har blitt utvikla som ein del av prosjektet (Fig. 6) for å simulera effekten opptrekk av eit stag har på bergmassen. Testriggen vart ferdig i starten av hausten 2022 og første runde med forsøk vart gjennomført i starten av oktober 2022. Det er planlagt at forsøka i riggen skal bli gjennomført fram til sommaren 2023.

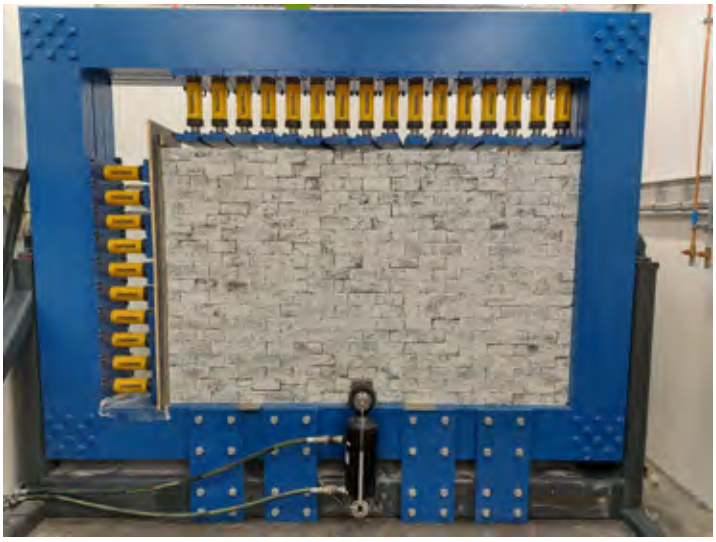


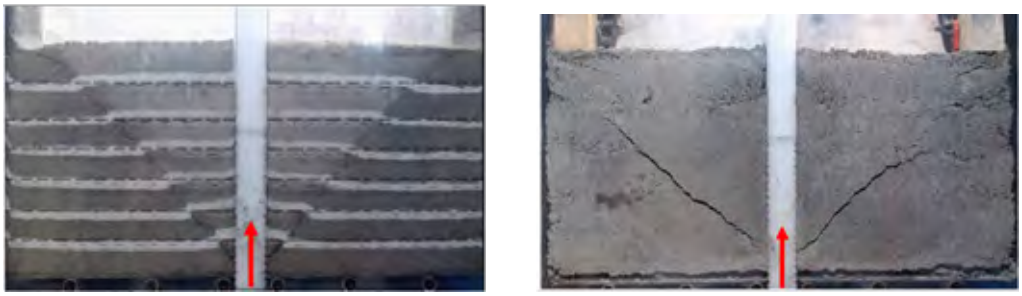
Fig. 6: ROCARC-testrigg for simulering av opptrekk av stag i ein bergmasse.

Under bygginga av den store testriggen vart det utvikla ein liten testmodell for å halde framgangen i prosjektet i gang. Denne testmodellen har blitt brukt til opptrekksforsøk i friksjonsmaterial, material med låg kohesjon og blokkmateriale.

4.1.1 Laboratoriemodellforsøk i friksjonsmaterial og material med låg kohesjon

Fysiske todimensjonale modellforsøk vart utført i den litle testriggen for å studera brotmønstera i friksjonsmaterial og material med låg kohesjon, under ei konsentrert løftekraft midt i modellen

som simulera løft frå eit stag. Forankringsblokka i modellen overførte lasta til materialet igjennom friksjonen på grenseflata mellom blokka og materialet. Ein kjegleforma brotlekam vart løfta i begge forsøka for friksjonsmaterial og material med låg kohesjon, vist i Fig. 7. Forsøka var ein del av masteroppgåva til Høgset (2021).

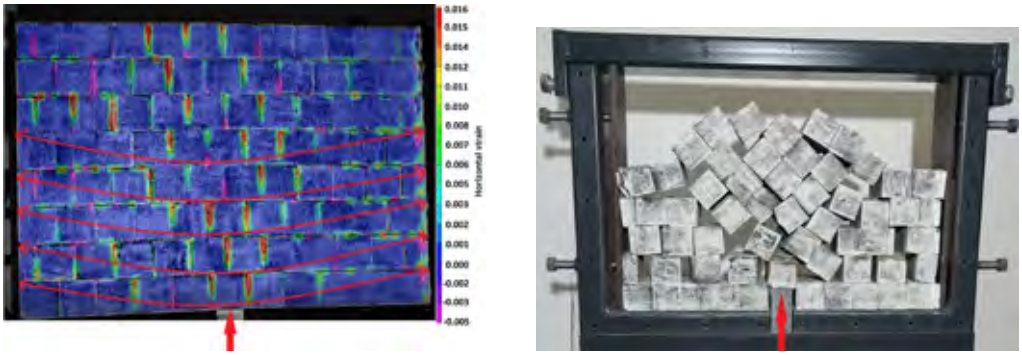


(a) *(b)*

Fig. 7: Opptrekksforsøk i mini-testrigg med (a) friksjonsmaterial og (b) material med låg kohesjon.

4.1.2 Laboratorieforsøk av ein blokkmodel

Todimensjonale opptrekksforsøk vart gjennomført i den same litle testriggen for å studera den lastberande bogen og brotmønsteret til ein blokkmodell under lasta frå eit stag. Lastpåføringa i blokkmodellen var lik som for friksjonsmaterialet og materialet med låg kohesjon. Tøyingane til alle blokkene vart målt med DIC teknologi (Fig. 8a). Frå DIC målingane kunne ein sjå lastberande bogar bli indusert i kvart lag igjennom den horisontale trykktøyinga. Brotmønsteret vart konisk i blokkmodellen også (Fig. 8b). Forsøka er beskriven grundig i Aasbø (2021) og Grindheim et al. (2022).



(a) *(b)*

Fig. 8: Opptrekksforsøk i blokkmodell med betongblokker. (a) Horisontal tøying i blokkmodellen frå DIC med tolka lastberande bogar og (b) brotmønster i blokkmodellen.

4.2 Feltforsøk

Fullskala opptrekksforsøk vart utført i kalksteinsgruva til Verdalskalk i Tromsdalen. Dei vart gjennomført i to omgangar for å teste lastekapasiteten til stag med ulike forankringsoppsett og lastekapasiteten til bergmassen. Oppsettet for dei ulike feltforsøka er vist i Fig. 9. Testane viste at forankringsoppsettet, utan og med endeplate, påverka åtferda til staga (Fig. 10) og forma til brotlekamen var avhengig av dei eksisterande sprekkene i bergmassen (Fig. 11). Resultata frå feltforsøka er under analyse på nåverande tidspunkt.

(a) *(b)*

Fig. 9: Oppsett for feltforsøka som testa (a) skjerstyrken til grenseflatene stag-mørtel og mørtel-berg og (b) brot i bergmassen.

4.3 Numerisk modellering

Den numeriske modelleringa så langt i prosjektet har vert av forsøka i den litle testriggen. Modelleringa har blitt brukt til å verifisera resultata frå dei fysiske testane. Forsøka har blitt modellert i UDEC og frå dei numeriske modellane kunne ein tydleg sjå dei lastberande bogane (Fig. 12).

4.3.1 Planlagt numerisk modellering

Det er planlagt ei rekke med ulike scenario som skal bli modellert numerisk i prosjektet. Resultata frå laboratorie- og feltforsøka skal bli brukt til kalibrering av numeriske modellar i UDEC og 3DEC. Kalibreringa vil bli brukt til å modellere fullskala forankring (5-20 m lange stag, Fig. 13a), linjer med stag (Fig. 13b) og grid med stag (Fig. 13c). Dette er etterspurt av byggebransjen (Heimli 1978, Ongstad & Bergh-Christensen 2010) og dagens dimensjoneringsmetode for grid med stag er i hovudsak basert på vekt av overliggande masse (Hobst & Zajíc 1983, Brown 2015), som er konservativt (Brown 2015). I tillegg er det ikkje sikkert at forma på brotlekamen i dagens litteratur er representativ.

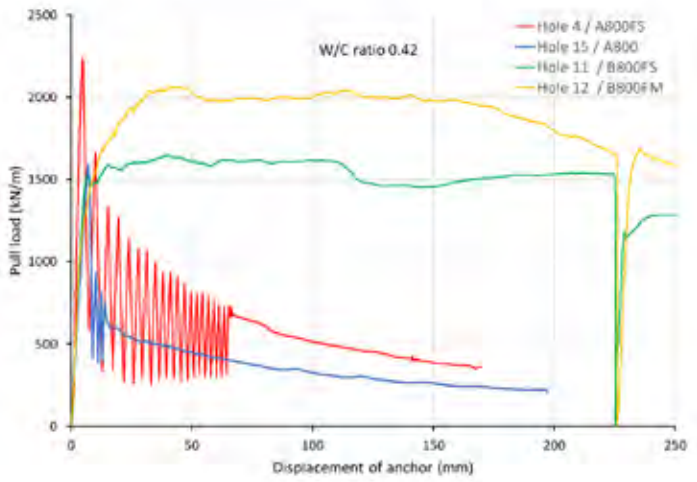


Fig. 10: Last per meter for staga som testa stål-mørtel og mørtel-berg bindinga (A) utan og (B) med endeplate.

Fig. 11: Brot i bergmassen rundt staget.

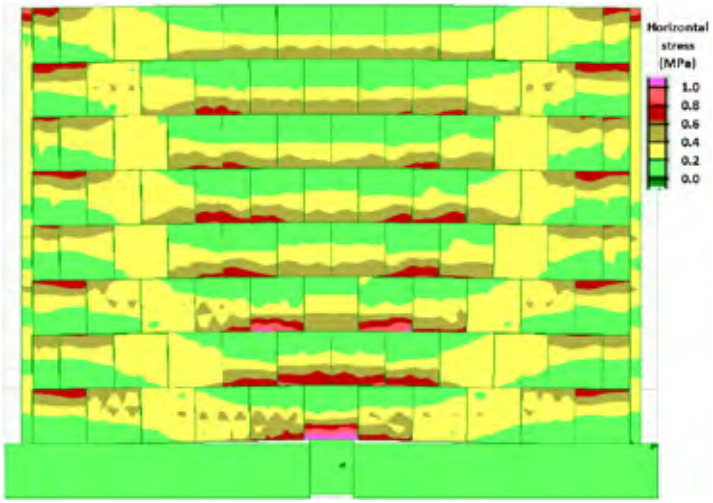


Fig. 12: Horisontalspenning i numerisk modell av blokkforsøk i den litle testriggen med tydlege lastberande bogar i kvart lag.

4.4 Formidling

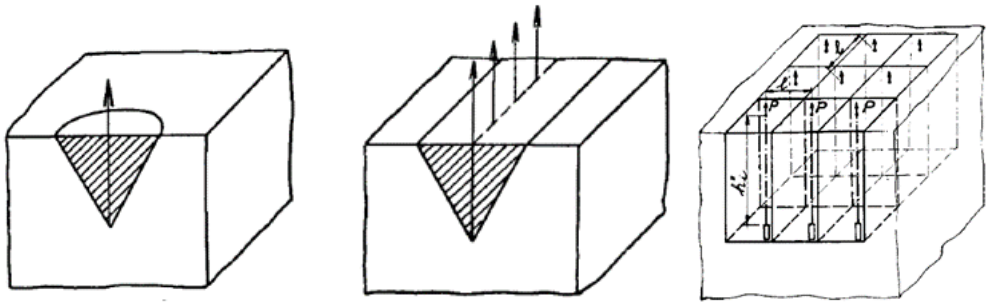
Resultata frå prosjektet vert formidla igjennom kurs, seminar, konferansar og vitskaplege artiklar. Prosjektet held eit årleg referansegruppemøte for partnerane i prosjektet med oppdatering på framgangen og ny kunnskap. Resultata frå forsøka i mini testriggen har vorte publisert i ein tidsskriftsartikkel (Grindheim et al. 2022) og presentert på konferansen EUROCK 2022. Vidare har prosjektet blitt presentert på Vårsleppet og planleggast presentasjonar på Bergmekanikkdagen 2022-24. Internasjonalt er det planlagt at prosjektet skal presenterast på ISRM konferansen i Salzburg i 2023. Det vert også gjennomført masteroppgåver i prosjektet, der er ein masterstudent jobbar med prosjektet i dag og to masteroppgåver er allereie fullført (Høgset 2021, Aasbø 2021).

5 OPPSUMMERING

ROCARC-prosjektet er ei viktig satsing på strekkforankring som har vorte etterspurt av byggebransjen. Prosjektet varar i fira år og har som mål utvikla ein oppdatert metode for dimensjonering av strekkforankring. Det har vorte gjennomført laboratorie- og feltforsøk i prosjektet som har vist at ein lastberande boge oppstår i bergmassen når staga vert trekt opp og at forma til brotlekamen er avhengig av dei eksisterande sprekkene i bergmassen. Det som står att er laboratorieforsøk, analyse av feltforsøka og numerisk modellering. Når alle delane av prosjektet er fullført vil resultata bli brukt til formulering av nye retningslinjer for dimensjonering av strekkforankring.

TAKK TIL

Forfattarane anerkjenner den finansielle støtta frå Noregs forskingsråd igjennom forskingsprosjektet ROCARC med prosjektnummer 303448, og partnerane i prosjektet som er Norsk Bergmekanikk-



(a) *(b)* *(c)*

Fig. 13: Form på utrivingslekam frå litteraturen for (a) enkelt stag, (b) linje med stag og (c) grid med stag (Hobst & Zajíc 1983).

gruppe (NBG), NTNU, SINTEF, NGI, UiT, Statens vegvesen, Multiconsult AS, Norconsult AS og NORSAR. Takk til Verdalskalk AS som let oss bruka gruva i Tromsdalen som testlokasjon og all hjelpa med gjennomføringa av feltforsøka.

REFERANSAR

Aasbø, K. S. (2021): *"Laboratory tests and numerical modeling of block models for evaluation of rock mass behaviour when subject to an anchoring load"*, Masteroppgåve, NTNU, Trondheim, Noreg.

Banks, J. A. (1957): ''Allt-na-lairige prestressed concrete dam", *Proceedings of the Institution of Civil Engineers* **6**(3), 409–28.

Bergh-Christensen, J. & Ongstad, A. (2012): *"Uttrekksforsøk på innstøpte bolter i alunskifer"*, Artikkel presentert på Bergmekanikkdagen, Oslo, Noreg.

Brown, E. T. (2015): ''Rock engineering design of post-tensioned anchors for dams - a review", *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering* **7**(1), 1–13.

Bruce, D. A. (2004): "Evolution of rock anchor practice over three decades", *in* 'Ohio River Valley Soils Seminar XXXV', ADSC, American Society of Civil Engineers, Ohio River, USA, p. 9.

Energi Norge (2014): *"Fjellbolter i betongdammer"*, Publ./ Energi Norge AS nr. 374-2014, Oslo, Noreg.

Grindheim, B., Aasbø, K. S., Høien, A. H. & Li, C. C. (2022): ''Small block model tests for the behaviour of a blocky rock mass under a concentrated rock anchor load", *Geotechnical and Geological Engineering* .

Heimli, P. (1978): *"Forankring med kabelstag"*, Artikkel presentert på Bergmekanikkdagen, Oslo, Noreg.

Hobst, L. & Zajíc, J. (1983): *"Anchoring in Rock and Soil"*, Elsevier Scientific Publishing Company, New York, USA.

Høgset, H. M. (2021): *"A study of failure in frictional and low-cohesive materials under the load of ground anchors through small-scale physical model tests and numerical simulations"*, Masteroppgåve, NTNU, Trondheim, Noreg.

Lepine, C. T. & Lia, L. (2014): *"Capacity of passive rock bolts in concrete dams - Improved design criteria"*, International symposium on Dams in a global environmental challenges (ICOLD), Bali, Indonesia.

Li, C. C. (2010): ''A new energy-absorbing bolt for rock support in high stress rock masses", *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* **47**(3), 396–404.

Li, C. C. (2017): *Rockbolting: Principles and Applications*, Butterworth-Heinemann, Elsevier, Oxford, England.

Li, C. C. & Doucet, C. (2012): ''Performance of d-bolts under dynamic loading", *Rock Mechanics and Rock Engineering* **45**, 193–204.

Li, C. C., Kristjansson, G. & Høien, A. H. (2016): ''Critical embedment length and bond strength of fully encapsulated rebar rockbolts", *Tunnelling and Underground Space Technology* **59**, 16–23.

Li, C. & Stillborg, B. (1999): 'Analytical models for rock bolts', *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* **36**(8), 1013–1029.

Littlejohn, G. S. (1993): *"Overview of rock anchorages"*, In: Hudson JA, Brown ET, Fairhurst C, Hoek E, editors. Comprehensive rock engineering 4, Pergamon Press, Oxford, England.

Littlejohn, G. S. & Bruce, D. A. (1977): *"Rock anchors - state of the art"*, Foundation publications LTD., Brentwood, Essex, England.

Morris, S. S. & Garrett, W. S. (1956): ''The raising and strengthening of steenbras dam", *Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part 1,* **5**(1), 23–48.

NVE (2005): *"Retningslinjer for betongdammer"*, Norges vassdrags- og energidirektorat, Oslo, Noreg.

Ongstad, A. & Bergh-Christensen, J. (2010): *"Strekkforankring i berg"*, Artikkel presentert på Bergmekanikkdagen, Oslo, Noreg.

Shabanimashcool, M., Olsson, R., Valstad, T., Lande, E. J., Berzins, A., Tuominen, K. & Lapsins, J. (2018): *"Numerisk modellering av forankrede fundamenter for vindturbiner"*, Artikkel presentert på Bergmekanikkdagen, Oslo, Noreg.

Statens vegvesen (2018): *"Geoteknikk i vegbygging"*, Statens vegvesen, Oslo, Noreg.

Stjern, G. (1995): *"Practical performance of rock bolting"*, PhD avhandling, Noregs Tekniske Høgskole (NTH), Trondheim, Noreg.

Wyllie, D. C. (2009): *"Foundations on rock"*, 2 edn. E & FN Spon, London, England.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2022

EMPIRICAL DESIGN OF ROCK SUPPORT IN NORWEGIAN TUNNELS EXCAVATED IN POOR ROCK MASS CONDITIONS. CHALLENGES AND OPPORTUNITIES

Empirisk design av bergsikring i norske tunneler drevet i dårlige bergmasseforhold. Utfordringer og muligheter

Jorge Terron-Almenara[1,2]

[1]PhD-Candidate at Norwegian University of Science and Technology, Trondheim
[2]Senior Engineering geologist at Sweco Norge AS, Trondheim

SUMMARY

The empirical method has traditionally been used for the design of permanent rock support in Norwegian tunnels. Typically, through the involvement of rock mass classification, observation, and rock engineering experience. The principles of hard rock tunnelling have been similarly utilized, i.e., taking advantage of the self-bearing capacity of rock masses and allowing for the interaction between the rock mass and the support. Since the introduction of the Q-system in 1974, the empirical design work became systematized and in Norway formed the basis of rock support design in all type of geological and rock mass conditions. From 2010, the Norwegian Public Road Administration (NPRA) has published a series of design guidelines for permanent rock support in road tunnels based on a simplified and more conservative version of the Q-system, based on the evaluation of the rock mass class to derive a support class (design). The latter has, during the last years, raised questions as to whether the NPRA ang the Q-approach considers the *beneficial* and *necessary* effect of the self-bearing capacity of rock masses, especially in poor rocks where the prescribed load-bearing support is questionable. A dataset with 99 case records belonging to poor rock masses from Norwegian tunnels has been studied as a basis for the identification of challenges and possible improvements in the current design practice when meeting poor rock mass conditions. The results have shown that there are possibilities to improve the current empirical design methodology and found that perhaps a convenient approach may be based on the identification of ground behavior and on the rational integration of different design approaches.

SAMMENDRAG

Den empiriske metoden har tradisjonelt vært brukt for design av permanent bergsikring i norske tunneler. Ofte, med involvering av klassifikasjonsmetoder, observasjon, og bruk av egen erfaring. Prinsippene bak tunneldrivingen har vært å utnytte den selv-bærende kapasitet av bergmassen så godt det lar seg gjøre ved å fremme samvirket mellom berg og bergsikring. Da Q-systemet ble introdusert i 1974 ble det empiriske designarbeidet systematisert og har i Norge utviklet seg de siste årene til å bli hovedgrunnlaget for bergmassekartlegging og design av bergsikring. Statens vegvesen publiserte i 2010 flere veiledninger for design av permanent bergsikring i vegtunneler basert på et forenklet og konservativt utgave av Q-systemet, der angivelsen av bergmasseklassen sammen med en generell geologisk vurdering styrer bruk av gitte sikringsklasser. Det har i løpet av de siste årene blitt reist spørsmål om sikringen gitt i Q-systemet og i Statens vegvesens regelverk tar hensyn til den selv-bærende kapasiteten til bergmassen, spesielt i dårlig berg der det kan stilles spørsmål til behovet for

den beskrevne last-bærende sikringen. Et datasett med 99 case records hentet fra dårlige bergmasseforhold i norske tunneler har vært studert for å kunne identifisere mulige utfordringer og forbedringsmuligheter i dagens designpraksis i dårlig bergforhold. Resultatene har vist at det er muligheter for forbedring i den nåværende designmetodikken og at en praktisk løsning kan være basert på identifiseringen av bruddmekanismer i berg sammen med en kombinasjon av ulike sikringsdesign.

INTRODUCTION

The classification of rock masses in Norwegian tunnels together with recommendations of permanent rock support have the later years more and more been based on the application of the Q-system of *Barton et al. (1974)*. Since 2010, a series of design guidelines for tunnel rock support have been also introduced by the NPRA (*Pedersen et al. 2010*). The national guidelines did not only involve several simplifications, but also a more conservative approach in compensation to higher safety and longer life-time demands. The current design practice can be basically described by the estimation of a Q-value from face mapping, followed by a direct assignation of a rock mass class and support class. Several and important design features and rock parameters may be then left behind when the NPRA-approach or the Q-system with prescribed designs are utilized, especially if dealing with poor rock mass conditions where more rock mass complexity is often involved. Along with well documented failure cases of Norwegian rock tunnels, the research work of *Høien et al. (2019)* has revealed room for important improvements in the current design practice, especially in weak rock masses. The latter has indeed formed the basis for a new PhD project at NTNU carried out currently by the author. As part of this PhD work, a database of case records in poor rock masses is being collected. The analysis of the past records/experience will help in the identification of rock mass properties, the rock mechanical conditions, and the characteristics of rock support designs that have had a major influence in either tunnel failures or design conservativeness. In this paper, a short advance or introduction of the ongoing research work is presented. The first part covers a review of the main principles of rock mass interaction with rock support in hard rock conditions together with a study of the main design characteristics of the empirical approach. In the second part, an empirical study of almost hundred case records is presented to show some of the challenges in the current design practice of tunnel rock support in Norway. The paper concludes with a suggested approach that may be used for design improvement, based on the integration of different design approaches and the study of failure mechanisms in the rock.

POOR ROCK MASS CONDITIONS IN NORWAY

Norwegian bedrock is characterized by *hard* rock, in general. This has permitted, among other reasons, good yearly rates of tunnel length construction and tunnel stability. But besides the belief of many in the international tunnelling industry on generalized hard and good rock conditions, Norwegian tunnels are also affected by poor rock mass conditions. Although in most situations the description of the rock mass and the evaluation of rock support in poor rock mass conditions can be well addressed by the empirical method, there are other instances where consideration of the actual response (behavior) of the rock mass should be analyzed as well. The term *ground* may then become appropriate for the description of the overall set of rock mass characteristics together with the effect of rock stresses, rock mass structure, and external loads, among others. And the combined response of the ground to tunnelling termed *ground behavior*.

Figure 1 presents some typical examples of different ground behaviors, divided in categories, that are often encountered in hard rock tunnelling in Norway. Figure 1a illustrates the

laminated rock mass encountered in the new Skarvberg tunnel (Finnmark county, northern Norway). The rock is mainly composed of hard metasandstones but affected by penetrative, weak and subhorizontal foliation planes which in combination with a relatively low lateral in-situ stresses, resulted into abundant *delamination* problems during tunnel excavation and a partial tunnel collapse. Figure 1b illustrates *overbreak* and partial cave-in problem in a hydropower tunnel in hard but densely jointed rock.

Figure 1c (*Nilsen et al. 2007)* shows the collapse occurred in the Hanekleiv tunnel. The failure is directly connected to the presence of a distinct zone intersecting the hard and crystalline rock mass and to the long-term weakening of the zone rock material. The *collapse* took place, however, quite suddenly after approximately 10 years of tunnel operation. Figure 1d is a photo taken by T. Kirkeby and published in *NPRA (2016*). It shows a typical tunnel portal in hard rock and low overburden. Failure in these tunnelling conditions is mostly related to the combined effect of the mechanical properties of joints, the relative geometrical arrangement of joints with respect to the tunnel, and the in-situ rock stresses. Spiling is normally needed under these circumstances to reinforce the rock mass around the tunnel periphery and avoid *rock block fall*. Figure 1e shows an example of tunnelling through weak rock masses in connection to the crossing of major fault zones containing weak and crushed rocks and requiring load-bearing support due to tunnel *deformations*. This case record corresponds to the subsea Bjorøy tunnel (Norway), which represents very well similar examples of subsea tunnels experiencing such ground conditions in Norway. Among others, the Frøya tunnel, the Atlantic Ocean tunnel, or the North Cape tunnel.

Figure 1: Different ground categories in the context of hard rock tunnelling. a) Anisotropic rock mass structure and delamination in Skarvberg tunnel (Photo: Skanska); b) Hard and densely jointed rock with overbreak; c) Failure in a distinct zone; d) Shallow tunnel with need for rock reinforcement ahead of the face; e) weak rock endorsing tunnel deformations and support loading (Photo: K.G. Holter)

DESIGN OF PERMANENT ROCK SUPPORT IN NORWAY

Design principles

Some of the basic principles for the design of rock support in Norwegian tunnels are to utilize and conserve (or improve) the self-bearing capacity of rock masses by the implementation of reinforcement/supportive measures. The link between the rock mechanical conditions that define the self-bearing capacity (and stability) of rock masses and the needs for rock support is addressed by the use of engineering classification schemes, typically the Q-system in Norway. The main concept behind the use of the rock mass as a bearing construction is sketched in Figure 2. Basically, it is based in the formation of a natural pressure arch, and the reinforcement/support of a failure zone between the natural pressure arch and the tunnel periphery. As illustrated in Figure 2a, the reinforcement/supportive measures are mainly intended to create an artificial pressure arch around the tunnel periphery that can reinforce the rock mass and/or generate reactive support forces.

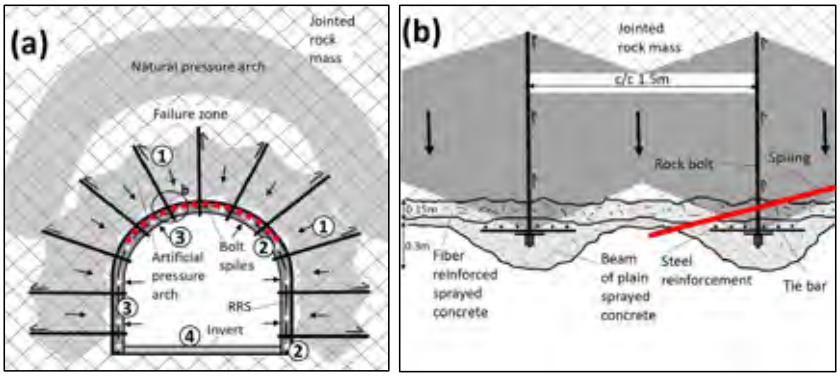


Figure 2: 2D-illustration of the mechanical interaction between rock and rock support in a jointed rock mass with the need for load-bearing support (i.e. Ribs of Reinforced Sprayed concrete -RRS) and spiling. a) Interaction and functionality of support devices in the tunnel plane; b) Typical RRS-construction and detail of the interaction of bolted RRS with the rock mass in the tunnel direction

(1) Rock bolts: Rock bolts installed with a systematic pattern have the function of rock reinforcement since they can prevent rock mass bulking when the bolts are activated. An artificial arch is then formed as soon as the bolts are tensioned by rock movement (movement illustrated as black arrows pointing towards the opening in Figures 2a and 2b). Another important functionality of bolts is to hold specific rock blocks or hold back (tie) retaining structures like layers of sprayed concrete, or as shown in Figure 2b, to hold load-bearing structures like RRS.

(2) Sprayed concrete: If disposed as a single layer and tied by bolts, the primary function is the retention of loose rock not able to bridge between the bolts. In poor and fractured rock masses, sprayed concrete can also work as a reinforcement device since the prevention of rock loosening promotes rock interlocking, thus minimizing rock bulking. If sufficiently thick and provided a circular/semicircular geometry, sprayed concrete layers/liners or arches can also work as a holding (load-bearing) structure as long as support pressure (denoted as black arrows pointing towards outside of the

opening in Figure 2a) can be endorsed by building thrust forces in the arches. The arched construction similarly permits that the radial ground loads are (ideally) distributed and transferred in the form of compressional thrust (white arrows in Figure 2a) through the layer of sprayed concrete. And if sufficient bonding rock-sprayed concrete, thrust can also be transferred back to the rock mass by shear resistance.

(3) Load-bearing support: In rock masses that have partially lost its self-bearing capacity, load bearing support may be needed to stabilize tunnel deformations. The RRS-support is a typical solution used in Norwegian tunnelling, which takes the form of reinforced sprayed concrete beams around the tunnel opening (Figure 2). Provided its arched geometry, RRS can distribute, transfer, and convey ground loads in the form of thrust through the reinforced beams (white arrows in Figure 2a). In case of differential loads (i.e. uneven tunnel geometry, or asymmetric deformations, etc.), the steel reinforcement (Figure 2b) contributes to a smoother distribution of moments through the RRS-arches. Steel reinforcement in the RRS works also as the physical (and necessary) connection between the RRS-arches and the rock bolts, hence with the rock mass. In the tunnel direction, the rock between the RRS-arches must be supported as well. This is achieved by the combined effect produced by the tensioned bolts creating a compressed pressure "shell" between bolts (grey-shaded rock in Figure 2b), and the rock interlocking endorsed by the retaining layers of sprayed concrete. The ground load between arches is then taken by the compressed shell which rests (ideally, 50/50%) in the bolted RRS-arches. Spiling bolts are often back-supported by RRS-arches. In that sense, the load taken by the spiles is then transferred (and shared) to both the rock bolts holding the RRS-arches and the RRS-arches.

(4) Concrete invert: Flat concrete inverts as in Figure 2a have a limited support contribution, apart from that of restricting horizontal deformations of the lower walls into the opening. If some level of loads is expected, a typical solution has been the steel reinforcement and the anchoring of the flat invert to the underlying rock. In cases with weak rocks and significant deformations, curved concrete inverts may be needed to work as a load-bearing structure.

The Q-system

The empirical Q-system of *Barton et al. (1974)* has now been used for almost half a century for the purposes of rock mass description/classification and rock support design in rock tunnels. Since then, the gained experience has promoted the development of the method through updates, further additions to the system, and publications. Among others, *Grimstad and Barton (1993)*, *Grimstad et al. (2002)*, *Barton and Grimstad (2014)*, and *NGI (2015)*.

The Q-system is built from experience in hard rock tunnels, but also from some cases in weakness zones and weak rocks *(Barton 2021)*. From the study of the case records, the developers of the Q-system found out six main rock mass parameters judged to be the most representative of the fundamental causes of tunnel instabilities (or stability) in rock tunnels, and so conformed the empirical equation for the rock mass quality Q (Equation 1).

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \frac{J_r}{J_a} \frac{J_w}{SRF} \qquad (1)$$

where *RQD* is the rock quality designation of *Deere (1963)*, J_n the joint set number, J_r the joint surface roughness number, J_a the joint alteration number, J_w the rating for the effect of ground water in joints, and *SRF* the stress reduction factor.

The individual ratings for each of the Q-rock parameters were derived by trial-and-error and back-analysis. The resulting Q-values representing the engineering quality of rock masses were then correlated with shotcrete-bolt based rock support designs, tunnel span, and excavation support ratio (ESR) within a dedicated Q-design chart. As such, the assumed interaction rock mass-support in the case records used as a basis for the development of the Q-system was inherently transferred into the definition of rock support-classes and -designs of the mentioned design chart. It follows then that when one obtains a Q-value from mapping in a given rock mass, the prescribed tunnel support design should account already for the self-bearing capacity of the rock.

From the extended use of RRS-support starting in Norway during the late 80`s, it was possible the empirical introduction of the RRS-support in the Q-design chart and Q-update made by *Grimstad and Barton (1993)*. However, it was not until the research done by *Grimstad et al. (2002)* that RRS-support was *numerically* incorporated in the mentioned chart. From an empirical evaluation of rock loads and tunnel deformation, the authors utilized static analyses of nearly *free-standing* RRS arches to back-calculate the necessary support that may withstand the assumed empirical loads. This resulted in different configurations of thickness and steel reinforcement of RRS-arches, i.e. RRS-designs. Since then, the prescribed RRS-support designs have been used as load bearing support structures, mostly replacing cast concrete lining, in many rock tunnels crossing poor ground conditions. In the latter paper, however, it is not clarified to which extent the derived RRS-designs were benefited (if benefited) from the mentioned self-bearing capacity of rock masses and its interaction with the tunnel support.

Despite of the known premises (or limitations as reported by *Palmstrom and Broch, 2006*) behind rock mass classification schemes for rock support design, empirical design systems like Q have been seen to perform, in general, well for most of rock conditions. However, in poor ground conditions like these shown in Figure 2, empirical rock support design may be benefited from the use of supplementary design tools that could help on design verification. Such approach may assist in the identification of failure mechanisms that are potentially not captured by classification systems but that govern the mentioned ground behaviors.

The NPRA-guidelines

The design of tunnel rock support for Norwegian road tunnels is subjected to the NPRA-guidelines published by *Pedersen et al. (2010)* and the subsequent revisions after then. The guidelines are primarily based on the application of the empirical approach and use a simplified and more conservative version of the Q-system, where tabled rock support classes (and designs) are selected on the basis of rock mass classes, and Q-values. If compared with the latest version of the Q-system published by *NGI (2015)*, the NPRA-guidelines contains some significant differences which are especially relevant when dealing with poor ground conditions. See Table 1.

Table 1: Main differences between the Q-system (NGI, 2015) and the NPRA-guidelines (NPRA, 2022) relevant for the design of tunnel rock support in poor ground conditions

Characteristic	Q-system	NPRA-guideline
Rock support classes	9	6
Tunnel span (in meters)	1-100	8.5-12.5
Consideration to safety requirements	ESR	Indirectly[1]
Requirement of arched geometry of tunnel support	No[2]	Yes[2]
Self-bearing capacity of rock is considered	Yes	Indirectly[3]
Recommendation of RRS starts at	Q<0.4[4]	Q<0.2
Need for concrete invert	Indirectly[5]	Q<0.2[5]
Support design at Q 0.04	Sfr 20cm + RRS D40/4 c/c 2.9m[4]	Sfr 15-25cm + RRS D60/6+4 c/c 1.5-2m[4]
Special design in exceptionally poor rock	Upon Q-value, span, ESR	Q<0.01
Flexibility to make design adaptations in special rock conditions	Yes	Yes[6]
Reduction of wall support	Q>0.1	No
Recommendation of bolt Length / Diameter	Yes / No	No / Yes
Deformation monitoring considered	Yes[7]	Yes[7]
Accounting for anisotropic rock mass structure	Yes[8]	Indirectly[8]
Accounting for rock strength and in-situ rock stresses	Yes[9]	Indirectly[9]

[1]There are no dedicated factors to include or evaluate design safety

[2]In the Q-system is just a recommendation rather than a requirement as in the NPRA guidelines

[3]The beneficial stability contribution that the self-bearing capacity of rock masses can induce in the overall ground behavior is partially ignored by the NPRA-requirement of arched RRS-geometries

[4]For tunnel span ca. 10 m

[5]The normal practice with the Q-system has been the utilization of concrete invert at places where load-bearing support has been needed and upon an engineering evaluation. In turn the NPRA links the need to evaluate concrete invert to a Q-value (Q<0.2)

[6]Although there is a certain flexibility to adapt empirical designs under special ground conditions, the practice tells that the NPRA-designs are normally adapted to the mapped rock mass classes, only

[7]Under especial situations, i.e. poor rock and/or large span tunnels

[8]Some of the Q-parameters can be mapped such that the effect of rock mass anisotropy (i.e. foliation, distinct zone) can be captured. In turn, NPRA-guidelines rely in rock mass classes only

[9]In the Q-system, rock strength is considered by rationalizing Q using the uniaxial compressive strength of rock UCS, i.e. $Q_c = Q\ x\ UCS/100$ while in-situ stresses accounted by the SRF. In turn, the NPRA-guidelines consider that rock mass class can capture the prevailing ground behavior

From Table 1, it is easily understood that the NPRA-guidelines are a surrogate of the Q-system, which have also assumed several simplifications and a more conservative approach. In fact, this is partly discussed in *NPRA (2022)* in that the level of rock support is, in general, increased with respect to that of the Q-system on the provision of ensuring longer life-time expectancy and higher safety in compensation to potential degradation of sprayed concrete over time. Fair enough. However, the introduced conservativism has in this case been not substantiated by any analysis considering the effects that this may have on tunnel stability, rock mass-support interaction, and conservativeness. Perhaps not considered either in the light of the increased consumption of rock support material and the resulting higher environmental impact of such approach.

In the same line, one remarkable difference is the implementation of arched tunnel support geometries in the NPRA-guidelines for all load-bearing structures starting from Q<0.2. In turn, arched geometry of RRS-support in the Q-system is more a recommendation as suggested in *Grimstad and Barton (1993)* and later by *Grimstad et al. (2002)* when numerical calculations were done to derive arched RRS-designs as a function of Q-values. As anticipated, this has a serious impact on the consumption of sprayed concrete since arched geometries in overbreak sections must be accommodated by (sometimes significant) fillings of sprayed concrete prior to the installation of the load-bearing support. It is therefore understood that there is not a clear correspondence between the increased NPRA-support and the progressive decrease of load that rock masses can themselves carry even though at Q-values as low as 0.1.

The number of support classes and the flexibility to adapt designs to the actual ground conditions are also limited when implementing the NPRA-guidelines, in comparison to the Q-system. Support classes in the NPRA-guidelines are defined by relatively wide Q-intervals while in the Q-system one can “navigate” on the chart and select a design which suits to the mapped Q-parameters of Equation 1. All together makes possible not only a (possibly) more accurate/optimal support design, but also introduces the possibility of identifying failure mechanisms that may be captured by the different Q-parameters but not by the NPRA-support classes.

There are further differences where the NPRA may, in principle, have a more conservative performance. And most of them derived from the same characteristic. Basically from the fact that NPRA-support classes present a naturally reduced capacity to describe rock masses and capture the actual interaction with the rock support.

SOME CHALLENGES OF THE EMPIRICAL METHODOLOGY OF TUNNEL SUPPORT DESIGN

Current empirical design practice

Based on the above discussions, it was found convenient to illustrate the level of design conservativism (or optimism) in the current design practice in some Norwegian road and rail tunnels in poor rock mass conditions and built during the last 25 years. A set of nearly one hundred case records (*Appendix 1*) has been analyzed, and the results presented in Figures 3 and 4.

The Figure 3 is a modified Support pressure to Q-value chart from *Barton et al. (1974)*. The shaded envelope represents the empirical estimation of needed support pressure from *Barton et al. (1974)* to withstand the loads endorsed by the ground, and correlated to Q-values and

joint roughness (measured with the Q-parameter J_r). The diagonal lines represent different values of joint roughness and provide therefore an estimate of the exerted ground load based on the ability of rock masses to build resistance when sheared. The curved envelope obviously declines towards the more frictional (and hard) rock masses with higher quality Q. The results presented in Figure 3, however, ignores in part the involvement of J_r in the analyses since the study focuses on the overall design practice rather than in separate rock mass parameters.

The support pressure corresponding to the "current experience" from Norwegian tunnels have been plotted over the original *Barton et al. (1974)* chart. As observed, the points are split in categories which represent the typical ground categories as defined in Figure 1. Such categorization is presented in *Appendix 1*. Most of the case records represent stable tunnels, except for two cases where collapses were registered. The calculation of the support pressure of the added cases has followed a similar approach as for the original paper in 1974, with the difference that the *ribbed* RRS-support has now been assumed as *equivalent* support sections. That is, the thickness of the sprayed concrete at the ribs is distributed uniformly in the tunnel direction to permit the use of the equation for thin walled cylinders.

The general trend seems to correspond with the qualitative assessment done in Table 1. Most of points lie above the empirical Q-system estimation of support, which corroborates the general conservativism utilized during the last years, in part promoted by the NPRA-guidelines. Surprisingly (or not), the tunnel failure of the Skarvberg tunnel lies above the shaded envelope. This simply confirms two things: 1) that the rock mechanical conditions and failure mechanisms originating roof delamination were not properly captured by the empirical approach, and 2) ground load in layered rock masses can be substantially different to that generated in isotropically jointed rock masses.

The collapse in the Hanekleiv tunnel sits at the lower boundary of what the shaded envelope considers to be the best estimate of needed support pressure, which may in part explain the collapse. The rock mass quality at the weakness zone was Q 0.013 *(Mao et al. 2012)*, and according to *Nilsen et al. (2007)*, the direct reason for the failure occurred after ca. 10 years of tunnel operation was the weakening and swelling activation over time of the weathered and clayey infillings in the zone. This may suggest the limitations of empirical systems to capture and integrate long term ground behavior in rock support design.

The nearly flat distribution of results (with approximately 20 kg/cm^2) at the interval Q 0.1-0.01 in Figure 3 illustrates how insensitive the empirical approach may be to decreasing (or increasing) in-situ rock mass quality in poor rocks. If this is looked together with the Hanekeliv failure that sits in the same Q-interval, it reinforces the observation done on the need for design improvement in poor rocks. Outside the mentioned range, the general distribution goes up and down in response to not only rock mass quality Q, but also to apparent changes of the ground conditions. The latter is visualized if looking to the vertical distribution of support pressures of a fixed Q-value. For example, at Q 0.3 the case records representing anisotropic rock mass structure show that the empirically designed support pressure has been between 7 and 25 kg/cm^2 while the original *Barton et al. (1974)* envelope suggests ca. 2 - 4.5 kg/cm^2. A similar example may be found at Q 1, but then involving different ground categories. Such variability suggests limitations of the empirical systems under specific ground conditions to identify rock mass parameters that really govern the tunnel loading conditions.

In looking to the separate ground categories in Figure 3, some trends may be depicted. For the weak rock category and Q 0.008, support pressure varies as much as 11 to 30 kg/cm^2. Several conditions may have motivated this, like the possible consideration of the weak rock strength in the empirical design, failure mechanisms not identified by the empirical systems, the later addition of support due to time-dependent deformations, or a combination.

In layered rock masses the trend is, as mentioned, first flat from Q 0.01 to Q 0.1. Then it goes up and down for Q>0.1 following, apparently, changes in the rock mass conditions but not necessarily rock mass quality Q. For hard and fractured rocks, it is first observed a trend pointing downwards from Q 0.1 to 0.2. However, not observed a declining support pressure towards the more frictional, dilatent rock masses when approaching rock mass quality Q 3.

In the case of distinct weakness zones, the number of case records is relatively low. Still, it is also observed some vertical variations up-down, possibly triggered by the geometrical or mechanical characteristics of the zone and the stability effect of the host-rock that are not totally captured by the empirical systems. In shallow tunnels there is a reduced number of case records, but it interesting to observe that in the Q-interval 0.1-0.5 (which approximately represents the rock mass class that demands the leaner RRS-design class), the variations are rather similar to that of weakness zones. Coincidence or not the fact is that both distinct weakness zones and tunnels with low overburden exert rather different behaviors and support demands, but still with similar support pressure.

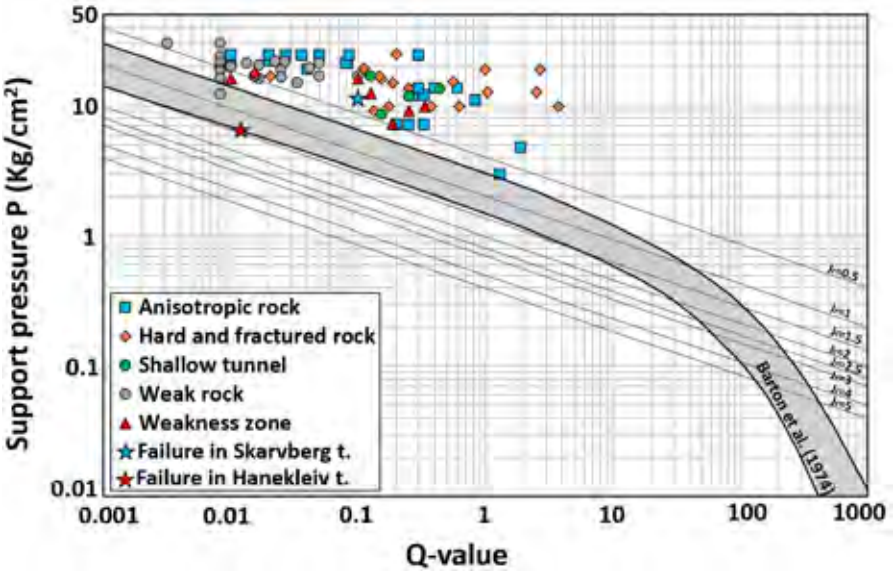


Figure 3: Estimated support pressure utilized in recent (nearly hundred) case records in poor rock mass conditions in Norwegian tunnels (of span 9-12.5 m) utilizing the empirical approach of rock support design. Modified from Barton et al. (1974)

Performance to capture ground behavior

Since there have been identified some limitations of the empirical systems to capture the behavior (in this case measured as radial deformation) of tunnels under certain ground conditions, the plot in Figure 4 has been prepared. It is a modification of the original chart of *Barton et al. (1994)* and illustrates the performance of the empirical approach to capture the deformational behavior in 1) layered rock masses, 2) distinct zones, and 3) hard and fractured rock. The added points correspond to measured radial deformations in supported tunnels during construction. The added points belong to the same dataset as that utilized in Figure 3. However, a reduced number of cases have been utilized in Figure 4 since only these case records were *zero read* at or very close to the face. The below interpretations should therefore be considered approximate provided the limited amount of the studied data.

The plotted results clearly shows that layered rock masses present a rather different behavior if compared to those already existing in the original chart as denoted by the low deformation measured in the walls when compared to the roof (the case records belong to rock mass with subhorizontal foliation). In the case of distinct weakness zones, the two plotted points represent weakness zones of thickness 1-3 m in tunnels of ca. 10 m span and monitored at the walls. Obviously, the supportive effect of the hard and more solid host rock introduces an overall (and apparent) sense of stability which may not represent the long-term reality (i.e. Figure 2c).

In turn, hard and fractured rock masses with a more isotropic structure seem to be in line with the empirical estimation of deformation (behavior). The latter may suggest, again, the limitations that the empirical systems have to address the deformational behavior in these two categories of ground conditions. For the two collapses, there exists a good fit with the empirical estimation of *Barton et al. (1994)*, provided the empirical (non-measured) estimation of the deformation occurred in these two failure events. About 30 cm of vertical roof deflection in the Skarvberg tunnel, and ca. 1 m (collapse) in the Hanekleiv tunnel.

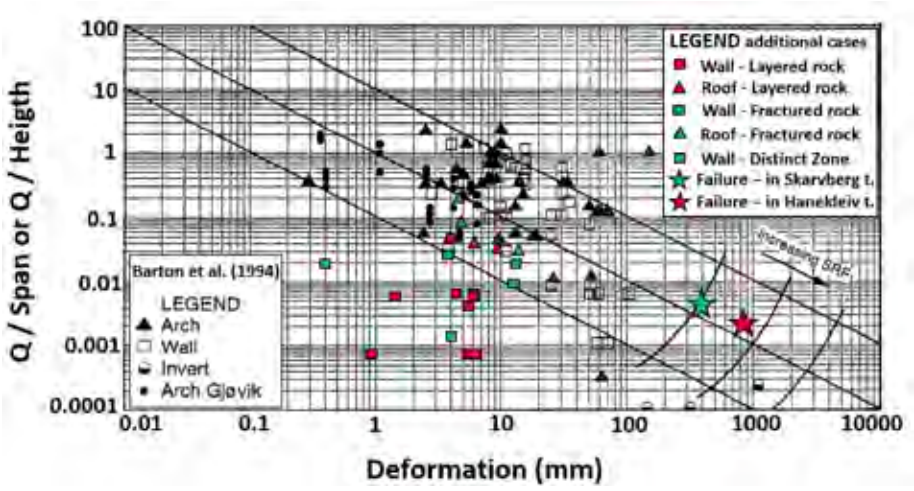


Figure 4: Modified Q/Span or Q/Height to tunnel deformation chart (original from Barton et al. 1994) including ground behavior of rock masses affected by either distinct weakness zones or foliated (anisotropic structure) rock masses

POSSIBLE IMPROVEMENTS OF THE EMPIRICAL DESIGN APPROACH IN NORWAY

In response to the addressed challenges that the empirical design practice has had during the last years in Norway, it is envisaged a clear room of improvement in the rock support design in poor ground conditions. Research has been done on the topic (*Høien et al. 2019*) and is continued through further research at NTNU carried out by the author. Although the studies and interpretations presented in this article may be seen general, some preliminary recommendations for improvements could be already disclosed from this *a posteriori* study of the case records. A summary is presented below:

(1) Empirical classification systems as design tools for tunnel rock support are not built to derive detailed rock support designs and cannot replace the more elaborate designs that sometimes are needed when the ground conditions turn complex. The intention of classification systems is therefore the *classification* and the *recommendation* of rock support design, which obviously requires *further* engineering to arrive to a final design.

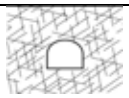
(2) The interaction of the rock support with the rock mass should be considered, also in poor ground conditions. Fractured rock masses can still conserve a part of the strength and therefore self-bear part of the induced ground loads. This should be seen in the light of the optimization of load-bearing rock supports like RRS.

(3) Rock mass classes, as for rock support classes, are a good tool to standardize description of the rock mass and rock support design. However, poor ground conditions often involve more complex failure mechanisms that need to be addressed by supplementary techniques/approaches.

(4) Empirical rock support design done with the NPRA-guidelines have been seen to generally be conservative, but also some challenges have been experienced in Norwegian tunnels with collapses. Foliated rocks, distinct zones with swelling and long-term rock weakening, deformations in tunnels, among other ground behaviors are good examples of poor rock mass conditions that can represent design challenges.

(5) It should therefore be found a procedure that may help in the evaluation of failure mechanisms and ground behavior of poor rock masses, typically with $Q<1$, that by integrating different tools and methods, can assist in achieving improved rock support designs and an optimization of the rock support consumption. Table 2 has been therefore presented as a supplementary design tool which visualizes how, based on the performance and combination of different design tools and methods, such design improvement may be achieved. The procedure starts at the first column with an evaluation of the ground category (connected to the expected ground behavior), and followed by a qualitative classification of the performance of different but often utilized design approaches of tunnel rock support. From that classification one may derive which tools to be used to verify or supplement an empirical design in poor rock mass conditions.

Table 2: Improved procedure for rock support design in poor ground conditions and typical rock mass quality Q<1, based on the integrated use of the empirical-, analytical-, and numerical -methodologies, among other tools. (A) Good performance/suitable. (B) Limited performance/indirect use. (C) Not usable/not suitable

Ground category	Empirical approach[1]	CCM[2]	Static analyses[3]	Numerical analysis[4]	Deformation monitoring[5]	Site investigations[6]
Layered rock mass	B	C	A	B	B	A
 Fractured rock mass	A	C	A	B	B	A
Distinct zones in hard rock	B	C	A	B	B	A
Shallow tunnels	B	C	A	B	B	A
Weak rock mass	B	A	B	A	A	A

[1]Utilizing the Q-system and/or the NPRA-guidelines

[2]Utilizing the Convergence Confinement Method of *Carranza-Torres and Fairhust (2000)*

[3]It considers simple limiting equilibrium analyses of local stability for sprayed concrete shells or rock blocks, kinematic analyses of wedges, and any analytical analyses to estimate rock-support interaction

[4]Continuum or discontinuum models depending on the rock mass (and geological) conditions

[5]To control stability and/or back-calculate rock mass parameters and design verification/optimization

[6]Testing of rock and joint properties and/or testing of weak rocks/minerals. Field investigations like in-situ rock stresses measurements, geostructural measurements, etc

CONCLUSIONS

Poor ground conditions can be found in the context of hard rock tunnelling in Norwegian bedrock. Rock support with the empirical Q-system has often been successful in these conditions as well. Successful and stable conditions have been also found when applying the more conservative NPRA-approach since 2010. However, there have been evidence revealing the need for incorporating more elaborated methods in the current design practice in Norwegian tunnels when encountering poor rocks.

The empirical study of almost one hundred cases has shown that there is room for improvement and that part of the solution may be based on the incorporation of procedures that can 1) consider the self-bearing capacity of rock masses, 2) identify ground behavior and 3) integrate different design approaches. In that regard, a general and integrated design procedure has been assembled out from the main observations done in this study. It may work as either a benchmark for further research, or perhaps as supplementary design tool aiming at improved rock support designs with effective consumptions of support material.

REFERENCES

Barton N, Grimstad E (2014): "An Illustrated Guide to the Q-System following Forty years use in Tunnelling". http://www.nickbarton.com/publications_all.asp. Accessed 11 May 2022

Barton N (2021): "Application of the Q-system to tunnels and caverns in weak or faulted rock". Fifth symposium of the Macedonian Association for Geotechnics

Barton N, By T.L, Chryssanthakis P, Tunbridge L, Kristiansen J, Løset F, Bhasin R, Westerdahl H, Vik G (1994): "Predicted and measured performance of the 62m span Norwegian Olympic ice hockey Cavern at Gjøvik". Int J Mech Min Sci Geomech Abstr 31(6):617-641

Carranza-Torres C, Fairhust C (2000): "Application of the convergence confinement method of tunnel design to rock masses that satisfy the Hoek-Brown failure criterion". Tunn Undergr Space Technol 15(2):187-213

Deere D.U (1963): "Technical description of rock cores for engineering purposes". Felsmechanik und Ingenieurgeologie, Vol. 1 (1), pp16-22

Grimstad E, Barton N (1993): "Updating of the Q-system for NMT". Proc. Int. Symp. on Sprayed Concrete for Undergr. support, Fagernes. Norwegian Concrete Association, Oslo. pp 46-66

Grimstad E, Kankes K, Bhasin R, Magnussen A.W, Kaynia A (2002): "Rock mass quality Q used in designing reinforced ribs of sprayed concrete and energy absorption". Proc. 4th Int. Symp. on Sprayed Concrete. Davos. p.18

Høien A.H, Nilsen B, Olsson R (2019): "Main aspects of deformation and rock support in Norwegian road tunnels". Tunn Undergr Space Technol 86:262-278

Mao D, Nilsen B, Lu M (2012): "Numerical analysis of rock fall at Hanekleiv road tunnel". Bull Eng Geol Environ, Vol. 71, pp783-790

NGI (2015): "Using the Q-system". Handbook, p56

Nilsen B, Bollingmo P, Nordgulen Ø (2007): "Raset i Hanekleivtunnelen 25 desember 2006. Rapport fra Undersøkelsesgruppen". Statens vegvesen (In Norwegian)

Palmstrom A, Broch E (2006): "Use and misuse of rock mass classifications systems with particular reference to the Q-system". Tunn Undergr Space Technol 21:575-593

Pedersen B.P, Kompen R, Kveen A (2010): "Arbeider foran stuff og stabilitetssikring i vegtunneler". Teknologirapport 2538, Tunnel- og betongseksjonen. (In Norwegian)

Statens vegvesen (2016): "Tunnelveiledning V520". Håndbøk. (In Norwegian)

Statens vegvesen (2022): "Vegnormal N500". Tunnelveiledning (In Norwegian)

Statens vegvesen (2022): "Veiledning V521". Håndbøk for geologi og bergsikring i tunnel (In Norwegian)

APPENDIX 1

Table 3: Database of case records from Norwegian tunnels excavated in poor ground conditions

Tunnel	No. cases	Span (m)	Year of completion	Ground category[4]	Main rock type	Overburden[5] (m)	Q-value
Skarvberg[1]	26	12.5	2022	Anisotropic	Metasandst.	151-284	0.01-1.9
Skarvberg[1]	1	20	″	Anisotropic	Metasandst.	285	1.3
Løren[1]	2	12.5	2013	Fractured	Sandstone	32-35	1.04-2.5
Sørås[1]	2	9.5	2016	Fractured	Gneiss	32	0.25
Rå[1]	3	9.5	″	Fractured	Gneiss	27-35	0.15-2.67
Nordkapp[2]	1	9	1999	Fractured	Mylonite	60+130	0.55
Nordkapp[2]	5	12	″	Weak rock	Schist	(53-77)+(70-140)	0.008-0.033
Nordkapp[2]	11	9	″	Weak rock	Schist	(56-81)+(60-120)	0.008-0.017
Nordkapp[2]	1	9	″	Zone (1.5)	Schist	73+110	0.1
Honningsvåg[1]	11	9	″	Fractured	Gabbro	200-320	0.015-0.021
Honningsvåg[1]	1	9	″	Fractured	Hornfels	95	3.75
Honningsvåg[1]	2	9	″	Fractured	Schist	100-210	0.37-0.62
Honningsvåg[1]	2	9	″	Weak rock	Gabbro	335	0.015
Frøya[2]	6	9	″	Fractured	Gneiss	(101-120)+(24-55)	0.11-0.22
Frøya[2]	3	9	″	Shallow t.	Gneiss	11-19	0.12-0.25
Frøya[2]	12	9	″	Weak rock	Gneiss	(52-103)+(22-36)	0.003-0.1
Frøya[2]	1	9	″	Zone (1)	Gneiss	55	0.25
Frøya[2]	1	9	″	Zone (1.5)	Gneiss	121+25	0.18
Frøya[2]	1	9	″	Zone (3)	Gneiss	114+34	0.12
Frøya[2]	1	9	″	Zone (5)	Gneiss	31	0.015
Frøya[2]	1	9	″	Zone (4)	Gneiss	57+21	0.01
Frøya[2]	1	9	″	Zone (0.5)	Gneiss	98+24	0.33
Finnfast[2]	1	8.5	2008	Weak rock	Gneiss	90+50	0.01
Bærum[3]	1	14	2007	Shallow t.	Micaschist	4.5	0.43

[1]Road
[2]Road Subsea
[3]Rail
[4]Zone width (m) in parenthesis
[5] In subsea tunnels, rock cover is the first digit or interval and separated of water cover (second digit or interval) with the + sign

THE NTNU AND Q_{TBM} METHODS OF PROGNOSIS WITH EMPHASIS ON HARD-ROCK MIXED-FACE PROBLEMS

NTNU- og Q_{TBM}-prognosemodeller med vekt på hard-rock mixed-face problemer

Javier Macias, JMConsulting-Rock Engineering AS, Oslo, Norway
Nick Barton, Nick Barton & Associates, Høvik, Norway

SUMMARY

The NTNU and Q_{TBM} methods of prognosis are widely used for performance predictions and cost estimates in the planning and risk management of Tunnel Boring Machine (TBM) excavation projects. The methods have been applied for the evaluation of recently completed hard rock TBM projects, both during geological pre-investigations and prognosis and during later tunnel excavation. Not only hard mixed-face conditions (MFC) but also numerous fracture zones have been described and delays predicted, and ultimately some were treated with pre-injection. Hard rock tunnel boring involves great complexity and geological risk which is accentuated with hard-to-very hard rock (i.e., low-to-extremely low boreability/massive hard rock) combined with hard mixed-face conditions. When using predictions models, an appropriate understanding of the model methodology and limitations is of great importance for a reliable application of the models and for consistent assessments to facilitate the control of such risk and to enable delays and budget overruns to be avoided. MFC in TBM tunnelling projects in hard and abrasive rock have a significant impact on performance, tool wear and, consequently, on construction time and excavation costs. The present paper evaluates and discusses the applicability of the NTNU and Q_{TBM} models in hard rock TBM projects with emphasis on hard-rock mixed-face problems.

SAMMENDRAG

NTNU- og QTBM-metodene for prognose er mye brukt for ytelsesforutsigelser og kostnadsestimater i planlegging og risikostyring av utgravingsprosjekter ved tunnelboremaskiner (TBM). Metodene er brukt for evaluering av nylig avsluttede TBM-prosjekter for hardt fjell, både ved geologiske forundersøkelser og prognoser og ved senere tunnelgraving. Ikke bare harde 'mixed-face' (MFC), men også mange bruddsoner er beskrevet med forsinkelser forutsagt, og til slutt ble noen behandlet med pre-injeksjon. Hardbergtunnelboring innebærer stor kompleksitet og geologisk risiko som fremheves med hardt til veldig hardt berg (dvs. lav-til-ekstremt lav borbarhet/massivt hardt berg) kombinert med harde 'mixed-face' forhold. Ved bruk av prediksjonsmodeller er en hensiktsmessig forståelse av modellens metodikk og begrensninger av stor betydning for en pålitelig anvendelse av modellene og for konsistente vurderinger for å lette kontrollen av slik risiko og for å unngå forsinkelser og budsjettoverskridelser. MFC i TBM-tunnelprosjekter i hardt og abrasivt fjell har en betydelig innvirkning på ytelse, kutterslitasje og følgelig på byggetid og utgravingskostnader. Denne artikkelen evaluerer og diskuterer anvendeligheten av NTNU- og Q_{TBM}-modellene i hardrock-TBM-prosjekter med vekt på hard-rock mixed-face problemer.

INTRODUCTION

The tunnel boring machine represents perhaps the ultimate challenge in tunnel prognosis because Tunnel Boring Machine (TBM) performance can range so remarkably widely, especially since the development of TBM technology has made the tunnelling method applicable in an increasingly wider range of rock mass conditions. The writers are aware of penetration rates PR varying from extremes of 1 mm/rev (and even 0.1 m/hr) for continuous boring (with an under-powered machine, extreme rock hardness and very high stress) while 15-20 mm/rev (e.g., 10 m/hr) could be considered as a brief maximum before conveyor-belt over-load. Advance rate (AR) which we could term 'actual' rate is even more challenging as it is time or tunnel length dependent. Machine utilization (U), typically expressed in %, varies and must be given for specified intervals such as 1 day, 1 week, 1 month. However, somewhere in the data on progress, and beyond the standard maintenance shift delay to AR_{24} may lie accumulated days of delay for non-systematic pre-injection, and perhaps weeks or months of delay when such pre-treatment was required, but not performed in permeable TBM-trapping fault zones.

An over-riding challenge in hard rock with limited jointing and especially in massive abrasive rock will be cutter consumption. In such conditions, cutter changes and/or cutter inspection will be time consuming and may represent a high percentage of the total machine utilization time. Performance predictions and costs estimates have a major influence on the planning and risk management of TBM excavation projects, especially when there is a lot of hard-to-very hard rock (i.e., low-to-extremely-low boreability). Cutter-ring and bearings performance needs are accentuated, and the geological risk becomes critical. There is an urgent need for reliable prediction to facilitate the control of such risk and to enable delays and budget overruns to be avoided. When using prognosis/prediction models, an appropriate understanding of the model methodology and limitations is of great importance for reliable application and for consistent assessments. The NTNU and Q_{TBM} models have been applied for the evaluation of recently completed hard rock TBM projects, both during geological pre-investigations and prognosis and during later tunnel excavation. Not only hard mixed-face conditions but also numerous fracture zones have been described with Q and V_P. Many such zones were ultimately treated with pre-injection. Here we evaluate and discuss the applicability of the NTNU and Q_{TBM} models in hard rock TBM projects with fracture zones with emphasis in hard-rock mixed-face problems.

The authors will first summarise the two prediction models with which they are intimately familiar, since responsible for the development of one (Q_{TBM}) or significant update of the other (NTNU). Beyond a brief description of the workings of the methods, will be a discussion of the strengths and weaknesses, which leads to a consideration of the advice sometimes given for Q and RMR: 'do both' when characterizing rock masses. Then the potential shortcomings are covered, and the strong points reinforced, such that reliability is improved overall.

For example, cutter wear is described in detail and with great reliability in the NTNU model, but only the CLI (cutter life index) term is used in Q_{TBM}. However, this is such a useful parameter that it is used in two places: to help determine the Q_{TBM} value and to modify the deceleration gradient (-m) which links to a time-dependent utilization U. Fracture zones and faults are not specifically treated in the NTNU model but are a standard part of Q_{TBM} with description using the Q-value or P-wave velocity. Adverse values of each strongly affect deceleration (-m) and therefore utilization, especially when $Q << 1$.

THE NTNU PREDICTION MODEL

The NTNU model is in general focussed on hard-to-very hard rock conditions (i.e., low-to-extremely low boreability) where the excavation cost becomes critical. Standard machine specifications such as number of cutters and operational parameters (i.e., cutterhead velocity, cutter thrust) are given in the NTNU model. Operational parameters are carefully considered since the penetration rate estimation model is based on normalised penetration curves obtained from penetration tests under different rock mass conditions.

The philosophy of the NTNU model is to achieve reliable predictions by combining relevant rock properties and machine parameters. Several steps are involved in the NTNU prediction model, which is used mostly for hard rock TBMs in order to estimate time and costs involved in tunnel excavation using factors such as net penetration rate, cutter life as well as advance rate. The model has been the subject of progressive development since the first version was developed in 1976 by the NTNU (formerly NTH). Table 1 shows the successive editions of the NTNU prediction model to date.

Table 1 History of the NTNU prediction model for hard rock TBMs.

Edition	Year
1st edition	1976
2nd edition	1979 (Published in 1981)
3rd edition	1983
4th edition	1988
5th edition	1994
6th edition	2000
7th edition	2016

The values of net penetration rate and cutter life depend on rock properties and machine parameters. Rock properties consist of intact rock and fracture spacing parameters. These are combined to generate a single rock boreability parameter, called the equivalent fracturing factor (k_{ekv}), while the machine parameters are combined into a single parameter, the equivalent thrust (M_{ekv}).

Figure 1 illustrates the basic penetration rate (mm/rev) as a function of the rock mass equivalent fracturing (k_{ekv}) values for standard machine parameters. The expected penetration rate is given according to recommended gross cutter thrust. This is increased when there is low rock boreability while it is substantially decreased when boreability increases.

Cutter life, measured in hours, is equivalent to the cutter life in rolled distance at a given cutterhead velocity, measured in rpm. Cutter life in hours is combined with the penetration rate (m/h) and the TBM diameter to calculate cutter life in terms of tunnel metres excavated per cutter (m/cutter) and solid cubic metres excavated per cutter (solid rock m^3/cutter). Table 2 lists the machine and rock parameters that influence net penetration rate.

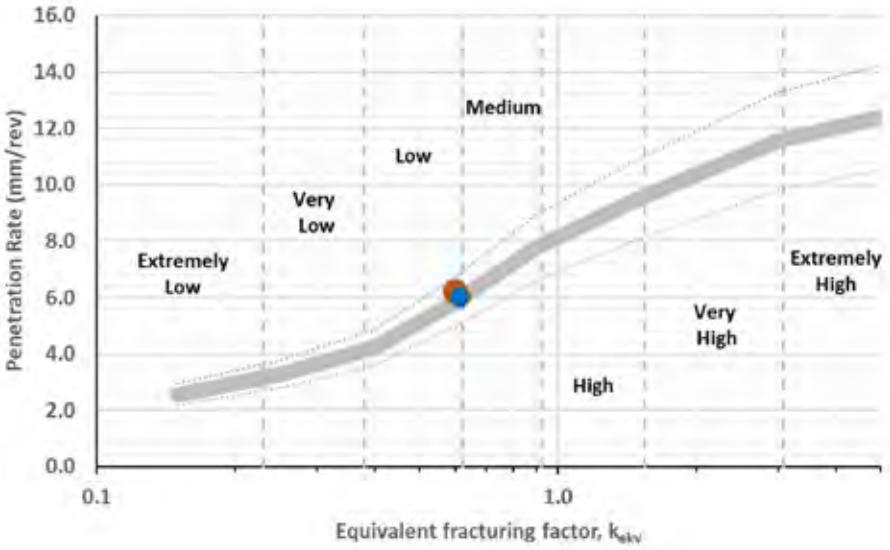


Figure 1 Expected penetration rate (mm/rev) as a function of the rock mass equivalent fracturing (k_{ekv}) values. The categorization refers to rock boreability. The two dots indicate mean rock boreability/penetration rate at Follo Line for TBMs North (orange) and TBMs South (blue).

Table 2 Machine and rock parameters that influence net penetration rate.

Rock properties		**Machine parameters**
Intact Rock	**Rock Mass**	
Drilling Rate Index, DRI	Rock Mass Fracturing Factor (k_s)	TBM diameter
Porosity		Cutter diameter
		Number of cutters
		Gross average cutter thrust
		Average cutter spacing
		Cutterhead rpm

Cutter wear depends on both the rock properties and on machine parameters. These are listed in Table 3.

Table 3. Machine and rock parameters that influence cutter wear.

Rock properties	Machine parameters
Cutter Life Index, CLI	TBM diameter
Content of abrasive minerals	Cutter diameter
	Number of cutters
	Cutterhead rpm
	Gross average cutter thrust

The gross advance rate is estimated on the basis of three input parameters:

- Net penetration rate
- Machine utilisation
- Number of working hours in a given period (e.g., a week).

The machine utilisation is in turn based on time consumption for the various operations involved in the tunnel excavation process. Tunnel length exerts an important influence on the time taken to carry out tunnelling activities (learning curve and long-tunnel logistic difficulties). A factor for additional time consumption (hours/km) related to tunnel length is plotted on the vertical axis of Figure 2. Boundary limits have been included for low and high skill levels and tunnel system quality. The term 'skills levels' refers not only to crew members, but also to equipment manufacturers and other relevant factors affecting efficiency.

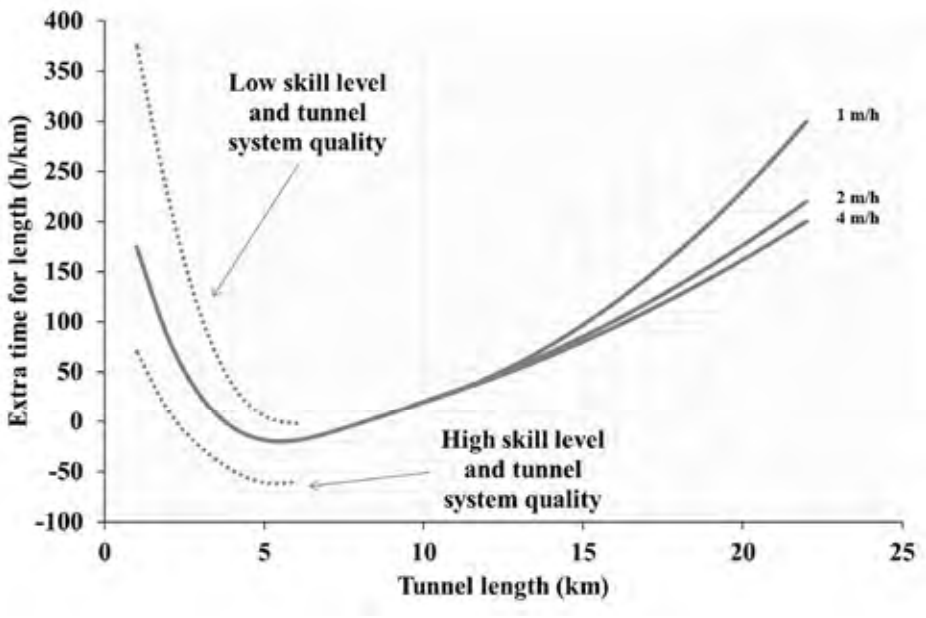


Figure 2 Additional time (hours/km) plotted against tunnel length.

Figure 3 shows a performance prediction flowchart generated by the latest version of the NTNU model.

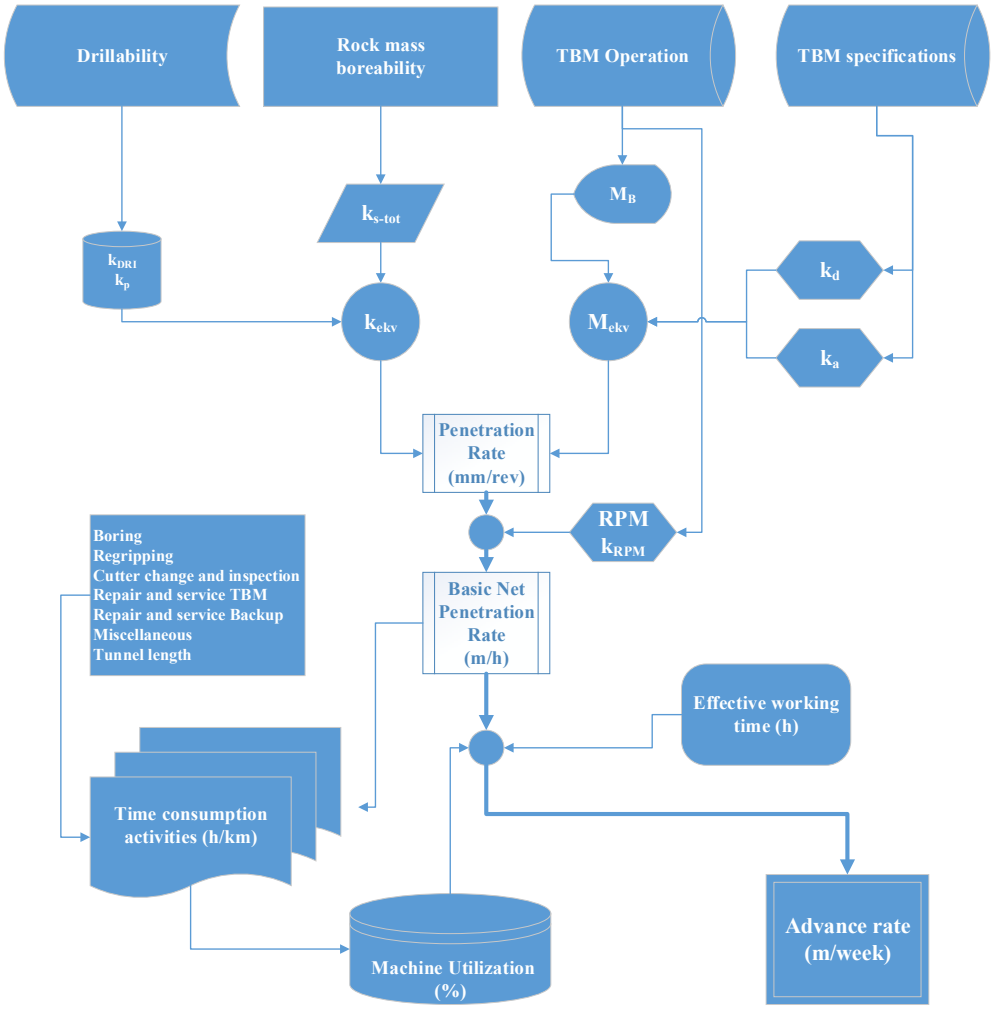


Figure 3. Performance prediction flowchart generated by the latest version of the NTNU model (Macias, 2016).

THE Q_{TBM} MODEL

It may be helpful to start this brief summary of Q_{TBM} with a figure relating the conventional Q-system scale of rock quality and how PR and AR are likely to be distributed, in principle. The six Q-parameters are used directly as 'the first half' of Q_{TBM}. The only specific provision is that RQD should be evaluated in the tunnelling direction when viewing and logging oriented core, or e.g. road-or-rail related rock cuttings and rock exposures, if available. We term it RQDo as a reminder of the orientation. In the case of steeply dipping bedding, the horizontal estimate of RQDo, being significantly lower, is extra important.

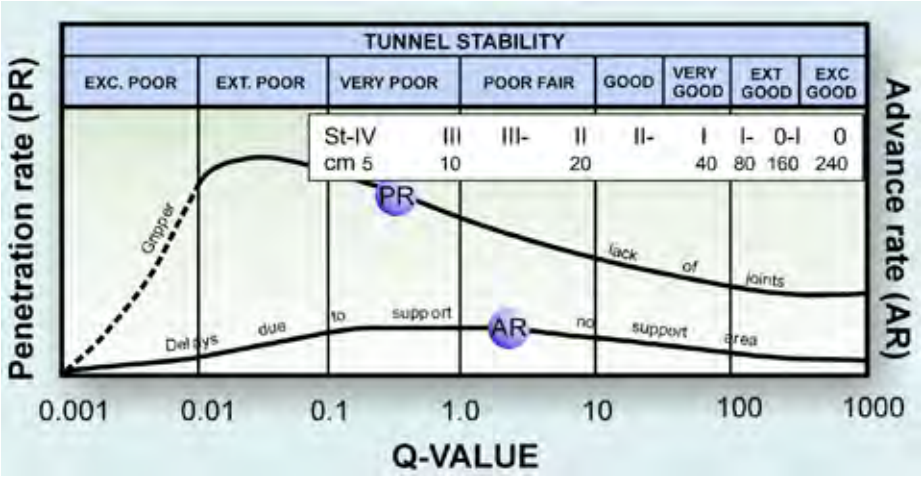


Figure 4 The Q-value scale for describing rock mass quality, with hypothetical PR and AR curves. The inset shows an approximate NTNU fracturing class (and spacing). The normal 'Q-adjectives' good, very good etc. are modified for TBM in the next figure.

In Figure 5 we see the 'addition' of normalized machine-rock interaction parameters. Firstly, 'neutral' values of (net) cutter force F are normalised by 20tnf and compared with an estimate of the compressive strength SIGMA of the rock mass (range approx. 1 to 100MPa). The components F^{10} and 20^{9} were derived by trial and error, and F has been tested successfully against PR predictions over the range of 7tnf to 32tnf using real cases. The ratio 20/CLI is followed by q/20, so the cutter life index and quartz content (%) are each normalized by a neutral value of 20. The final term in the Q_{TBM} equation is $\sigma_\theta/5$ which is an important correction for the tunnel depth, and represents an approximate estimate of biaxial stress in the tunnel face (a stress that resists cutter chipping) of 5MPa per 100m depth.

A particularly reliable part of the Q_{TBM} prognosis model is the deceleration aspect shown in Figure 6, since so strongly supported with case records for open-gripper TBM. However, there is generally reduced deceleration for double-shield TBM, due to their efficiencies of mostly not too delayed final support and the usual semi-continuous push-off-liner progress when boring. Perhaps surprisingly, world record TBM performances also show similar deceleration, as indicated in Figure 7. Figure 5 illustrates the most frequent instability problems in tunnelling caused by faulted rock at the 'left-hand' end of the Q_{TBM} scale.

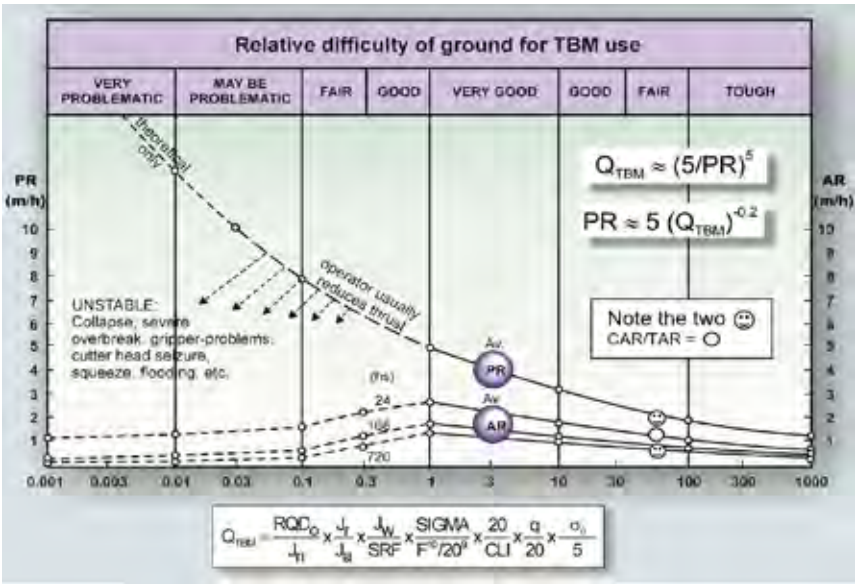


Figure 5 The Q_{TBM} equation was developed by trial and error using approx. 1,000km of TBM case records involving 145 lengths of well-described and mostly open-gripper TBM. Note the three curves for AR for 24hours, 1 week and 1 month. The two 'smiley' symbols drawn at a Q (and approx. Q_{TBM}) value of 60 show approximate PR = 2m/hr and AR = 0.5m/hr, relevant to the mean PR and AR of the 4 x 9km of the double-shield TBM used at the Follobanen twin rail tunnels south east of Oslo, in southern Norway.

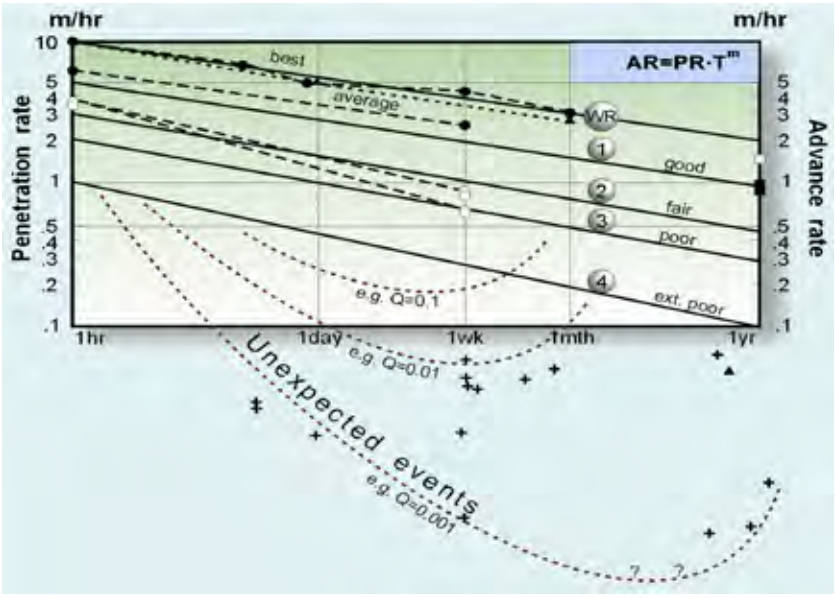


Figure 6 A synthesis of deceleration records for approx. 1,000km of open-gripper TBM. The (+) symbols represent TBM delayed or stuck in fault zones. Double-shield TBM may, at best, have half the deceleration gradients of open-gripper when operated as expected.

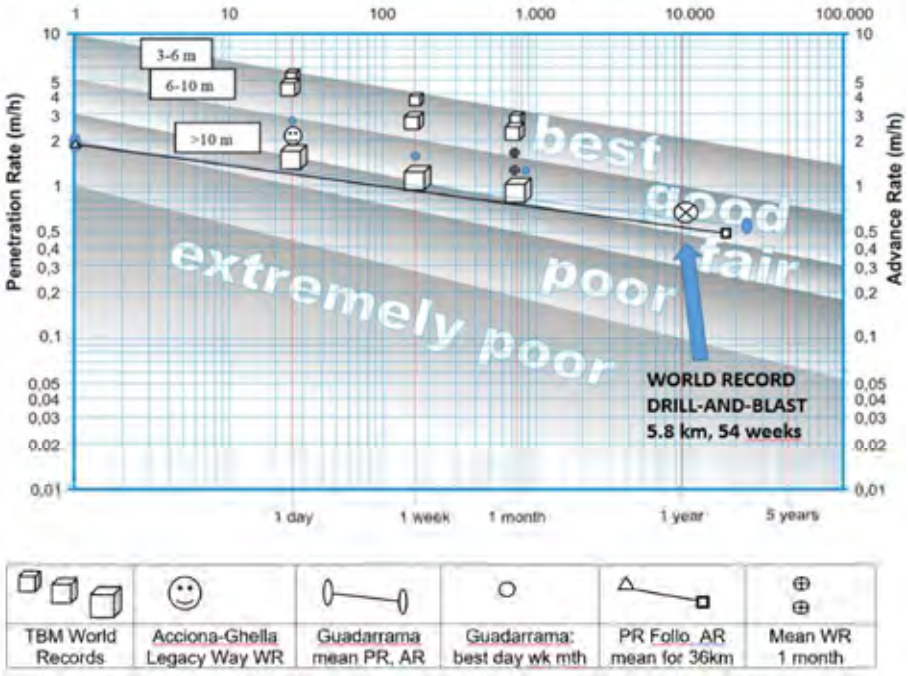


Figure 7 World record performances arranged by size (Barton, 2013) with additional data also explained in the tabulation. The strongly size-related results suggest an additional correction for PR beyond that already included in Q_{TBM}. We should test PR x 5/D, or perhaps a non-linear scale as 'today's' TBM diameters increase beyond the earlier data base.

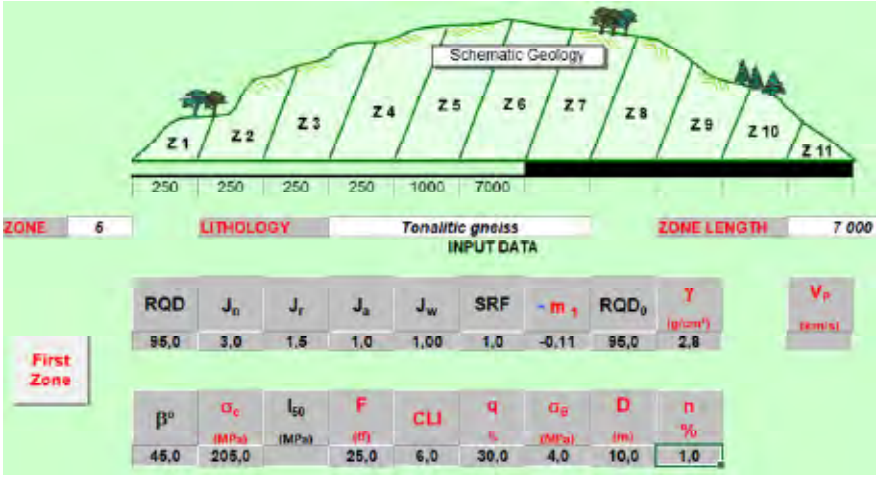


Figure 8 This 'input data' screen of the Q_{TBM} model (Barton and Abrahão, 2003) presents the final 7km of a test fit to Follo Line conditions, with updated (generally higher) Q-values from project logging data and a more complete seismic velocity data base than was available in 2009. The four initial trial 250m lengths included variations of cutter thrust, quartz % and CLI.

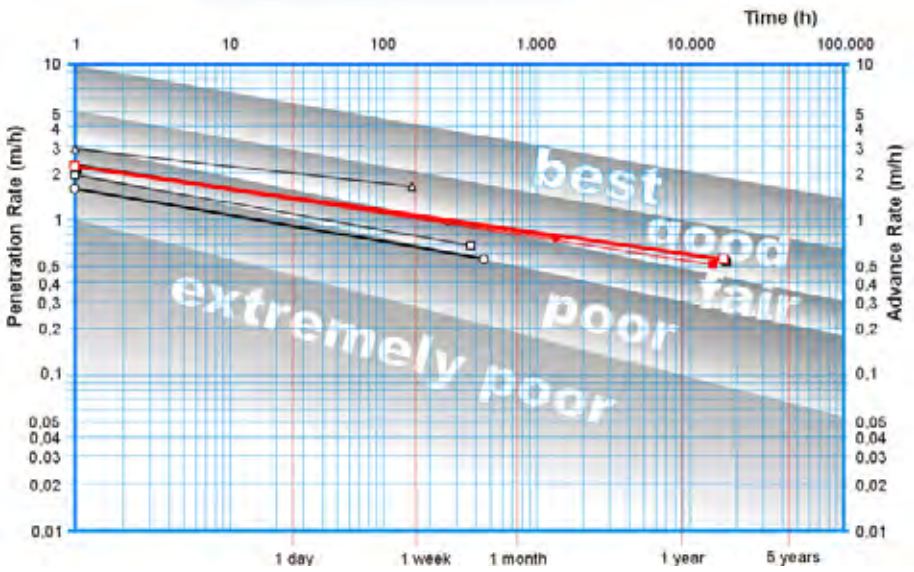


Figure 9 The six modelled lengths (with the dominant 7km) from Figure 8 demonstrate PR mean of approx. 2.3m/hr (slightly high) and AR mean of 0.5m/hr, the latter as experienced on average in the 36km of Follo Line TBM tunnelling.

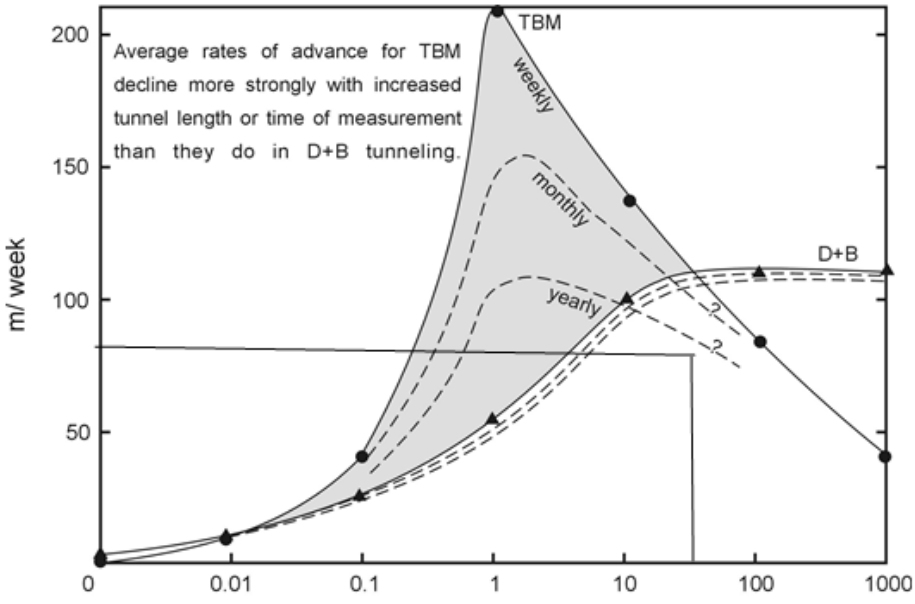


Figure 10 A comparison of TBM and drill-and-blast from Barton, 2000. Note: the added 'rectangle' assumes a Q-value of ≈ 40, intersecting an approx. 2 years result and with mean ≈ 80m/week indicated on the vertical axis. The mean completion time for the four 9km tunnels was 110 weeks. (Note that 80 x110 ≈ 9.0km).

A PROJECT CASE: THE FOLLO LINE TBM PROJECT

Project overview

The Follo Line is a high-speed rail project that connects the city of Oslo with the town of Ski via twin 19.5 km tunnels, the longest in Scandinavia. A total of four TBM were used (Figure 11 shows one of the Follo Line TBM leaving the common launch chamber). The excavations, carried out by ACCIONA-Ghella Joint Venture (AGJV), started from the centre of the project alignment, with two TBMs excavating towards the North (TBM 1 and TBM 2) and two TBMs towards the South (TBM 3 and TBM 4).

Figure 11 One of the Follo Line TBM leaving the common launch chamber near the remarkable Åsland work site where all PC elements for the four tunnels were fabricated.

Performances at Follo Line TBM project

The rocks of the project area consist predominantly of Precambrian gneisses. A significant number of intrusives from the Permian period, as well as amphibolite dykes/sills occur. The Precambrian gneisses are folded in sharp isoclinal folds, and they expose a clear foliation. The dominant rock structure in the project area strikes N-S to NW-SE. There were numerous sub-vertical fractures zones with low P-wave velocities and low interpreted Q-values. These zones generally had high permeability. They often had clay cores. They were drilled with inclined holes where low velocities were indicated. The generally high Q-values, mostly in the range 10 to 100 were initially deduced from surface logging and from relatively high P-wave velocities. These were eventually measured over many kilometres of the project corridor.

The two TBMs towards North (TBM 1 and 2) reached the outskirts of Oslo on 11th September 2018 and the other two TBMs towards Ski in the South (TBM 3 and 4) completed their work on 26th February 2019. Table 4 summarizes the performance for each TBM at the Follo Line Project.

Table 4. Mean performances at Follo Line Project for TBM 1, 2, 3 and 4.

TBM	Tunnel Length (m)	Penetration rate (mm/rev)	Net Penetration Rate (m/h)	Advance Rate (m/day)*
TBM 1	8,898	6.2	1.9	14.6
TBM 2	8,908	6.2	1.9	15.3
TBM 3	9,142	6.2	2.0	13.5
TBM 4	9,129	6.1	1.9	13.1

*It includes around 21% of pre-grouting and other delays

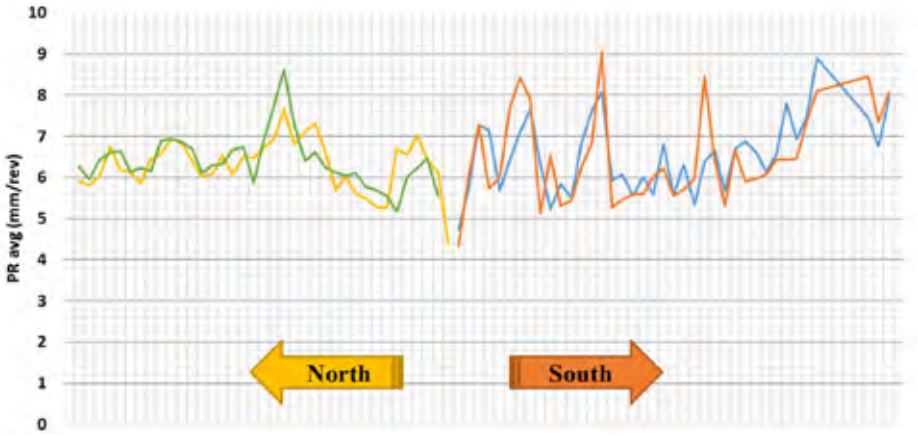


Figure 12 Average penetration rate (mm/rev) for every 250 m section towards North (TBM 1, 2) and towards South (TBM 3, 4)

Table 5 summarizes the laboratory results per lithology. Values of UCS, DRI™, CLI™, and abrasive minerals content are given. A total of 146 rock samples were tested.

Table 5 Laboratory results per lithology for all the TBMs.

Rock type	UCS	DRI™	CLI™	Abrasive minerals content (%)
Gneisses	115	46	8.5	37
Supra crustal Gneiss	167	41	6.7	42
Amphibolite	178	58	17.0	11
Pegmatite	-	37	7.6	36
Porphyry	264	47	11.2	< 1

*Abrasive minerals content includes Quartz, Epidote, Garnet and Pyrite.

Table 6 summarizes the rock mass parameters ($k_{s\text{-}tot}$ and Q-values) with mean values and typical ranges.

Table 6.- Rock mass parameters ($k_{s\text{-}tot}$ and Q-values).

Tunnel	$k_{s\text{-}tot}$	Q-values
TBMs North	0.61 (0.36 – 1.54)	38 (0.01 – 300)
TBMs South	0.68 (0.36 – 2.69)	31 (0.08 – 300)

*ks-tot evaluated (independent assessment by the first author) along the entire length from Optical Televiewer (OTV) and Q-values from face mapping on a daily basis.

Pre-grouting

Systematic probe drilling was performed at Follo Line project. It consisted of 2 holes of 34 m length. Pre-grouting (PG) was performed based on probe hole leakages. The pre-grouting typically consisted of 20 holes of 34 m length with 6 m overlap. In the end, around 21% (7.6 kms) of the tunnel lengths were pre-grouted.

Pre-grouting is a tunnelling activity that typically results in large time consumption within the TBM tunnel cycle, and may influence the critical path if needed systematically as in drill-and-blast projects under settlement-sensitive areas.

Table 7 summarizes the time consumption in hours/km of PG and the Q_{TBM} deceleration parameter m_1 representing time delay. An early PG delay in TBM tunnelling in the Oslo area was plotted in Figure 6 (see PR = 4 m/hr and the two sloping dotted lines: a doubling of -m).

Table 7 Time consumption for pre-grouting (hours/km and m_1).

Tunnel	hours/km (PG length)	m_1 (PG length)
TBMs North	1,390	-0.14
TBMs South	1,339	-0.14

Engineering geological mapping in D&B vs TBM tunnels

A nearly parallel drill and blast tunnel (The Escape Tunnel) of 2,700 m length is located between the TBM towards the north covering nearly 30% of the TBM tunnels. This provided relevant and valuable information on rock mass quality. Figure 13 shows the Escape tunnel alignment running parallel to the TBM tunnels towards North.

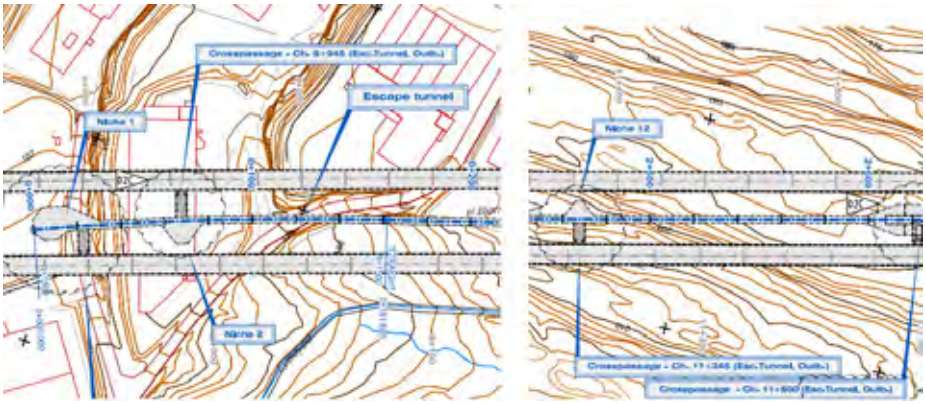


Figure 13 Escape tunnel alignment parallel to the TBM tunnels towards North. (Just the beginning and end are shown).

Continuous geological mapping was performed during the excavation of the Escape Tunnel using the Q-system method. In addition, the geologist teams had the opportunity to become familiar with the NTNU model methodology.

Blasted tunnels will tend to increase fracture continuity and may result in overestimation of the degree of fracturing resulting in an over-exposure of the total rock mass fracturing in comparison with TBM. Since the NTNU – TBM prognosis methodology for rock mass evaluation is solely based on bored tunnels and solely applies for TBM tunnelling, the attempt to apply engineering geological mapping for evaluating the rock mass fracturing in drill and blast tunnels must be considered with special caution.

The Q-method was initially developed for rock mass characterization and for estimation of single-shell (NMT) tunnel and cavern support, and exclusively in drill and blast excavations. Barton (2000) discussed findings from the Svartisen tunnel (Løset, 1992), where Q-values mapped in the TBM tunnel section were 1.5 to 3.0 times higher than those from the subsequently drill-and-blasted road tunnel expansion. The higher Q-values were noted in the middle range (from 4 to 30). Table 8 summarizes the Q-values and $k_{s\text{-}tot}$ in the Escape Tunnel and in the TBM tunnels, respectively.

Table 8 Summary of Q-values and rock mass fracturing factor ($k_{s\text{-}tot}$) in the Escape and TBM tunnels (considering just the TBM length parallel to the Escape tunnel).

Rock mass	**Escape Tunnels**	**TBM tunnels**
Average Q values	15	37
Average $k_{s\text{-}tot}$	0.82	0.58*

*According to the first author's independent evaluation

The mean Q-values in the TBM tunnels are 2.5 times higher than those estimated in the Escape Tunnel (blasted). The results are in good agreement with Løset (1992) and later Barton (2000) as previously discussed. The total ranges of the $k_{s\text{-}tot}$ (0.36 - 4.5) and Q-values (0.001 – 1,000) are clearly different and therefore the Q-variations would be approximate. There are no previous

published experiences making the attempt to evaluate $k_{s\text{-}tot}$ in drill and blast tunnels. However, previous experiences have shown that the deviations are analogous to the findings at the Follo Line Project.

Unforeseen groundwater inflow

Due to the hard rock conditions, consistently low average PR were achieved, mostly in the limited range of 1.9 to 2.1 m/hr for the four TBM. Furthermore, the TBMs experienced major interruptions of the usual "fast" learning curve, due to challenging hard-rock MFC towards the North, and specific water-related events towards the South. Figure 14 shows AR performance versus tunnel length for all four TBM, with a clear indication of the reasons for delays. There is a remarkable reduction in tunnel production in the case of TBM 2 close to the 1,000m mark.

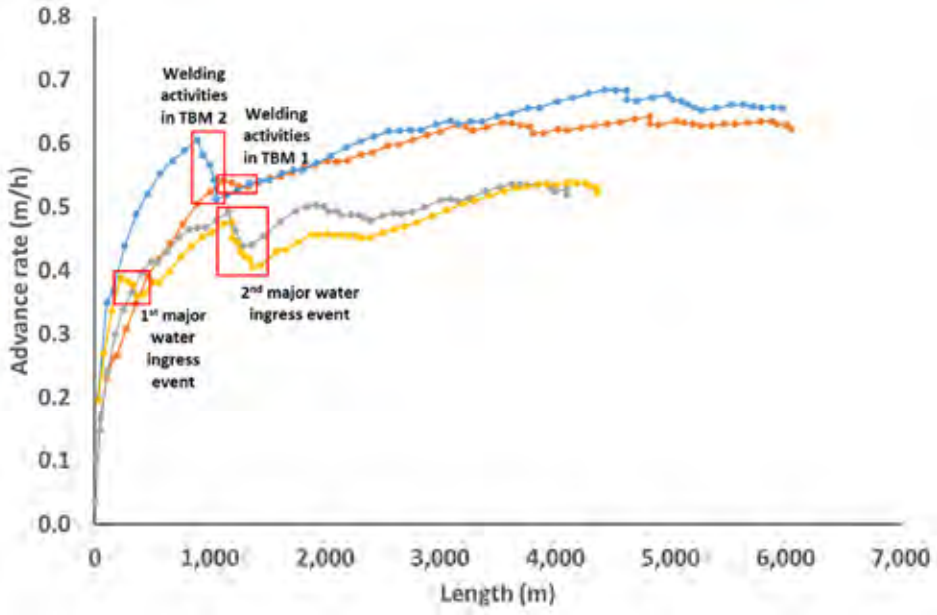


Figure 14 Reduction in tunnel production due to the challenging conditions meant that the four TBM had not managed (by 4 and 6 km) to reach the usual deceleration trend with tunnel length increase.

HARD ROCK TBM TUNNELLING

A process of great complexity is involved when tunnel boring due to the interaction between the rock mass and the machine. The prediction of performances (e.g., Penetration rate) and cutter life are not straightforward issues and involve major risk assessments. When hard-to-very hard rock (i.e. low-to-extremely low boreability) the complexity is accentuated becoming, in many cases, critical for the achievement of the final schedule and reasonable tunnelling cost.

Understanding of tunnel boring and wear processes thus enhances performance prediction and cutter life assessments in hard rock tunnel boring projects. Performance predictions and cost estimates are often decisive in the selection of excavation methods and have a major influence on the planning and risk management of TBM excavation projects.

Predictions of excavation costs for hard rock TBM projects involve the consideration of geological risk. The level of risk increases in importance as the degree of rock mass fracturing decreases. Figure 15 shows relative excavation costs as a function of rock mass fracturing. The reference excavation cost value is set as that corresponding to "medium rock boreability (k_{ekv} = 0.75) for a 7-metre diameter TBM with standard machine specifications in a tunnel exhibiting standard rock properties of medium intact rock boreability. Q-values have been roughly included.

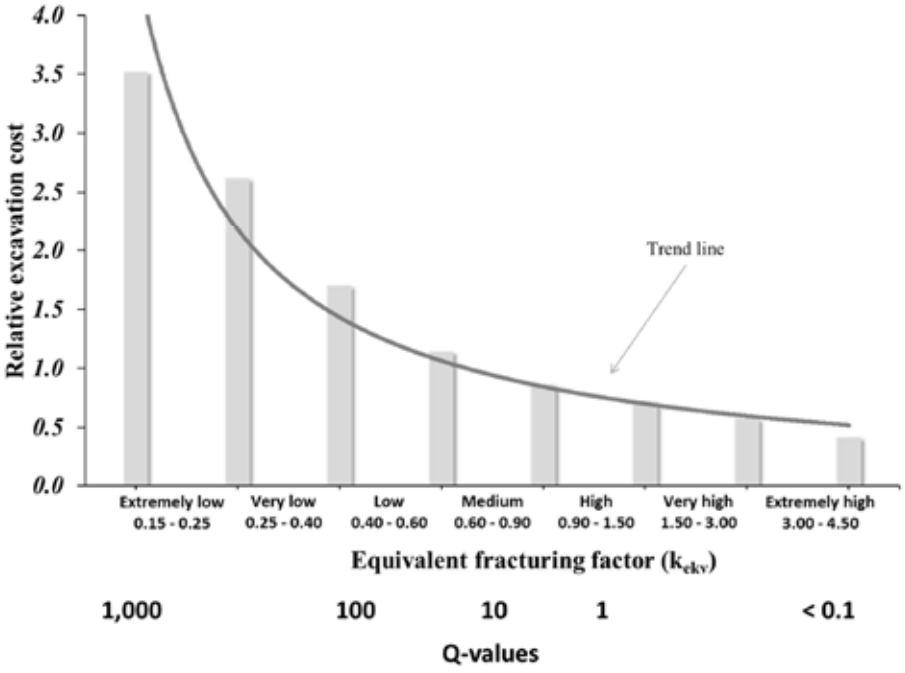


Figure 15 Relative excavation costs as a function of equivalent rock mass fracturing (k_{ekv}) and Q-values. The categories refer to rock boreability. Only tunnel excavation is considered.

The figure shows that low values of fracturing (e.g., k_{ekv} 0.15 - 0.60 or Q-values as high as 100-1,000) result in dramatic increases in excavation costs. However, at high degrees of fracturing (e.g., high k_{ekv} and low Q-values), changes in fracture class have relatively little effect on

excavation costs. Nevertheless, tunnel support costs may increase and there may be (ring-building) problems caused by overbreak. This end of the quality spectrum is tackled by low Q and low Q_{TBM} values and the possibility of reduced utilization, so potentially reduced AR.
The additional time and cost associated with special ground support and/or pre-grouting in highly fractured and faulted zones are not included in Figure 15.

Rock boreability

'Rock boreability' is a comprehensive parameter of rocks under excavation and expresses the result of the interaction between a given rock mass and the TBM. Rock boreability can be defined as the resistance (in terms of ease or difficulty) encountered by a TBM as it penetrates a rock mass composed of intact rock containing planes of weakness. Therefore, penetration rate and cutter wear are influenced by intact rock and the rock mass properties, so these are of great importance for performance predictions, cost evaluations and selection of excavation method.

Unanticipated situations and/or inappropriate assessments can result in considerable delays and great risk of cost overruns. Reliable predictions are therefore required for prediction of net penetration rate and tool wear, for time consumption and excavation costs, including risk and assessing risk linked to variation in rock mass boreability. Reliable predictions are also needed for establishing and managing contract price regulation. Several test methods are available to assess rock mass boreability (i.e., rock strength, rock surface hardness, rock brittleness, rock abrasivity, rock petrography, degree of fracturing, fracture/joint conditions, number of fracture/joint sets etc.).

The main rock parameters (intact rock and rock mass) that affect boreability assessments in hard rock conditions are listed below. A brief review of the state-of-the-art and discussion of relevant parameters is added at the end of these lists.

Intact rock boreability:

Several methods to assess the influence of intact rock properties are available. The main intact rock properties and commonly used test methods are listed in the following:

- Rock strength: Uniaxial Compressive Strength (UCS), Brazilian Tensile Strength (BTS), Point Load Test (PLT);
- Surface hardness: Sievers' J miniature drill test (SJ), Vickers hardness of the rock (VHR), Punch penetration test;
- Brittleness: Brittleness Value (S20), Toughness Coefficient (TC) based on the ratio of UCS : BTS, and Brittleness Index (BI) via punch penetration test as well as several approaches based on strain and stress-strain relations..
- Abrasivity: Index values based on *model testing setups*; for instance, Cerchar Abrasivity Test (CAI), LCPC test, Abrasion Value Cutter Steel test (AVS). Index values based on *intrinsic rock properties*; for instance, Schimazek Index, Rock Abrasivity Index (RAI), Abrasive mineral content (AMC), Vickers hardness number of rock (VHNR) or Equivalent Quartz Content (EQC)
- Rock Composition / Mineral Content: Rock petrography (Rock texture, mineral composition including measures for relevant minerals, for instance quartz content).

Rock mass boreability:

Relevant rock mass properties include quantitative description of planes of weakness or discontinuities in a given rock mass, number of joint or fracture sets and their orientation, spacing and condition as well as primary and secondary stress conditions and groundwater. Several rock mass descriptive and classification methods to describe rock mass properties to help evaluate rock mass boreability are needed.

- Type of discontinuities
- Spacing
- Orientation
- Number of fracture/joint sets
- Fracture/joint characteristics (aperture, filling, persistence…)
- Fabric anisotropy (e.g., schistosity)
- Classification methods (RQD, RMR, Q…)
- Stress conditions (depth and lateral conditions)
- Mixed face conditions MFC

Understanding rock mass boreability

An evaluation of the influence of the rock mass on the TBM tunnelling process is not always easy or straightforward. Nevertheless, it is important to get a comprehensive understanding of rock mass boreability. Figure 16 shows a schematic outlining different approaches to the understanding of rock mass boreability in connection with hard rock TBM tunnelling according to Macias (2016).

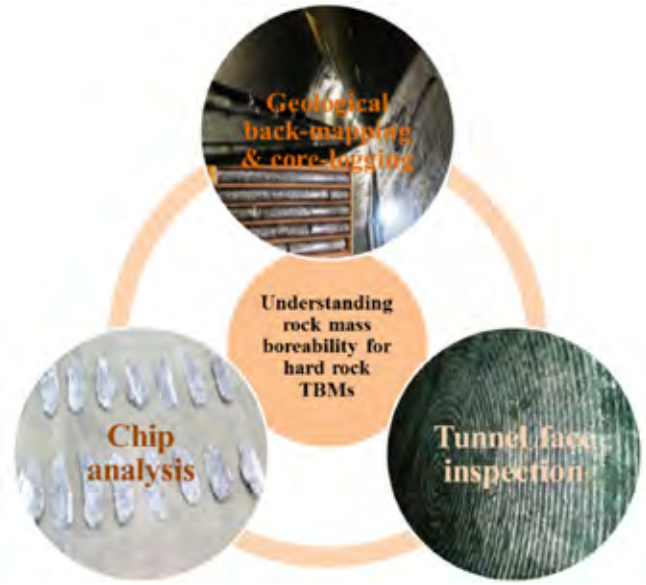


Figure 16 Schematic outlining different approaches to the understanding of rock mass boreability in connection with hard rock TBM tunnelling (Macias, 2016).

Tunnel face inspection enables the identification of fractures that influence the rock breaking process, and the voids formed following the breaking process as determined by the presence of fractures. Continuous (during each maintenance shift) tunnel face inspection is a part of the geological back-mapping methodology.
The presence of voids implies that a few cutters have lost contact with the face during tunnelling, transferring the load to other cutters. This will result in a dynamic effect during the breaking process and therefore in an increase of the penetration rate. Moreover, the relative orientations of the fractures in relation to the tunnel direction result in different void sizes.

Figure 17 is a photograph taken during a tunnel face inspection showing two fractures that have different levels of influence on the rock breaking process due to their respective orientations (Macias, 2016). The fracture on the left exhibits a relatively high angle with the tunnel orientation (a strike of 50° and a dip of 70°). This results in a relative angle (α) of 62° that in turn results in a larger void area and thus a greater influence on the penetration rate.
The fracture on the right of the photograph exhibits an angle of 10° with the tunnel orientation and a dip of 50°, resulting in a relative angle (α-parameter) of 9°. This fracture has only a minimal influence on the rock breaking process, and only small areas of voids are observed.

It is important to note the small veins shown in Figure 17 that do not influence the rock breaking process of the rock mass. These veins, together with other small fractures, may have been considered during the geological pre-investigation (of blasted cuttings) and/or back-mapping process, leading to overestimates of rock mass boreability and misleading performance predictions.

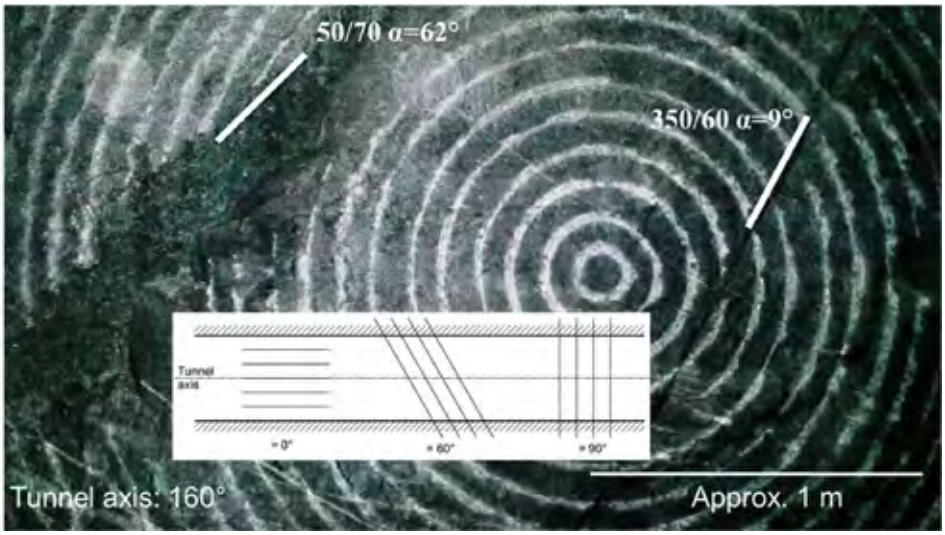


Figure 17 A photograph taken during a tunnel face inspection showing void areas generated after tunnelling in a fractured rock mass. The tunnel axis orientation is 160 degrees. (Modified from Macias, 2016).

In addition to tunnel face inspection, chip analysis provides information relevant to boring efficiency. It may also be a valuable tool that can contribute towards the understanding of the rock boreability of a given rock mass. Inspection of rock chips may enable us to identify and/or measure the variation in shear strength properties along a given plane of weakness and the

possible influence of intact rock and the rock mass resistance as a whole. Figure 18 shows an analysis of crack propagation in a rock chip sample.

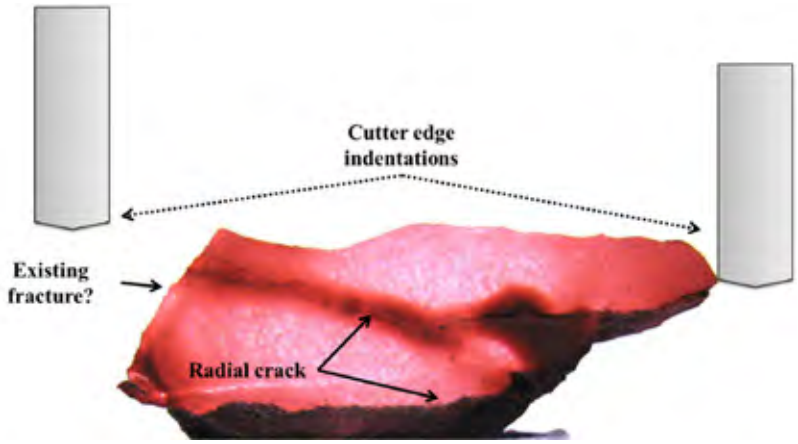


Figure 18 Crack analysis of a rock chip sample (Macias, 2016).

Figure 19 shows examples of rock mass conditions from TBM tunnel face and core drilling, related to approximated Q-values and D&B/TBM overall expected performances on the basis of the Q_{TBM} model.

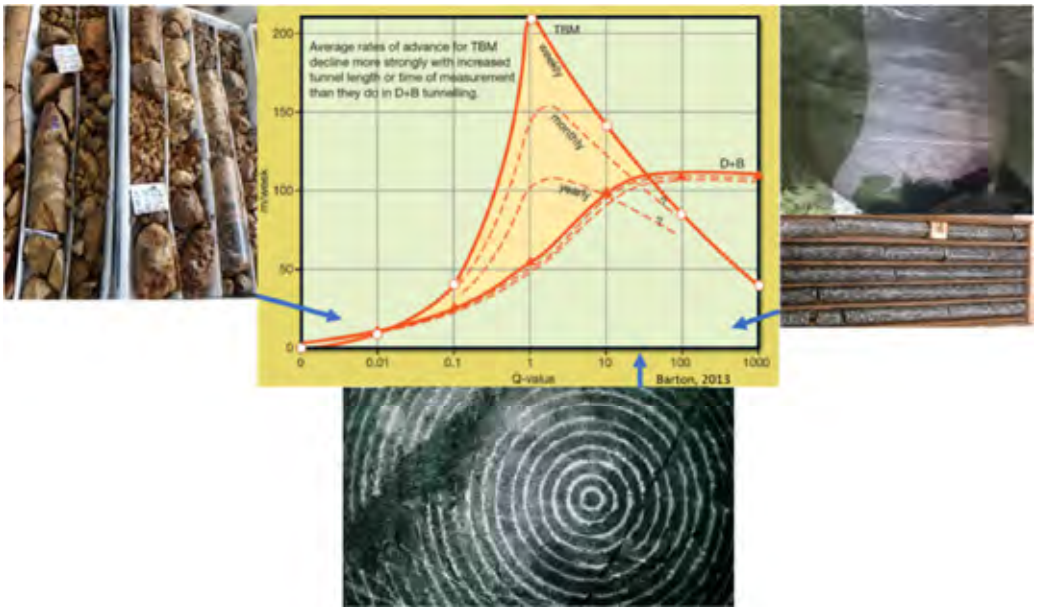


Figure 19 Illustration of rock mass conditions related to approximated Q-values and D&B/TBM overall expected performances on the basis of the Q_{TBM} model.

MIXED FACE CONDITIONS IN HARD ROCK

Mixed Face Conditions (MFC) in TBM tunnelling projects in hard and abrasive rock have a significant impact on performance, tool wear and, consequently, on construction time and excavation costs.

The general understanding of MFC is a situation, where two or more rock mass bodies with significantly different boreability are encountered at the same tunnel face. It is commonly assumed that all cutters on the cutterhead have to achieve the same penetration rate per one revolution whether cutting through hard or soft rock, or through massive or closely fractured rock masses. On the other hand, there may be no cutting work at all due to local overbreak at the tunnel face. In the case of the latter, overloading of cutters and high peak loads might occur. This does not stop a typical hard rock TBM with today's state of the art design, but might cause significant negative effects to TBM performance (i.e., slowing m/day), and cause wear and increased cutter consumption and excavation cost due to adverse effects on the critical number of cutters/m³ of excavated rock.

According to Macias et al. (2020), the definition of Mixed Face Conditions (MFC) in hard rock TBM tunnelling is the following: *"MFC in hard rock tunnelling occurs in case of the existence of two or more rock mass bodies with significantly different boreability parameters encountered at the tunnel face and occurs at the interaction of the cutterhead and rock mass while cutting the rock. MFC is a handicap for TBM tunnelling which affects the operational parameters, penetration rate and/or affects the cutter consumption and/or affects the TBM cutterhead or main body"*. However, the estimation models of cutter consumption such as in the NTNU model are generally developed for "usual" conditions where operational parameters (e.g., thrust level) result mainly in abrasive wear to the cutter rings.

Entacher (2013) carried out remote monitoring of individual cutter forces during tunnel boring and showed that with remote cutter monitoring it is possible to detect many different features that are of great importance for TBM operations. Figure 20 shows a generic sketch of cutting force distribution of just three of many cutters where the tunnel face consists of a hard and soft rock layer.

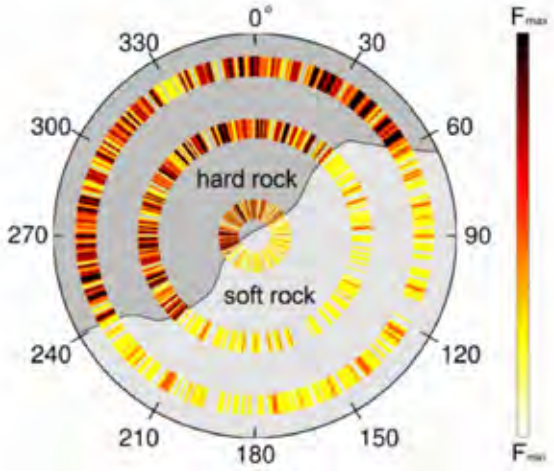


Figure 20 Generic sketch of cutting force distribution of three cutters where the tunnel face consists of a hard and soft rock layer (Entacher, 2013).

Boring in low rock boreability hard-to-very-hard rock masses is difficult and demanding for the cutter discs and bearings and for the machine structure. The applied cutter thrust will need to be high enough to achieve penetration when challenged by hard-to-very-hard rock masses. Figure 21 shows the disc utilization concept envisaged by Alber et al. (2018) caused by MFC.

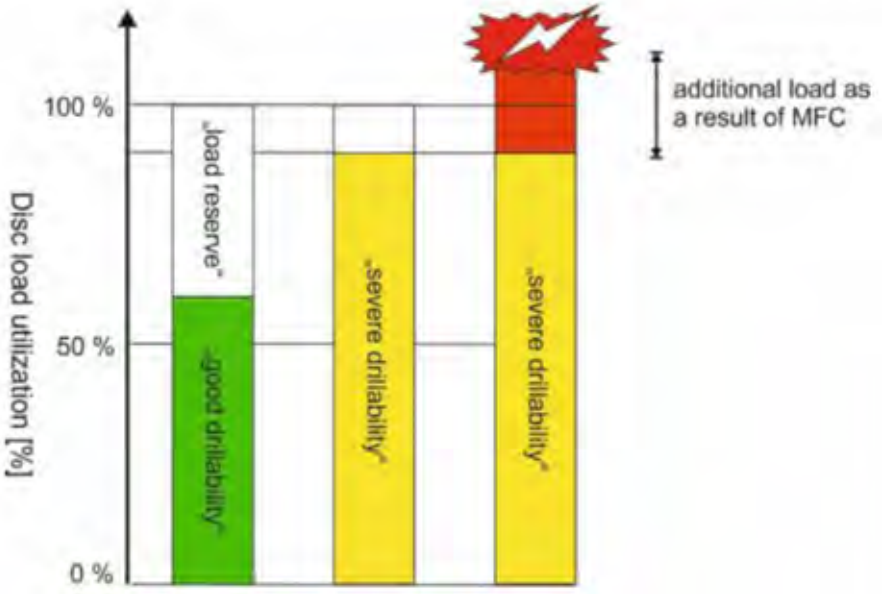


Figure 21 Concept of disc utilization where MFC may occur (Alber et al., 2018).

When boring through tunnel stretches with MFC in hard-to-very-hard rock masses, the cutter discs will experience high peak loads and hammering when rolling from a massive/non-fractured to a more fractured rock of different boreability caused for instance by a significant 1:2 jump of intact rock UCS (e.g., 100 MPa suddenly changing to 200 MPa).

In addition, when cutters are rolling in MFC due to a combination of-hard-to-very-hard massive rock mass adjacent to partial void areas caused by overbreak or weaker rock areas, the strength ratio will be virtually infinite and the impact on some of the cutters will be more severe.

Figure 22 shows averaged normal forces after three consecutive cutterhead revolutions compared with the corresponding geological mapping (Entacher, 2013). The geological mapping at the tunnel face shows areas with different degrees of fracturing and therefore different boreability. Within this area of cutter force analysis, Entacher (2013) found that for the outer cutter the maximum force was almost 10 times higher than its average loading compared with about 3.5 times higher than previously experienced in other areas. Peak forces seemed to be in the same range for all three cutters while average forces differed significantly (Entacher, 2013).

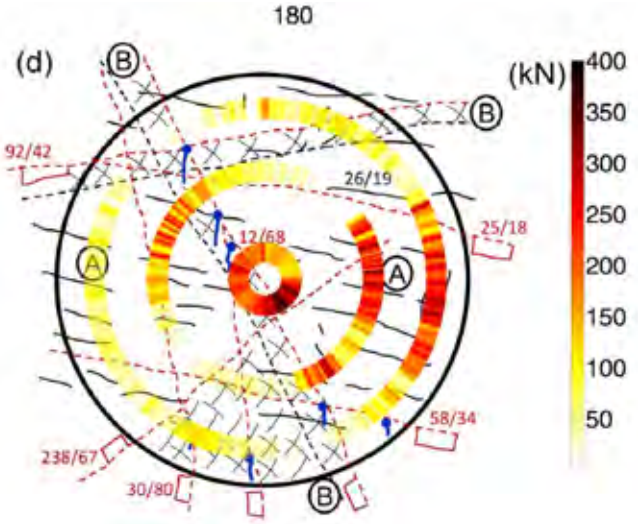


Figure 22 Averaged normal forces after three consecutive cutterhead revolutions compared with the corresponding geological mapping (Entacher, 2013).

The experiences and conclusions from the remote monitoring of individual cutter forces during tunnel boring carried out by Entacher (2013) provides convincing evidence of the severe cutter loading conditions (i.e., peak forces 10 times higher than average loading) when boring through a tunnel face with some significantly different degrees of fracturing and therefore substantially different boreability. Macias et al. (2020) include local over-breaks (e.g., rock face instability, blocky ground) at the tunnel face in the term MFC: representing an extreme situation if the rock is generally hard or very hard as the contrast from e.g., zero across voids to potential 400 kN (or higher) dynamic cutter loads is so extreme.

Illustrative examples of MFCs

The most dominant type of MFC identified at Follo Line was the combination of a massive/non-fractured gneiss (UCS = 111-162 MPa) and void areas in the face due the easily fractured (but actually higher UCS) amphibolite and other intrusives.

Their 'breaking-into-small-blocks' voiding mechanism caused a virtual UCS ≈ 0 MPa contrast to the hard tonalitic gneiss, and, according to the authors' findings and as an independent opinion this is likely to have caused serious consequences for the cutters, as indeed observed.

In the following, several examples from face mapping and camera logging are presented to illustrate the encountered MFC during boring in hard-to-very-hard rock masses (Figures 23 to 27). The examples give evidence of the encountered MFC with non-continuous cutter tracks and overbreak combined with massive rock (e.g., gneiss). Figure 23 shows an example of interspersed Amphibolite dykes in massive Gneiss encountered during face mapping.

Figure 23 Example of interspersed Amphibolite dykes in massive Gneiss encountered during face mapping. Non-continuous cutter tracks (overbreak) due to Amphibolite dykes are seen.

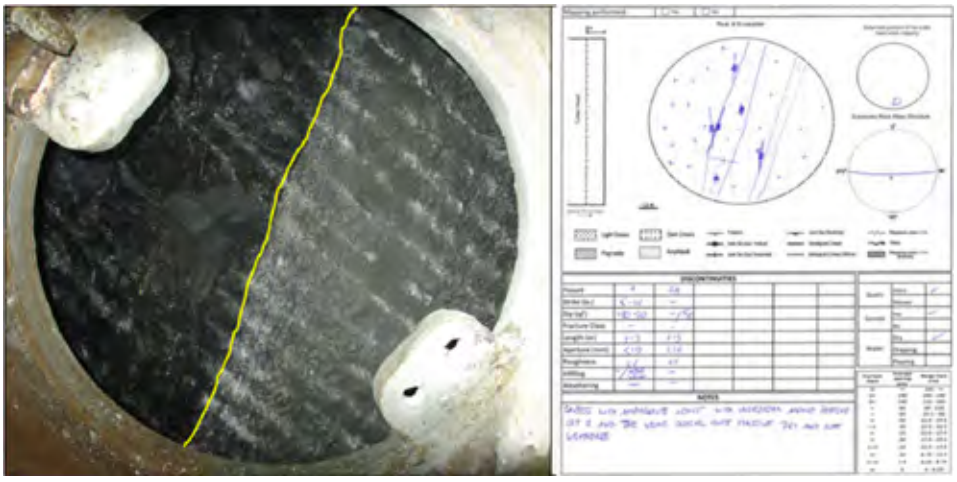


Figure 24 Example of gneiss with amphibolite veins with multiple overbreaks encountered during face mapping. Non-continuous cutter tracks (overbreak) are seen in the locations of the Amphibolite dykes.

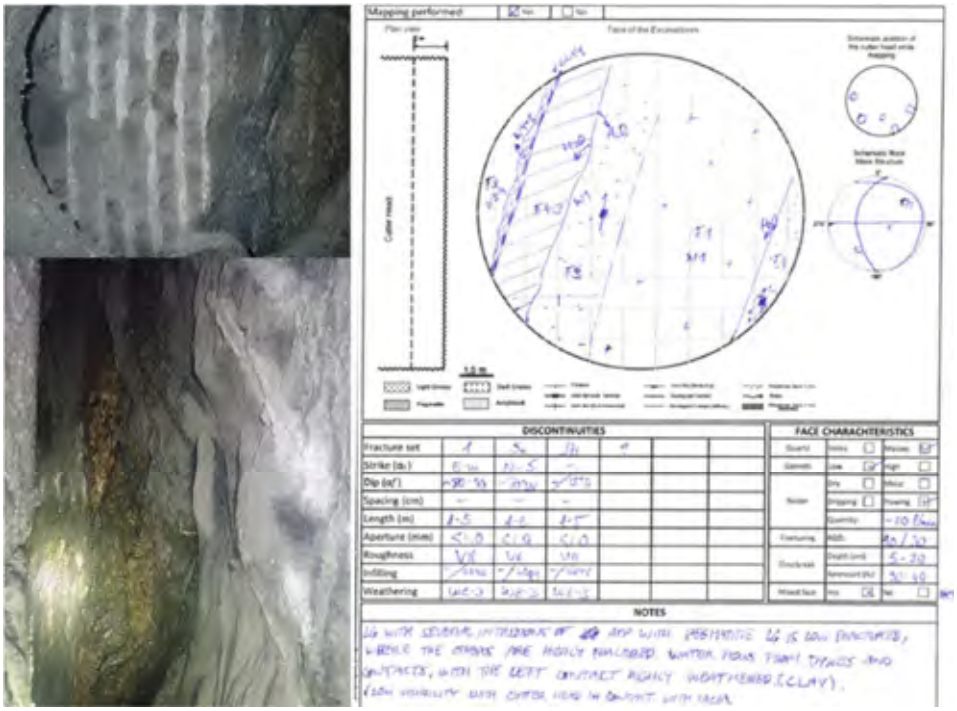


Figure 25 Example of interspersed highly fractured Amphibolite/Pegmatite dykes in sparsely fractured Gneiss encountered during face mapping. Non-continuous cutter tracks (overbreak) across the Amphibolite/Pegmatite dyke are seen.

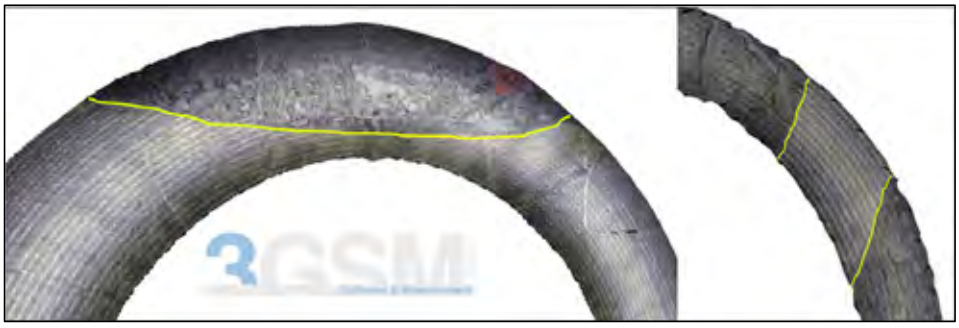


Figure 26 Example of 3D camera logging (by 3GSM) for identification and evaluation of MFC. Such camera logging allows a detailed evaluation of the continuity of the cutter disc tracks and therefore of the different boreability in the same tunnel face during tunnel boring.

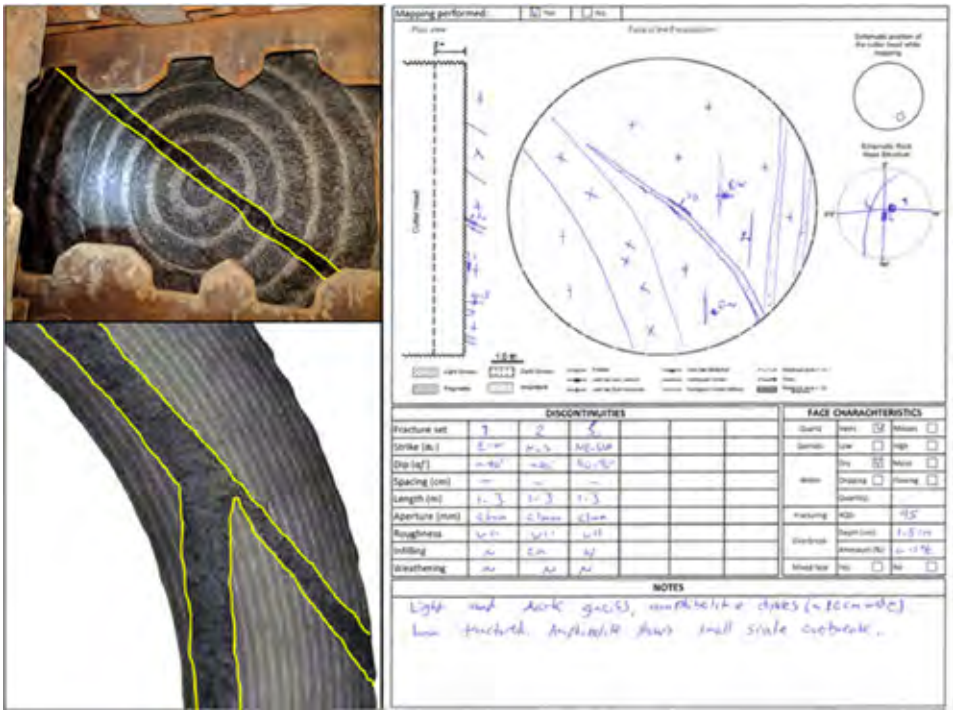


Figure 27 Example of light coloured gneiss, and dark amphibolite dykes with small scale overbreak encountered during face mapping. Non-continuous cutter tracks occur across the Amphibolite dykes due to the overbreak.

The Amphibolite showed an unexpectedly different boreability with a "breaking mechanism" resulting in larger than expected cubic shaped 'chips' when occurring adjacent to the more frequent massive Gneiss during rock breaking by the TBM cutter discs. Figure 28 illustrates the characteristic differences in chip type and size.

Figure 28 Example of chips of Gneiss (left) and Amphibolite from the same chipping analysis (i.e., from the same tunnel face). (Photo: Javier Macias).

The unforeseen "breaking mechanism" of the Amphibolite during tunnel boring, resulted in an uneven tunnel face with a combination of overbreaks causing loss of continuity of the cutter tracks so clearly seen in the massive Gneiss. The result is tunnel boring conditions with a

combination of a massive/sparsely fractured rock and large void/overbreaks when ‘in’ the Amphibolite (actually mostly non-contact/UCS = 0 MPa). This behaviour at the tunnel face will principally result in high peak loads on the cutters combined with high vibrations.

The above examples of encountered MFC are demonstrated by non-continuous cutter tracks due to overbreak and occur when there is a predominance of massive rock (e.g., gneiss). Macias et al. (2020) recently introduced a new methodology to identify and categorize MFC in hard rock TBM tunnelling based on general geological and geotechnical investigations, considering the main aspects creating MFC. These are: significant difference in rock strength, significant difference in rock mass fracturing and occurrence of blockiness at the tunnel face. An MFC rating system was developed which is adjusted according to the TBM diameter. The larger the MFC rating, the more probable will be the occurrence of MFC and its serious consequences.

Figure 29 shows examples of identification of potential MFC (local over-breaks: rock face instability, blocky ground at tunnel face.

Figure 29 Examples of identification of potential MFC left photo: core drilling indicating contact between sandstone (UCS ~ 100 MPa; low degree of fracturing) and lutite (UCS ~ 15 MPa; highly fractured), right photo: field mapping indicating potential MFC due to blockiness (Macias et al. 2020).

Cutter damage in MFCs

The reasons for urgent cutter change following damage are listed below and illustrated in Figure 30 and Figure 31.

- **‘Abrasive/Normal wear (W/N)’** – cutter replaced due to maximum cutter ring wear;
- **‘Blocked (B)’** – cutter replaced due to blocked bearing;
- **‘Chipping (C)’** – cutter replaced due to chipping in the cutter ring;
- **‘Mushrooming (M)’** – cutter replaced due to excessive mushrooming in the cutter ring;
- **‘Oil leakage (OL)’** – cutter replaced due to oil leakage in the bearing;
- **‘Ring crack (Cr)’** – cutter replaced due to crack(s) in the cutter ring;
- **‘Others (X)’** – cutter replaced for reasons other than the above.

Figure 30 Illustration of the reasons for replacement of cutter rings a) Abrasive wear, b) Mushrooming, c) Chipping and d) Ring crack.

Figure 31 Illustration of the reasons for replacement of cutter bearings a) Oil leakage, b) Oil leakage with indication of blockage, c) Blocked cutter and d) Other reasons (including cracking).

Figure 32 shows cutter life data (m^3/c) and wear patterns taken from several tunnel sections (hard rock TBM tunnelling) exhibiting a variety of rock mass conditions. Several different boring conditions, from non-fractured hard rock to fractured rock and rock type contacts (i.e. transitions) are illustrated. The rock type transition produces large instantaneous loads on the cutters resulting in a high rate of cutter replacement due to bearing set problems such as blockage.

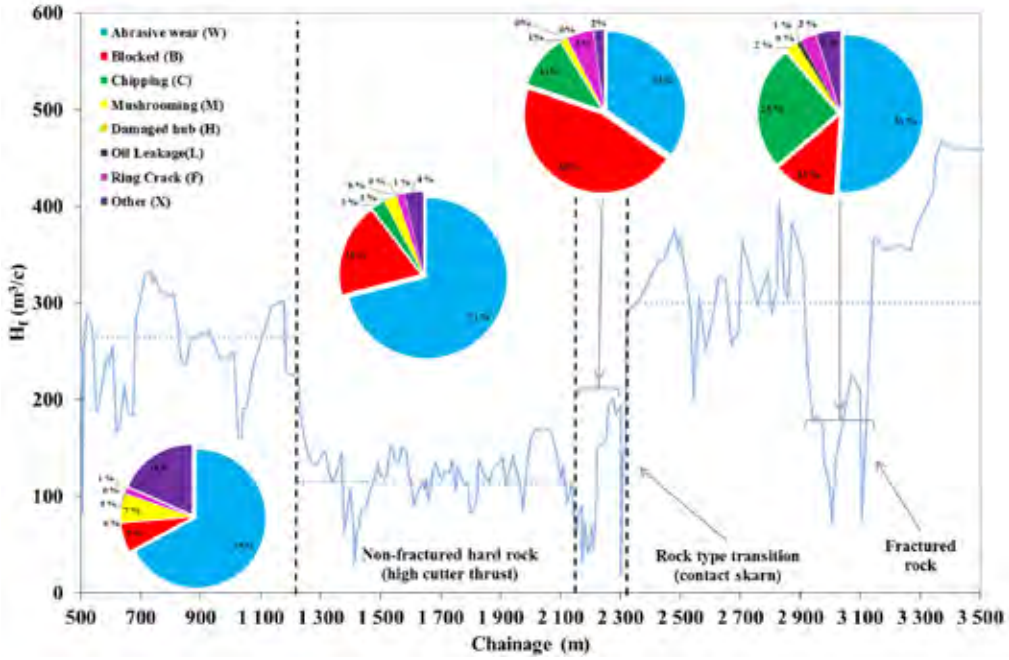


Figure 32 Cutter life data and wear patterns from several tunnel sections (Macias, 2016).

A higher amount of chipping is often related to hard fractured rock while blocked cutters often occur in rock type transition with different rock boreability (i.e., MFC) and in sections of non-fractured rock mass where high cutter thrust is demanded.

CONCLUSIONS

The NTNU and Q_{TBM} models have been applied to the Follo Line project. Both of them at design stage and in addition, the NTNU model as a basis for the contractual risk sharing and compensation system.

From the experience gained by the authors in international hard rock TBM projects in which they are directly involved, including the Follo Line project, the following main conclusions are emphasised:

1. TBM performance can be accurately estimated when using the estimation models. There should however be extensive knowledge regarding the functional structure of the models, to ensure that their strengths and limitations are well understood by the users.

2. When characterizing rock boreability (e.g. at project planning stage) it is important to always bear in mind that during the site investigations one must rely on interpretation and extrapolation of information from selected and available spots along the tunnel route. The site investigations for TBM projects, especially in hard rock, should put more emphasis on the (lack of) rock mass fracturing outside highly fractured and/or fault zones and also evaluate what might be the most challenging tunnel boring conditions (i.e., low penetration rate, high cutter consumption) if this is the relevant case.

3. The potential impact of hard-rock mixed-face (MFC) which may not be included in the models, or only indirectly, should be additionally considered. MFC in TBM tunnelling projects in hard and abrasive rock have a significant impact on performance, tool wear and, consequently, on construction time and excavation costs. That means MFC affect the tunnelling in a negative way and therefore it is important to make an assessment of the potential occurrence of MFC along the tunnel.

4. Expectations of pre-grouting quantities together with the risk to be affected by “unforeseen” events should be evaluated and included in the excavation time prognosis (e.g., currently NTNU model does not include those).

5. Findings from blasted and or exposed rock areas (e.g., D&B tunnels, surface cuttings) must be considered with caution when extrapolating and using the values for rock boreability evaluations.

6. Consideration of the same advice sometimes given for Q and RMR: ‘do both’ when characterizing rock masses, suggests the use of several prediction models. Then the potential shortcomings are covered, and the strong points reinforced, such that reliability is improved overall.

ACKNOWLEDGMENTS

The authors would like to thank Acciona Ghella Joint Venture ANS for allowing the use of their data, and in general the experience we were able to acquire at the Follo Line Project thanks to AGJV.

REFERENCES

Alber, M., Plinninger, R.J. and Düllmann, J. (2018) “Mixed Face Conditions (MFC) in hard rock TBM drives - causes, effects and solutions” - in: Litvinenko (ed., 2018): Proceedings EUROCK18, Geomechanics and Geodynamics of Rock Masses, S. 1093-1099, London (Taylor & Francis), ISBN 978-1-138-61645-5.

AGJV (2021). “Confidential reports”.

Barton, N. (2000). "TBM tunnelling in jointed and faulted rock" 173p. A.A. Balkema, Rotterdam (2000). ISBN 9789058093417.

Barton, N. and Abrahao, R. (2003). Employing the QTBM prognosis model. Tunnels and Tunnelling International, 20-23, December.

Barton, N. (2013). "TBM prognoses for open-gripper and double shield machines: challenges and solutions for weakness zones and water", Fjellsprengningsteknikk, Bergmekanikk, Geoteknikk, Oslo, 21.1-21.17, Nov. 2013.

Bruland, A. (2000). “Hard Rock Tunnel Boring”. PhD thesis. Norwegian University of Science and Technology (NTNU), Trondheim, Norway, 2000.

Entacher, M., Winter, G. and Galler, R. (2013). “Cutter force measurement on tunnel boring machines – Implementation at Koralm tunnel”. Tunnelling and Underground Space Technology Vol. 38 (2013), pp 487-496.

Løset, F. (1992). "Support needs compared at the Svartisen road tunnel " Tunnels & Tunnelling, June 1992. UK: British Tunnelling Society.

Macias, F.J. (2016). "Hard Rock Tunnel Boring: Performance Predictions and Cutter Life Assessments". PhD thesis. Norwegian University of Science and Technology (NTNU), Trondheim, Norway, 2016.

Macias, F.J., Büchi, E., Plinninger, R. and Alber, M. (2020). “On the definition and classification of Mixed Face Conditions (MFC) in hard rock TBM tunnelling”. ISRM International Symposium Eurock 2020 – Hard Rock Engineering Trondheim, Norway.

METODE FOR UTFØRELSE AV SENSITIVITETSSTUDIER RETTET MOT SVAKHETSSONERS PÅVIRKNING PÅ TUNNELSTABILITET

- *Eirik Kaasbøll Andresen, Sweco Norge AS Trondheim*

SAMMENDRAG

I områder med harde bergarter, er svakhetssoner en av de viktigste årsakene til stabilitetsrelaterte problemstillinger møtt i tunnelindustrien. Det er derfor nødvendig å få tilgang til representative data tilknyttet slike soner tidlig nok, til å kunne redusere dets negative innvirkninger på prosjekters økonomi og eventuell stans under driving. Gjennom årene har det vært mange bidrag for å inkludere svakhetssonens negative innvirkning på tunnelstabiliteten. Men, det faktum at mange av de er tuftet på empiri, medfører at de ikke nødvendigvis er optimalisert. Det har blitt vist at overforbruk av sikringsmidler og/eller feil valg av sikringstiltak ofte forekommer i norske tunneler når svakhetssoner er innenfor influensavstanden visavis tunnelen.

For å yte bedre prediksjoner er det nødvendig å studere samspillet mellom svakhetssoner og tunnelstabilitet. En sensitivitetsstudie angående svakhetssoners innvirkning på en tunnels totalstabilitet ved å benytte programvare basert på endelig-element metoden (EEM) har derfor blitt gjennomført. Det ble utviklet et script for å automatisere modelleringskonstruksjonen, kalkulasjonen og den påfølgende dataprosesseringen. Det utviklede scriptet muliggjorde beregninger av om lag 4000 modeller. Dette ledet til et omfangsrikt datasett, hvor deformasjonstilstanden til tunnelperiferien ble analysert.

Følgende parametere ble undersøkt: (1) mektigheten til sonen, (2) overdekningen, (3) sonevinkelen, og (4) korteste avstand fra tunnelsenter til sonen. Et vesentlig funn var de største deformasjoner relatert til svakhetssoner er når sonen er nær å tangere tunnelkontur. Videre viste sonevinkelen tilnærmet ingen påvirkning på modelloutput. Et tredje poeng er at svakhetssonen var utenfor tunnelens influens når avstanden til sonen er større enn omtrent en diameter.

ABSTRACT

In hard rock conditions, weakness zones are one of the most frequent reasons for instability related problems met in the tunnelling industry. It is important to gain reliable information regarding such zones early enough, to make the impact on economy and excavation time of projects as low as possible. Over the years, many contributions have been made to include the effect weakness zones have on general stability of tunnels. However, these designs are not necessarily optimized. It has been proven that the usage of support measures often is unnecessary high, or the wrong support methods is chosen in Norwegian road tunnelling projects in areas affected by weakness zones.

To make better predictions it is a need for a better understanding of the physical nature of weakness zones in relation to tunnel stability. Thus, a preliminary qualitative sensitivity study on weakness zones' impact on the overall stability of a tunnel has been done using a computer based finite Element Modelling-tool. To widen the scope of the study it was developed a script to automize the model construction, calculation and data gathering process. The script made possible the calculation and processing of 3696 models. This led to an extensive data set, where the deformation mode of the tunnel periphery was analyzed.

The investigated parameters are: (1) the zone thickness, (2) the overburden, (3) the zone angle and (4) the shortest distance between tunnel center and the zone. An important finding was that the largest deformations related to weakness zones is when the zone is tangent to the tunnel

periphery. Also, the zone angle had negligible impact on the model output. A third finding was that the weakness zone was out of the influence of the tunnel when the distance was greater than approximate 1 tunnel diameter.

INTRODUKSJON

I områder med harde bergarter, er svakhetssoner en av de viktigste årsakene til stabilitetsrelaterte problemstillinger møtt i tunnelindustrien. Det er derfor nødvendig å få tilgang til representative data tilknyttet slike soner tidlig nok, til å kunne redusere dets negative innvirkninger på prosjekters økonomi og eventuell stans under driving. Gjennom årene har det vært mange bidrag for å inkludere svakhetssonens negative innvirkning på tunnelstabiliteten. Men, det faktum at mange av de er tuftet på empiri, medfører at de ikke nødvendigvis er optimalisert. Det har blitt vist at overforbruk av sikringsmidler og/eller feil valg av sikringstiltak ofte forekommer i norske tunneler når svakhetssoner er innenfor influensavstanden visavis tunnelen (Høien et al., 2019).

Denne artikkelen er en oppsummering av masteroppgaven som ble skrevet av undertegnede (Kaasbøll Andresen, 2022). Oppgaven er en utvidelse av sensitivitetsstudiet som ble gjort av Høien et al. (2019), der det ble undersøkt hvordan overdekning og mektigheten av en svakhetssone påvirker tunnelstabilitet. Det ble i denne studien argumentert for at deformasjoner av tunnelkontur kunne brukes som en parameter for å beskrive tunnelstabiliteten. Det ble funnet en betydelig symmetri i deformasjonsoppførselen når en så alle forsøkene under ett. I masteren ble denne sensitivitetsstudien utvidet til også å inkludere parameterne for avstand fra sone til tunnel, samt vinkelen til sonen. Det ble med det undersøkt sensitivitet for 4 parametere som til sammen stod for i underkant av 4000 numeriske modeller. Det ble benyttet 2-dimensjonal EEM-modellering til å fremstille resultatene. For å kunne fremstille et så stort antall numeriske modeller så ble det under masteren utviklet et script som automatiserte modelleringsprosessen.

Artikkelen er satt søkelys på den modelleringspraktiske delen av masteroppgaven. Derfor er alle detaljer angående det utviklede scriptet utelatt. I denne artikkelen så blir først oppsettet for sensitivitetsstudien presentert. Etter det blir det teoretiske og geometriske grunnlaget for studien drøftet og utdypet. Så blir resultatene fra masteroppgaven presentert og diskutert. Til slutt blir det gitt en konklusjon som fremhever de viktigste funnene for sensitivitetsstudien, samt forslag til videre arbeid for sensitivitetsstudier med automatiseringsscriptet.

OPPSETT – PARAMETERSTUDIE

Det ble gjennomført en parameterstudie der datagrunnlaget ble opparbeidet ved bruk av 2-dimensjonal numerisk modellering. Det generelle bildet er som følger; (1) isotropisk hydrostatisk spenning, (2) drenert bergmasse uten oppsprekking, (3) sideberg har isotropisk og tøyningsmykende materialoppførsel etter brudd og bruddkriteriet er gitt ved Generalisert Hoek-Brown , (4) en distinkt svakhetssone med materiale som er elastoplastisk og gitt ved bruddkriteriet Mohr-Coulomb, og (5) en sirkulær tunnel med konstant radius 5 m. I Tabell 1 er alle parametere som definerer spenningstilstanden og materialoppførselen til de geologiske modellene definert. Disse parameterene er felles for alle modeller.

Tabell 1: Parametere som definerer materialer og spenningsforhold for alle modeller.

MATERIALPARAMETERE OG SPENNINGSRATE – STATISK	
Spenningsfelt	Hydrostatisk
$Spenningsrate: k = \sigma_h/\sigma_v = \sigma_H/\sigma_v$	1
Vann	Nei
Eksplisitte sprekker	Nei
Sideberg	
Tetthet (ρ)	0,027 MN/M^3
Bruddkriterie	Generalisert Hoek-Brown, isotropisk
Materialtype	Plastisk
Geologisk styrkeindeks (GSI)	80
Stivhetstall (E_{rm})	17607 MPa
Tverrkontraksjonstall (ν_{rm})	0.3
Bergartens trykkfasthet (σ_c)	125 MPa
Hoek-Brown parameter (m_b)	13.7
Hoek-Brown parameter (s)	0.11
Hoek-Brown parameter (a)	0.5
Tensile cut-off	Nei
Hoek-Brown parameter, residual (m_b)	125 MPa
Hoek-Brown parameter, residual (s)	13.7
Hoek-Brown parameter, residual (a_r)	0.11
Dilasjon (ψ)	0
Svakhetssone	
Tetthet (ρ)	0,020 MN/M^3
Bruddkriterie	Mohr-Coulomb, isotropisk
Materialtype	Plastisk
Stivhetstall (E_{rm})	300 MPa
Tverrkontraksjonstall (ν_{rm})	0.3
Strekkfasthet (t_0)	0 MPa
Friksjonsvinkel (ϕ)	30
Kohesjon (c)	0.34 MPa
Strekkfasthet, residual (t_r)	0 MPa
Friksjonsvinkel, residual (φ_r)	30
Kohesjon, residual (c_r)	0.34 MPa
Dilasjon (ψ)	0

I Tabell 2 er all informasjon angående modellenes geometrier definert. Det er totalt to versjoner: en for $H = 100\ m$, og en for $H > 100\ m$. Den eneste forskjellen mellom de to versjonene er lengden på sidene til den kvadratiske ytre grensen.

Tabell 2: Parametere som definerer geometrien for alle modeller.

GEOMETRI – STATISK	
Ytre grense	
Form	Kvadrat
Sidelengde (H = 100 m)	100 m
Sidelengde (H ∉ 100 m)	150 m
Tunnel	
Form	Sirkel
Tunnelradius (r_t)	5 m
Svakhetssone	
Form	Rektangel

Det er et forsøk for hver svakhetssonetykkelse T. Som vist i Tabell 3 er det totalt 4 forsøk, hvor overdekningen (H), svakhetssonevinkelen (Θ) og den korteste avstanden fra tunnelsenter til svakhetssone (Γ) er parametrene som ble variert. Totalen av modeller som kreves for å utføre denne studien er på 3696, der det er 924 modeller for hver T.

Tabell 3: De gitte sensitivitetsparametere. Totalt antall modeller er og gitt.

SENSITIVITETSPARAMETERE

												n
T [m]	1	2	4	8								4
H [m]	100	200	300	500	800	1200						6
Θ [°]	45	52.5	60	67.5	75	82.5	90					7
Γ [m]	ZC*	0	0.25	0.5	0.75	1	2	3	4	4.5	5	22
	5.5	5.75	6	7	8	9	10	11	13	15	20	
												3696

Det ble definert et 6-nodet mesh med trekantede masker. Beregningene ble gjort med antagelsen om plan tøyning.

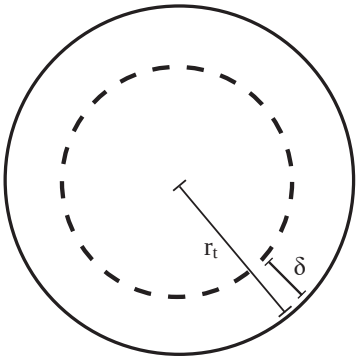
VALG AV SENSITIVE PARAMETERE

I det påfølgende kommer en diskusjon rundt bakgrunnen for valg av hvilke parametere som skulle varieres (de sensitive) og hvilke parametere som skulle holdes konstant (de statiske). I prosjektoppgaven beskrev Kaasbøll Andresen (2021) følgende 9 parametere som mulig kunne være interessante å inkludere i en sensitivitetsstudie;

(a) Styrken og stivheten til sideberg.
(b) Bruddkriterie for sideberg.

(c) Spenningsfordelingen.
(d) Styrken og stivheten til svakhetssone.
(e) Bruddkriterie for svakhetssone.
(f) Antall svakhetssoner.
(g) Mektighet på svakhetssone.
(h) Orientering av svakhetssone.
(i) Plassering av svakhetssone relativt tunnelen.
(j) Størrelse og geometri til tunnel, samt antallet.

Høien et al. (2019) fokuserte på totaldeformasjoner og det kritiske tøyningskonseptet foreslått av (Sakurai, 1981) der han tilbakeregnet deformasjonsresponsen til konturen av flere kjente norske tunnelprosjekter. I artikkelen ble deformasjonsresponsene sammenlignet med den foreslåtte «kritisk deformasjonsgrense» på 1 % av tunnelradien. Hvis grensen på 1% blir overskredet så blir det foreslått å gå inn med tyngre sikringstiltak enn bolter og sprøytebetong. Dette konseptet er vist grafisk for en sirkulær tunnel i Figur 1 hvor den kritiske deformasjonsgrense blir tilfellet der $\delta/r_t * 100\ \% = 1\ \%$, der δ er deformasjonen og r_t er avstanden fra tunnelkontur til tunnelsenter. Høien et al. (2019) viste at de fleste svakhetssoner, der det var installert tunge sikringstiltak, ikke overskred grensen på 1 %. Av den grunn ble det valgt å fokusere på totaldeformasjoner for å vurdere svakhetssoners effekt på tunnelstabilitet også i masteroppaven.



Figur 1: Illustrasjon av deformasjon av tunnelkontur. δ er deformasjonen og r_t er avstanden fra tunnelsenter til det punkt hvor deformasjonen blir målt.

Målet med utviklingen av forsøksoppsettet var å finne noe grunnleggende om hvordan svakhetssonen endrer deformasjonsfordelingen nær tunneler, og hvordan dette påvirker tunnelens stabilitet. For å oppnå dette ble det besluttet å ha en «nedenfra og opp»-tilnærming. Generelt gjøres dette ved å identifisere parametere som er antatt å ha en sentral rolle til den respons som undersøkes. Den tilegnede kunnskapen om den resulterende idealiserte modell kan så brukes som et verktøy for å forstå mer komplekse og mer virkelighetsnære caser. I oppgaven ble det derfor viktig å rette fokus mot de parametere ved svakhetssoner som ble antatt å ha direkte påvirkning på deformasjonsfordelingen rundt tunnelens periferi.

Det er velkjent at styrken til bergmasser med distinkte sprekkesett er strengt avhengig av styrken og orienteringen til disse sprekkesettene. Derfor, hvis den simulerte bergmassen skulle oppføre seg transversisotropisk, ville dette føre til en modell der effekten av svakhetssonen ville være avhengig av orienteringen til sprekkesettene. Dette vil føre til en situasjon hvor det ville

vært vanskelig å kartlegge hvilke endringer i deformasjonsfordelingen som skyldes geometrien til svakhetssonen alene. Lignende argumenter kan gjøres angående materialoppførselen til den intakte bergarten og svakhetssonematerialet, deres bruddkriterier og spenningstilstanden.

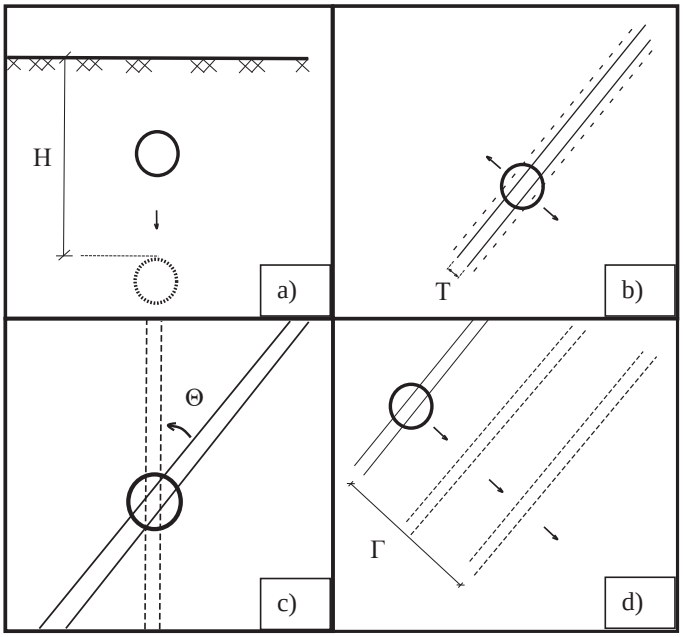
Høien et al. (2019) undersøkte effekten tykkelsen av svakhet har på den totale deformasjonen langs konturen av en vegtunnel der størrelsen ble holdt konstant. Der ble det vist at økning i total deformasjon var avhengig av økningen i sonens mektighet. Mektigheter mellom 1 og 50 m ble modellert. Det ble og observert at formen på deformasjonskurven var nesten identisk ved begge disse tilfellene. Denne oppførselen var fremtredende for de modellerte overdekningene på henholdsvis 100 og 500 m. Dette ga nok indisier til å utvikle en hypotese om at det er noe grunnleggende med hvordan geometrien til svakhetssoner påvirker spenningsfordelingen. I dette forsøket ble styrken til sideberg og svakhetssone holdt konstant. Begge materialene ble antatt å oppføre seg i henhold til det generaliserte Hoek-Brown bruddkriteriet, som innebærer et materiale som kan antas kontinuerlig og isotropisk. Det ble også antatt «perfekt elastisk» - «perfekt plastisk» materialoppførsel for bergmassen og sonemateriale, og homogent spenningsfelt. Modellen gjengir dermed en relativt ideell geologi med liten romlig variasjon. For å gjøre resultatene sammenlignbare med sensitivitetsstudien utført av Høien et al. (2019), samt grunnet et ønske om en «nedenfra og opp»-tilnærming så ble de samme antagelsene gjort for denne studien.

Når det gjelder antall tunneler og svakhetssoner ble det ønsket å kun ha en av hver for å begrense størrelsen og kompleksiteten av studien. Størrelsen og geometrien av tunnelen ble ansett viktig å holde konstant da det var deformasjonsendringer som følge av endringer av soneparametere som skulle være i fokus.

Gitt overnevnte diskusjon ble følgende sensitivitetsparametere valgt for de numeriske simuleringsforsøkene:

(a) Den isotropiske og gravitasjonsinduserte spenningsfordelingen (H).
(b) Mektighet på svakhetssone (T).
(c) Orientering av svakhetssone (θ).
(d) Plassering av svakhetssone relativt tunnelen (Γ)

Dermed undersøkte sensitivitetsstudien hovedsakelig hvordan de geometriske egenskapene endrer spenningsfordelingen, og hvordan disse geometriske egenskapene samhandler med gravitasjonsinduserte spenninger. En grafisk fremstilling av de sensitive parameterne er gitt i Figur 2. Det er viktig å presisere at vinkelen er målt fra horisontalplanet, og der positiv retning er definert mot klokka.

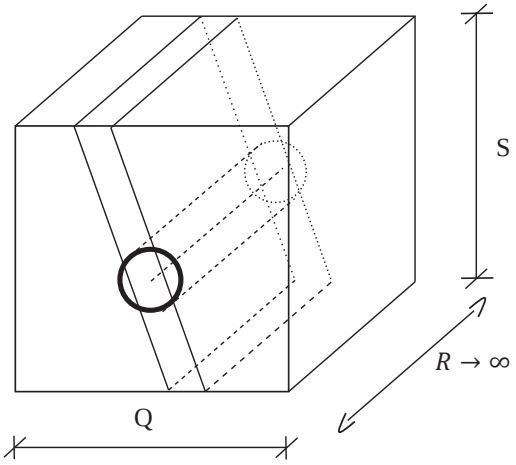


Figur 2: De sensitive parametere representert grafisk: a) overdekning, b) mektighet, c) sonevinkel og d) korteste avstand fra tunnelsenter til svakhetssone. Det er viktig å presisere at vinkelen er målt fra horisontalplanet, og der positiv retning er definert mot klokka.

VALG AV GEOMETRI – SVAKHETSSONE OG TUNNEL

I oppgaven ble det valgt at tunnelen skulle være sirkulær. Den sirkulære formen har noen klare modelleringspraktiske fordeler: (1) det er den geometri med høyeste grad av symmetri, (2) den er en sterk geometri; så hvis problemet viser seg i disse modellene vil det mest sannsynlig være problemer for mindre optimaliserte geometrier, og (3) det fordeler spenningene jevnt rundt periferien; for å være sikker på at de målte spenningsendringene kun skyldes bidragene fra svakhetssonen.

For å begrense omfanget ble det kun forkastningssoner undersøkt, siden det er den hyppigste årsaken til problemer ved tunneldrift. Sonen ble antatt å ha formen til en plan flate, noe som ofte er tilfelle ved lavere dybde enn 20 m. Strøket til sonen ble antatt parallelt tunnelaksen, for å løse problemet adressert av Mao and Nilsen (2013). Det ble antatt en uendelig lang tunnel, så slutteffekter ble ikke undersøkt. Dette leder til den konseptuelle 3-dimensjonale modell gitt i Figur 3.



Figur 3: Illustrasjon av hvordan den konseptuelle geometriske modellen ser ut i 3 dimensjoner. R er antatt å være så lang at det går an å se bort ifra ende effekter.

DEN EKSPERIMENTELLE METODEN

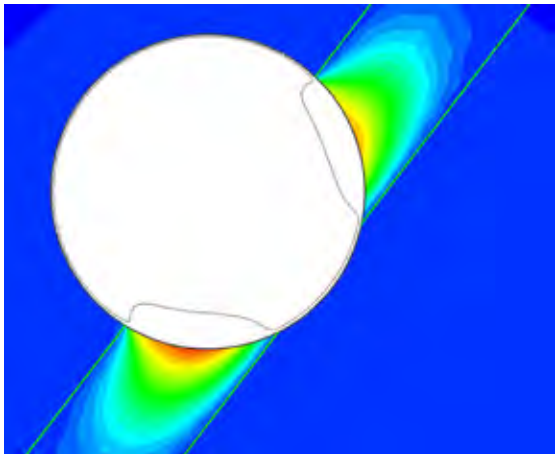
Hver av modellene er for seg selv et stort datasett, som inneholder tusenvis av verdier. Som illustrert i Figur 3 så er problemet som undersøkes i utgangspunktet 3-dimensjonalt. Siden det ble antatt at strøket til sonen går parallelt lengdeaksen til tunnel (R), og R har evig lang utstrekning, så medfører dette at vi har «plane tøynings»-forhold. Dette betyr at det kun vil være nødvendig å modellere deformasjonsfordelingen på tvers av lengderetningen, siden uansett hvor tverrsnittet settes langs R så vil man få same resultat. Derfor er det kun nødvendig å modellere planet gitt av bredden Q og høyden S, og man får følgelig en modell i 2-dimensjoner. Dette medfører en betydelig reduksjon i beregningstid, da 2-dimensjonale modeller inneholder mindre data sammenliknet med 3-dimensjonale modeller.

Til tross for store reduksjoner av datamengde som følge av å modellere i 2-dimensjoner, så vil likevel datasettet være stort hvis man tar det planlagte forsøksoppsettet, gitt i Tabell 3, med i betraktningen. Det hadde ikke vært mulig å gjennomføre denne studien hvis det ikke var for et automatiseringsscript, som ble påbegynt i prosjektoppgaven og fullført i arbeidet med masteren. Dette scriptet ble utviklet som følge av at det numeriske programmet som ble benyttet ikke er laget med tanke på gjennomføring av større sensitivitetsstudier. Dette scriptet automatiserte hele modelleringsprosessen, samt de første steg i dataprosesseringen. Siste del av dataprosesseringen ble utført ved bruk av Excel og Visual Basic.

Det ble besluttet å dele parameterstudiet inn i fire mindre simuleringsforsøk; en for hver tykkelse. Grunnen var at det ble opplevd noe ustabilitet med det utviklede skriptet da datasettet ble stort. Derfor ble det besluttet å kategorisere forsøket basert på sensitivitetsparameteren med færrest verdier, og som allerede var studert i noe grad tidligere av Høien et al. (2019). For hvert forsøk er det således tre verdier som kan varieres: (a) overbelastningen, (b) sonevinkelen og (c) posisjonen til sonen. Det ble gjort flere testkjøringer av modeller i forkant av de fire forsøkene

for å sikre at samplingfrekvensen til parameterne gjenga alle vesentlige egenskaper tilhørende de endelige linjediagrammene, se vedlegg 1.

Det ble observert under testmodellering at de høyeste totale deformasjonene skjedde langs tunnelperiferien. For nesten alle tilfeller var det bare én maksimumsverdi. Når sonen krysset tunnelen fullstendig, ble den maksimale deformasjonen å finne innenfor sonen selv, som vist i Figur 4. Hvis sonen krysset tunnelen delvis eller ikke krysset tunnelen i det hele tatt, ville maksimalverdien være nær der hvor sonen tangerer tunnelen. Av det ble det besluttet å kun hente ut den maksimale totale deformasjonen fra hver modell for å lage diagrammene i vedlegg 1. Dette ble gjort da det reduserer verdiene samlet fra hver modell fra forsøkene fra flere 1000 til 1 eller 2 for hver modell. Dette er en stor reduksjon i verdier, gitt at det totale antallet modeller brukt i denne oppgaven er nær 4000.



Figur 4: Et eksempel på en deformasjonsfordeling gitt fra en av modellene i forsøket. Observer skjevheten på deformasjonskurven (grå), som indikerer et kraftmoment hvis sikring blir installert.

Det ble også observert under testmodellering at svakhetssonen til modellene fører til skjevheter i deformasjonskurven (grå linje) langs tunnelkonturen. Disse skjevhetene gir en indikasjon på at det kan oppstå kraftmomenter i sikringen dersom denne blir installert. Tøyning er et relativt mål på deformasjon, der den målte deformasjon i en gitt retning blir delt på en referanselengde i samme retning. Begrepet total tøyning blir brukt om den retning for et gitt punkt hvor det blir målt størst deformasjon. Det ble observert under testing at den totale tøyning var likDet ble derfor utviklet en metode for å analysere skjevheten i modellene kvalitativt. Det var også i denne forbindelse viktig å redusere antall verdier oppnådd fra hver modell for å kunne lage diagrammer som er meningsfulle. Det ble foreslått å bruke kraftmomenter som definert i statisk mekanikk, der forskjellen mellom de to kraftmomentene blir plottet. Hvis forskjellen er null, er det ingen skjevhet.

MATERIALOPPFØRSEL FOR SIDEBERG OG SVAKHETSSONE

Det ble antatt at forsøkene skulle modellere deformasjonsfordelingen rundt tunnelen like etter utgraving. Grunnen til dette var å utelukke virkningene av tidsavhengige deformasjoner. Denne antagelsen er også nødvendig siden implementeringen av EEM i RS2 ikke direkte inkluderer tidsavhengighet. Denne antagelsen kommer imidlertid ikke uten komplikasjoner. I følge (Cai, 2008), undersøkelser av spenningsfordelingsendringer ved modellering av en prosedyre for

"plutselig" utgraving, f.eks. boring og sprengning, bør overgangen fra tilstanden til in-situ spenninger og spenningstilstanden etter utgraving tas i betraktning. Dette problemet er løst ved å anta en utgraving med TBM.

Det ble antatt drenert tilstand, noe som ofte er tilfelle i tunnelprosjekter. Eventuelle sprekker antas å være integrert i bergmassen ved bruk av GSI, noe som indikerer ingen distinkte sprekkesett, og de generaliserte Hoek-Brown-kriteriene kan derfor anvendes. På grunn av materialenes homogenitet og isotropi, og symmetrien til geometrien, var det derfor bare nødvendig å undersøke vinkler mellom 45 og 90 grader, ref. Tabell 3.

SIDEBERG

Hoek-Brown-parameterne m_b, a og s ble definert basert på GSI (Hoek & Brown, 2019). Det ble antatt ingen skadesone siden det ble antatt utgraving med TBM. Dermed var de to parameterne som var nødvendige å definere GSI og m_i for sideberg. Det ble antatt en representativ norsk granittisk gneis. Årsaken bak dette valget var dens relativt lave variabilitet både når det gjelder styrke og stivhet. m_i ble deretter valgt i diagrammet gitt i RS2.

Middelverdiene til den granittiske gneisen ble valgt for både intakt styrke og stivhet, basert på diagrammene over typiske verdier for norske bergarter, som presentert av Høien et al. (2019). Strekkfastheten ble antatt å være 0, noe som kanskje ikke er realistisk. Men siden studien er en komparativ studie der alle modellene består av samme materiale anses dette ikke som signifikant.

Antakelsen om perfekt elastisk – perfekt plastisk reologi av sideberg ble gjort av Høien et al. (2019) og Basarir (2008). Mot formodning så er dette en normal antakelse å gjøre også for bergmasser som mer sprø oppførsel. Grunnen til dette er at det øker sjansene for at modellen konvergerer. Det er en kjensgjerning at dette ikke er fysisk rett. Men, hvis bergmassen er sterk, og det er liten sjanse for at den går i brudd, vil det meste av det modellerte berget ligge i den lineærelastiske delen av deformasjonskurven. Det betyr igjen at man kan akseptere det lille av plastisks flyt som måtte forekomme. Denne antakelsen ble også gjort i denne oppgaven, der den ble verifisert gjennom testing av flere modeller.

Det antas ingen dilasjon, siden bergmassen i oppgaven ble antatt å være en sprø granittisk gneis. Tverrkontraksjonstallet og tetthet ble antatt på bakgrunn av kjente standardverdier.

SVAKHETSSONE

Ved å anta en svakhetssone som hovedsakelig består av forkastningsmel kan sonematerialet betraktes som et jordlignende materiale, med liten eller ingen kohesjon, og der friksjonen mellom bevegelige korn styrer deformasjonsoppførselen. Det er normalt å anta lineærelastisk – perfektplastisk reologi for løsmasser. Dermed kan Mohr-Coulomb benyttet som bruddkriterium.

Valget av styrke på forkastningsmelet er basert på triaksiale tester utført på forkastningsmel som inneholder svellende leire (Høien et al., 2020). Denne artikkelen besto av verdier angående: (a) stivhet av melet, (b) kohesjon av melet, (c) friksjonsvinkelen til melet, og (d) tettheten til melet.. Tverrkontraksjonstallet ble antatt.

VALG AV SPENNINGER

Horisontalspenninger dominerer som hovedregel nært dagen. Da det er antatt homogen og isotrop spenningsfordeling så medfører dette derfor en begrensning for hvor grunt tunnelen kan ligge. Høien et al. (2019) laget et diagram basert på Sheoreys ligning der det var forutsatt en granittisk gneis med E = 20000 MPa. Dette viser at det er mulig å anta isotrope spenningsforhold for overdekning fra 100 meter og mer.

VALG AV NUMERISK METODE

Det ble ikke funnet noen analytisk løsning som beskriver svakhetssoners innflytelse på tunnelstabiliteten i litteraturstudiet fra fordypningsprosjektet (Kaasbøll Andresen, 2021). For å kunne analysere hvordan svakhetssoner påvirker stabiliteten, var det derfor nødvendig å beskrive spenning-tøyningsresponsen ved hjelp av en numerisk tilnærming.

Det var viktig for valg av numerisk metode at den kunne håndtere komplekse geologiske geometrier og materialsammensetninger. Årsaken til dette er den potensielle kompleksiteten til geometrien og materialoppførselen til svakhetssoner (Riedmüller et al., 2001) og sideberg.

Den numeriske metoden som ble valgt var Endelig Element Metoden (EEM). Det var flere argumenter for dette; (1) Styrken til EEM-baserte verktøy skyldes dens evner til å håndtere relativt komplekse geometrier, samt variabel materialoppførsel i både det elastiske og plastiske domenet, (2) siden meshet kan defineres med høy detaljeringsgrad og eksisterer over hele modellen, så er det lett å kontrollere og fokusere nøyaktigheten til den numeriske løsningen, og (3) det er mye erfaring knyttet til bruk av EEM-baserte verktøy til bergtekniske formål, som igjen betyr at dets styrker og begrensninger i stor grad er forstått. RS2 (RocScience, 2022), ble valgt som den numeriske programvaren for å utføre forsøkene.

Det ble ikke funnet noen analytisk metode for å verifisere en teoretisk modell av en tunnel med én svakhetssone. Siden målt ved oppgaven er å si noe om det grunnleggende ved hvordan svakhetssoner påvirker deformasjonsfordelingen rundt en tunnel, var det heller ikke mulig å verifisere den ved å sammenligne dets resultater opp mot kjente case-studier. Derfor er det vanskelig å gjøre en generell verifisering av modellene. Imidlertid er RS2 verifisert opp mot mange analytiske løsninger, for eksempel Kirch, Hoek-Brown og Mohr-Coulomb for isotropisk, kontinuerlig bergmasse uten svakhetssone.

RESULTATER

Det er valgt en grafisk tilnærming på sensitivitetsstudien der fire diagrammer defineres, et for hver sonetykkelse T. Figur 5 representerer diagrammet der sonetykkelsen er lik 1m. Figur 6 representerer diagrammet der sonetykkelsen er lik 2m. Figur 7 representerer diagrammet der sonetykkelsen er lik 4m. Figur 8 representerer diagrammet der sonetykkelsen er lik 8m.

I diagrammene er den maksimale totale deformasjonen for hver modell gitt ved den maksimale totale tøyningen for hver modell ($MAX(\epsilon_{tot}) = \epsilon_{tot,m}$). Begrepet total tøyning blir brukt om den retning, for et gitt punkt på tunnelkonturen, hvor det blir målt størst deformasjon. Det ble observert under testing at den totale tøyning var tilnærmet lik den radielle tøyningen, og derfor er referanselengden antatt lik tunnelradiusen (r_t) for alle punkter på konturen, da den er sirkulær. Det er dette tilfellet som er illustrert i Figur 1.

$\epsilon_{tot,m}$ er plottet mot den normaliserte korteste avstanden mellom tunnelsenter og svakhetssone (Γ_{norm}). Avstanden normaliseres ved å dele avstanden på tunnelens radius (Γ/r_t). Dermed normaliseres både den totale tøyningen (ϵ_{tot}) og avstanden ved å bruke samme divisor. Det er valgt å gjøre det slik da enhetsløse parametere gjør det lettere å sammenlikne modeller av ulik skala. Modellen er utformet slik at en gitt overdekning er gitt av en linje med distinkt farge. Hvor hver gang Γ_{norm} nullstilles i et diagram så endres sonevinkelen. Når $\Gamma_{norm} = 1$ så tangerer sonen tunnelkonturen.

Diagramformen ble valgt, da den både får frem forskjellen og likheten innad i og mellom vært forsøk godt. Men, hver gang Γ_{norm} nullstilles så blir det i diagrammet trukket en linje mellom siste måling fra forrige vinkel til første måling med ny vinkel. Dette må ses bort i fra når en

tolker diagrammene. Dette er en effekt som følge av at diagramtypen ikke håndterer singulariteter.

Ved å sammenligne hvert av diagrammene ser man at de alle viser det samme mønsteret, og viser to speilede eksponentielle kurver som møtes i et enkelt punkt der den normaliserte avstand $\Gamma_{norm} = 1.1$. Dessuten, i alle diagrammer, observeres en rask nedgang i den maksimale totale tøyningen når $\Gamma_{norm} > 1.1$. Videre kan det ses at den maksimale totale tøyningen $\epsilon_{tot,m}$ er størst når den normaliserte avstanden $\Gamma_{\mathrm{norm}} = 1{,}1$ for alle overdekninger (H), sonevinkel (Θ) og mektighet (T, hvert diagram).

Hver vinkelgruppering er ganske lik innad i hvert diagram. Det kan observeres forskjeller for lavere verdier av overdekning, men forskjellene forsvinner raskt ved en økning av mektigheten. Studeres linjediagrammene nøye, kan man se at det er en liten samvirkning mellom sonevinkelen og overdekningen for alle normaliserte avstander og mektigheter, der det er større varians mellom vinkelgruppering for hvert diagram når overdekningen øker.

Det kan også observeres betydelige forskjeller i høydene til vinkelgruppene, betydelige forskjeller i startpunktene til vinkelgruppene, men ikke i bredden til klyngene.

DISKUSJON

I denne delen diskuteres resultatene gitt av diagrammene i vedlegg 1 (Figur 5 til Figur 8), i lys av presentert teori og det definerte eksperimentelle oppsettet. Fokuset er rettet mot responsen, den maksimale totale deformasjon, og hvordan de undersøkte sensitive parameterne overdekning (H), mektighet (T), sonevinkel (Θ) og normalisert korteste avstand mellom sone og tunnel (Γ_{norm}) virker inn på denne responsen.

I resultatkapittelet blir det kommentert at den maksimale totale tøyningen $\epsilon_{tot,m}$ er størst når avstanden $\Gamma_{\mathrm{norm}} = 1{,}1$ for alle overdekninger, sonevinkel og mektigheter. Dette betyr nødvendigvis ikke at dette gjengir den sanne posisjon for største $\epsilon_{tot,m}$. Det ble testet for 22 forskjellige Γ, se Tabell 3. Dermed kan det bare konkluderes med at maksimum skjer et sted mellom $\Gamma_{norm} = 1$ og $\Gamma_{norm} = 1.25$.

Det blir kommentert i resultatkapittelet at det er en liten samvirkning mellom sonevinkelen og overdekningen for alle normaliserte avstander og mektigheter, der det er større varians mellom vinkelgruppering for hvert diagram når overdekningen øker. Men, ser man alle diagrammene under ett, virker det tilfeldig hvilken vinkelgruppering som viser størst økning. Disse variasjonene er derfor tolket til å skyldes numerisk støy som følge av varierte asymmetrier i modellenes mesh. Dette betyr at sonevinkel (Θ) trolig har liten betydning i bidraget til stabiliteten for enhver overdekning (H), mektigheten (T) og normalisert korteste avstand mellom sone og tunnel (Γ_{norm}) i idealiserte forhold.

Det blir poengtert at bredden til vinkelgruppene er relativt lik. De sammenfallende breddene skyldes at sonen forlater sonens påvirkningsavstand ved nesten sted for alle, vinkler, mektigheter og overdekninger. Det ser ut til at sonen i stor grad har forlatt influens når Γ_{norm} er omtrent 2, som igjen betyr ved en avstand lik en tunneldiameter.

Ved lave overdekninger er effekten av mektigheten (T) mindre signifikant. Forskjellen mellom den maksimale totale tøyning $\epsilon_{tot,m}$ når overdekning $H = 100$ og mektighet $\mathrm{T} = 8$ og når overdekning $H = 100$ og mektighet $\mathrm{T} = 1$ er på om lag $0{,}007$. Gjør man samme differanse bare for overdekning $H = 1200$, så blir differansen på om lag $0{,}5$ Dermed øker forskjellen i

distribusjon av maksimal total tøyning $\epsilon_{tot,m}$ eksponentielt med en økning av overdekning for alle mektigheter.

Det kan observeres at H og T øker effekten av hverandre og dermed er tolket til å være avhengige parametere. For, ved en økning av T øker den eksponentielle veksten av H raskt. Forskjellen mellom den maksimale totale tøyning $\epsilon_{\mathrm{tot},m}$ nå overdekningen er 1200 og mektigheten er 1, og når overdekningen er 100 og mektigheten er 1 er på om lag $0{,}045$. Ser man på tilsvarende differanse bortsett fra at mektigheten økes til 8 når overdekningen er 1200, så er differansen på $0{,}55$.

Ved å betrakte konseptet kritisk tøyning foreslått av (Sakurai, 1981), og sammenligne de totale belastningene til diagrammene laget av Hoek and Diederichs (2006), viser over 70 % av modellene en viss grad av skvising der hvor alvorligheten øker med både mektigheten T og overdekning H, og som ytterliggere forsterkes for visse Γ_{norm}. Men, for overdekninger på 100 eller mindre så er dette antallet betydelig mindre, hvor nærsagt alle modeller har en tøyning på 1% eller mindre. Dette er dessuten for tilfellet med det mest ugunstige strøk en svakhetssone kan ha relatert til en tunnel, se Figur 3.

Linjediagrammene, gitt i vedlegg 1, gjengir en symmetri som leder til tanker om at det er funnet noe fundamentalt angående hvordan svakhetssoner påvirker tunnelens stabilitet. Det er laget en hypotese om at det kan være mulig å lage en dimensjonsløs konstant, analogt Reynolds-tallet i fluidmekanikk, som kan forutsi når en svakhetssone er utenfor influensavstanden. Dersom dette skulle gjøres, bør det settes i gang en grundigere utredning, hvor også tunnelradius og materialparametere bør varieres. Dessuten er linjene i diagrammene ikke veldig jevne, noe som innebærer et behov for en høyere samplingsfrekvens.

KONKLUSJON

I oppgaven ble det utviklet en metode for å automatisere modelleringsprosessen til RS2. Dette automatiseringsskriptet ble brukt til å generere og prosessere om lag 4000 modeller brukt i en omfattende sensitivitetsanalyse over hvilke svakhetssonedefinerende parametere som påvirker tunnelstabiliteten, og i hvilken grad hver parameter bidrar til de beregnede deformasjonene. Fire parametere ble undersøkt: (a) sonetykkelse, (b) overdekning, (c) sonevinkel, (d) avstand mellom sone og tunnelsenter.

Et vesentlig funn var at de største deformasjoner relatert til svakhetssoner forekommer når sonen er nær å tangere tunnelkontur. Videre viste sonevinkelen tilnærmet ingen påvirkning på modelloutput, noe som betyr at den har liten effekt på tunnelstabiliteten i homogene og isotrope miljø. Et tredje poeng er at svakhetssonen var utenfor tunnelens influens når avstanden til sonen er større enn omtrent en tunneldiameter.

Følgende er foreslått for videre arbeid med dette skriptet:

- Ved å innlemme tunnelradius og materialparametere i sensitivitetsstudien, samt øke samplingfrekvensen, kan det være mulig å utvikle et enhetsløst tall med det formål å angi avstanden når svakhetssonen beveger seg utenfor tunnelens influenssone. Det antas at denne studien ville være ganske omfattende. Dette er foreslått grunnet regelmessigheten som ble observert gitt i linjediagrammene.
- En mer kompleks definisjon av svakhetssoner kan implementeres, for å få en mer realistisk tilnærming, hvor sone med skadesone og forkastningskjerner undersøkes.
- Det foreslås å utvikle en ligning for å kunne gjennomføre en kvantitativ sensitivitetsstudie. Det skal være mulig å bruke regresjon til å definere en ligning som

beskriver resultatene av modellen. Denne tilnærmingen vil være nødvendig hvis det skal utvikles et tall som nevnt i det først punktet.

- I siste avsnitt av beskrivelsen av «Den eksperimentelle metode» så ble det foreslått en metode for å inkludere skjevheten til deformasjonsfordelingene til modellene som er laget. Dette ville vært interessant å undersøke nærmere, da det var observert mye skjevheter i distribusjonene under testforsøkene.

REFERANSER

Basarir, H. (2008). Analysis of rock–support interaction using numerical and multiple regression modeling. *Canadian Geotechnical Journal*, *45*(1), 1-13. https://doi.org/10.1139/t07-053

Cai, M. (2008). Influence of stress path on tunnel excavation response–Numerical tool selection and modeling strategy. *Tunnelling and Underground Space Technology*, *23*(6), 618-628.

Hoek, E., & Brown, E. T. (2019). The Hoek–Brown failure criterion and GSI – 2018 edition. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, *11*(3), 445-463. https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2018.08.001

Hoek, E., & Diederichs, M. S. (2006). Empirical estimation of rock mass modulus. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, *43*(2), 203-215.

Høien, A. H., Nilsen, B., & Olsson, R. (2019). Main aspects of deformation and rock support in Norwegian road tunnels. *Tunnelling and Underground Space Technology*, *86*, 262-278. https://doi.org/10.1016/j.tust.2019.01.026

Høien, A. H., Nilsen, B., Vistnes, G., & Olsson, R. (2020). Experimental triaxial testing of swelling gouge materials. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, *79*(1), 355-370. https://doi.org/10.1007/s10064-019-01547-6

Kaasbøll Andresen, E. (2021). *A literature review on important factors considering a numerical sensitivity study on weakness zones* (Specialization project, Issue.

Kaasbøll Andresen, E. (2022). *Development of an automation method to conduct sensitivity analysis on weakness zones using Finite Element Modelling* Norges Tekniske og Naturvitenskapelige Universitet]. Trondheim.

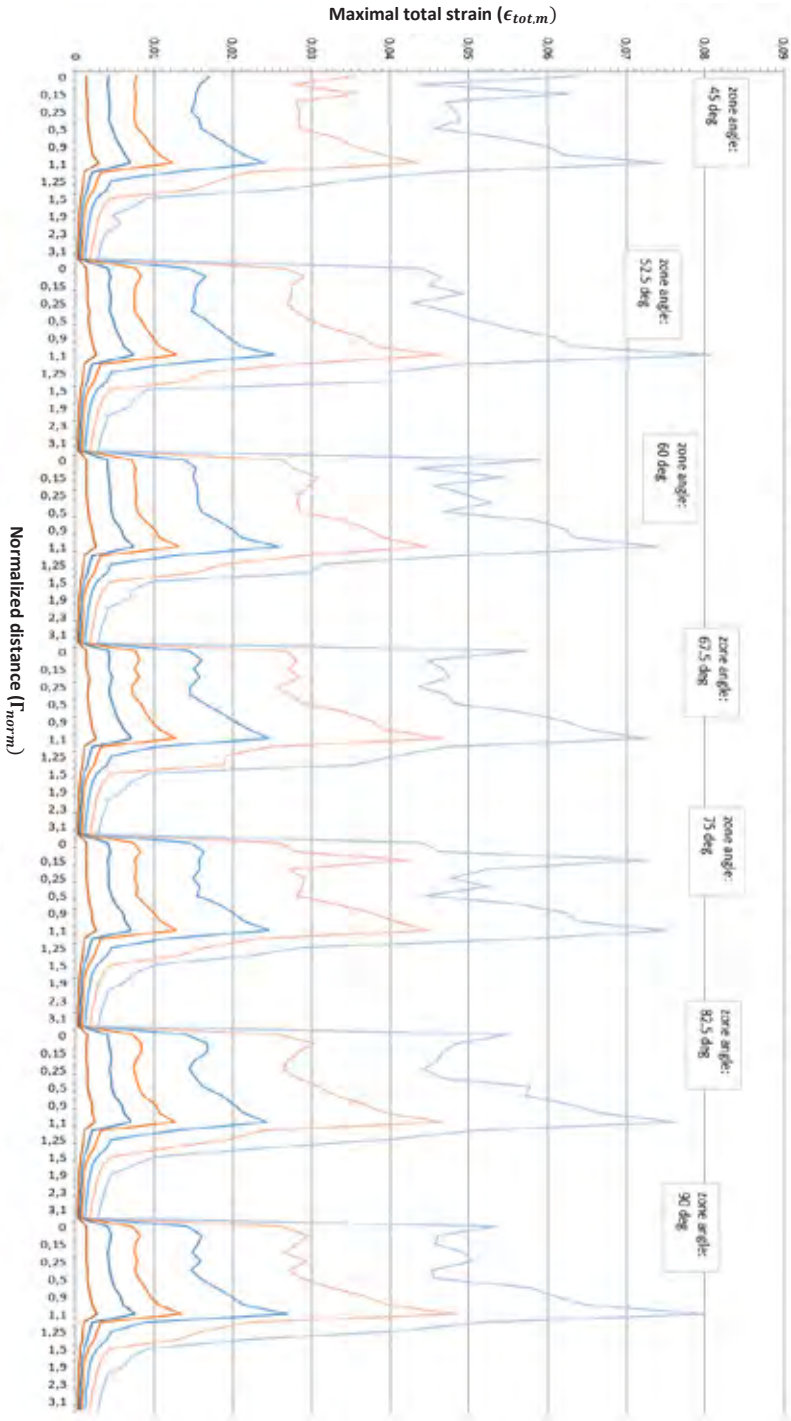
Mao, D., & Nilsen, B. (2013). Numerical analysis of effects of weakness zones on tunnel stability 2D versus 3D. Advances in underground space development. *Research publishing service*, 388.

Riedmüller, G., Brosch, F. J., Klima, K., & Medley, E. W. (2001). Engineering geological characterization of brittle faults and classification of fault rocks. *Felsbau*, *19*(4), 13-19.

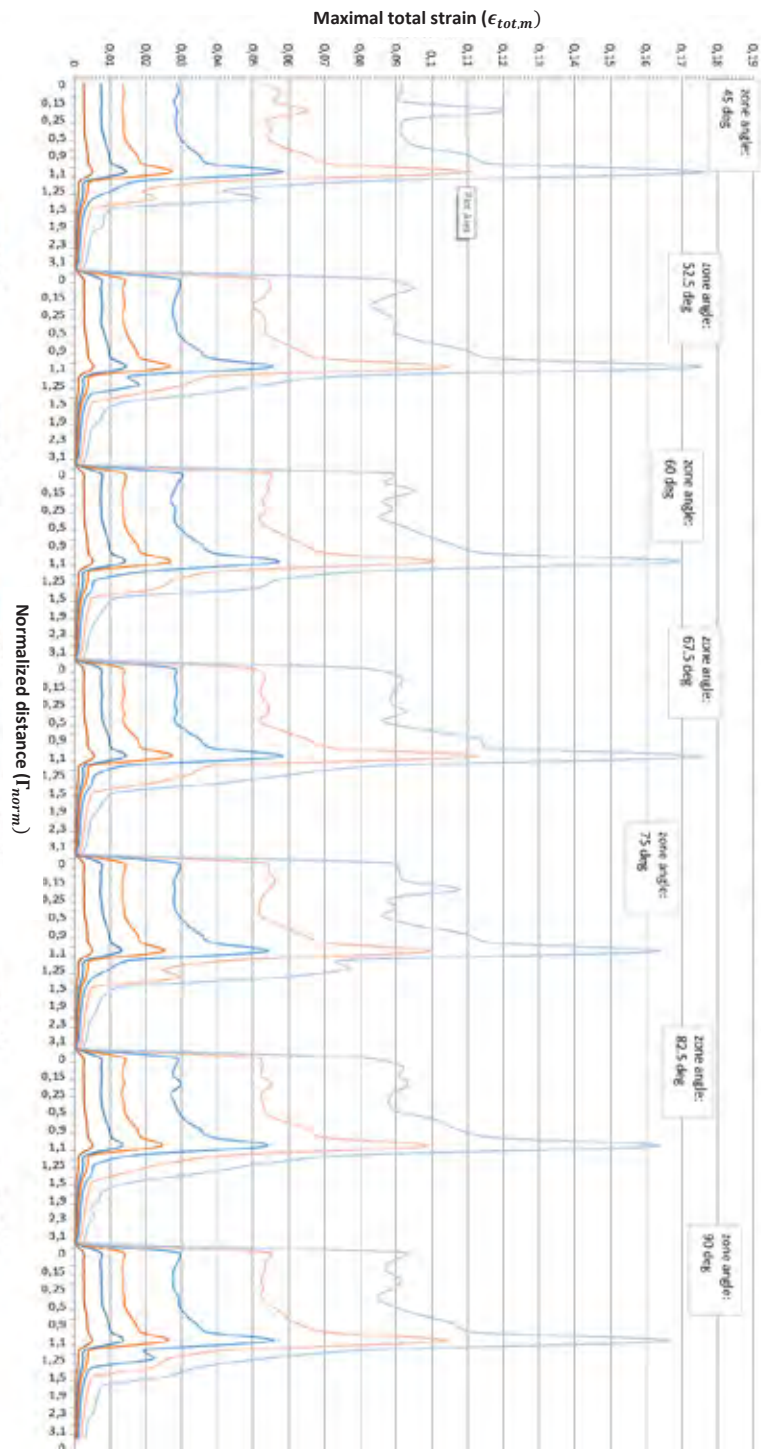
RocScience. (2022). *RS2* In (Version 2019) https://www.rocscience.com

Sakurai, S. (1981). Direct strain evaluation technique in construction of underground opening. The 22nd US Symposium on Rock Mechanics (USRMS),

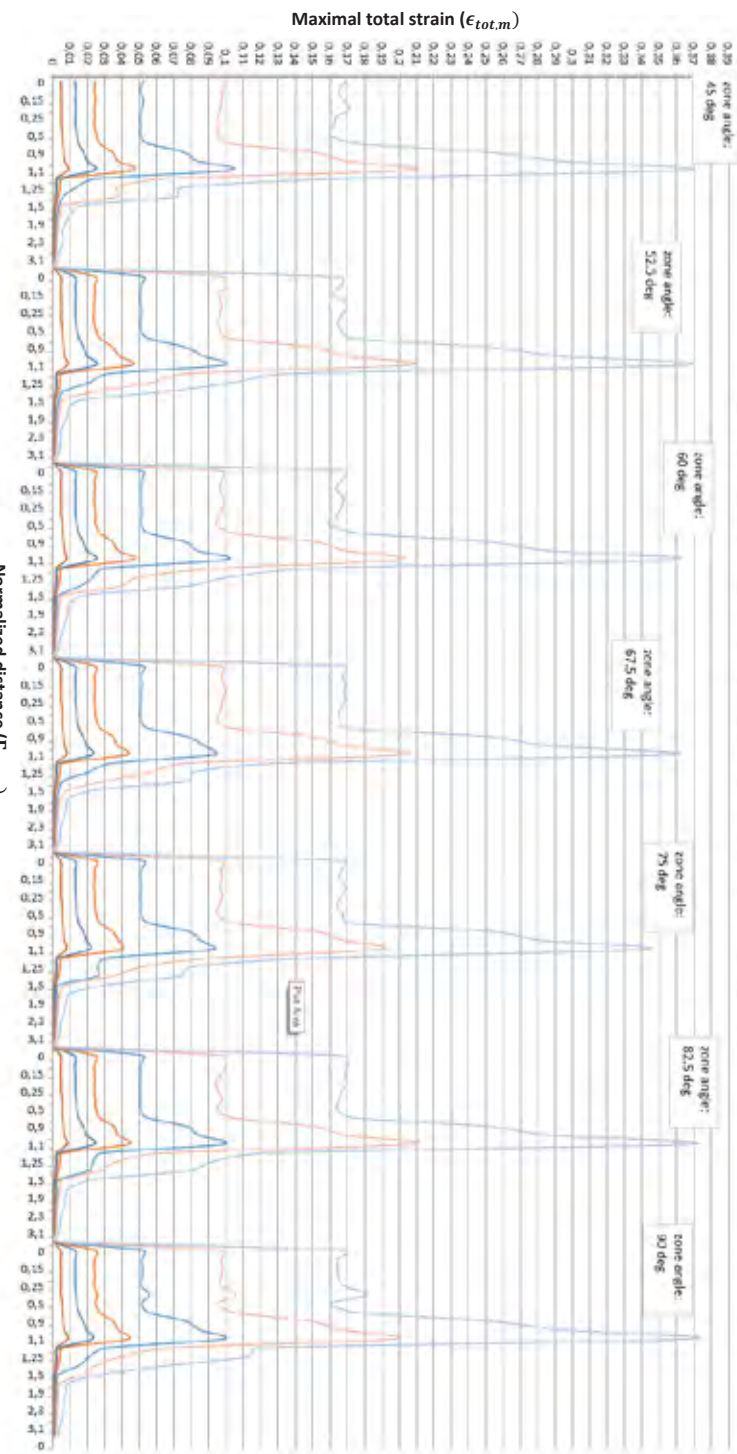
VEDLEGG 1



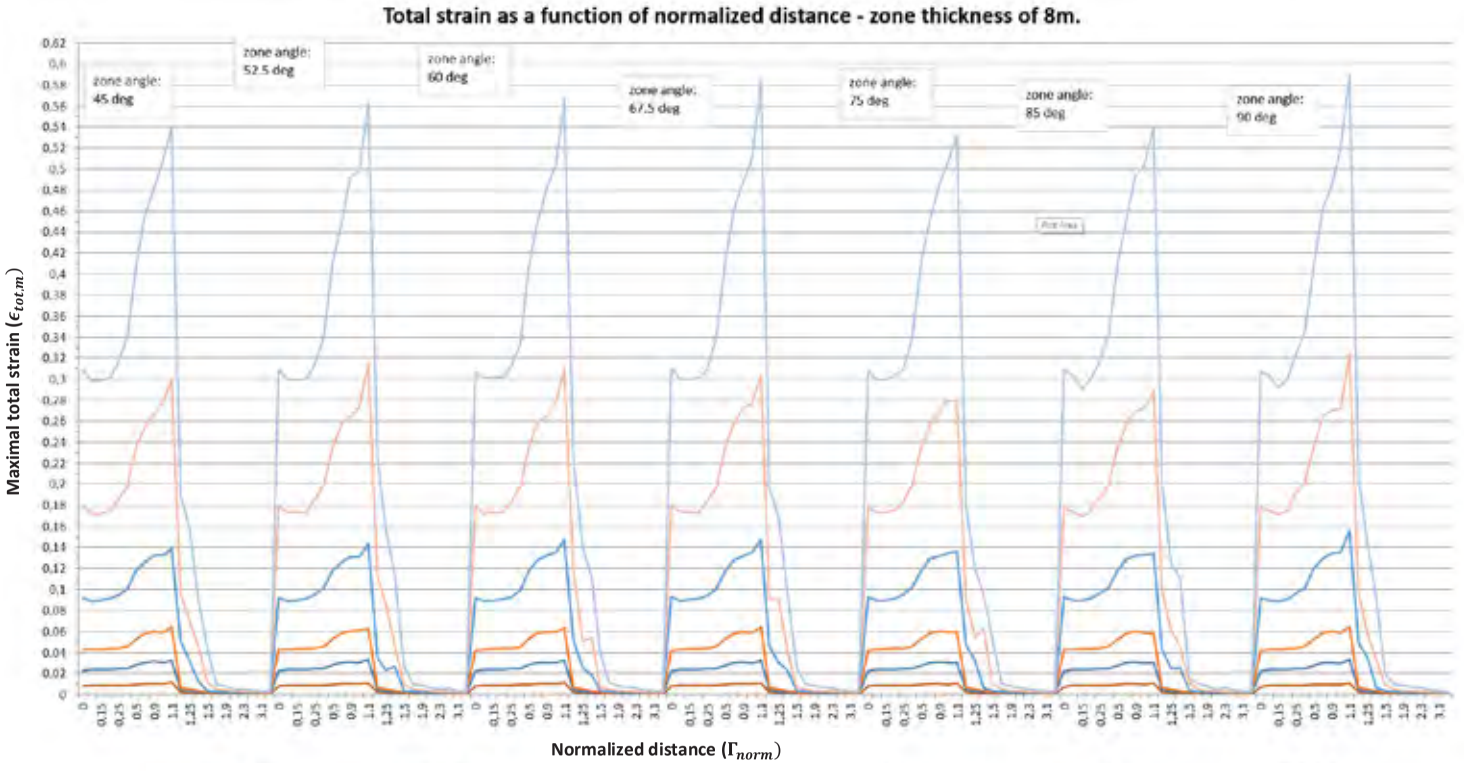
Figur 5: Dette linjediagrammet presenterer den maksimale totaltøyning plottet mot den normaliserte korteste avstand målt fra tunnelsenter til svakhetssone med 1 meter tykkelse. Forskjellen i overdekning er gitt i variasjon av farge. Nullstillelse av den normaliserte avstand markerer en endring i sonevinkelen. Forkortelsen od står her for overdekning og tallet henviser til størrelsen på overdekningen. Både tøyning og normalisert avstand er enhetsløse.



Figur 6: Dette linjediagrammet presenterer den maksimale totaltøyning plottet mot den normaliserte korteste avstand målt fra tunnelsenter til svakhetssone med 2 meter tykkelse. Forskjellen i overdekning er gitt i variasjon av farge. Nullstillelse av den normaliserte avstand markerer en endring i sonevinkelen. Forkortelsen od står her for overdekning og tallet henviser til størrelsen på



Figur 7: Dette linjediagrammet presenterer den maksimale totaltøyning plottet mot den normaliserte korteste avstand målt fra tunnelsenter til svakhetssone med 4 meter tykkelse. Forskjellen i overdekning er gitt i variasjon av farge. Nullstillelse av den normaliserte avstand markerer en endring i sonevinkelen. Forkortelsen od står her for overdekning og tallet henviser til størrelsen



Figur 8: Dette linjediagrammet presenterer den maksimale totaltøyning plottet mot den normaliserte korteste avstand målt fra tunnelsenter til svakhetssone med 8 meter tykkelse. Forskjellen i overdekning er gitt i variasjon av farge. Nullstillelse av den normaliserte avstand markerer en endring i sonevinkelen. Forkortelsen od står her for overdekning og tallet henviser til størrelsen på overdekningen. Både tøyning og normalisert avstand er enhetsløse.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2022

INTRODUKSJON AV ET FORSKNINGSPROSJEKT: NORSK IN-SITU ROCK STRESS FOR SUSTAINABLE DEVELOPMENT OF HYDROELECTRIC POWER (NoRSTRESS)

Introduction of a research project: Norwegian in-situ Rock Stress for Sustainable Development of Hydroelectric Power (NoRSTRESS)

Nghia Trinh, SINTEF AS
Helene Strømsvik, SINTEF AS

SAMMENDRAG

Norsk vannkraftteknologi har et verdensomspennende renommé som kostnadseffektiv, miljømessig bærekraftig og et anerkjent, velprøvd konsept. Noen særtrekk ved norske vannkraftanlegg er utslag under vann, uforede trykktunneler, luftputekamre, samt utbredt bruk av anlegg under jord. En viktig del av det norske konseptet er måling av in-situ bergspenninger. Ved minimal bruk av stålforing på trykksiden er det svært viktig at minste hovedspenning i bergmassen er tilstrekkelig høy for å ta bort risikoen for hydraulisk brudd i bergmassen i trykksatte deler av kraftverket. Forståelse og innhenting av nøyaktig informasjon om in-situ bergspenninger er av en avgjørende betydning for design av kraftverk. Til tross for omfattende undersøkelser og vurdering av bergspenninger har det likevel oppstått hydrauliske brudd i et fåtall vannkraftprosjekter i Norge. Disse hendelsene har forårsaket ulike typer skader på tunnelsystem og til dels alvorlige konsekvenser for omgivelsene.

For å bidra til en mer pålitelig måling av bergspenninger i vannkraftprosjekter, tar NoRSTRESS sikte på å:

- Forbedre kunnskapen om hvordan stedlige bergspenninger påvirkes av regionale spenninger og lokale variasjoner som geologi, topografi og tektonikk.
- Identifisere responsen i bergmassen ved spenningsrelatert instabilitet langs vannveissystemet som følge av hyppig og stor endring i vanntrykket inne i tunnelene.
- Forbedre og videreutvikle dagens metoder og prosedyrer for måling av berspenninger.
- Etablere bergspenningsdatabase som grunnlag for evaluering av bergspenningssituasjonen i vannkraftprosjekter og andre tunnelprosjekter under planlegging, bygging og drift. Maskinlæringsprosesser kan utvikles og inkluderes for å etablere en intelligent database. En slik database kan også utvides og forbedres med fremtidige data.
- Utarbeide en veileder for måling av in-situ bergspenninger og gunstig design av i vannkraftverk med hensyn på spenningene.

SUMMARY

Norwegian HEP has a worldwide reputation for cost efficiency, environmental sustainability, and has a proven design and construction concept. Some special features of the Norwegian HEP are lake taps, unlined tunnels, air-cushion surge chambers, unlined pressure shafts, and underground powerhouses. An essential part of this design concept is the utilisation of in-situ rock stress measurements to prevent hydraulic jacking/fracturing situations in unlined tunnels. This method facilitates less need for steel lining. Thus, the understanding of rock stress and

precise and reliable measurement of in-situ rock stress is of crucial importance. Despite of comprehensive investigations and evaluations of in-situ rock stress, hydraulic failures have happened in Norwegian HEP projects, which have caused different levels of damage to the tunnels systems, and some severe consequences for the surroundings.

To contribute to a more reliable estimation of the rock stress for HEP projects, NoRSTRESS aims for:

- Improve the knowledge on in-situ rock stress as a regional stress (deep stress), and as local stress variations (shallow stress) due to local geological, topographical, and geo-tectonic features.
- Identify the behaviour of the rock mass on stress related instability along the waterway system under the condition of frequent load/unload scenarios.
- Improve and further develop in-situ measurement of in-situ rock stress.
- Establish rock stress database for the successful evaluation of in-situ rock stress in HEP and other rock engineering projects during planning, construction, and operation. Machine learning process can be included to form an "intelligent database" that can be extended & improved with future data.

INTRODUKSJON

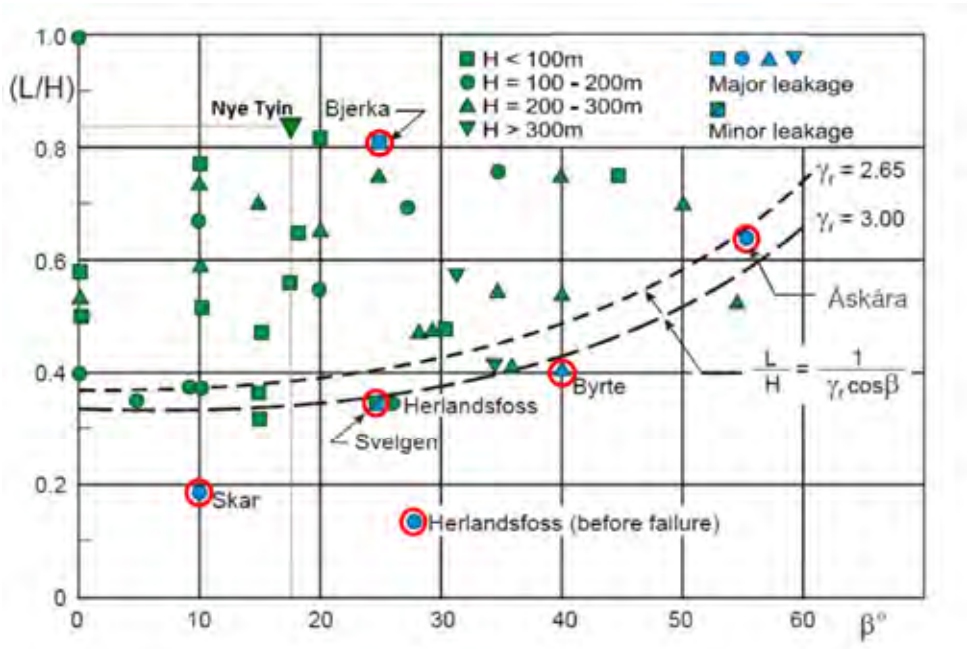
Norge er på 6. plass på verdensbasis innen produksjon av energi fra vannkraft og er anerkjent for et rent energikonsept, bestående av over 1500 kraftverk, med en installert kapasitet på ca. 31 000 MW og en gjennomsnittlig årlig produksjon på ca. 130-140 TWh, i de siste 10-20 årene (Statista, 2022). Norske vannkraftverk er basert på høyt fall, begrenset vannstrøm og mer eller mindre kontinuerlig produksjon (Grøv et al, 2011). Vannkraft er ryggraden til kraftproduksjonen i Norge (Energimeldingen 012/16) og står for ca. 90% av kraftproduksjonen i Norge, per 2021 (Energifaktanorge, 2021). Den norske vannkraftbransjen har utviklet flere innovative løsninger, som luftputekammer, utslag under vann, uforede tunneler og sjakter (Broch, 2013) og kraftstasjoner i fjell. Ca. 5000 km med tunneler har blitt drevet og nesten en tredjedel av verdens kraftstasjoner under fjell befinner seg i Norge. Norsk vannkraft kan med rette kalles en undergrunnsindustri.

Norsk vannkraftteknologi har et verdensomspennende renommé som kostnadseffektiv, miljømessig bærekraftig og er et anerkjent konsept. Dette gjelder spesielt når de kommer til uforede/sprøytebetongforede trykktunneler og uforede luftputekammer. Estimater viser at over 95% av de vannførende tunnelene i norske vannkraftverk er uforede (Panthi, 2014; Johansen, 1984). En essensiell del av dette konseptet er kunnskapen om in-situ bergspenninger. Erfaringer ervervet gjennom utvikling av norske vannkraftprosjekter har vist at in-situ bergspenninger som ikke store nok til å balansere vanntrykket i en uforet trykktunnel/sjakt, medfører risiko for hydraulisk jekking av eksisterende sprekker, eller hydraulisk brudd av bergmassen. Hydraulisk jekking betyr åpning av eksisterende sprekker i bergmassen, som er det mest vanlige hendelsesforløpet, mens brudd/splitt betyr dannelse av nye sprekker som opptrer sjeldent. Uansett årsak, begge bruddtypene medfører en situasjon med vesentlig vanntap fra trykktunnelene. Dette kan medføre alvorlige konsekvenser for både kraftverket og omliggende områder. Stålforing er et sikkert alternativ for å unngå slike situasjoner, men svært dyrt og noe man søker å redusere så mye som mulig.

Ved det norske konseptet for vannkraftverk utnyttes kunnskapen om de stedlige bergspenningene for å utforme underjordsanlegget på en slik måte at bruken av stålforing på tilløpssiden kan minimeres. Flere publikasjoner har påpekt at grundig kunnskap om stedlige bergspenninger er en nøkkelfaktor for utformingen av uforede tunneler og sjakter, noe som gir betydelig reduksjon i kostnader og byggetid (Nilsen og Thidemann, 1993; Nilsen og

Palmstrøm, 2000; Ødegaard og Nilsen, 2018). Dette har ført til at det norske designkonseptet for vannkraftanlegg har blitt benyttet internasjonalt med suksess. Eksempler på dette er vannkraftverk i Colombia (Broch, 1984, og Broch et al., 1987), Tanzania (Marwa, 2004), Chile (Palmstrom og Broch, 2017), Portugal (Lamas et al., 2014 og Esteves et al., 2017), China (Liu, 2013), Nepal (Basnet og Panthi, 2018b; Panthi og Basnet, 2017; Panthi, 2015), og Vietnam (Trinh og Grøv, 2013).

Tadesse og Grøv (2014) mener at vannkraftverk kan utformes enda mer optimalt og bli mer effektivt enn i dagens praksis og at det i mange tilfeller benyttes et konservativt design i forhold bergmassens kapasitet. På den annen side har det oppstått hydraulisk brudd i et fåtall norske vannkraftverk, til tross for grundige undersøkelser og vurderinger av stedlige bergspenninger i forkant, se Figur 1. Basnet og Panthi (2018), beskriver tilfeller med hydraulisk brudd i vannkraftverkene Herlandsfoss, Skar, Byrte, Askara, Bjerka, ogFossmark. Hendelsene har gitt forskjellige konsekvenser for kraftverkene med ulik alvorlighetsgrad, fra store lekkasjer, alvorlig splitting og jekking av sprekker bergmassen, til indirekte tegn på jekking som merkbare lyder/støy fra bergmassen under vannfyllingsprosedyren.



Figur 1, oversikt over vannkraftverk der det har oppstått lekkasjer på grunn av hydraulisk brudd i bergmassen (Broch, 1982).

I tillegg til de overnevnte tilfellene, var det en relativt nylig hendelse ved vannkraftverket Bjørnstokk, der det hydrauliske bruddet førte til en stor vannlekkasje som videre førte til et 180 000 m^3 stort skred over fylkesvei 76, som ble stengt i tre og et halvt år (Nordland Fylkeskommune, 2018; Nordal et al., 2018). Et oversiktsbilde av skredet er vist i Figur 2.

Figur 2, oversiktsfoto over skredet som ble utløst av vannlekkasjen ved Bjørnstokk vannkraftverk (Brønnøysunds Avis, 2022)

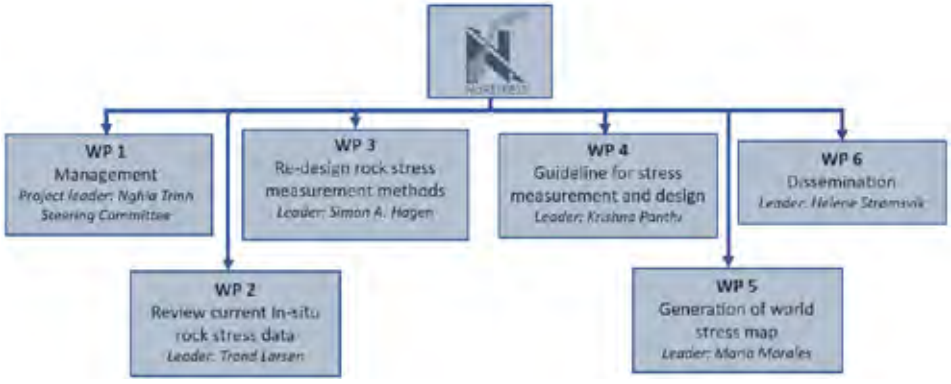
En kjent internasjonal hendelse var ved Glendoe-prosjektet i Skotland (Hencher, 2019), som kollapset etter hydraulisk brudd i bergmassen. I tillegg til dette har det også vært mindre hendelser internasjonalt med vannlekkasjer fra uforede trykktunneler, som har medført at man i enkelte miljøer sår tvil til om den norske løsningen for utforming av vannkraftverk.

Dette viser at kunnskap og metoder for å bestemme stedlige bergspenninger må forbedres betydelig for å trygt kunne bygge vannkraftverk med optimal utforming og minimal bruk av stålforing. Forskningsprosjektet NoRSTRESS sikter på å bidra til å dekke dette behovet.

OM NoRSTRESS-PROSJEKTET

NoRSTRESS er et kompetanseprosjekt for næringslivet (KPN), støttet av Forskningsrådet (prosjektnr. 320654). Budsjettet er på 17,5 mNOK, der 20% av budsjettet er bidrag fra de industrielle partnerne; Hafslund E-CO Energi AS, Hydro Energi AS, Sira-Kvina kraftselskap DA, Skagerak Kraft AS, Statkraft AS. Forskningspartnerne er SINTEF og NTNU. Prosjektet pågår i perioden fra 2021 til 2024.

Arbeidet i prosjektet er delt inn i seks arbeidspakker (WP) som jobber mer eller mindre parallelt gjennom prosjektet varighet, disse er skissert i Figur 3.



Figur 3, oversikt over arbeidspakker og ledelse for NoRSTRESS.

Her følger en kort beskrivelse av arbeidspakkene som er knyttet til den faglige delene av prosjektet:

WP2 – Review current in-situ rock stress data:
Innsamling av in-situ målinger av bergspenninger med tilhørende data om geologi, topografi og hvilken i fase av prosjektet målingene ble utført (forundersøkelser, under bygging, eller etter driftsstart). Det vil utføres analyser for å avdekke mulige korrelasjoner mellom bergspenninger og geologiske eller topografiske forhold

WP3 – Redesign rock stress measurement methods:
Grundig vurdering av dagens eksisterende metoder for måling av bergspenninger, med spesielt fokus på hydraulisk splitting for å beregne minste hovedspenning i bergmassen. Denne vurderingen vil inkludere; (i) metoder, anvendelsesområde og feilmarginer (ii) vurdering av behov ved ulike stadier av planleggingen (forundersøkelser eller under driving), og (iii) vurdering av behov og bruk av topografisk informasjon ved utførelse og evaluering av bergspenningsmålinger. I denne arbeidspakken er det også et mål om å utvikle en ny metode for estimering av minste hovedspenning, eller å forbedre eksisterende metoder for å øke påliteligheten og effektiviteten av målingene.

WP4 – Prepare guideline for stress measurements and design:
Vurdering av hendelser der det har oppstått hydraulisk brudd i eksisterende norske vannkraftverk. Internasjonale prosjekter vil også vurderes for å identifisere likheter og forskjeller. En omfattende analyse vil utføres for å forstå de stedlige bergspenningsforholdene ved de ulike hendelsene. En systematisk modell for evaluering bergspenninger vil benyttes, som stegvis evaluerer in-situ spenningstilstand. Denne inkluderer geologi, tektonikk, bergspenningsmålinger og analyse av bergpenningene i en 3D-modell ved numerisk analyse. Det vil utføres både 2D- og 3D-analyser ved bruk av programvarer som RS2, FLAC 2D/3D og UDEC.

WP5 – Generation of World Stress Map:
En database bergspenningsmålinger i Norge vil bygges, basert på data fra de andre arbeidspakkene i NoRSTRESS. I dette arbeidet vil veiledningen fra GFZ (Deutsche GeoForschungs Zentrum), for å gjøre databasen kompatibel med World Stress Map (WSM) og Qualitative World Stress Map (Q-WSM), som igjen bidrar til prosjektet "Fennoscandian Rock Stress Data Base". Hensikten med denne databasen er å tilby et bedre verktøy for tidlig vurdering av bergspenninger og planlegging av utførelsen av bergspenningsmålinger for vannkraftverk.

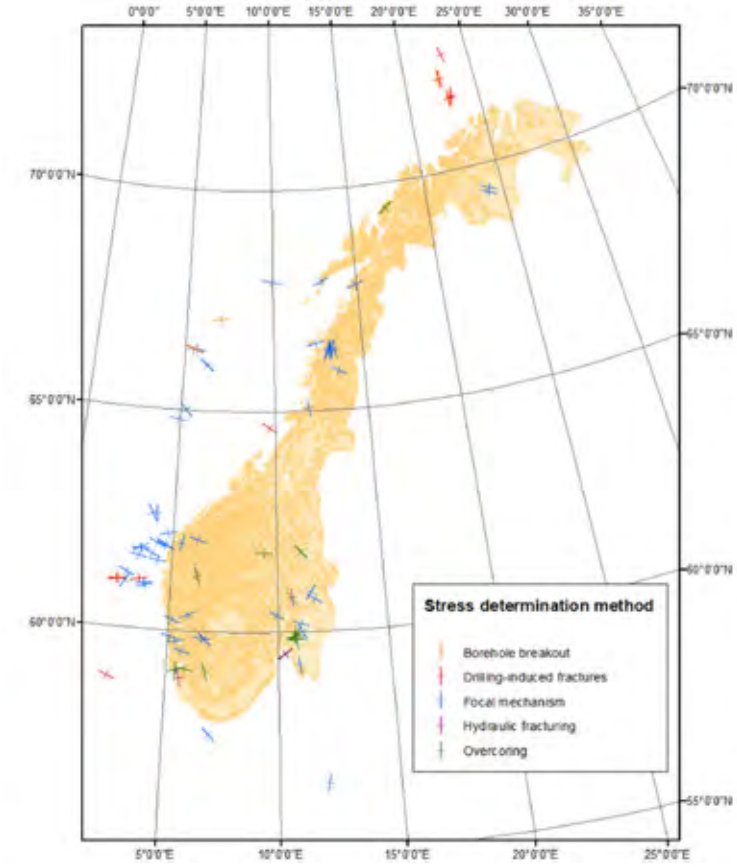
NoRSTRESS starter i 2021 og vil være ferdig i slutten av 2024. Tidsplanen for de ulike aktivitetene er vist i Figur

Figur 4, tidsplan for de ulike aktivitetene i NoRSTRESS.

FORSKNINGSLEVERANSE

Følgende resultater og leveranser er forventet og planlagt gjennom NoRSTRESS:

1. Oppgradering av databasen World Stress Map (WSM): det vil utføres en omfattende studie ved å utvikle og benytte en storskala/regional numerisk modell. Modellen vil inkludere den midtatlantiske ryggen i Norskehavet for å undersøke opprinnelsen og bakgrunnen for de generelt høye horisontalspenningene i Norges berggrunn. Dette vil bli en svært stor modell på flere tusen kilometer i utbredelse og flere hundre kilometer i dybde, der regionale strukturer inkluderes. Den geometriske oppløsningen vil optimaliseres for best mulig resultat. Det vil også benyttes data fra andre kilder, som WSM, jordskjelvmekanismer og oljeindustrien. Gjennom analyser vil orientering av maksimum horisontalspenninger bli beregnet og WSM-databasen ved GFZ (Deutsche GeoForschungs Zentrum) vil oppdateres for Scandinavia, denne ble senest oppdatert i 1986. NoRSTRESS vil ha tett kommunikasjon med GFZ om utveksling av spenningsdata og forskningsresultater, inkludert de seneste arbeidene til GFZ, som er Q-WSM (the Quantitative WSM database). Q-WSM er av spesiell interesse i et ingeniørgeologisk perspektiv og lokale bergspenningsforhold (grunne bergspenninger) studert i NoRSTRESS kan gi et bidrag til Q-WSM og samtidig vil NoRSTRESS dra nytte av Q-WSM.
2. En database for bergspenninger, tilrettelagt for bruk ved planlegging av norske vannkraft- og infrastrukturprosjekter: ved innsamling av tidligere bergspenningsmålinger og analyser av disse, vil det utvikles en database for bergspenninger. Det vil også legges til rette for at nye data skal kunne tilføres databasen i etterkant. Det vil utarbeides detaljerte retningslinjer av hvordan databasen bør og bør ikke brukes. Et eksempel på hvordan en slik database kan systematiseres tidligere blitt publisert i en MSc-oppgave (Simonsen, 2018), eksempel fra denne oppgaven er vist i Figur 5.
3. En manual for beste praksis: manualen vil gi en veiledning til beste praksis for undersøkelse av bergspenninger ved forundersøkelser og utførelse ved etablering av vannkraftanlegg. Manualen vil komplementere forskningsresultater fra FME HydroCEN.
4. Designmetode for uforede trykktunneler og bergrom: basert på ny kunnskap og kompetanse, vil det utvikles en ny designmetode for uforede trykktunneler. Ny kunnskap om bergspenninger opparbeidet gjennom NoRSTRESS kan bukes til å evaluere forskjellige ingeniørgeologiske problemstillinger relatert til bergspenninger, som for eksempel spenningsindusert ustabilitet gjennom hyppige sykluser med belastning og av belastning fra store endringer i vanntrykket. Et tett samarbeid med FME HydroCEN er nødvendig for å komplementere forskningen som utføres her.



Figur 5, visualisering av berspenningsmålinger utført ved ulike målemetoder (Simonsen, 2018)

OPPSUMMERING

Forskningsprosjektet NoRSTRESS har som overordnet mål å forbedre kunnskapen om stedlige bergspenninger for å tilrettelegge for miljømessig bærekraftig utvikling av vannkraft. Forskning på både dype og grunne bergspenninger, inkludert effekten av geologiske og topografiske forhold, kan bidra til en bedre forståelse av lokale bergspenninger samt målingen av disse. Resultatene fra NoRSTRESS vil komme alle involverte prosjektpartnerne i et vannkraftprosjekt, som investorer, byggherre, entreprenør og konsulenter til hjelp. NoRSTRESS vil jobbe for å utvide verktøykassen for forundersøkelser og bergspenningsmålinger slik at både metode og kvalitet bedres. Resultatene vil også kunne komme til nytte i andre infrastrukturprosjekter der undergrunnen benyttes.

ANERKJENNELSE

Denne artikkelen er en del av forskningsprosjektet NoRSTRESS, et Innovasjonsprosjekt for Næringslivet (IPN), finansiert av Norges forskningsråd (Project number: 320654), samt industripartnerne Hafslund E-CO Energi AS, Hydro Energi AS, Sira-Kvina kraftselskap DA, Skagerak Kraft AS og Statkraft AS. SINTEF og NTNU er FoU-partnere.

KILDER

Basnet C. B. and Panthi K. K. 2018b: Roughness evaluation in shotcrete-lined water tunnels with invert concrete based on cases from Nepal. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering. Vol. 10, pp. 42-59.

Basnet C. B. and Panthi K. K., 2018: Analysis of unlined pressure shafts and tunnels of selected Norwegian hydropower projects. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering. Vol. 10, pp 486-512.

Broch E, Eslava LF, Marulanda A., 1987: Design of high pressure tunnels for the Guavio Hydroelectric Project, Colombia. In: Proceedings of the international conference on underground hydropower plants, p. 87-99.

Broch E., 1982: "The development of unlined pressure shafts and tunnels in Norway". Proceedings of the ISRM international symposium. ISRM; 1982. p. 545-54.

Broch E., 1984: Unlined high pressure tunnels in areas of complex topography. International Water Power and Dam Construction. Vol. 36(11), pp.21-23.

Broch E., 2013: Underground hydropower projects - lessons learned in home country and from projects abroad. Norwegian Tunneling Society. p. 11-19.

Brønnøysunds Avis, 2022: https://www.banett.no/nyheter/i/zgvaOr/fem-ar-siden-raset-hadde-vi-ikke-blitt-invitert-pa-lunsj-sa-hadde-dette-vaert-en-helt-annen-hendelse (accessed on 30/9/2022).

Energifaktanorge, 2021: Hydropower in Norway. https://energifaktanorge.no/en/norsk-energiforsyning/kraftproduksjon/ (accessed on 31/10/2022).

Energimeldingen 012/16 Vannkraften er ryggraden i norsk energiforsyning. Accessed on https://www.regjeringen.no/no/aktuelt/energimeldingen-vannkraften-er-ryggraden-i-norsk-energiforsyning/id2484259/.

Esteves C, Plasencia N, Pinto P, Marques T., 2017: First filling of hydraulic tunnels of Venda Nova III hydropower scheme. In: Proceedings of the world tunnel congress.

Hencher S.R., 2019: The Glendoe Tunnel Collapse in Scotland. Rock Mech. and Rock Eng. Vol 52, pp. 4033–4055.

Grøv E., Bruland A., Nilsen B., Panthi K., Lu M., 2011: CEDREN report: "Developing future 20 000 MW hydro electric power in Norway", SINTEF report.

Johansen T., 1984: Norwegian tunneling. Oslo, Norway: FHS.

Lamas LN, Leitao NS, Esteves C, Plasencia N., 2014: First infilling of the Venda Nova II unlined high-pressure tunnel: observed behaviour and numerical modelling. Rock Mechanics and Rock Engineering. Vol.47(3), pp.885-904.

Liu K., 2013: Stress calculation of unlined pressure tunnel surrounding rock in hydraulic engineering. In: Instrumentation and measurement, sensor network and automation (IMSNA). Institute of Electrical and Electronics Engineers. pp. 57-60.

Marwa EM., 2004: Geotechnical considerations in an unlined high pressure tunnel at Lower Kihansi in Tanzania. Bulletin of Engineering Geology and the Environment. Vol. 63(1), pp:51-55.

Nilsen B & Palmstrøm A (2000): Engineering Geology and Rock Engineering. Norwegian Group of Rock Mechanics, Handbook No. 2, 249 p.

Nilsen B & Thidemann A (1993): Rock Engineering. Hydropower Development, Vol. No. 9, NTH Division of Hydraulic Engineering, 156 p.

Nordal, S., Grøv, E., Emdal, A., L'Heureux, J. (2018) " Skredene i Tosbotn, Nordland, 1. og 2. april 2016". Accesed on: https://www.nfk.no/_f/p34/i7e686f6b-c4ef-4f78-832b-5aea0ce744c8/tosbotn-rapport_15-mai-2018.pdf/

Ødegaard H & Nilsen B (2018): Engineering Geological Investigation and Design of Transition Zones in Unlined Pressure Tunnels. 10th Asian Rock Mechanics Symposium, Singapore November 2018, 10 p.

Palmstrom A. and Broch E., 2017: "The design of unlined hydropower tunnels and shafts: 100 years of Norwegian experience". International journal on hydropower and dams. vol. 3.
Panthi K. K., 2014: Norwegian design principle for high pressure tunnels and shafts: its applicability in the Himalaya. Journal of Water, Energy and Environment 2014, Vol.14, pp.36-40.

Panthi K. K., 2015. Himalayan rock mass and possibility of limiting concrete lined pressure tunnel length in hydropower projects in the Himalaya. Geosystem Engineering, vol. 18 (1), pp. 45-50.

Panthi K. K. and Basnet C. B., 2018: State-of-the-art design guidelines in the use of unlined pressure tunnels / shafts for hydropower scheme. Proceeding of the 10th Asian Rock Mechanics Symposiumand the ISRM International Symposium held in Singapore for the period 29 Oct - 3 Nov 2018, pp. 1-13. ISBN 978-981-11-9003-2.

Panthi KK, Basnet CB., 2017: Design review of the headrace system for the Upper Tamakoshi project, Nepal. International Journal on Hydropower and Dams. Vol.1, pp. 60-67.
Regjeringen (2015) Facts – Energy and water resources in Norway. Accessed in: https://www.regjeringen.no/contentassets/fd89d9e2c39a4ac2b9c9a95bf156089a/facts_2015_energy_and_water_web.pdf

Simonsen L.L. Aurora, 2018: "Updated Norwegian In-situ Rock Stress Database", Master thesis at Norwegian University of Science and Technology, Department of Geoscience and Petroleum.

Statista, 2022: " Hydropower production in Norway 2008-2020", published by Bruna Alves , Mar 16, 2022. Available at https://www.statista.com/statistics/1024893/electricity-production-from-hydro-power-in-norway/ (accessed on 31/10/2022).

Tadesse B.D. & Grøv E., 2014: Pressure design in unlined tunnels and shafts. Proceedings of the World Tunnel Congress 2014 – Tunnels for a better Life. Foz do Iguaçu, Brazil.

Trinh Q.N., Grøv E., 2013: Norwegian hydropower technology applied in Vietnam. Norwegian Tunneling Society. p. 111-115.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2022

TBM ROTASJONSHASTIGHETENS PÅVIRKNING PÅ BERGETS RESPONSTID RELATERT TIL HARDT BERG PARAMETERE.

TBM velocity speed influence on rock response time related to hard rock parameters.

Helge-Ivar Frostad
Department of Civil and Environmental Engineering
Faculty of Engineering, Norwegian University of Science and Technology (NTNU), Trondheim, Norway
helge.frostad@ntnu.no

Amund Bruland
Department of Civil and Environmental Engineering
Faculty of Engineering, Norwegian University of Science and Technology (NTNU), Trondheim, Norway
amund.bruland@ntnu.no

Javier Macias
JMConsulting-Rock Engineering AS
Tollbugata 8B, Oslo, 0152, Norway
+47 404 91 650
Javier.Macias@JMC-RockEng.com

Pål Drevland Jakobsen
Senior advisor
NGI - Norwegian Geotechnical Institute
pal.drevland.jakobsen@ngi.no

SAMMENDRAG

Denne artikkelen studerer TBM rotasjonshastighetens påvirkning på bergets responstid (i sekund) relatert til brytningsprosessen i hardt berg under en diskkutter. Påvirkningen av rpm og matekraft på bergbrytningsprosessen ved sprøbrudd (chippingfrekvens/størrelse) mellom diskkutterne, studeres basert på tilgjengelig litteratur om emnet for en spesifikk geologi. Bergets responstid er i denne sammenheng definert som tiden det tar før en chip dannes ved en, to eller tre passeringer fra en diskkutter. Basert på effekten fra rpm, matekraft, inntrengning (mm/omdr) og netto inndrift (m/h) på chipfrekvens/størrelse estimeres påvirkningen av variasjon i rpm på bergets responstid. Prosjektresultatene indikerer en sammenheng mellom test- og resultatparametere på bergets responstid. Resultatene er interessante og gir grunnlag for videre undersøkelser.

SUMMARY

This paper studies the influence of the TBM rotation speed on the rock response time (in seconds) related to the breaking process in hard rock under a disk cutter. The influence of rpm and thrust on the rock breaking process in the case of brittle fracture (chipping frequency/size) between the disc cutters is studied based on available literature on the subject for a specific geology. In this context, the rock's response time is defined as the time it takes for a chip to form after one, two or three passes from a disk cutter. Based on the effect of rpm, thrust, Penetration Rate (PR) and Net Penetration Rate (NPR) on chipping frequency/size estimates the influence of variation in rpm on the rock response time. The project results indicate a connection between the test and result parameters on the rock's response time. The results are interesting and provide a basis for further research.

Key words:
TBM machines, Response time, Hard rock, Rock breaking process

INTRODUCTION

In TBM excavation projects is reliable prediction/prognosis models for TBM performance, risk evaluation, planning and excavation cost of great importance. There are several machine and rock parameters influencing a TBM project and two important machine parameters are thrust (kN/cutter) and cutterhead rotation velocity (rpm). The paper studies the TBM rotation velocity influence on rock response time (in second) in relation to the hard rock breaking process under a disk cutter. The impact of rpm and thrust on the rock breaking process by means of brittle failure (chipping frequency/size) between the cutters are studied based on available literature on the subject for a specific geology. Based on the effect of rpm, thrust, Penetration Rate (PR) and Net Penetration Rate (NPR) on chipping frequency/size estimates the influence of variation in rpm on the rock response time. The definition of the rock response time in this context is related to the time it takes for a chip to be formed by one, two or three passes from a disk cutter.

ROCK MASS BOREABILITY

In TBM hard rock tunnelling different approaches are required to understand the rock mass boreability. Inspection of the tunnel face enables to identify influencing fractures from the rock breaking process and formed voids from the breaking process determined by fracture presence. In the case if a few cutters have lost contact with the tunnel face during tunnelling, the load will be transferred to the other cutters. The result during the breaking process will be a dynamic effect and the penetration rate increases. In relation to the tunnel direction, the relative fracture orientations result in different sizes of voids. Relevant information in addition to inspection of the tunnel face from chip analysis contributes for a given rock mass to the understanding of rock boreability. It makes it also possible to identify and/or measure the shear strength variation along a given weakness plane and the influence on rock mass and intact rock (Macias, 2016).

THE ROCK BREAKING PROCESS

The TBM boring system consists of the cutterhead embedded with disc cutters, and boring are achieved combining thrust and rotation against the rock surface. Indentation describes the

cutter edged depth pressed into the rock surface by the cutterhead thrust, while penetration describes the advance rate or production of the cutterhead (Figure 1) (Bruland, 2000b).

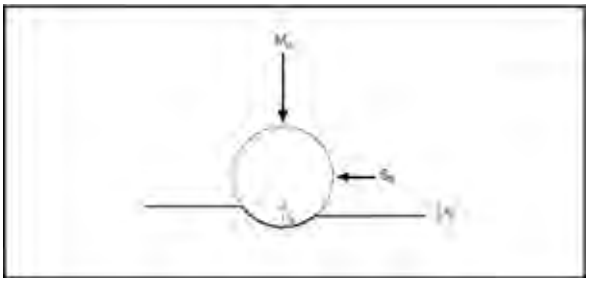


Figure 1 Indentation and penetration of a disk cutter (Bruland, 2000b).

Between the cutter ring edge and the rock surface propagate cracks radially, and the rock breaks into coarse chips along the cracks between the cutter ring edge and cutter kerfs (Figure 2) (Bruland, 2000b).

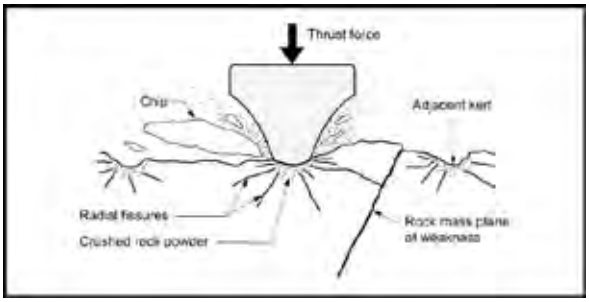


Figure 2. Basic principle of chip formation (Bruland, 2000b) (Modified from NTH, 1983 as cited in Macias, 2016).

Crack formation in the rock along the principal stress trajectories results in sideways chipping and is the least energy demanding failure mechanism for a material. Distribution of specific energy on crushing and crack formation is assumed to be in a ratio of approximately 9 to 1 (Figure 3) (Bruland, 2000b).

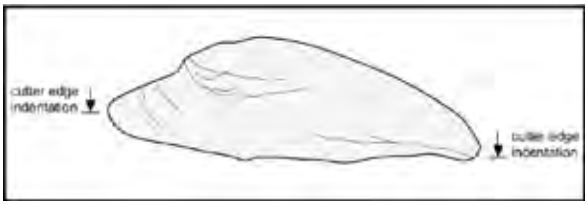


Figure 3. Chip, typical cross sections (Bruland, 2000b).

The cutter edge is pressed deeper into the kerf for each cutterhead revolution and will not have the same relative position to the chip for two or more cutterhead revolutions. A chip is most likely formed from a combination of propagating new cracks towards existing cracks

from adjacent kerfs and enlarging of existing cracks from previous cutter edge passes (Figure 4) (Lislerud, 1997) (Bruland, 2000b) (Macias, 2016).

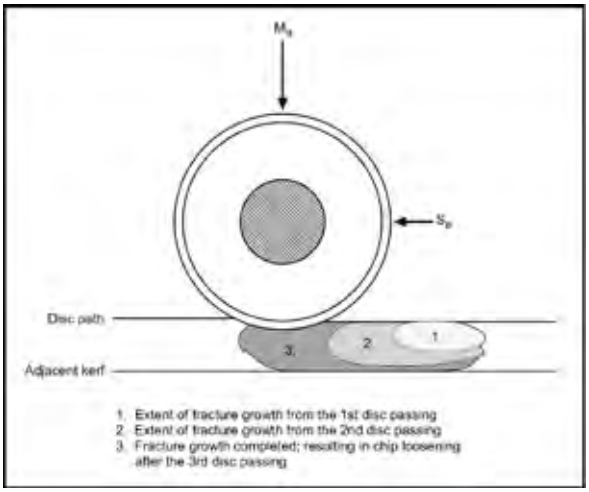


Figure 4. Chipping process (Lislerud, 1997 as cited in Bruland, 2000a) (Macias, 2016).

To achieve efficient chipping must the thrust level and cutter spacing be adapted to the rock mass properties and Figure 5 shows the relation between gross thrust per cutter and the penetration rate (PR).

$$i_0 = \left(\frac{M_B}{M_1}\right)^b \quad \text{(mm/rev)} \tag{1}$$

$i_0 =$ TBM penetration per revolution (mm/rev)
$M_B =$ average gross thrust per cutter (kN/cutter)
$M_1 =$ critical thrust penetration of 1mm/rev (kN/cutter)
$b =$ penetration coeffisient

The PR curve is normalized to a critical thrust corresponding to a PR of 1 mm per cutterhead revolution (Bruland, 2000b, Bruland, 2000c).

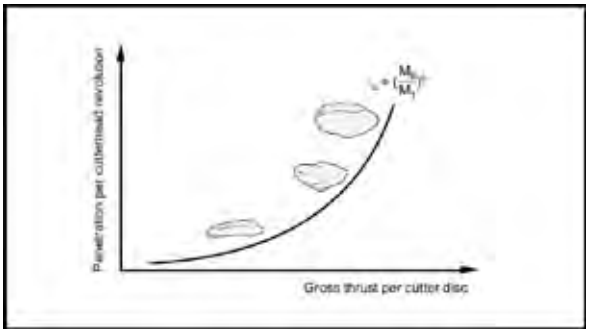


Figure 5. Penetration rate curve (Bruland, 2000b, Bruland, 2000c).

Based on collected large chips from a penetration it is possible to find the cutter edged indentation and kerf depth relative to chip thickness (eq.1). For a given rock condition may the kerf depth ratio indicating the cutterhead cutting efficiency and chip form failure mechanism (Bruland, 2000b).

$$f_{kd} = \frac{i_k}{h_{ch}} \quad (1)$$

f_{kd} = kerf depth factor
i_k = kerf depth at chip forming (mm)
h_{ch} = maximum chip thickness (mm)

The main rock breaking mechanism for disc cutters is radial tensile cracks originating from the cutter edge (Bruland, 2000b).

Rock chip size and shape

The cubic chip size (eq.2) expresses the chip volume based on the three dimensions of a chip and gives a stronger expression of the relation between cutter thrust and chip size, with a curve shape like the penetration test curve (Bruland, 2000b).

$$V_{ch} = l_{ch} \cdot W_{ch} \cdot h_{ch} \quad (\text{mm}^3) \quad (2)$$

l_{ch} = average length of the largest chips (mm)
W_{ch} = average width of the largest chips (mm)
h_{ch} = average thickness of the largest chips (mm)

A shape factor may be used to characterize the largest chips and at low thrust levels moves the shape of the chips from flat and elongate towards an even more cubic shape and a more elongated at higher thrust levels (Figure 6) (Bruland, 2000a, Bruland, 2000b).

The chip shape factor measures the relative shape of an individual chip or the average size of 20 large chips (eq.3 and eq.4) (Bruland, 2000a, Bruland, 2000b):

$$f_{hw} = \frac{h_{ch}}{w_{ch}} \quad (3)$$

$$f_{wl} = \frac{w_{ch}}{l_{ch}} \quad (4)$$

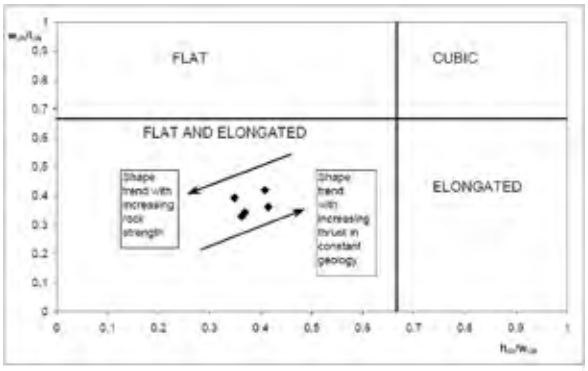


Figure 6. Chip shape factor analysis (Bruland, 2000a, Bruland, 2000b).

Chipping frequency

At the tunnel face may the chipping frequency be indicated by the largest chips against the penetration (mm/rev). The chipping frequency f_{ch} is interpreted as the invers of the cutterhead number revolutions necessary to accomplish one total chipping at the tunnel face (eq.5) (Figure 7) (Bruland, 2000b).

$$f_{ch} = \frac{1}{\frac{h_{ch}}{i_0}} \ (\text{rev}^{-1}) \tag{5}$$

$i_0 =$ TBM penetration per revolution (mm/rev)
$h_{ch} =$ average thickness of the largest chips (mm)

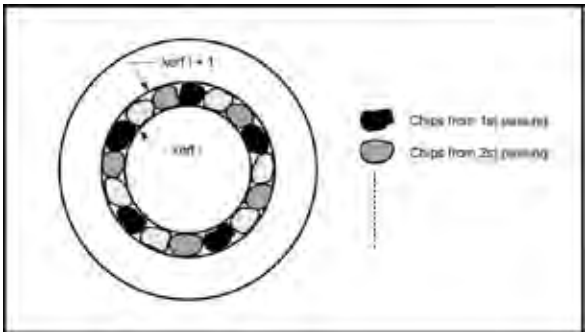


Figure 7. Description of one total chipping between two kerfs (Bruland, 2000b).

CASE STUDIES

The rock response time analysis is based on the master's theses: TBM Tunnelling at the Stillwater Mine (Eide, 2014) and The New Ulriken Tunnel (Braa and Hopland, 2017).

CASE 1: TBM TUNNELLING AT THE STILLWATER MINE (Eide, 2014).

The project TBM is a Robbins 5.5-meter diameter hard rock, remanufactured open gripper type TBM (Table 1) (Eide, 2014).

Table 1. TBM machine data (Eide, 2014)
(The Robbins Company, 2011 as cited in Eide, 2014).

TBM manufacturer	The Robbins Company
TBM diameter	5.5 m
Face area	24 m^2 approximately
Cutters	(19 inches) 483 mm
Numbers of cutters	33
Cutter load	311 kN
Thrust	10885 kN
Power	6 x 330 kW = 1980 kW
RPM	Up to 10 RPM
Torque	1900 kNm at 10 RPM
Stroke length	1.83 m
TBM weight	360 tons approximately

Geology

The geology in the TBM part of the Blitz Project contains of layers of gabbro-norite and norite. The rock types are plagioclase rich with more than 60% and layers with more than 50% of the mineral's augite, bronzite and olivine. In the area range the compressive strength from at approximately 7 MPa for the weakest olivine rock to about 140 MPa for the hardest plagioclase rocks (Eide, 2014).

Results and analyses

Table 2 shows a summary of rpm, thrust, torque, penetration rate (PR) and net penetration rate (NPR) based on the 'RPM test' C-2 (Eide, 2014) (Macias, 2016).

Table 2. Summary results based on the 'RPM test' C-2 (Eide, 2014)
(Macias, 2016).

Cutterhead rpm	Thrust (kN/c)	Torque (kNm)	PR (mm/rev)	NPR (m/h)
10	346.5	1383	7.57	4.54
9	346.5	1533	8.47	4.57
8	346.5	1700	9.59	4.60
7	346.5	1400	8.49	3.57
10	346.5	1400	7.16	4.30

The 'optimal' rpm is defined as the value that gives maximum PR while the 'optimal' NPR is maintained (The value of maximum NPR within a margin of 5%) (Eide, 2014) (Macias, 2016) (Table 3).

Table 3. Results based on the 'RPM test' C-2 (Eide, 2014, Macias, 2016).

	Cutterhead rpm	PR (mm/rev)	NPR (m/h)
NPR -5% (after maximum)	9.85	7.60	4.48
NPR Maximum	9.00	8.81	4.72
Optimal rpm (NPR -5% before maximum)	8.05	9.25	4.48

The 'optimal' rpm based on the 'RPM test' C-2 is for this specific geology 8.05 rpm and maximum rpm was achieved within the range of variation from 8.05 to 9.85. The results of a higher penetration rate are a more efficient rock breaking process. The cutter life increases at lower rpm resulting in machine utilization improvement and a positive effect on the advance rate (Macias, 2016). The PR and NPR rate based on the 'RPM test' C-2 is shown in Figure 8 (Eide, 2014) (Macias, 2016).

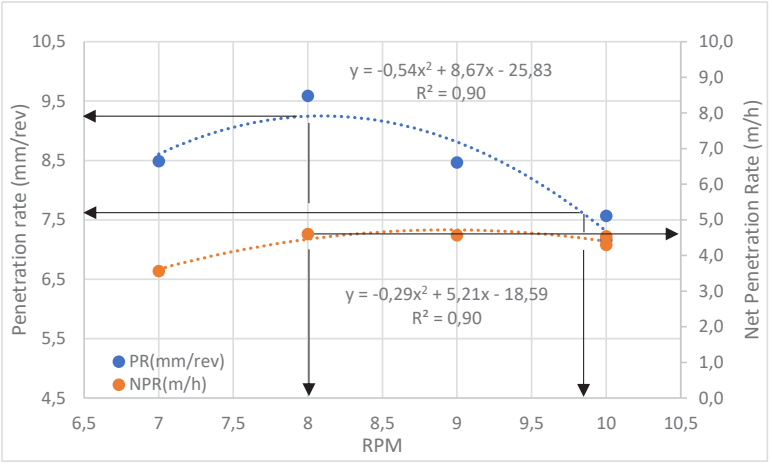


Figure 8. PR and NPR rate based on the 'RPM test' C-2 (Eide, 2014) (Macias, 2016).

Table 4 shows results of average chip size, chipping frequency, cubic chip size and chip shape factor based on the 'RPM test' C-2 (Eide, 2014) (Macias, 2016).

Table 4. Results of average chip size, chipping frequency, cubic chip size and chip shape factor based on the 'RPM test' C-2 (Eide, 2014) (Macias, 2016).

Cutterhead rpm	PR (mm/rev)	NPR (m/h)	Average chip size (mm)			Chipping frequency f_{ch} (rev^{-1})	Cubic chip size (1000 mm^3)	Chip shape factor	
			H_{ch}	W_{ch}	L_{ch}			f_{hw}	f_{wl}
10	7.57	4.54	25.77	83.16	197.46	0.294	423.1	0.31	0.42
9	8.47	4.57	27.23	86.58	183.17	0.311	431.9	0.31	0.47
8	9.59	4.60	**32.12**	**90.85**	193.92	**0.299**	**565.8**	0.35	0.47
7	8.49	3.57	25.89	83.40	181.95	0.328	392.9	0.31	0.46
10	7.16	4.30	28.21	87.56	196.12	0.254	484.4	0.32	0.45

Based on the analysis of chip data in Table 4, the rock breaking process is most efficient at the cutterhead rpm values around 8 for this specific machine and geological parameters. The 'optimal' cutterhead rpm corresponds with the largest cubic chip size (1000 mm^3) and the

average chip size (mm) parameters H_{ch}, W_{ch}. The chipping frequency trends to increase at lower rpm values, also influencing the rock breaking efficiency (Macias, 2016).

The chipping frequency and cubic chip size as a function of rpm based on the 'RPM test' C-2 is shown in Figure 9 (Eide, 2014) (Macias, 2016).

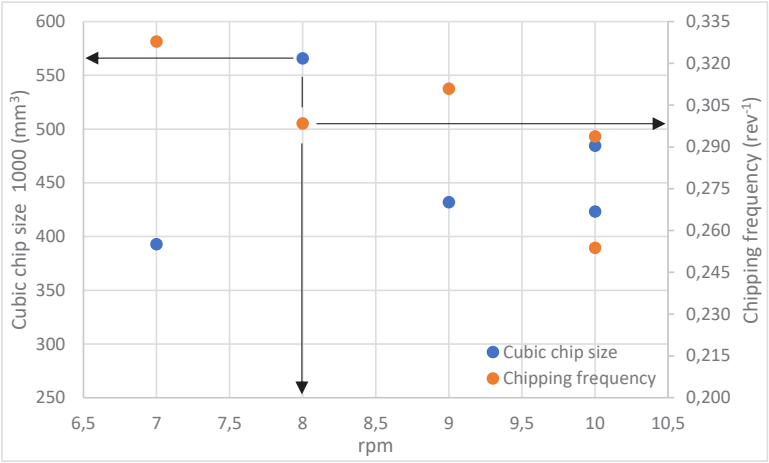


Figure 9. The cubic chip size and chipping frequency as a function of rpm based on the 'RPM test' C-2 (Eide, 2014) (Macias, 2016).

The results from Table 4 and Figure 9 shows for the cutterhead rpm value around 8 a cubic chip size value of 565.8 and a chipping frequency value of 0.299.

The shape of the chips at low thrust levels moves from flat and elongate towards a more elongated shape and at higher thrust levels even a more cubic shape (Bruland, 2000b). The results from the average chip sizes in this project indicates a flat and elongated chip shape (Figure 10) (Eide, 2014, Macias, 2016).

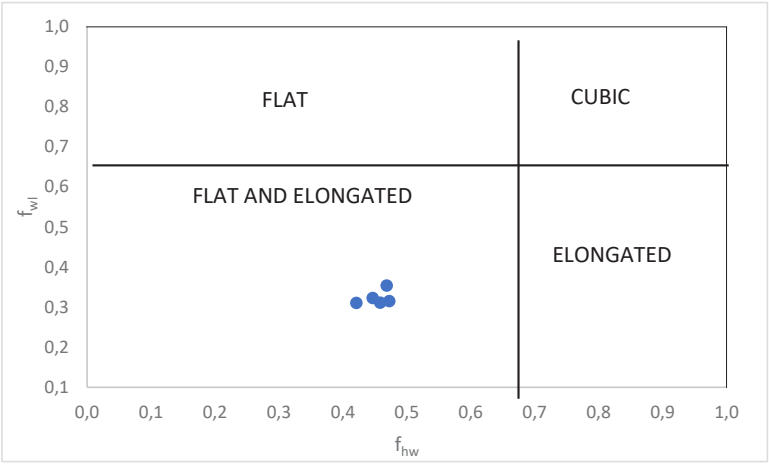


Figure 10. Chip shape results from average chip sizes based on the 'RPM test' C-2 (Eide, 2014, Macias, 2016).

Based on the effect of rpm, thrust, Penetration Rate (PR) and Net Penetration Rate (NPR) on chipping frequency/size estimates the influence of variation in rpm on the rock response time. The definition of the rock response time in this context is related to the time it takes for a chip to be formed by one, two or three passes of a disk cutter and relates in this study to a theoretical average gauge cutter position on the TBM cutterhead (Table 5) (Eide, 2014, Macias, 2016).

Table 5. Rock response time for 1,2 and 3 passes of a disk cutter (Eide, 2014, Macias, 2016).

Cutterhead rpm	PR (mm/rev)	NPR (m/h)	1. Cutter pass time (s)	2. Cutter pass time (s)	3. Cutter pass time (s)
10	7.57	4.54	0.010	0.019	0.029
9	8.47	4.57	0.011	0.021	0.032
8	**9.59**	**4.60**	**0.012**	**0.024**	**0.036**
7	8.49	3.57	0.014	0.028	0.041
10	7.16	4.30	0.010	0.019	0.029

For this specific geology and machine parameters with a cutterhead velocity of 8 rpm the rock response time is for 1, 2 and 3 passes of a disk cutter 0.012, 0.024 and 0.036 seconds to form a chip. Figure 11 show estimates of the rock response time based on Table 4 and Table 5 (Eide, 2014, Macias, 2016).

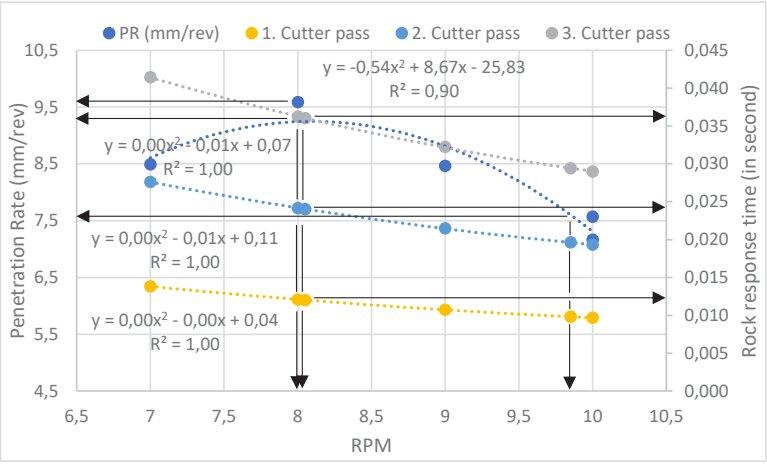


Figure 11. Estimates of rock response time (in second) based on (Eide, 2014) (Macias, 2016).

Case 2: The New Ulriken Tunnel (Braa and Hopland, 2017).

The project TBM is an Herrenknecht open type 9.33-meter diameter hard rock TBM (Table 6) (Braa and Hopland, 2017).

Table 6. TBM machine data (Braa and Hopland, 2017) (BANENOR, 2016a) (HERRENKNECHT, 2015 as cited in Braa and Hopland, 2017).

TBM manufacturer	Herrenknecht
TBM diameter	9.33 m
Face area	68 m^2
Machine length	155 m, 130 m back-up included
TBM Total weight	1800 tons
Numbers of cutters	62
Cutter diameter	(19 inches) 483 mm
Power	5250 kW, 4200 kW (Cutterhead)
Thrust	27500 kN

Geology

The geology in the Bergen area consist of several complexes with various igneous and metamorphic sedimentary rocks and the case area consists of a mix of feldspar, mica, and augen gneiss with biotite rich bands. The fracturing factor is 1.08 with average spacing of approximately 28 cm and a 45° angle (Braa and Hopland, 2017).

Results and analyses

Table 7 shows results of rpm, thrust, PR, NPR and Table 8 shows the optimal rpm based on the 'RPM test' at TM 4361.59 - TM 4362.47 (Braa and Hopland, 2017).

Table 7. Results based on the 'RPM test' at TM 4361.59 - TM 4362.47 (Braa and Hopland, 2017).

Cutterhread rpm	Thrust (kN/c)	PR (mm/rev)	NPR (m/h)
3.5	338.57	6.86	1.45
4.0	343.15	7.42	1.79
4.5	342.82	7.65	2.07
5.0	345.41	7.71	2.32

Table 8. Results based on the 'RPM test' at TM 4361.59 - TM 4362.47 (Braa and Hopland, 2017).

	Cutterhead rpm	PR (mm/rev)	NPR (m/h)
NPR Maximum	5.00	7.71	2.32
Optimal rpm (NPR -5% before maximum)	4.74	7.72	2.20

The maximum NPR is set at 2.32 (m/h) and this gives an optimal rpm for this specific geology of 4.74 rpm. This corresponds to a PR of 7.72 (mm/rev) and an NPR of 2.20 (m/h).

Figure 12 shows the PR and NPR rate based on the 'RPM test' at TM 4361.59 - TM 4362.47 (Braa and Hopland, 2017).

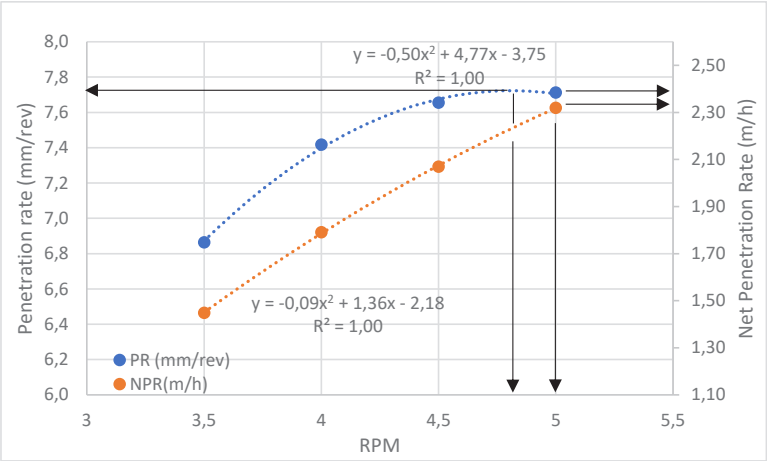


Figure 12. PR and NPR rate based on the 'RPM test' at TM 4361.59 - TM 4362.47 (Braa and Hopland, 2017).

Table 9 shows results of average chip size, chipping frequency, cubic chip size and chip shape factor based on the 'RPM test' at TM 4361.59-TM 4362.47 (Braa and Hopland, 2017).

Table 9. Results of average chip size, chipping frequency, cubic chip size and chip shape factor based on the 'RPM test' at TM 4361.59-TM 4362.47 (Braa and Hopland, 2017).

rpm	PR (mm/rev)	NPR (m/h)	Average chip size (mm)			Chipping frequency fch (rev^{-1})	Cubic chip size (1000 mm^3)	Chip shape factor	
			H_{ch}	W_{ch}	L_{ch}			f_{hw}	f_{wl}
3.5	6.86	1.45	26.1	67.8	154.6	0.263	273.3	0.39	0.44
4.0	7.42	1.79	32.2	85.0	163.1	0.230	446.1	0.38	0.52
4.5	7.65	2.07	36.2	88.2	152.3	0.211	486.3	0.41	0.58
5.0	7.71	2.32	**36.4**	**85.0**	177.6	**0.212**	**549.5**	0.43	0.48

Based on the analysis of chip data in Table 9, the rock breaking process is most efficient at the cutterhead rpm values around 5 for this specific machine and geological parameters. This result corresponds with the largest cubic chip size (1000 mm^3) and the average chip size (mm) parameters H_{ch}, W_{ch}. The chipping frequency trends to increase at lower rpm values, also influencing the rock breaking efficiency (Macias, 2016).

The chipping frequency and cubic chip size as a function of rpm based on the 'RPM test' at TM 4361.59-TM 4362.47 is shown in Figure 13 (Braa and Hopland, 2017).

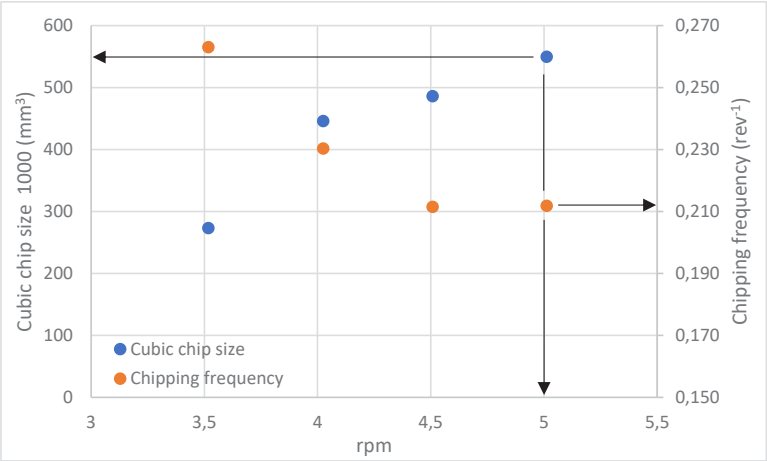


Figure 13. The cubic chip size and chipping frequency as a function of rpm based on the 'RPM test' at TM 4361.59 - TM 4362.47 (Braa and Hopland, 2017).

The results from Table 9 and Figure 13 shows at the cutterhead rpm value around 5 a cubic chip size value of 549.5 and a chipping frequency value of 0.212. The results from the average chip sizes in this project indicates a flat and elongated chip shape (Figure 14) (Braa and Hopland, 2017).

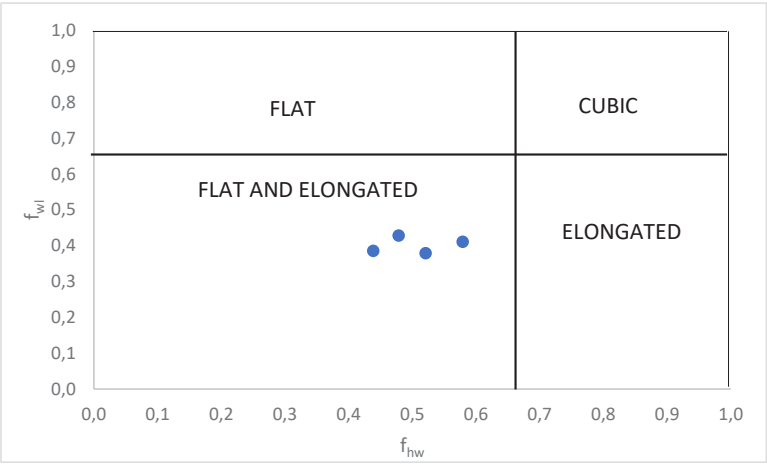


Figure 14. Chip shape from results of average chip sizes based on the 'RPM test' at TM 4361.59 - TM 4362.47 (Braa and Hopland, 2017).

Rock response time

Based on the effect of rpm, thrust, Penetration Rate (PR) and Net Penetration Rate (NPR) on chipping frequency/size estimates the influence of variation in rpm on the rock response time. The definition of the rock response time in this context is related to the time it takes for a chip to be formed by one, two or three passes of a disk cutter and relates in this study to a theoretical average gauge cutter position on the TBM cutterhead (Table 10).

Table 10. Cutter response time for 1,2 and 3 passes of a disk cutter (Braa and Hopland, 2017).

Cutterhead rpm	PR (mm/rev)	NPR (m/h)	1. Cutter pass time (s)	2. Cutter pass time (s)	3. Cutter pass time (s)
3.50	6.86	1.45	0.019	0.038	0.057
4.00	7.42	1.79	0.017	0.033	0.050
4.50	7.65	2.07	0.015	0.030	0.045
5.00	**7.71**	**2.32**	**0.013**	**0.027**	**0.040**

For this specific geology and machine parameters with a cutterhead velocity of 5 rpm the rock response time is for 1, 2 and 3 passes of one cutter 0.013, 0.027 and 0.040 seconds to form a chip. Figure 15 show estimates of the rock response time based on Table 9 and Table 10 (Braa and Hopland, 2017).

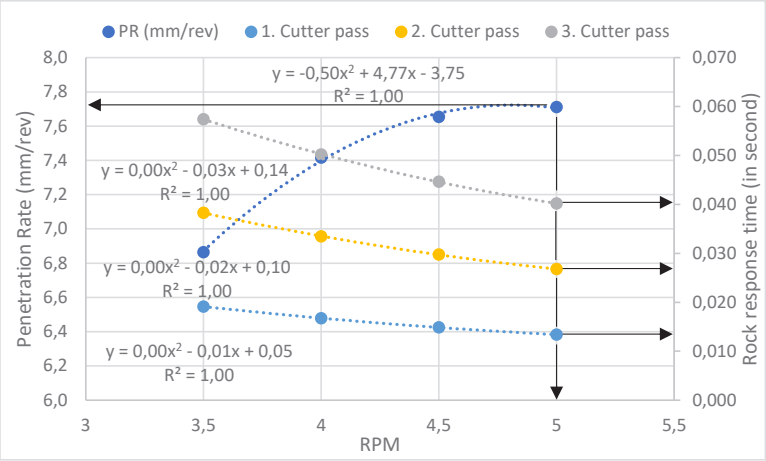


Figure 15. Estimates of rock response time (in second) based on the 'RPM test' at TM 4361.59 - TM 4362.47 (Braa and Hopland, 2017).

CONCLUSIONS

The paper studies the TBM rotation velocity influence on rock response time (in second) in relation to the hard rock breaking process under a disk cutter. The rock response time have been analyzed based on a literature study of two different case studies for a specific geology.

The main conclusions are:

Case 1:

- Based on the analysis of chip data in Table 4, the rock breaking process is most efficient at the cutterhead rpm values around 8 for this specific machine (5.5 m diameter) and geological parameters. The 'optimal' cutterhead rpm corresponds with the largest cubic chip size (1000 mm^3) and the average chip size (mm) parameters H_{ch}, W_{ch}.
- For this specific geology and machine parameters with a cutterhead velocity of 8 rpm the rock response time is for 1, 2 and 3 passes of a cutter 0.012, 0.024 and 0.036 seconds to form a chip.

Case 2:

- Based on the analysis of chip data in Table 9, the rock breaking mechanism is most efficient at the cutterhead rpm values around 5 for this specific machine (9.33 m diameter) and geological parameters. This result corresponds with the largest cubic chip size (1000 mm^3) and the average chip size (mm) parameters H_{ch}, W_{ch}.
- For this specific geology and machine parameters with a cutterhead velocity of 5 rpm the rock response time is for 1, 2 and 3 passes of a cutter 0.013, 0.027 and 0.040 seconds to form a chip.

The project results indicate a connection between the test and result parameters on the rock's response time. The results are interesting and provide a basis for further research.

References

BANENOR 2016a. *Arna-Bergen double track.* https://www.banenor.no/.

BRULAND, A. 2000a. *Hard rock tunnel boring : Vol. 6 : Performance data and back-mapping.* Vol. 6, Norwegian University of Science and Technology, Department of Building and Construction Engineering.

BRULAND, A. 2000b. *Hard rock tunnel boring : Vol. 7 : The Boring Process.* Vol. 7, Norwegian University of Science and Technology, Department of Building and Construction Engineering.

BRULAND, A. 2000c. *Hard Rock Tunnel Boring Vol. 1 - Background and Discussion.* Trondheim, Norwegian University of Science and Technology, Department of Building and Construction Engineering.

BRAA, J. & HOPLAND, R.-R. M. J. 2017. *The New Ulriken Tunnel-TBM Performance Prediction in Hard Rock.* Norwegian University of Science and Technology.

EIDE, L. N. R. 2014. *TBM Tunnelling at the Stillwater Mine.* Norwegian University of Science and Technology.

HERRENKNECHT 2015. *Assembly Cutterhead Drawing.*

LISLERUD, A. 1997. Principles of Mechanical Excavation. Possiva report 97-12, Helsinki, Finland (1997). ISBN 951-652-037-5.

MACIAS, F. J. 2016. *Hard rock tunnel boring: performance predictions and cutter life assessment.* 2016:350, Norwegian University of Science and Technology, Faculty of Engineering Science and Technology, Department of Civil and Transport Engineering.

NTH 1983. Hard Rock Tunnel Boring, Project Report 1-83. Norwegian Institute Technology, Div. of Construction Engineering, Trondheim, Norway (1983).

THE ROBBINS COMPANY 2011. *Technical Proposal #032911-2O-T-REV 3 for the Supply of a Remanufactured 18'-0" (5.5 m) Hard Rock Open Gripper TBM, Back-up System and Auxiliary quipment for the Footwall Drive Tunnels, Stillwater Mine Project (Received by e-mail 29.11.2013).*

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK

BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2022

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

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

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

SAMMENDRAG

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

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

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

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

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

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

SUMMARY

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

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

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

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

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

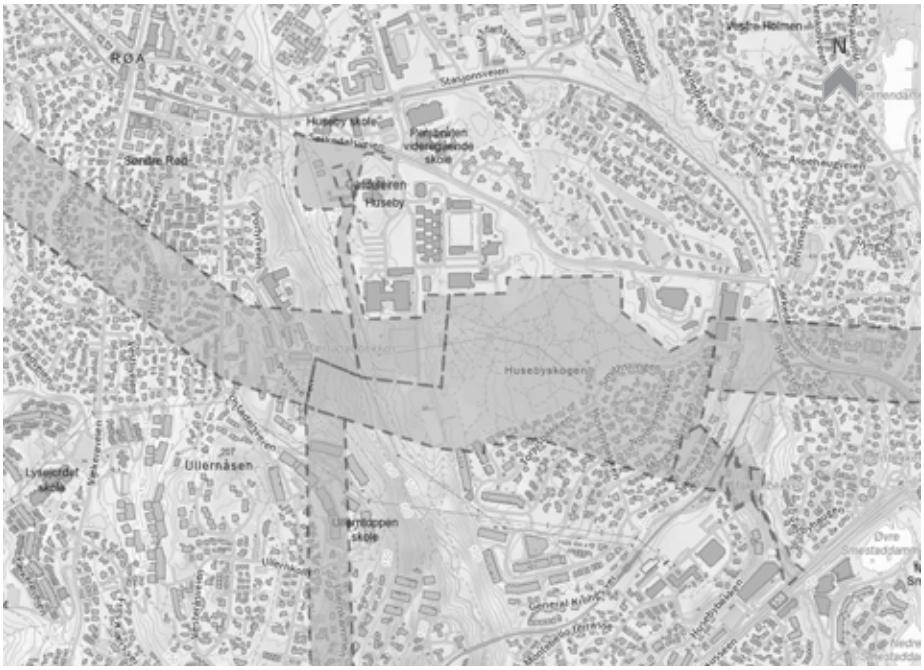
LIDAR scanner. The scan will be used to identify the actual jointing of the rock mass and to verify that the most critical wedges are supported sufficiently by the applied rock support.

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

INTRODUKSJON

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

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



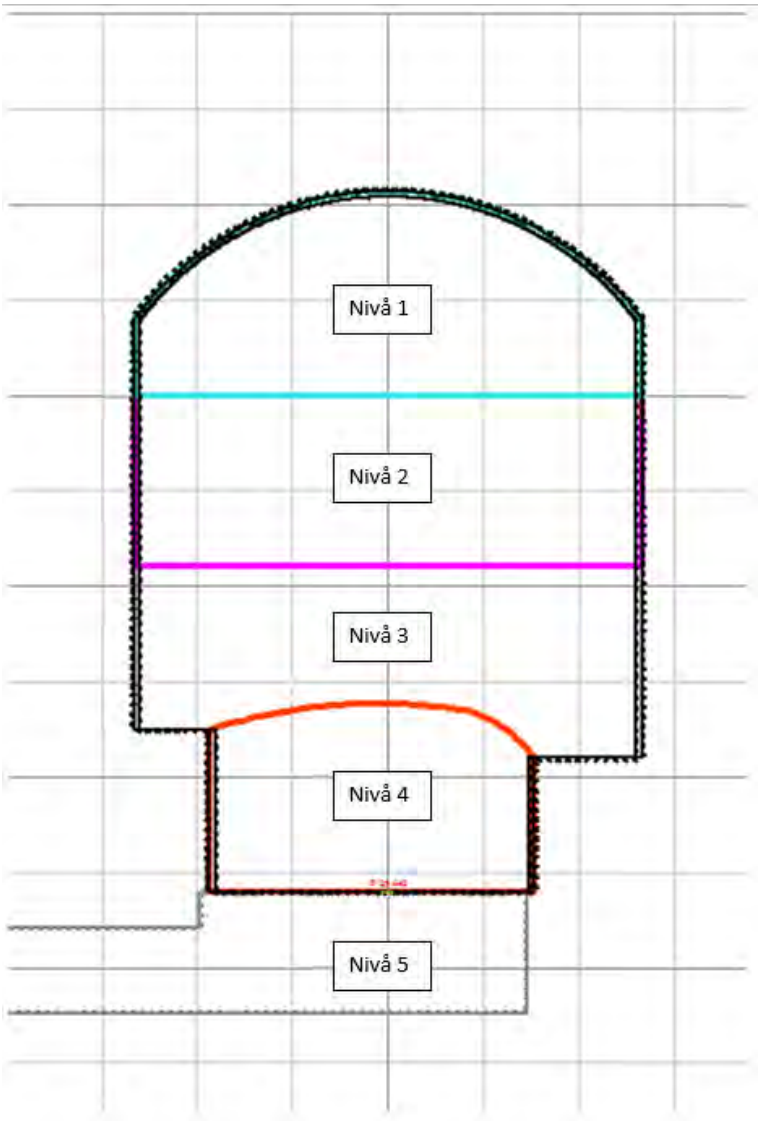
Figur 1 Oversiktskart som viser plassering av vannbehandlingsanlegget som bygges på Huseby. Fjellhallene bygges i tre nivåer under Husebyskogen. Det er bygget adkomsttunnel fra Husebyjordet ved Huseby skole og fra Skiparken ved Makrellbekken.

OM ANLEGGET

Anleggsteknisk

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

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



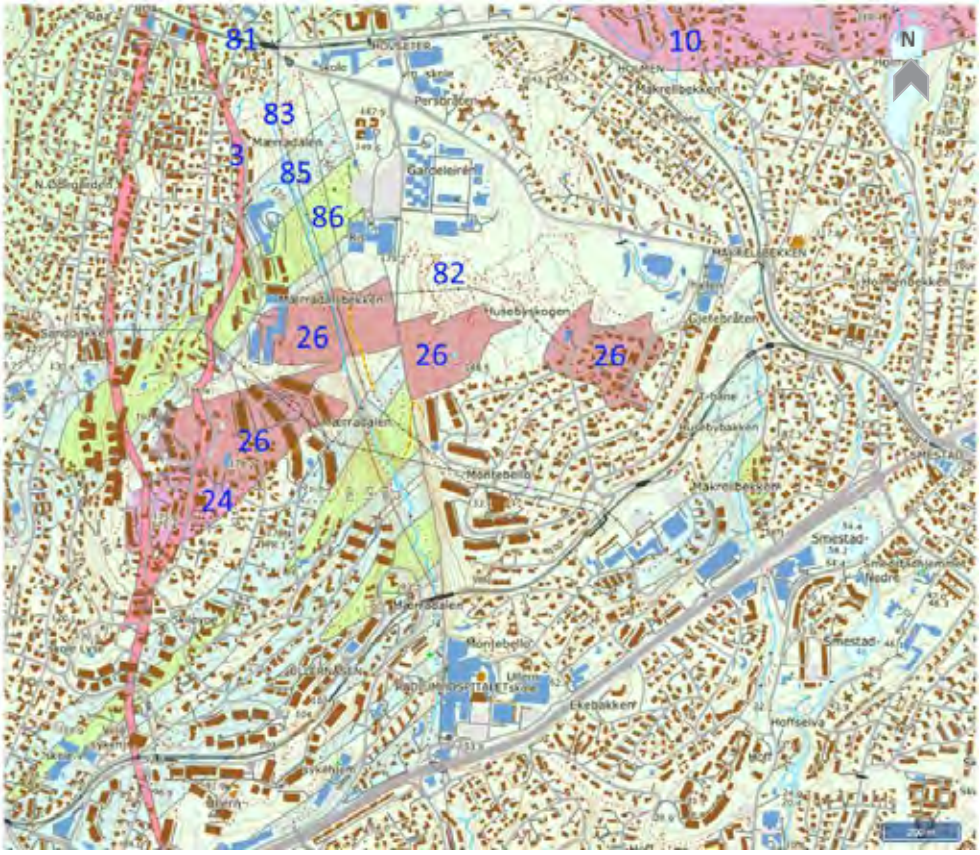
Figur 2 Illustrasjon av tverrsnitt av hallen med 5 nivåer for uttak av berg

Totalvolumet av vannbehandlingsanlegget er i overkant av 1 million prosjekterte faste kubikkmeter. På det meste har det blitt produsert opp mot 20 000pfm3 pr. uke. Med et snitt på ca. 15 000pfm3 pr. uke.

Geologi

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

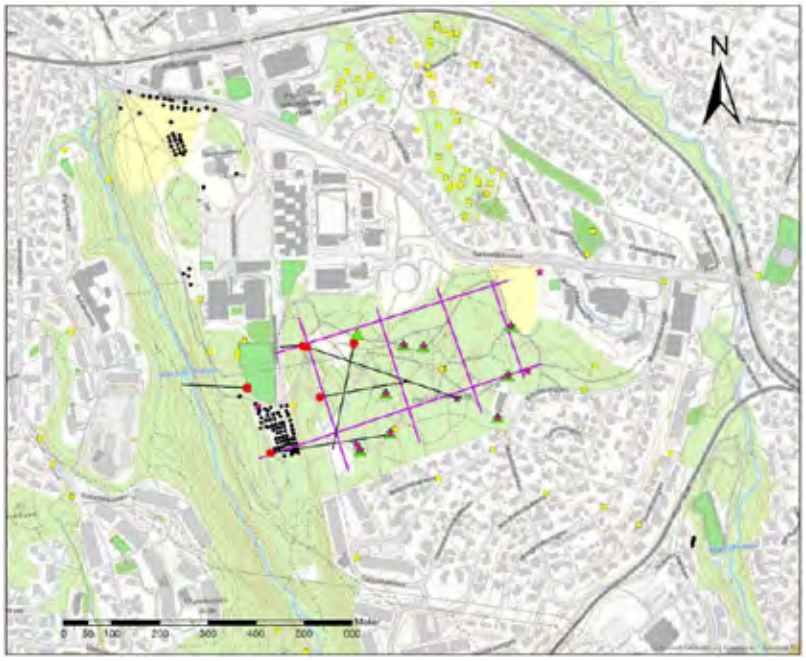
vi kunne forvente mye hornfels og intrusive dypbergarter som gabbro og monzodiotitt samt ganger av syenitt og basalt. Området er gjennomskåret av flere svakhetssoner med varierende vinkel til de ulike hallene og tunnelene. Bergoverdekningen varierer mellom 10 til 70 m.



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

Grunnundersøkelser

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



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

Spenningsmålinger

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

Tabell 1 Resultat av bergspenningsmålinger

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

	5,4 (60/0)	8,7 (150/0)	1,5 (0/90)	Måling på 56 m dyp
	σ_2	σ_1	σ_3	
3D spenningsmåling (strøk/fall)	1,31 ± 1,25 (324/64)	3,32 ± 1,80 (112/23)	-1,02 ± 1,66 (207/12)	

Prosjektert bergsikring av hallene

Forprosjektering

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

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

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

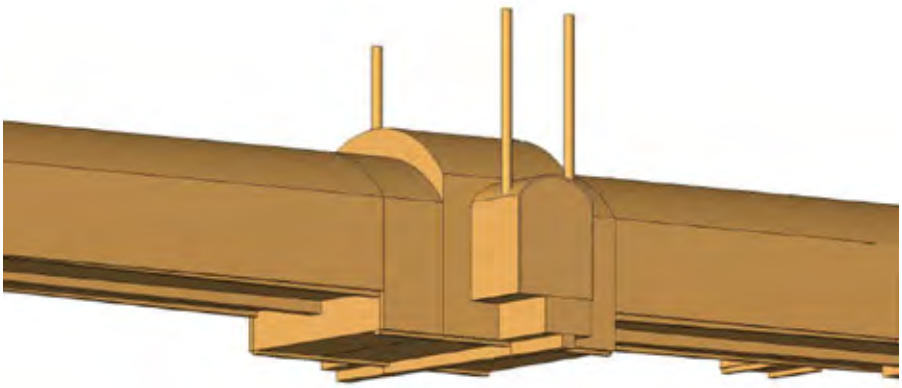
Gitterbuer vurderes som en svært god metode å bruke når bergmassen er så svak at lastene blir overført til buen over tid. Buene blir da mobilisert som en lastbærende konstruksjon. Den regelmessige geometrien til buene vil være svært gunstig under slike forhold.

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

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

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

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



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

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

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

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

Prosjektering underveis

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

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

MODELLERING

Oppsett og rammebetingelser

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

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

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

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

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

- Størrelsen på modellen ble valgt til å være BxLxH = 600x900x150 m slik at den dekker hele det komplekse underjordsanlegget.

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

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

Analysene inkluderer:

• Simulering 0: Simulerer situasjonen in-situ for å reflektere utgangspunktet før tunnel- og sprengningsarbeidene starter.

• Simulering 1: Simulerer hele underjordsanlegget med alle kaverner og tunneler etter at alle sprengningsarbeider er fullført, men uten at noen form for sikring er inkludert i modellen. Denne simuleringen skal demonstrere spennings- og deformasjonsstilstanden etter at hele underjordsanlegget er sprengt ut. Den innhentede informasjonen brukes til å:

- Evaluere den globale stabiliteten i det komplette underjordsanlegget
- Identifisere potensielle lokaliteter der anomalier av spenninger og/eller deformasjoner skaper bekymringer
- Identifisere egnede lokaliteter for installasjon av måleutstyr (LTDM og Ekstensometer).

• Simulering 2: Simulering ved definerte milepæler med hensyn til fremdriften og tilhørende oppdaterte spenningsmålinger. Denne simuleringen brukes til å beregne spenningsforholdene og påfølgende deformasjoner for å sammenligne med målte resultater sekvensielt med fremdriften og på utvalgte lokaliteter.

• Simulering 3: Sekvensiell simulering i henhold til sprengningsplanen. Sprengningsplanen følges strengt i denne simuleringen slik at resultater fra den numeriske modellen kan konverteres til tidsdomene. Dette muliggjør sammenligning mellom resultater fra numerisk modell med data fra målingene som blir utført.

• Ytterligere simuleringer: Lokale modeller kan være nødvendig dersom det er behov for å se nærmere og detaljert på gitte områder. Hensikten med simuleringen(e) er å evaluere stabiliteten og sjekke nødvendig/effekt av bergsikringen.

PROSESS FOR VALG AV SIKRING

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

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

Beregning av kiler

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

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

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

Partial Factors

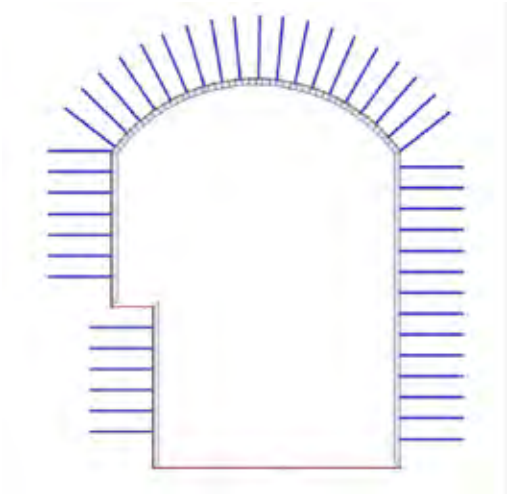
Permanent Actions (A)		
Unfavourable	γ_G	1
Favourable	γ_G	1
Variable Actions (A)		
Unfavourable	γ_Q	1.3
Favourable	γ_Q	0
Material Parameters (M)		
Effective cohesion	$\gamma_{c'}$	1.25
Coefficient of shearing resistance	γ_{ϕ}	1.25
Weight density	γ_{γ}	1
Shear strength (other models)		1.25
Resistance (R)		
Earth resistance	γ_{Re}	1
Anchorage (R)		
Bolt tensile capacity	γ_a	1
Seismic		
Seismic Coefficient		1
Water		
Water Pressure		1
Shotcrete		
Shotcrete Shear Strength		1

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

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

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

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



Figur 7 Prinsippskisse av en hall med tverrsnitt på underkant av 1000 m^2 illustrert med boltesikring og sprøytebetong

Resultater så langt – modellering

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

Resultatene fra simulering 1 viser følgende:

• I det alt vesentlige gir spenningsomlagringen en største hovedspenning rundt kavernene som varierer fra 2 til 10 MPa i trykk, avhengig av dybden på kavernene. Dette spenningsnivået anses å være rimelig og gunstig med tanke på innspenning.

• Minste hovedspenning rundt noen kaverner er mindre enn 0,5 MPa i trykk. Dette nivået anses å være lavt, noe som kan bety en redusert innspenning, som igjen kan føre til at potensielle instabile blokker kan falle ut.

• Deformasjonene viser ca. 4 til 8 mm i konvergens i hengen på forskjellige steder, og i sålen er det også målt konvergens hvilket faktisk betyr gulvheving. Konvergens i heng er mer relevant for stabilitetsvurderingen, mens gulvheving på 10 mm under bygging i praksis kan neglisjeres da det ikke utgjør et sikkerhetsproblem.

• Spennings-, deformasjons- og flytresultater på enkelte steder (en sjakt, en tynn horisontal pilar mellom kaverner og en høy vegg i en kaverne/kryss som krysset flere svakhetssoner) indikerte bekymringssituasjoner. Drivemetode og bergsikringstiltak for disse områdene ble videre evaluert i en etterfølgende lokal simulering.

• Basert på resultatene fra numeriske modeller ble det installert måleutstyr (bergspenninger og deformasjoner) på 6 lokaliteter for oppfølging av stabilitet over tid.

Resultater fra modellen med bergsikringstiltak indikerte som følger:

• Den viktigste forbedringen man oppnådde med bergsikringen var i den høye veggen i sammenkoplingen i kryssområdet mellom kaverne og tilkoplingstunnelene. Uten bergsikring er deformasjonen i dette området mer enn 30 mm, mens med bergsikring (systematisk bolting og sprøytebetong) er deformasjonen her redusert til ca. 18 mm – tilsvarende ca. 60 % av den situasjonen man hadde uten sikring.

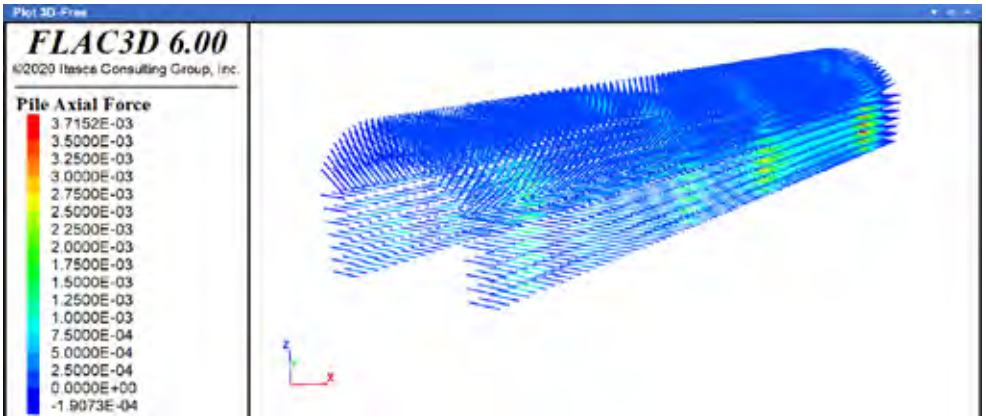
• Dette resultatet indikerer at den påførte bergsikringen effektivt kontrollerer deformasjonen i dette kryssområdet.

• Resultatet av modelleringen med fokus på flytsone viser svak forbedring med bergsikring i forhold til uten.

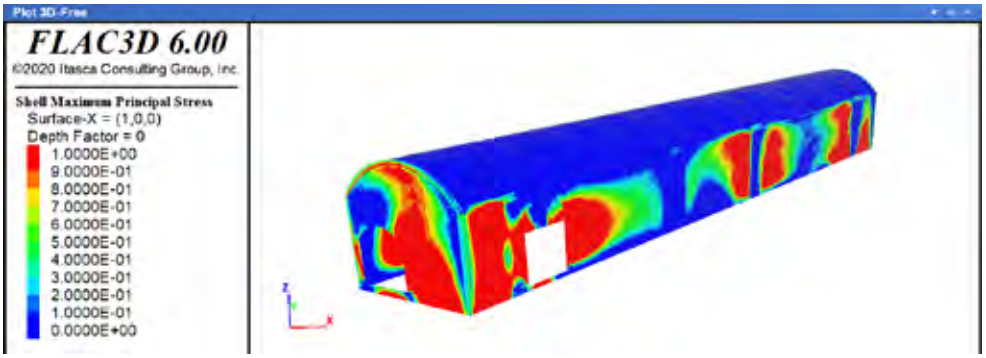
• Bergbolter: Med 32 mm bolter vil SF være mer enn 50 som vist i Figur 8, mens SF vil være omtrent 30 med 22 mm bolter. Det bemerkes at modellen er kontinuerlig, og oppsprekking i bergmassen ble inkludert indirekte ved vurdering av bergmassekvalitet.

• Sprøytebetong i heng: modellresultat indikerer en stabil tilstand for sprøytebetongen i hengen (SF-kompresjon >3,5 og SF-spenning er ca. 2). Langs svakhetssonen er SF i kompresjon omtrent 1.

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



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

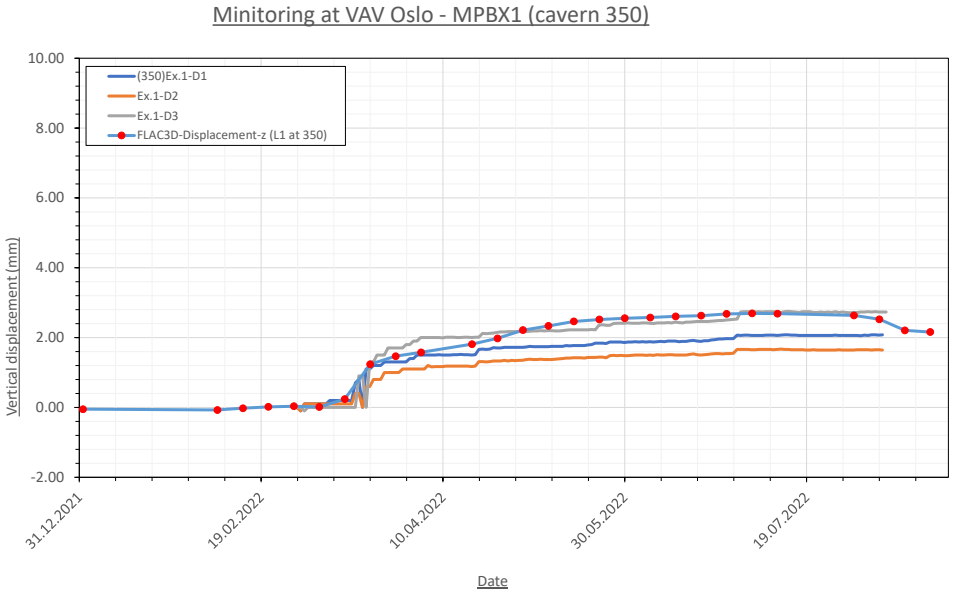


Figur 9 Maximum spenning I sprøytebetongen indikerer områder med strekkspenninger (med rød farge).

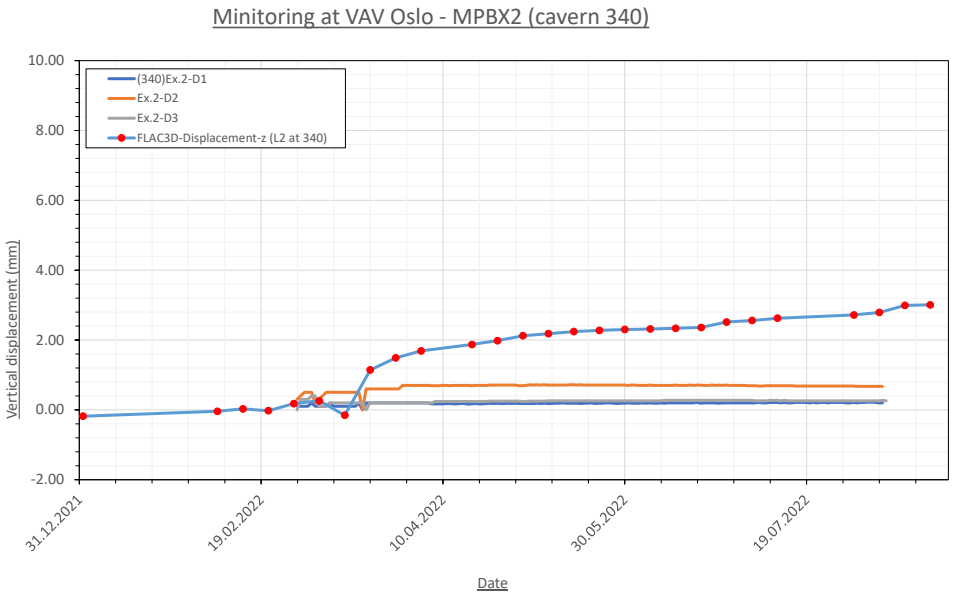
Simuleringer ble utført i henhold til planlagt fremdrift uke for uke. Resultater fra disse simuleringene ble samlet inn og sammenlignet med data registrert i måleutstyret. Sammenligning av simuleringsresultatene og overvåkingsdata kan sees i Figur 10 til Figur 13.

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

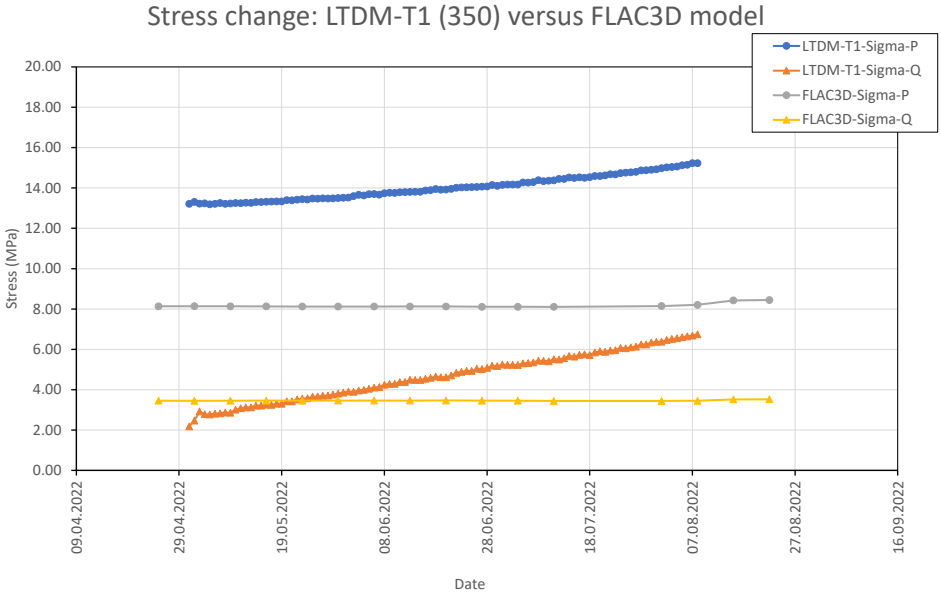
Modellen brukes fortsatt som et planleggingsverktøy for evaluering av stabilitetstilstand under drivingen og planen er at det skal den gjøre til man har drevet underjordsanlegget ferdig.



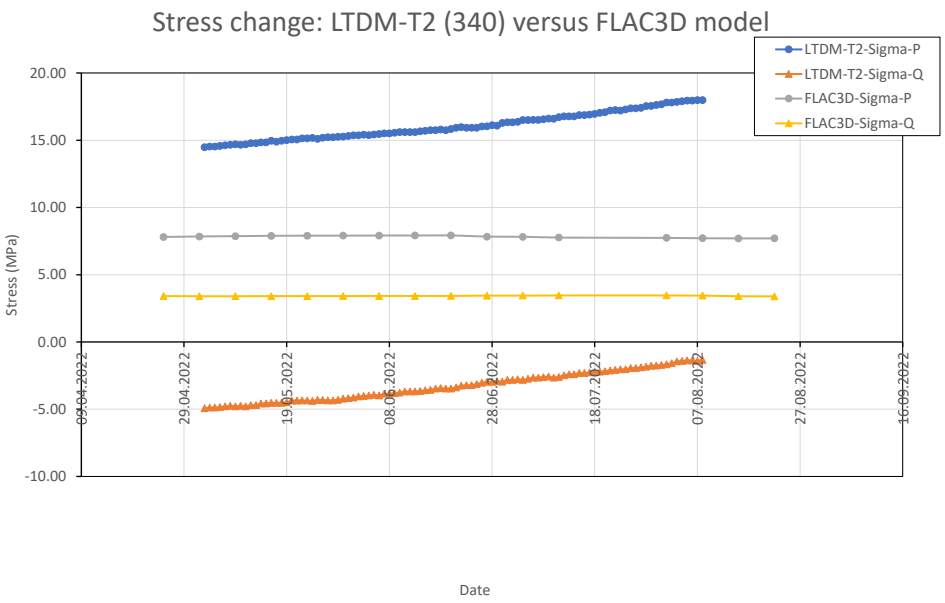
Figur 10 Deformasjoner modellerte versus registrerte deformasjoner til gitte tidspunkt i ekstensometer MPBX1.



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



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



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

VEIEN VIDERE

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

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

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

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

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

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

Modelleringen i Undwedge og SINTEFs modellering oppdateres med verifiserte parametere.

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

OPPSUMERING

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

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

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

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

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

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

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

Resultater så langt:

• I det alt vesentlige gir spenningsomlagringen en største hovedspenning rundt kavernene som varierer fra 2 til 10 MPa i trykk, avhengig av dybden på kavernene. Dette spenningsnivået anses å være rimelig og gunstig med tanke på innspenning.

• Minste hovedspenning rundt noen kaverner er mindre enn 0,5 MPa i trykk. Dette nivået anses å være lavt, noe som kan bety en redusert innspenning, som igjen kan føre til at potensielle instabile blokker kan falle ut.

• Deformasjonene viser ca. 4 til 8 mm i konvergens i hengen på forskjellige steder, og i sålen er det også modellert konvergens hvilket faktisk betyr gulvheving. Konvergens i heng er mer relevant for stabilitetsvurderingen, mens gulvheving på 10 mm under bygging i praksis kan neglisjeres da det ikke utgjør et sikkerhetsproblem.

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

REFERANSER

/i/ Multiconsult Cowi og Asplan 2019 «Ny vannforsyning Oslo E8 – Forberedende arbeider, Ingeniørgeologisk og hydrogeologisk rapport» NVO-MCA-30-CK-002-0, rev 04C
Referanser
/ii/ Multiconsult Cowi og Asplan 2019 «Ny vannforsyning Oslo E8 – Forberedende arbeider, Ingeniørgeologisk og hydrogeologisk rapport» NVO-MCA-30-CK-002-0, rev 04C
/iii / Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk NFF 2008, håndbok «Tung bergsikring i undergrunnsanlegg» nummer 5
/iv / Vann- og Avløpsetaten Oslo kommune, Bjørnar Gammelsæter 2022 «Analyse av mulige blokkdannelser og sikkerhet mot utgliding i hall360 – NVO E8»
/v/ Vann- og Avløpsetaten Oslo kommune, Bjørnar Gammelsæter 2022 «Analyse av mulige blokkdannelser og sikkerhet mot utgliding i hall350 – NVO E8»
/vi/ Vann- og Avløpsetaten Oslo kommune, Bjørnar Gammelsæter 2022 «Analyse av mulige blokkdannelser og sikkerhet mot utgliding i hall330 – NVO E8»

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2022

MINERALSK SVELLING I SVAKHETSSONER – HAR DET SKJEDD? OG HVA ANNET KAN SKJE DER?

Swelling minerals in weakness zone gouge – Has it happened? And what else may be happening there?

Are Håvard Høien, Statens vegvesen, Vegdirektoratet

SAMMENDRAG

Innhold av svellende mineraler i svakhetssonemateriale har lenge vært betraktet som et vesentlig bidrag til problemer både under driving og i driftsperioden av norske tunnel og bergrom. På 60-tallet, bl.a. på den første Fjellsprengningskonferansen, ble det etablert en årsakssammenheng mellom innhold av svellende mineraler i svakhetssoner og stabilitetsproblemer som senere har vært lite problematisert. Målet for denne artikkelen er å se på grunnlaget for denne årsakssammenhengen, og se på om det er berettiget å hevde at svellende materialer in-situ utøver et trykk som skal føre til stabilitetsproblemer. I tillegg diskuteres om svelletrykkstesten på utsiktet svakhetssonemateriale tester egenskaper som er relevante for oppførselen av et svakhetssonemateriale in-situ. Det konkluderes med at en eventuell mineralsk svelling sannsynligvis allerede har skjedd ute i naturen og at det er andre typer tidsavhengige deformasjoner som skaper stabilitetsproblemer, slik som konsolidering, mekanisk svelling, kryp og skvising. Dette innebærer at man prinsipielt kan slutte å teste svelletrykk av svakhetssonemateriale. Samtidig påpekes det at disse testene, relevante eller ikke, er preget av store usikkerheter og uansett er lite anvendbare i praksis.

ABSTRACT

The content of swelling minerals in weakness zone gauge have traditionally been considered a significant contribution to problems both during excavation and in the operating period of Norwegian tunnels and underground spaces. In the 60s, i.a. at the first Fjellsprengningskonferansen, a causal link was established between the content of swelling minerals in weakness zones and stability problems, which have been of little discussion later. The objective of this article is to look at the basis of this causality, and to consider whether it is justified to claim that swelling materials in-situ exert a pressure that will lead to stability problems. Also discussed is whether the Norwegian common swelling pressure tested on a fraction of the original weakness zone material, actually tests properties that are relevant to the behaviour of a weakness zone material in-situ. It is concluded that any mineral swelling has probably already occurred in nature and that there are other types of time-dependent deformations that create stability problems, such as consolidation, mechanical swelling, creep and squeezing. This means that, in principle, you can stop testing the swelling pressure of weakness zone material. Also, it is pointed out that these tests, relevant or not, are characterized by large uncertainties and are in any case not very applicable in practice.

1 INNLEDNING

Svelling i bergmassen forårsaket av leirmineraler har lenge vært betraktet som et vesentlig bidrag til stabilitetsproblemer i norske tunneler og bergrom. Allerede på den første fjellsprengningskonferansen i 1963 beskrev Selmer-Olsen (1963) både prosesser for svelling i leirmineraler, eksempler fra anlegg og hadde forslag til hvordan slike soner burde sikres. Noen år senere publiserte Brekke (1965) og Brekke og Selmer-Olsen (1965) artikler som beskriver en årsakssammenheng mellom innhold av svellende mineraler i bergmassen og stabilitetsproblemer. I de samme artiklene presenteres det også måter å kvantifisere svellingen på, med bruk av ødometer og frisvelling på utsiktet leirmateriale, i form av en «relativ potensiell svellbarhet».

Videre de neste ca. 10 årene ble det i Norge arbeidet mye med denne type testing av svelleleire i diplomoppgaver og på doktorgradsnivå (Rokoengen 1973), og er bakgrunnen for de testene som benyttes i Norge i dag, bl.a. beskrevet av Mao et al. (2011) og Dahl et al. (2013). I mellomtiden, og senere, har også selve svelleleiretestingen og stabilitetsproblemer i soner som inneholder svelleleire i Norge vært tema for mange diplom-/masteroppgaver, foredrag på Fjellsprengningskonferansen, doktorgrader og gjenstand for internasjonal publisering, den siste av Nilsen (2021).

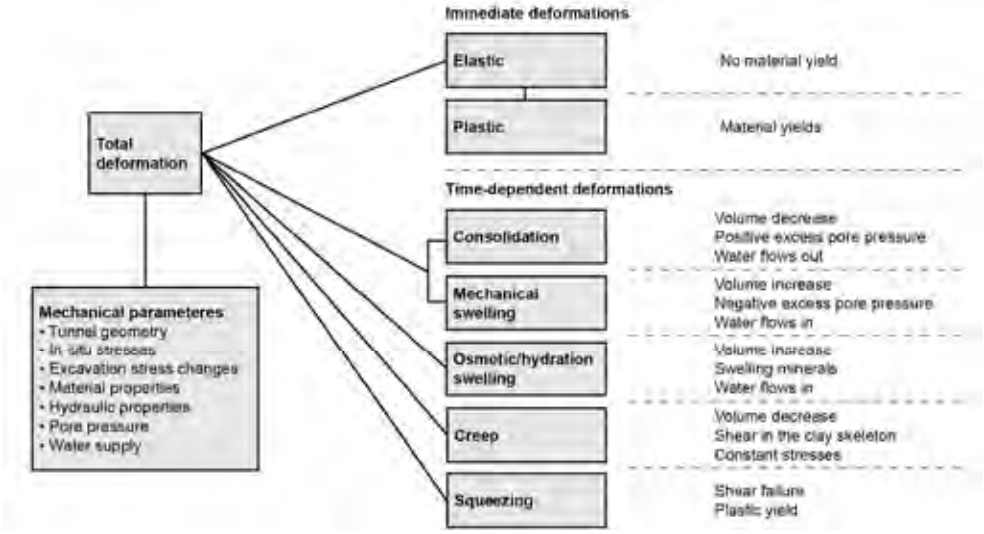
Samtidig har det vært lite oppmerksomhet rundt det å beskrive og kvantifisere andre potensielle årsaker og prosesser som fører til belastning på sikring som viser seg som f.eks. sprekker, og til i siste instans ras. De er nevnt (Selmer-Olsen 1985), men ikke satt fokus på i samme grad som svelleleira som en årsak til deformasjon og lastpåvirkning av sikringskonstruksjonen. Det er også i liten grad satt spørsmålstegn ved årsakssammenhengen mellom målt svelletrykk i laboratoriet og svelling som stabilitetsproblem fremsatt på 60-tallet, før nå i de senere år ved Høien et al. (2019b), Høien et al. (2019c) og Høien (2018).

I denne artikkelen er målet å beskrive relevant teori og legge frem data fra laboratorieanalyser for å se på grunnlaget for å hevde en årsakssammenheng mellom mineralsk svelling i leirholdig svakhetssonemateriale og stabilitetsproblemer. I tillegg diskuteres om testing av mineralsk svelletrykk i laboratoriet på utsiktet materiale er relevant for de faktiske forhold ute i tunneler og bergrom.

2 TEORETISK BAKGRUNN

2.1 Deformasjon av bergmasse på grunn av tunneldriving

Ved driving av tunneler er det to hovedtyper av deformasjoner: umiddelbare og tidsavhengige (Barla 1999). De umiddelbare deformasjonene er avhengig av bergmassens elastiske og plastiske materialegenskaper (se Figur 1). I leirholdige og siltige bergmasser med vann til stede, er umiddelbare og tidsavhengige deformasjoner knyttet til henholdsvis en udrenert og en drenert fase. De umiddelbare, udrenerte deformasjonene skjer uten/før strømning av vann og de drenerte, eller tidsavhengige deformasjonene oppstår med strømning av vann om det er til stede. Helt drenert og helt udrenert atferd er ekstreme forhold som knapt forekommer i praksis, men siden de representerer avgrensende forhold, er deres oppførsel viktige som et teoretisk grunnlag (Terzaghi og Peck 1967).



Figur 1: Typer av deformasjoner knyttet til tunneldriving (Høien 2018)

2.1.1 Umiddelbare deformasjoner

De umiddelbare deformasjonene er forårsaket av in-situ spenning og spenningsendringene i den gjenværende bergmassen på grunn av drivingen. Deformasjonen som er forårsaket av bergspenningen er avhengig av bergmassens elastiske og plastiske egenskaper. Den elastiske er egenskapene til den intakte bergmassen og den plastiske er egenskapene til bergmassen dersom den går til brudd, det vil si når bergmassen gir etter om spenningene overstiger styrken. De plastiske egenskapene til en bergart er lavere, eller, for svært svak bergmasse, de samme som de elastiske egenskapene (Crowder og Bawden 2004).

Når en tunnel drives, forflytter stuffen seg gjennom bergmassen og deformasjoner oppstår som følge av dette. Ifølge Hoek et al. (1997) starter deformasjonen omtrent halvparten av tunneldiameteren foran stuff og ved stuff har omtrent en tredjedel av deformasjonene funnet sted. Ved omtrent en til en og en halv tunneldiameter bak stuff har den elastiske deformasjonen nådd sin endelige verdi (se også Høien et al. (2019a)).

2.1.2 Tidsavhengige deformasjoner

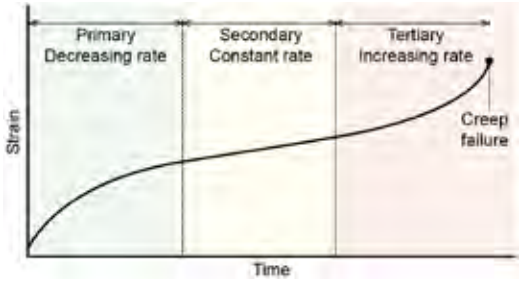
De tidsavhengige deformasjonene er mer komplekse enn de umiddelbare, med mange mulige prosesser som forårsaker dem. De viktigste prosessene er skvising, krypning, konsolidering og svelling (mekanisk og mineralsk), som alle hovedsakelig forårsaker konvergens av tunnelveggene. Den faktiske prosessen som finner sted er avhengig av egenskapene til bergmassen og spenningene, og mer enn én kan forekomme samtidig.

Når det kommer til mekanisk svelling og skvising, påpekte Einstein (1996) at disse fenomenene ofte henger sterkt sammen og at en av disse kan gi opphav til den andre. Han ga noen korte definisjoner for de to: mekanisk svelling er definert som *"Tidsavhengig volumøkning av bergmassen, som fører til innadrettet bevegelse av tunnelkonturen"* og skvising er definert som *"Tidsavhengig skjærbrudd i bergmassen, som fører til innadrettet bevegelse av tunnelkonturen."*.

Når tunnelen drives fremover oppstår endringer i bergspenningene, noe som kan resultere i pore over-/undertrykk. Hvis poretrykksendringen er positivt, vil vannet strømme ut og materialet konsolideres. Videre, hvis det er negativt, vil vannet strømme mot området og det

skjer en mekanisk svelling. Disse prosessene omtales også som den primære konsolideringsfasen (Bellwald 1990).

Kryp er definert som deformasjon på grunn av skjærbrudd over tid og under en konstant spenning. Det kani mange tilfeller skje samtidig med den (mekaniske) svellingen/konsolideringen og omtales også som den andre konsolideringsfasen. Kryp er relatert til de tidsavhengige egenskapene til kornskjelettet og er vanligvis forbundet med drenert atferd. Kryp kan deles inn i tre faser: primær, sekundær og tertiær (se Figur 2). Krypemekanismen er videre delt inn i to typer: den volumetriske krypingen forårsaket av volumetrisk spenning og den deviatoriske krypingen forårsaket av deviatorisk spenning. Den volumetriske spenningen er, om man tenker på en kjerneprøve, lik spenningen i radiell og aksial retning, og en deviatorisk spenningen er spenningen i tillegg til den volumetriske - i én av disse retningene.



Figur 2: Krypefaser. Høien (2018) basert på Einstein (1989)

Den primære krypfasen er et resultat av volumetrisk kryp og eventuelt deviatorisk kryp dersom de deviatoriske spenningene er store nok. Tøyning i den primære fasen avtar til den stopper eller fortsetter til tøyningen/tid er konstant. Når tøyningshastigheten er konstant, starter den sekundære krypefasen, som er forårsaket av den deviatoriske spenningen. Deviatorisk kryp er en tidsavhengig skjærdeformasjon forårsaket av en serieendring i materialet gjennom en omorganisering av kornkontaktene.

Den tertiære krypfasen er også forårsaket av deviatorisk kryp og starter når tøyningshastigheten begynner å akselerere. Den tertiære krypfasen ender i brudd og det er derfor viktig å unngå. Einstein (1996) definerte kryp som skjærbrudd og uttalte at dette skjærbruddet også er skvising, noe som indikerer at bakgrunnsprosessen for skvising er kryp.

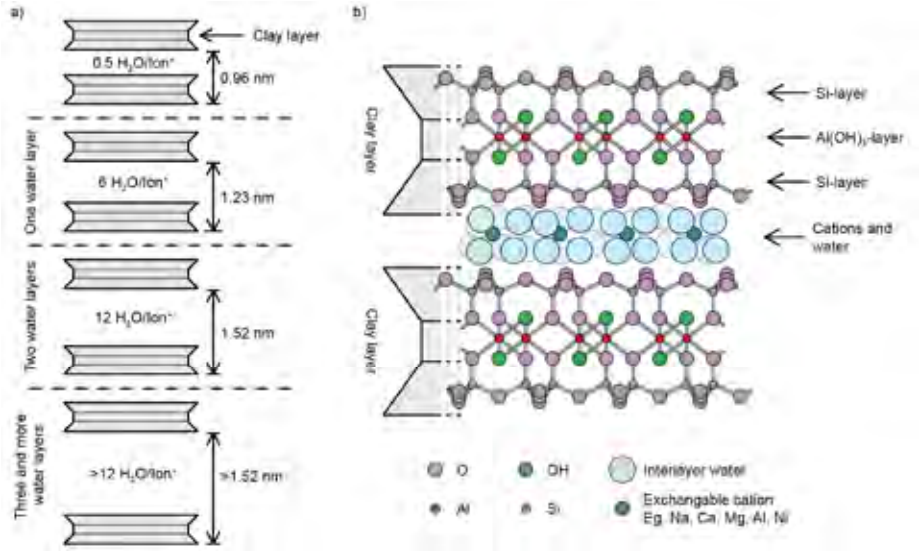
Ved tidsavhengige deformasjoner vil det skje en omfordeling av spenninger rundt tunnelprofilet over tid. Det nye spenningsregimet kan starte nye deformasjonsprosesser på steder som var stabile tidligere. Prosessene som forårsaker deformasjonene er, som beskrevet ovenfor, vanskelige å bestemme og mer enn én prosess kan forekomme samtidig. For å identifisere deformasjonsprosessene kan en god tilnærming være å vurdere de mekaniske parameterne, sammen med spenningene, for området (f.eks. de gitt i Figur 1), med fokus på bakgrunnen til prosessene.

2.2 Svelleprosessen for smektitt-mineraler

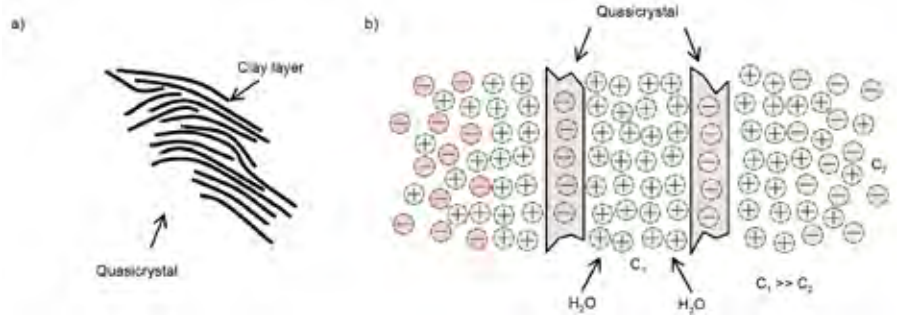
De svellende mineralene som finnes i svakhetssonemateriale er leirmineraler i smektitt-gruppen (Brekke & Selmer-Olsen, 1965, Selmer-Olsen, 1985). Ifølge Madsen & Müller-Vonmoos (1989) er det to svelleprosesser for denne typen materiale; intrakrystallin/hydrering (se Figur 3) og osmotisk (se Figur 4), og disse skjer i rekkefølge. Et leirkorn, eller «kvasikrystall» (se Figur 4 a)), består av to til tusenvis av individuelle leirelag (Laird, 2006), og den første svelleprosessen (intrakrystallin/hydrering) er forårsaket av hydreringen av de utskiftbare kationene på overflaten mellom de tørre leirlagene og kan utvide kornet opp til ca.

100 %. Vannet ordner seg i lag mellom leirlagene. For montmorillonitt er det funnet svelletrykk som varierer mellom flere hundre MPa for ett lag vann til omtrent 27 MPa for det tredje og fjerde vannlaget. Den neste prosessen, osmotisk svelling, har å gjøre med ionekonsentrasjonsforskjellene nær leirkornets overflate og i porevannet. Den osmotiske svellingen i den andre fasen kan teoretisk skape trykk som når opp til ca. 2 MPa.

Fordi det er vanskelig å ta ut uforstyrrede prøver av typiske svakhetssonematerialer er foreslått metode for testing (ISRM 2007) vanskelig å gjennomføre. Ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU) ble det for flere tiår siden utviklet en svelletest for preparert materiale som gir en relativ potensiell svellbarhet, som fortsatt er vanlig å bruke i Norge.



Figur 3: a) Intrakrystallinsk svelling/hydrering av natriummontmorillonitt med avstander som funksjon av vannadsorpsjon. b) Grunnstrukturen til montmorillonitt. Hvert leirelag består av to Si-lag (tetraedrisk) og ett Al(OH3)-lag (oktaedrisk). Basert på Kraehenbuehl et al. (1987), Selmer-Olsen (1980), Nilsen (2016) og Weil og Brady (2017)

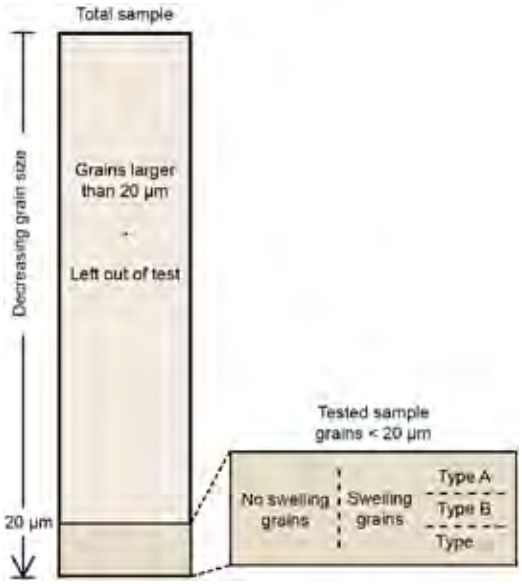


Figur 4: a) Eksempel på en kvasikrystall bestående av femten leirelag. b) Osmotisk svelling. Kvasikrystaller er negativt ladet ved overflatene og mellom dem er det en høy ionekonsentrasjon, C1. Denne konsentrasjonen er mye høyere enn i porevannet, C2, og en likevekt oppnås gjennom inntrengning av vannet mellom kvasikrystallene. Basert på Madsen og Müller-Vonmoos (1989) og Laird (2006)

Kort fortalt utføres metoden ved å ta ut materiale under 20 µm gjennom sikting eller sedimentering. Etter tørking i tørkeskap males materialet i en porselensmølle og danner et finkornet pulver. Tjue gram av materialet helles så i en 20 cm^2 ødometerring. Prøven blir deretter forhåndskomprimert ved 2 MPa i 24 timer og deretter avlastes den og settes til hvile

til ingen høydeendring registreres (ca. 2 timer). Videre fylles destillert vann i testcellen, noe som får materialet til å svelle. Under svellingen tillates ingen ekspansjon, og det bygges opp et svelletrykk. En mer detaljert beskrivelse av denne metoden finnes i f.eks. Mao et al. (2011).

Ifølge Mao et al. (2011) hadde 40 % av prøvene testet ved NTNU/Sintef 0 til 10 % innhold av fraksjonen < 20 µm, 30 % av prøvene hadde 10 til 20 % og 15 % hadde 20 til 30 % av < 20 µm. Som illustrert i Figur 5 har den testede fraksjonen inaktive så vel som svellende korn av forskjellige typer, og med forskjellige svelleegenskaper (Kocheise 1994).



Figur 5: Innhold av testet prøvefraksjon som del av total innsamlet prøve (Høien et al. 2019b)

3 BAKGRUNN FOR DISKUSJON

Som en bakgrunn for den videre diskusjonen presenteres data som belyser usikkerheter ved svelletrykkstesten, noen enkle tester fra laboratoriet som sier noe om hva som testes, samt referanse til svelleforsøk gjort på gjenoppbygde kjerner av svakhetssonemateriale.

3.1 Feilkilder i svelletrykktesten

Det er en rekke feilkilder som kan ha stor betydning for resultatet av svelletrykkstesten. For prøveinnsamling så har tester vist at det er relativt store forskjeller fra resultater tatt fra ulike plasser langs en sone; fra en dobling/halvering (Holter og Høien 2016) til ni ganger forskjell (Nilsen 2021). Dette gitt at det ikke er unøyaktigheten i selve testingen som gir denne forskjellen. Det er derfor sannsynlig at leire har forskjellige egenskaper både i sonens utstrekning og på tvers av sonen, og at det å få til én representativ prøve ikke er gjennomførbart. I tillegg, for soner med lite finstoff, vil man ta prøve der det er mest finstoff, og på den måten antageligvis ha en prøve som ikke representerer helheten.

Når det gjelder selve testingen er det tre prosesser ved preparering av prøvemateriale som kan ha påvirkning på resultatet: Selve separeringen av fraksjonen < 20 µm fra resten av prøven, tørking etter separering og nedknusning.

Separeringen av fraksjonen < 20 µm skjer ved enten våtsikting eller sedimentering. For å få sammenlignbare sluttresultater mellom de to metodene skulle disse ha separert ut en helt lik del av den totale mengden materiale, noe som er lite sansynlig at de gjør med tanke på

hvordan de forskjellige prosessene virker. Også mengden finstoff og størrelsen på prøven kan påvirke hvor mye finstoff som separeres fordi separeringen intensiveres eller avsluttes avhengig om man har fått ut nok testmateriale. Avhengig av mengden vann og metode kan både fnokking og oppsplitting/dannelse av leirkorn/kvasikrystaller, påvirke de videre prosessene (Brekke 1963; Laird 2006).

Etter separasjonen tørkes materialet/suspensjonen i tørkeskap. Det er ikke funnet noe i litteraturen som sier noe detaljert om hva denne prosessen kan gjøre med leirkornene, men fordi at leirkorn både kan splittes mellom lagene og gå sammen å danne nye i suspensjon, er det nærliggende å tenke at det kan skje noe med disse kornene når det går fra å være flytende/oppløst i vann til å bli en fast, tørr «leirkake».

For at det separerte materiale skal få tilbake karakteren av å være et leirmateriale og klar for testing blir det malt ned i en keramisk mølle. I denne prosessen vil kornene bli utsatt for mekanisk behandling og forandres av ukjent grad fra det opprinnelige, gitt at sammenligningen med det opprinnelige fremdeles er aktuell.

Størrelsen av et leirkorn/kvasikrystall, i form av antall leirlag, vil ha stor betydning for hvordan svelletrykket kan utvikles. Jo flere lag som henger sammen i en gitt mengde masse, dess større vil dets potensiale til å svelle være. Dette fordi materialet kan absorbere mer vann siden det er flere lag vannet kan dras inn mellom.

Forskjellen mellom svelletrykksresultater av samme materiale testet i samme ødometer, men med ulik forbehandling av materialet er vist i Tabell 1. *Forbehandling 1* er gjort med våtsikting og nedmaling etter tørking (60°C) i en rotasjonsmølle, mens *Forbehandling 2* er suspensjon og nedmaling etter tørking (105°C) i en keramisk mølle.

Tabell 1: Testresultater fra to tester av samme materiale med ulik forbehandling

	Forbehandling 1		**Forbehandling 2**		
Prøvenr	**Frisvelling [%]**	**Svelletrykk [MPa]**	**Andel < 20 µm [%]**	**Frisvelling [%]**	**Svelletrykk [MPa]**
1	100	0.15	12	188	0.43
2	100	0.10	13	142	0.18
3	135	0.19	8	290	0.39
4	120	0.05	7	180	0.21

3.2 Testing av tørt materiale vs. in-situ forhold

I Høien et al. (2019b) ble svelletrykkstesten utført på to ulike materialer der prøvene hadde ulikt vanninnhold før testing. En ting å ta med seg fra denne studien er at prøvehøyden (etter kompaktering) i stor grad vil påvirke svelletrykket, med et større svelletrykk ved lavere prøvehøyde (dvs. mindre volum å utvide seg på). Andre studier har også vist at kompaktering og hvilket volum prøven får utvide seg i er av stor betydning for materialets evne til å bygge opp trykk, samt at små muligheter til å utvide seg gir prøven vesentlig mindre potensial (Brekke 1965; Lillevik 1981; Selmer-Olsen 1985).

I Figur 6 vises en prøveserie fra Høien et al. (2019b) der det er tilsatt ulike mengder vann til et separert, < 20 µm, prøvemateriale på 20 g fra en svakhetssone. Fra venstre mot høyre er prøvene tilsatt økende mengde vann, henholdsvis 0.96 g, 1.92 g, 3.84 g, 5.77 g og 7.96 g. Prøvehøyden for disse i ødometeret, før kompaktering var: 15.8 mm, 16.5 mm, 18.2 mm, 17.4 mm og 15.8 mm. Prøven som ikke var tilsatt vann, ikke vist i figur, hadde en prøvehøyde på 13.8 mm.

Figur 6: Prøveserie 2 fra Høien et al. (2019b). Hver pose har 20 g materiale < 20 µm.

Poenget med å presentere dette er å vise at de første prøvene (i figuren markert 2-2, 2-3 og 2-4) fremstår som tørre og har en økende prøvehøyde i ødometeret. Alt det tilsatte vannet for disse prøvene antas absorbert som intrakrystallin svelling, mens for prøve 2-5 og 2-6 er hydreringen mellom leirlagene ferdig og man får vann også mellom kornene og leira fremstår som fuktig.

Vanninnholdet for intakt sonemateriale ble målt for materialet vist i Figur 6, og var mellom 8 og 38 % (se kap 2.2, Høien et al. (2019b)). Før testing hadde materialet vært lagret på lab, pakket inn i plast, og det må derfor regnes med at det var noe uttørket sammenlignet med in-situ vanninnhold. Fra testene er det konkludert at et vanninnhold som tilsvarer 5 % for intakt sonemateriale er godt forbi det punktet der den intrakrystalline svellingen er ferdig. Siden leirkornene i den intrakrystalline hydreringen absorberer vannet, kan det antas at et svakhetssonemateriale som oppleves som fuktig, allerede er ferdig med denne type svelling.

3.3 Testing av kjerner med svakhetssonemateriale

For å undersøke egenskapene til en større fraksjon av svakhetssonemateriale utførte Høien et al. (2019c) tester av kjerner av svakhetssonemateriale i en triaksial-rig. Eksperimentoppsettet var hovedsakelig designet for å undersøke mulig svelletrykk til slikt materiale, men også å estimere de mekaniske materialegenskapene.

Det ble brukt materiale fra fire forskjellige svakhetssoner der fraksjonen større enn 4 mm ble fjernet. For å lage kjernene ble tørket materiale presset i en spesialbygd komprimator med et trykk på 26 eller 34 MPa. Tettheten til kjernene var i omtrent samme område som prøvene av "uforstyrret" materiale. Tetthet er imidlertid bare én av mange parametere som beskriver et in-situ-materiale, og det er klart at et rekonstituert materiale ikke vil ha nøyaktig samme oppførsel som det naturlig forekommende materiale. Innbygning av en prøve i testmaskinen kan sees i Figur 7.

For å ha størst mulighet til å detektere svelling ble vann tilsatt tørre prøver. Testen besto av fire faser:

1) *Forspenning 1* - Den radielle spenningen ble økt til 2 MPa og den aksiale spenningen til 4 MPa.

2) *Vanntilsetning* - Før vanntilsetning ble maskinen satt til å holde tøyningen/deformasjon konstant. Hvis det oppsto svelling, ville maskinen øke de aksiale og/eller radielle spenningene for å holde tøyningen konstant. Vannet ble tilført uten å skape et poretrykk i prøven ved sakte tilførsel av vann og fritt utløp.

3) *Forspenning 2* - Spenningene ble satt tilbake til 2 MPa og 4 MPa.

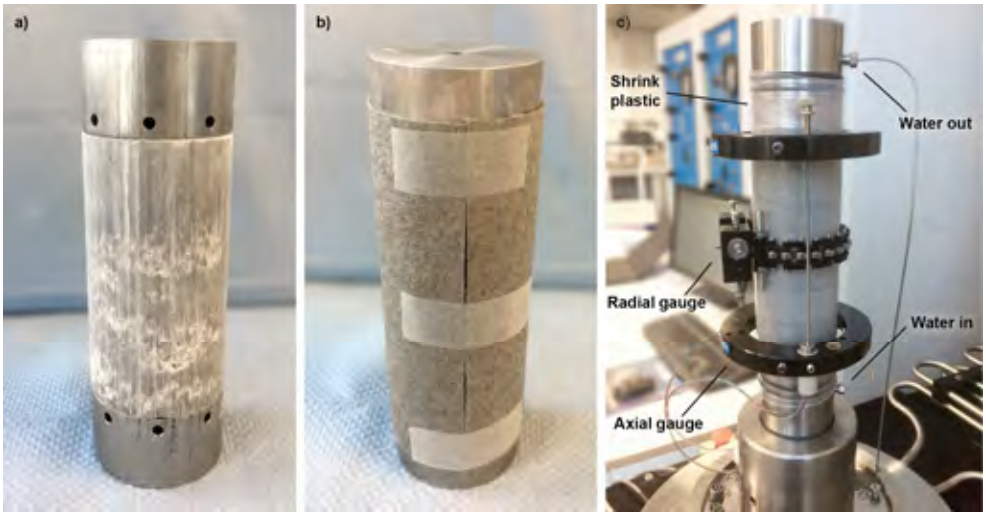
4) *Kjerne kjøres til brudd*
I vanntilsetningsfasen ble det ikke observert svelling i form av en økning av trykket, men en senkning av trykket som trolig kom av kryp-prosesser i materialet. Det antas at dette *ikke*

betyr at svelling *ikke* skjedde, men at svellingen var ubetydelig sammenlignet med andre deformasjonsprosesser. I ødometertestene av fraksjonen under 20 µm ble middels og høye svelletrykk registrert, noe som bekreftet at materialene faktisk inneholdt svellende mineraler.

Spenning/tøynings-kurvene fra forspenning 1 og 2 fasene ble brukt for å finne E-modulene før og etter vannmetning. For begge fasene var E-modulen mellom 133 og 430 MPa, noe som er forventbare verdier for et slikt materiale.

Bruddegenskapene ble funnet fra fase 4. Spenningsområdet er litt smalt sett fra et tunnelperspektiv, og små forskjeller kan ha ganske betydelig innvirkning på utgangsverdiene. For Hoek-Brown var σ_{ci}-verdiene 0,8–1,1 MPa og m_i-verdiene 5,7–7,5. For Mohr-Coulomb var kohesjonen 0,29–0,34 MPa og friksjonsvinkelen 28,2–30,6°.

Resultatene indikerer at andre faktorer enn svelletrykk kan være hovedårsakene til tunneldeformasjon, da ingen oppbygging av svelletrykk ble observert under vanntilsetningsfasen. E-modulen og styrke egenskapene til prøvene var svært lave, noe som kan forårsake store, umiddelbare deformasjoner in-situ. I tillegg så det ut til at kryp, og muligens en reduksjon av E-modulen, forårsaker tidsavhengig deformasjon.



Figur 7: Testopsett. a) Kjerne og endestykker til å fordele vann til sidene av prøven. b) Fiberduk til fordeling av vann langs prøven. c) Prøve montert for testing. Prøven er dekket med en krympeplast som membran mot radielt oljetrykk, rør for tilførsel av vann og deformasjonsmålere er montert

4 DISKUSJON

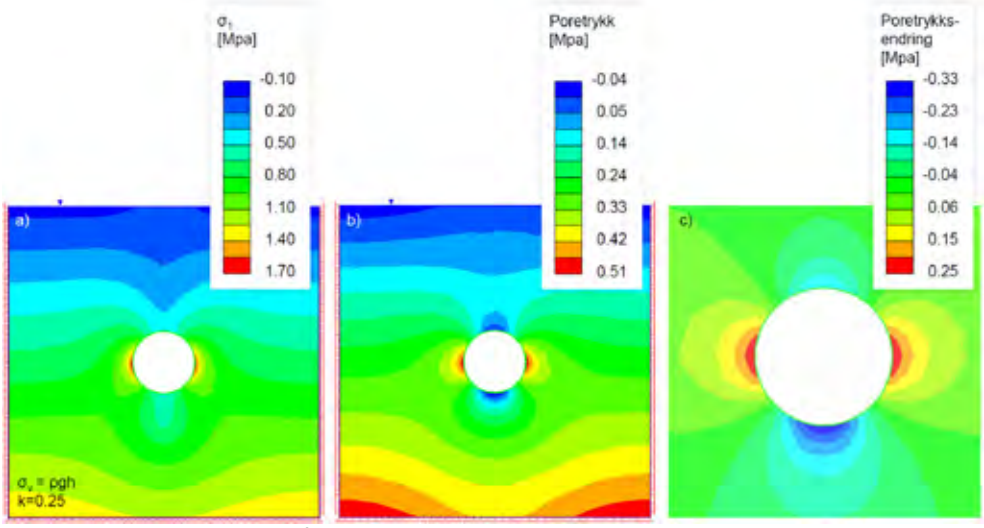
De foregående kapitelene har presentert overordnet teori om hva som kan gi deformasjon i tunneler og bergrom og sett nærmere på svellende mineraler, svelleprosesser og testing av svelletrykk på svakhetssonemateriale. Dette som bakgrunn for en diskusjon av hvilken relevans mineralsk svelling har for tunneldeformasjoner, og svelletrykktestens evne til å gi relevant informasjon ved vurdering av stabilitetsproblemer og sikring.

In-situ har svakhetssonematerialer en materialstruktur, samt et in-situ vanninnhold, noe som er en vesentlig forskjell fra den vanlige praksisen ved testingen av svelletrykk i Norge, utført på en fraksjon av tørt materiale. Testen gir seg heller ikke ut for å være representativ for et faktiske svelletrykket man kan oppleve ved driving, men et *svellepotensial* eller en *index-verdi*. I de tidligere kapitelene har det vært pekt på unøyaktigheter i selve testen, samt det om testen faktisk måler noe som kan skje in-situ.

For å ta unøyaktighetene først. Det er ikke funnet noe data på undersøkelser av hvilke usikkerheter som kan forventes på denne testen, noe som er elementært for en tilbudt laboratorietjeneste og prekært for tolkning og bruk av et laboratorieresultat. Det er pekt på flere mulige feilkilder f.eks. ved separasjon av materialet < 20 µm, der også ulike metoder og fremgangsmåter har blitt brukt opp gjennom årene. Det er lite trolig at de ulike metodene og justering i fremgangsmåter (lite materiale gir mer intens separering) gir like og representative prøver over tid. I tillegg kommer usikkerheten ved om enkeltprøven er representativ for hele sonen, der man gjerne tar prøven der det er mest finstoff. Gjennom resten av prepareringsprosessen er det også en meget stor sannsynlighet for at de opprinnelige leirkornenes struktur endres opptil flere ganger og har et stort avvik fra det som fantes i den opprinnelige prøven. Riktig nok er det et lite datagrunnlag presentert i Tabell 1, men i en samlet vurdering kan det sies at verdien man får ut av en svelletrykkstest vil ha en meget stor usikkerhet og i tillegg ha i mente prøveuttak og representerbarhet for hele svakhetssonen. Det finnes heller ingen gode data eller fremgangsmåter på hvordan resultatene kan brukes videre i stabilitetsvurderinger.

Så til om testen representerer er prosess som faktisk vil skje ute i berget ved drivingen. I kapittel 2.2 er det presentert to svelleprosesser for smektitt-mineraler, intrakrystallin/hydrering og osmose, der førstnevnte skjer ved absorpsjon av vann mellom leirlagene i et leirkorn og sistnevnte mellom leirkornene. Førstnevnte har en høy teoretisk svelleevne med opptil 27 MPa når det siste vannet forsvinner inn i leirkornet, mens osmotisk svelling har et lavt teoretisk svelletrykk på 2 MPa.

Som vist i kapitel 3.2 og **Feil! Fant ikke referansekilden.** og Høien et al. (2019b) er det mest sannsynlig at det er den intrakrystaline svellingen som bidrar til en trykkoppbygning i svelletesten, da det er denne som har størst potensielt svelletrykk og utvidelse av materialet. Det er også vist at om materialet oppleves som fuktig, har denne svelleprosessen trolig allerede skjedd, noe som i alle fall gjelder for de soner artikkelforfatteren har kommet over. Et poeng er også at vann er en del av prosessen i omvandlingen fra feltspat til leirmineral og at dette på et tidspunkt må ha vært til stede, og det er ikke noen grunn til at dette vannet på noe tidspunkt skal ha forsvunnet.



Figur 8: Spenninger og poretrykk for en tunnel med diameter 10 m.

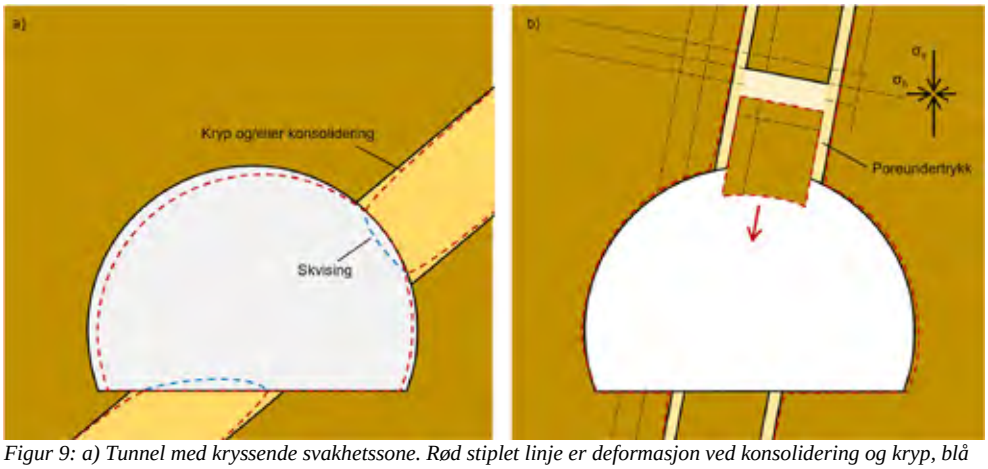
Når det gjelder den osmotiske svellingen så er det usikkert hvordan den kan bidra der leirkornene er en del av en større masse. Den har uansett et lavt øvre potensielt svelletrykk som mest sannsynlig blir neglisjerbar sammenlignet med bergspenningen i en tunnelkonstruksjon.

I triaks-forsøkene referert til i kapittel 3.3 ble forholdene lagt så godt som mulig til rette for at en kjerne med svakhetssonemateriale utsatt for en forspenning skulle kunne utøve et svelletrykk ved tilsetting av vann. I stedet skjedde det motsatte, at trykket falt som følge av en krypprosess. Ute i tunnel/bergrom ville en tilsvarende krypprosess ikke ført til trykkfall, men deformasjoner, da berget som utøver trykket ville følge etter.

I Figur 1 er det vist ulike typer tidsavhengige deformasjoner der noen er knyttet til forflytting av vann, som konsolidering og mekanisk svelling, mens noen er ulike bruddprosesser i materialet, som kryp og skvising. Ved en økning i bergspenninger vil man med nok vann til stede få et poreovertrykk som vil transportere vann bort og overføre last til kornene i materialet, og man vil oppleve en reduksjon i volum, konsolidering. Motsatt, med en reduksjon i spenningene slik at det oppstår et poreundertrykk vil man få en vannstrøm mot materialet og oppleve en mekanisk svelling og oppbløtning av materialet. En oppbløtning av materialet kan føre til en reduksjon av friksjonsvinkelen.

Et eksempel på det nevnte er vist i Figur 8, med en tunnel drevet i et svakt leirrikt materiale med grunnvannet i overflaten. I a) kan man se en oppkonsentrasjon av krefter i veggene og lav innspenning i heng og såle. Dette fører til endring i poretrykket, fra det hydrostatiske før drivingen, til det som er vist i b). I c) kan man se poretrykksendringene med et poreovertrykk i veggene, mens det er poreundertrykk i hengen, noe som kan føre til henholdsvis konsolidering og mekanisk svelling.

Som vist vil det kunne oppstå både negative og positive spenninger i ett profil, både i berg, poretrykk og ikke minst i poretrykksendring, og med ulike tilhørende tidsavhengige deformasjonsprosesser som er avhengig av både spenningsbildet og i hvilken grad det er vann til stede. I praksis vil nok mange av disse prosessene foregå samtidig og også avløse hverandre slik at en type deformasjon vil føre til endrede forhold som fører til en annen.



Figur 9: a) Tunnel med kryssende svakhetssone. Rød stiplet linje er deformasjon ved konsolidering og kryp, blå deformasjon ved skvising. b) Blokk avløst av to tynne leirrike svakhetssoner utsatt for mekanisk svelling som fører til ras. Ev. uten vann til stede kan kryp i forkomme i leirmaterialet på grunn av skjærspenninger og føre til redusert innspenning, skjærbrudd og ras.

I eksempelet i Figur 9 a), der en svakhetssone går på skrå over tunnelprofilet, kan det oppstå f.eks. en konsolidering eller kryp avhengig av vannmetning ved moderate bergspenninger. Der bergspenningene er høyere og overgår skjærstyrken til bergarten vil man også kunne få skvising med utpressing av materiale. I eksempel i Figur 9 b) vises et gravitativt stabilitetsproblem der en blokk er avløst av to tynne svakhetssoner samt sprekker. Ved uttak av berget i dette tilfellet vil det bli indusert skjærkrefter i svakhetssonematerialet og om det er vann til stede et negativt poretrykk. Det negative poretrykket kan gi tilførsel av vann og føre til en oppbløtning av materialet med følgende reduksjon av fasthet og ras. Skjærkreftene kan også føre til kryp i materialet som fører til reduksjon i innspenning og påfølgende skjærbrudd lags sonene og ras.

Artikkelforfatterens oppfatning er at bidraget til stabilitetsproblemer som tradisjonelt har vært oppfattet som en følge av mineralsk svelling i svakhetsonematerialer heller er et bidrag som følge av de andre tidsavhengige deformasjonsprosessene. Da må også sikringsmetodene og stabilitetsvurderingene tilpasses dette. F.eks. vil sikringsmetoden med steinullsmatte som tillater deformasjon (se f.eks. NFF (2008)) føre til at man potensielt ikke stopper en skviseprosess som fører til videre omlagring av krefter og utvikling av nye ustabile partier over tid. Et viktig poeng for en sikringskonstruksjon som tar høyde for prosessene som er beskrevet i de siste avsnittene er at de får stoppet utviklingen og holdt berget på plass, slik at de selvbærende egenskapene kan utnyttes selv i meget svake materialer.

Det ser ut til at årsakssammenhengen mellom tilstedeværelse av svellende mineraler og stabilitetsproblemer er hevdet på feil premisser, ved at denne svellingen allerede har skjedd in-situ. Det kan godt være mulig at mineralsammensetningen i svakhetssonematerialer har noe å si for stabilitetsproblemer, slik at soner som inneholder smektitt-mineraler kan være ekstra utsatt for deformasjoner. Men da uten mineralsk svelling som en drivende faktor og at det heller er andre egenskaper som er viktige, slik som skjærstyrke, konsolidering, kryp og E-modul. De nevnte parameterne gjelder jo også for svakhetssonematerialer som ikke inneholder svellende materialer, og uansett vil innhold av finstoff og strukturen på materialet i sonen være vesentlig. Andre viktige parametere for vurdering av stabiliteten vil være geologiens geometri, vanntilgang/metning, sonenes bredde og utstrekning, og ikke minst spenningsforholdene.

5 KONKLUSJON

Som svar på spørsmålene i tittelen. Det ser ut til at den mineralske svellingen allerede har skjedd ute i naturen og det er andre tidsavhengige deformasjoner, slik som konsolidering, mekanisk svelling, kryp og skvising som da sannsynligvis er de dominerende deformasjonsprosessene i et svakhetssonemateriale.

Dette innebærer at man kan slutte med å teste svelletrykk og heller konsentrere seg om andre vurderinger når man skal bestemme sikringsomfanget. Testing av svelletrykk kan gi en «falsk trygghet» med at man har undersøkt dette, og overser andre og mer prekære stabilitetsproblemer som senere kan gi ras. I tillegg er disse testene preget av stor usikkerhet og er lite anvendbare i praksis.

Vi vet lite om egenskapene skjærstyrke, e-modul, konsolidering, kryp og skvising til in-situ svakhetssonematerialer. Dette er noe vi må vite mer om slik at vi kan forstå de tidsavhengige deformasjonsprosessene bedre og sørge for en bedre dimensjonering av bergsikringen i slike bergmasseforhold.

REFERANSER

Barla M (1999) Tunnels in swelling ground: simulation of 3D stress paths by triaxial laboratory testing. Dissertation, Politecnico di Torino, Torino

Bellwald P (1990) A contribution to the design of tunnels in argillaceous rock. Dissertation, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge

Brekke T (1963) "Om montmorillonittflrende leirslepper og ras i fjellanlegg". Trondheim

Brekke TL (1965) On the measurement of the relative potential swellability of hydrothermal montmorillonite clay from joints and faults in pre-Cambrian and Paleozoic rocks in Norway. Int J Rock Mech Min 2 (2):155-165. doi:https://doi.org/10.1016/0148-9062(65)90011-2

Brekke TL, Selmer-Olsen R (1965) Stability problems in underground constructions caused by montmorillonite-carrying joints and faults. Eng Geol 1 (1):3-19. doi:https://doi.org/10.1016/0013-7952(65)90004-9

Crowder J, Bawden WF (2004) Review of Post-Peak Parameters and Behaviour of Rock Masses: Current Trends and Research. RocNews, vol 4. Rocscience Toronto

Dahl F, Hagen S, Holmøy KH (2013) Development within determination of swelling properties – Test apparatuses and methodology – Swelling clays and rocks. Paper presented at the Fjellsprengningskonferansen 2013, Oslo,

Einstein HH (1989) Design and Analysis of Underground Structures in Swelling and Squeezing Rocks. In: Sinha RS (ed) Developments in Geotechnical Engineering, vol 59. Elsevier, pp 203-262. doi:https://doi.org/10.1016/B978-0-444-87462-7.50013-X

Einstein HH (1996) Tunnelling in difficult ground - Swelling behaviour and identification of swelling rocks. Rock Mech Rock Eng 29 (3):113-124. doi:https://doi.org/10.1007/bf01032649

Hoek E, Kaiser PK, Bawden WF (1997) Support of underground excavations in hard rock. 3rd edn. A.A. Balkema, Rotterdam

Holter M, Høien AH (2016) Problems related to measuring of swelling pressure and determination of swelling pressure in weakness zone. Paper presented at the Fjellsprengningskonferansen 2016, Oslo,

Høien AH (2018) Applicability of reinforced ribs of sprayed concrete in sections of poor quality and swelling rock mass. Norwegian University of Science and Technology, Faculty of Engineering, Department of Geoscience and Petroleum, Trondheim

Høien AH, Nilsen B, Olsson R (2019a) Main aspects of deformation and rock support in Norwegian road tunnels. Tunnelling and Underground Space Technology 86:262-278. doi:https://doi.org/10.1016/j.tust.2019.01.026

Høien AH, Nilsen B, Olsson R (2019b) Oedometer testing of swelling gouge materials at different water contents. Paper presented at the ISRM 2019, Foz do Iguassu, Brazil, September 13-18, 2019

Høien AH, Nilsen B, Vistnes G, Olsson R (2019c) Experimental triaxial testing of swelling gouge materials. B Eng Geol Environ. doi:10.1007/s10064-019-01547-6

ISRM (2007) The Complete ISRM Suggested Methods for Rock Characterization, Testing and Monitoring: 1974-2006. ISRM Turkish National Group, Ankara

Kocheise R-C (1994) Swelling clay in sub-sea tunnels. Dissertation, Norwegian Institute of Technology, Trondheim

Kraehenbuehl F, Stoeckli HF, Brunner F, Kahr G, Müller-Vonmoos M (1987) Study of the water-bentonite system by vapour adsorption, immersion calorimetry and X-ray techniques; I, Micropore volumes and internal surface areas, following Dubinin's theory. Clay Miner 22 (1):1-9. doi:https://doi.org/10.1180/claymin.1987.022.1.01

Laird DA (2006) Influence of layer charge on swelling of smectites. Appl Clay Sci 34 (1):74-87. doi:https://doi.org/10.1016/j.clay.2006.01.009

Lillevik S (1981) Silovirkning i svelleleiresoner. Diploma, Master, Norges Tekniske Høgskole,

Madsen FT, Müller-Vonmoos M (1989) The swelling behaviour of clays. Appl Clay Sci 4 (2):143-156. doi:https://doi.org/10.1016/0169-1317(89)90005-7

Mao D, Nilsen B, Dahl F (2011) Laboratory Testing of Swelling Gouge From Weakness Zone - Principle And Recent Update. Paper presented at the 45th U.S. Rock Mechanics / Geomechanics Symposium, San Francisco, 26-29 June

NFF (2008) Tung bergsikring i undergrunnsanlegg. Håndbok, vol 5. Norsk forening for fjellsprengningsteknikk, Oslo

Nilsen B (2016) Reliability of swelling pressure testing for tunnel support evaluation. Paper presented at the ITA-AITES World Tunnel Congress 2016, San Francisco, April 22-28

Nilsen B (2021) Challenges and Some Recommendations Related to Estimation of in-situ Swelling Pressure of Gouge Materials. Rock Mech Rock Eng. doi:10.1007/s00603-021-02551-7

Rokoengen K (1973) Swelling properties of clayey zones in rock. Dissertation, Norwegian Institute of Technology, Trondheim

Selmer-Olsen R (1963) Om svelleleire i norske fjellanlegg. Paper presented at the Fjellsprengningskonferansen 1963, Oslo,

Selmer-Olsen R (1980) Ingeniørgeologi: Generell geologi, vol 1. 3rd edn. Tapir, Trondheim

Selmer-Olsen R (1985) Method for determination of dimensional swelling pressure. Paper presented at the Fjellsprengningskonferansen, Oslo, November 21-22

Terzaghi K, Peck RB (1967) Soil mechanics in engineering practice. 2nd edn. Wiley, New York

Weil RR, Brady NC (2017) The Nature and Properties of Soils. 15th edn. Pearson, Boston

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2022

Trude Ørbech
Rambøll, leder NGF

Lederens 10 minutter

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2022

EN MASKINLÆRING- OG GEOFYSIKK-BASERT METODE FOR IDENTIFISERING AV KVIKKLEIRE: ERFARINGER MED LUFTBÅREN GEOSKANNING I ROMERIKE

A machine-learning and geophysics-based method for identifying quick clay: experiences with airborne geoscanning in Romerike

Craig William Christensen[1], Cristian Godoy[2], Guro H. Skurdal[1], Toril Wiig[2], Andreas A. Pfaffhuber[1]

[1]*EMerald Geomodelling AS*
[2]*Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE)*

SAMMENDRAG
EMerald Geomodelling har, på oppdrag fra NVE, utført helikopterbasert geoskanning (AEM) for å kartlegge sannsynligheten for kvikkleire i Nannestad kommune i forbindelse med videre kartlegging av eksisterende kvikkleirefaresoner i Romerike.

EMerald Geomodelling har utviklet en maskinlæringsbasert metode som kombinerer informasjon fra både geofysiske og geotekniske data for å lage modeller av forekomsten av utvasket marin leire. Det ble også utført tolkning av dybde til berg.

Resultatene av undersøkelsen ble presentert i en 3D-modell. Som forventet stemte mange forekomster i modellen godt overens med eksisterende faresoner, men modellen pekte også på steder der resultatet var usikkert og hvor ytterlige borehull og prøver ville være mest verdifullt for å etablere en modell med mindre usikkerheter.

SUMMARY
EMerald Geomodelling was commissioned by the Norwegian Water Resources and Energy Directorate (NVE) to use airborne geoscanning (AEM) to map the probability of quick clay in Nannestad municipality in connection with NVE's ongoing work of refining existing quick clay hazard zones throughout Romerike.

EMerald Geomodelling has developed a machine-learning-based method that combines information from both geophysical and geotechnical data for modelling occurrences of quick clay. An interpreted depth to bedrock is also an output of this workflow.

The results of the investigation were presented as an 3D model. As expected, many predicted quick clay occurrences generally agreed with existing hazard zones; however, the model also indicated locations where the results were uncertain and where additional boreholes and samples would be most valuable for making a model with lower uncertainties.

PROSJEKTBAKGRUNN
Som en del av skredforvaltningsarbeidet gjennomfører NVE oversiktskartlegging av områder med potensiell fare for kvikkleireskred. I tillegg til dette utføres utredning av allerede kartlagte

kvikkleiresoner. NVE er i gang med et prosjekt som omfatter en større gjennomgang av tidligere kartlagte soner i kommunene Gjerdrum, Nannestad og Ullensaker. Målet med prosjektet er å oppdatere sonenes faregrad blant annet basert på erosjon, samt å identifisere om der er områder som bør prioriteres for detaljutredning og eventuelt sikring.. NVE ønsket å teste ut bruk at luftbåren geoskanning (HEM) i forbindelse med det pågående prosjektet.

Hovedutfordringen med å kartlegge kvikkleireforekomster er at store arealer ofte må dekkes med begrensede ressurser. På grunn av at utvasket marin leire har en høyere elektrisk motstand sammenlignet med ikke utvasket leire, egner geofysiske resistivitetsmetoder seg for bruk i kartleggingen (Solberg et al. 2012). Bakkebaserte metoder (dvs., ERT) har blitt brukt i kartlegging av kvikkleireforekomster med gode resultater, men da i mindre avgrensede arealer. Derfor ønsket NVE å teste ut bruk av luftbåren geoskanning i forbindelse med oppdatering av eksisterende kvikkleiresoner i de tre overnevnte kommunene.

Det finnes flere prosesser som kan påvirke elektrisk motstand, og gjør resultater fra geofysikk tvetydig og dermed utfordrende å tolke. Solberg et al. (2012) fant at kvikkleire i Norge pleier å ha en resistivitet på 10-100 Ωm, mens ikke utvasket leire har en på 1-10 Ωm, men Long et al. (2017) fant at ikke-kvikk marin leire med en høyere andel silt kunne også ha et resistivitet på 10-100 Ωm. Det betyr at resistivitet kan bruke til å avkrefte forekomster av kvikkleire men er noe tvetydig når resistiviteten er mellom 10 og 100 Ωm. I tillegg er resistivitetsmodellene fra luftbårne systemer grovere og mer glattete enn målinger fra bakkebasert metoder (f.eks, R-CPTu) (Christensen et al. 2021). EMerald har derfor utviklet en maskinlæringsbasert metode som kombinerer informasjonen fra både geofysiske og geotekniske data for å lage modeller av forekomsten av sensitiv leire. Denne maskinlæringsetoden har blitt brukt tidligere i forbindelse med veibyggingsprosjekter (f.eks., Christensen et al. 2021, 2020; Harrison et al. 2021). Dette er første gang NVE tester ut metodikken i forbindelse med et større kartleggingsprosjekt.

DATAINNSAMLING

Geofysiske data

Den geofysiske datainnsamlingen ble utført i løpet av tre dager i 2021 med helikopterbasert geoskanning (AEM) av det 36 kvadratkilometer store området vest for Gardermoen (Figur 1). Geoskanningen ble utført langs planlagte flylinjer med ca. 90 meters linjeavstand i området NVE ønsket å dekke.

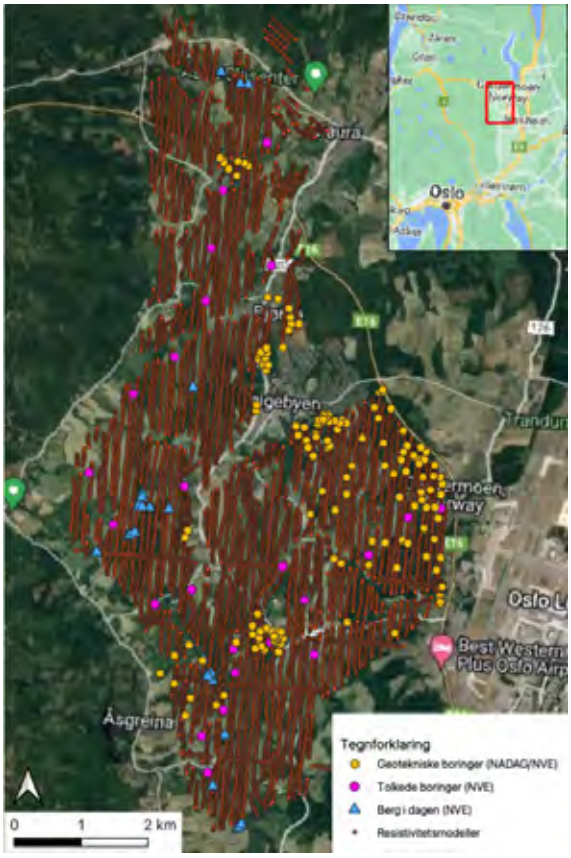
Geoskanningen ble utført med SkyTEMs 304 system, med primærantenne på 341 m² og 4 strømsløyfer. Det er et såkalt dual moment-system hvor det veksles mellom å sende strøm gjennom en og alle fire strømsløyfer. Ved lavt moment sendes det strøm gjennom en sløyfe, som gir høy oppløsning nær overflaten. Ved høyt moment brukes alle fire strømsløyfene og det store magnetiske momentet for å oppnå dypere lag. Systemet sikrer dermed god oppløsning nær overflaten, samtidig som god penetreringsdybde tillates. Det sistnevnte er viktig for å påvise dypt berg under tykk, ledende marin leire.

Det ble totalt fløyet 414 linjekilometer i dette prosjektet.

Geotekniske data

EMeralds tolkningsmetoder kombinerer geofysiske modeller fra geoskanning med eksisterende geotekniske grunnundersøkelser. Gjennom maskinlæring brukes resultater fra geotekniske sonderinger og data fra laboratorieundersøkelser som treningsdata for å bygge en helhetlig 3D-model. For at boringer skal kunne brukes som treningsdata for beregning av løsmassetykkelse og sannsynlighet for sprøbruddmateriale, må de befinne seg innenfor 75 meter fra et AEM-målepunkt.

Det forelå 268 eksisterende boringer og observasjoner av berg som tilfredsstilte dette kravet i undersøkelsesområdet (Figur 1). De fleste var hentet fra NADAGs database, mens NVE leverte i tillegg to datasett som ikke var tilgjengelige i NADAG. Noen eldre boringer ble tolket ut fra datarapportene på PDF-format. De tilgjengelige boringene bestod av totalsonderinger, CPTu, dreietrykksonderinger og noen få labprøver. NVE delte også registrerte feltobservasjoner av berg i dagen.



Figur 1: Tilgjengelige grunnundersøkelser og observasjoner fra undersøkelsesområdet. Kun datapunkter som overlapper med geoskannings dekningsområde vises. Røde punkter angir dekning av geotekniske data.

GEOFYSISK DATAPROSESSERING

Den horisontale avstanden mellom datapunktene (*bin spacing*) er omkring 30 m.

Data prosesseres i flere omganger. I første omgang benyttes et automatisk prosesseringsfilter som fjerner støy fra dataene. Likevel vil noe støy slippe gjennom filtrene, spesielt relatert til strømledninger og lignende. I disse tilfellene vil modellen vise feil resistiviteter på de tilsvarende stedene. For å forbedre kvaliteten av dataene blir det gjort en manuell vurdering og vasking av data.

Det beregnes deretter en todimensjonal resistivitetsmodell for hver flylinje (Laterally Constrained Inversion). Resistivitetsmodellene kontrolleres mot måledata, og der måledata ikke samsvarer godt nok med modelldata blir måledataene vurdert om igjen. Hvis måledataene er vurdert å være påvirket av støy, blir de fjernet fra datasettet. Dette er derfor det finnes noen hull i datadekningen langs veier og kraftlinjer (Figur 1). Etter kontrollen av resistivitetsmodellen inverteres dataene igjen med en mer nøyaktig algoritme (Spatially Constrained Inversion) for hele undersøkelsesområdet.

Prosesseringer og beregninger gjøres primært i programvarepakken Aarhus Workbench.

MAKINLÆRINGSBASERT DATATOLKNING

Bergdybdetolkning

Når en flate er målet for en undersøkelse (f.eks., bergoverflate, lagdeling i løsmasse, svakhetssone i berg), bruker vi en selvutviklet maskinlæringsalgoritme med tilgjengelige grunnundersøkelser som treningsdata (Lysdahl et al. 2022). Vanligvis er det snakk om bergdybdemålinger fra boringer og observasjoner av berg i dagen som overlapper med AEM-modellene. Disse brukes til å trene et kunstig nevralt nettverk (ANN) til å lære sammenhengen mellom bergdybde og elektrisk resistivitet. Etter treningsfasen kan nettverket deretter brukes til å predikere bergdybde der det finnes AEM-målinger, men ikke bergdybdemålinger, og dermed få en flate i 3D som visualiserer en antatt bergoverflate i hele området.

Der det finnes lite eller ingen treningsdata, det er liten kontrast i resistivitetsmodellen eller komplisert geologi, må annen tilgjengelig informasjon (løsmassekart og visuell inspeksjon av dataene) brukes for å legge inn manuelle tolkningspunkter. I dette prosjekt i Nannestad var det behov å tilføye noen manuelltolkningspunkter fordi veldig få boringer nådde mer enn 50 m dybde selv om berget var ofte dypere. Heldigvis var kontrasten mellom berg og løsmasse sterk nok for å velge fornuftige manuelle treningspunkter i områder med stor dybde til berg.

Kvikkleirtolkning

EMerald har utviklet en totrinnsprosess for å kartlegge sannsynligheten for forekomst av sprøbruddmateriale (Christensen et al. 2021). Algoritmen tolker sprøbruddmateriale (omrørt skjærestyrke på 2,0 kPa eller mindre) og ikke kvikkleire (omrørt skjærestyrke på 0,5 kPa eller mindre). Detter er fordi treningsdatasettet består primært av geotekniske boringer som er ikke nøyaktige nok til å skille mellom disse to materialene.

Første trinn er å tolke de geotekniske boringene for tilstedeværelse av sprøbruddmaterialer. Målet med dette er både å øke mengden treningsdata tilgjengelige for å tolke den geofysiske

modellen, men også for å skaffe et balanserte og proporsjonalt treningsdatasett. Prøveserier og manuelle tolkninger ofte fokuseres der det mistenkes bløt leire; få av de utføres der kvikkleire er ikke mistenkt. Derimot dekker borehuller og de geofysiske dataene mange løsmassetyper. Å tolke sonderinger fra hele dekningsområdet sikrer informasjon også utenfor områdene man mistenker forekomst av bløt leire og gir derfor en bedre balanse mellom sprøbrudd- eller ikke-sprøbruddmateriale. EMerald Geomodelling bruker en selvutviklet algoritme for å tolke sannsynligheten for sprøbruddmaterial basert på sonderingens attributter på tilsvarende måte som en geoteknisk ingeniør ville gjort det. Resultatet er sannsynlighetsverdier for at materialet på en gitt dybde er sprøbruddmateriale.

I Nannestad var det svært få labprøver på et maskinlesbart dataformat som kan brukes direkte av algoritmen (.prv, .csv eller lignende) eller manuelle tolkninger for å kalibrer tolkningen. Derfor bruker algoritmen primært kalibreringsdata fra andre geotekniske prosjekter i Norge som treningsgrunnlag. I dette tilfelle var det geotekniske data fra tidligere veibyggingsprosjekter utført av EMerald i Ringerike og Sør-Trøndelag.

Andre trinn er å tolke data fra geoskanningen. Med utgangspunkt i resultatene fra første trinn, beregnes sannsynligheten for sprøbruddmateriale basert på resistivitet fra helikopter-data, de automatiske tolkningene av sonderingene, samt tilgjengelig tolkede labdata eller manuelle tolkede boringer. Algoritmen bruker resistivitetsattributter sammen med de tolkede boringene for å avgrense 3D-geometrien av volumer med mulig sprøbruddmateriale. Geografiske attributter (dvs. horisontale og vertikale koordinater) blir også brukt av algoritmen for å sikre at resultatene samsvarer lokalt med boringene.

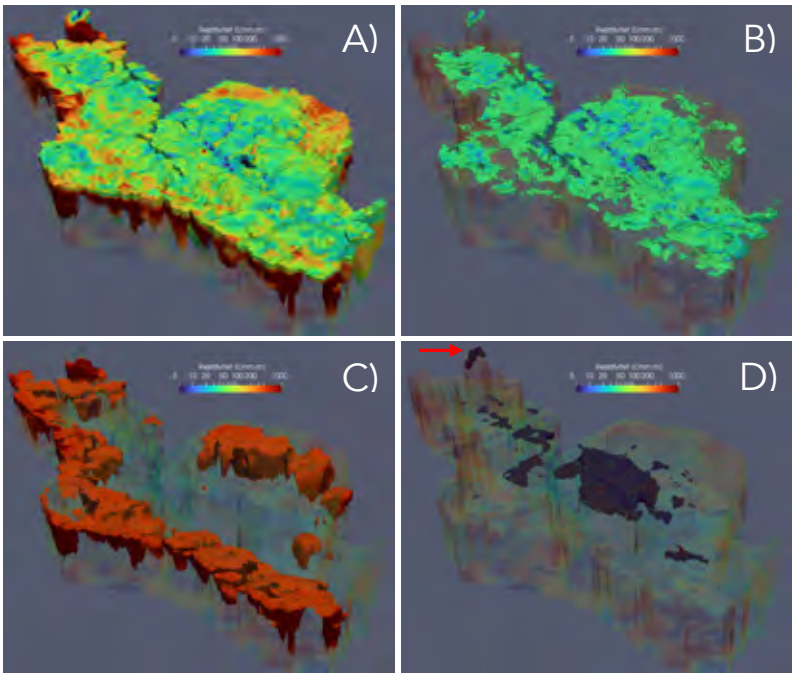
Vår tidligere forskning viser at de geografiske attributter er viktige for å løse tvetydigheten i resistivitetsmodellen (dvs. om lag med resistiviteter mellom 10 og 100 Ωm er kvikk eller ikke) og for å kompensere for geoskanningdataenes begrensede oppløsning, mens resistivitetsattributter er viktige for å skape realistiske grenser mellom enheter og for å lage stabile, geologiske rimelige tolkninger (Christensen et al. 2021). Resultatet er et 3D-grid med predikasjonsverdier for sprøbruddmateriale mellom 0 – 1 i hele det skannede området. En verdi på 0 angir ingen sannsynlighet og 1 høy sannsynlighet for at sprøbruddmateriale forekommer i et gitt lag i modellen.

RESULTATER

Undersøkelsesområdet er preget av stor variasjon, fra svært resistivt til veldig konduktivt (Figur 2). Det var forventet at berggrunnen i området ville være svært resistiv og at løsmassene ville være mer konduktive, som vil gi en god kontrast mellom løsmasser og berggrunn. I store deler av undersøkelsesområdet er kontrasten forholdsvis tydelig, mens i områder med veldig tynne løsmasser eller der løsmassene er mer resistive (f.eks., morene eller breavsetninger) er det knyttet større usikkerhet til tolkningen av bergoverflaten. Også der det forekommer store løsmassemektigheter (sentralt i undersøkelsesområdet) var det utfordrende å detektere overgangen til berg grunnet liten resistivitetskontrast på grunn av manglende penetrasjonsdyp. I det som tolkes som løsmasser ser man også større variasjon i resistivitetsverdier som tyder på ulike løsmassetyper, fra leire, utvasket leire til grovere masser som sand.

Tolkningene viser stor variasjon i bergdybde i undersøkelsesområdene, fra berg i dagen i noen bekkedaler og i kanten av undersøkelsesområdet til over 140 m sør for Teigebyen. Usikkerheten

er størst der bergdybden er størst sør for Teigebyen, men det har liten betydning for kvikkleire kartlegging siden at dypt berg normalt ikke har en stor effekt på kvikkleiredannelse eller stabiliteten.



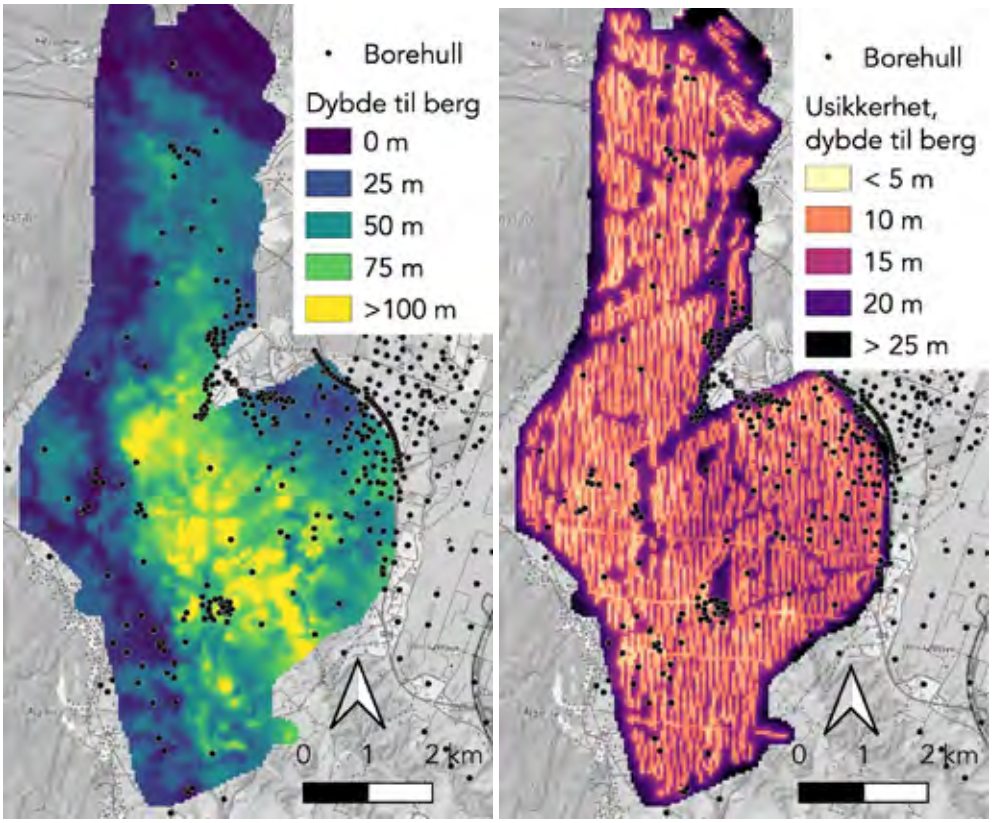
Figur 2: 3D-visualisering av resistivitetsmodellen: A) hele modellen (Deler av modellen under investigasjonsdybden (den såkalt DOI) vises som gjennomskinnelig volumer).; B) middels resistiviteter (10-40 Ωm); C) høye resistiviteter (>500 Ωm); D) lave resistiviteter (< 5 Ωm). Den røde pilen i D) peker på en lavresistivitetsanomali som ikke er relatert til marin leire men en ledende bergart.

Resistivitetsmodellen alene påviser noen dypere volumer av saltholdig, ikke utvasket leire (Figur 2D). Resistivitetsmodellen er også noe tvetydig: over nesten hele dekningsområdet er det et tykt lag med middels resistivitet (10-40 Ωm) som potensielt (men ikke nødvendigvis) er sprøbruddmateriale (Figur 2B).

Den 3D tolkede sprøbruddmaterialemodellen viser at det er store variasjoner i sannsynligheten i området (Figur 4, Figur 5). Det mulig forekommer sprøbruddmateriale i nesten hele prosjektområdet under et tynt tørrskorpelag på noen få meter. De eneste områdene hvor det er lav sannsynlighet er hvor det forekommer materiale med veldig lav resistivitet i de dypere områdene samt ut mot kantene av undersøkelsesområdet i de grunnere områdene mot vest.

Når sannsynlighetsverdien hverken er høy eller lav betyr det at resultatet er usikkert. Området vest for Teigebyen er et eksempel på et slikt område med økt usikkerhet. Det er ikke alltid en skarp overgang fra veldig høye sannsynligheter rundt et volum med mulig sprøbruddmateriale til veldig lave. I noen tilfeller kan disse gradvise endringene spenne over laterale avstander på 50 til

200 m. Slike lokasjoner er steder der nye geotekniske data har den største mulighet til å forbedre modellen.

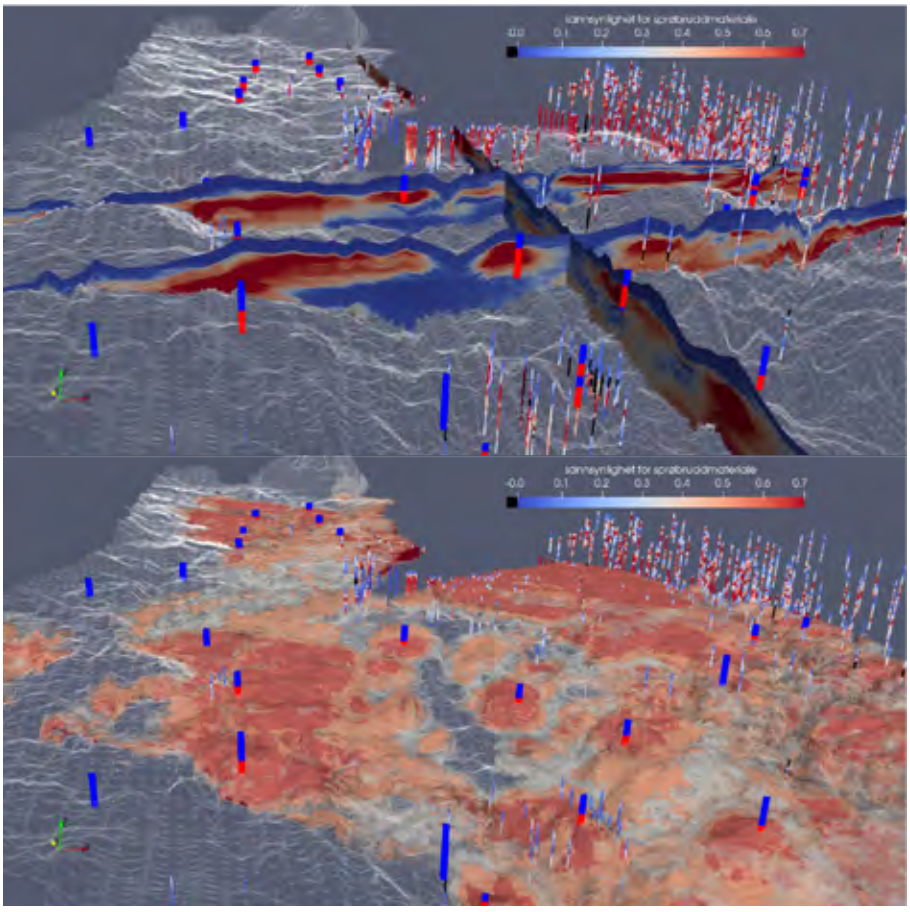


Figur 3: Tolket dybde til berg (venstre) og usikkerheten (høyre) basert på resistivitetsmodellen hvor tilgjengelige boringer og feltobservasjoner er brukt som treningsdata.

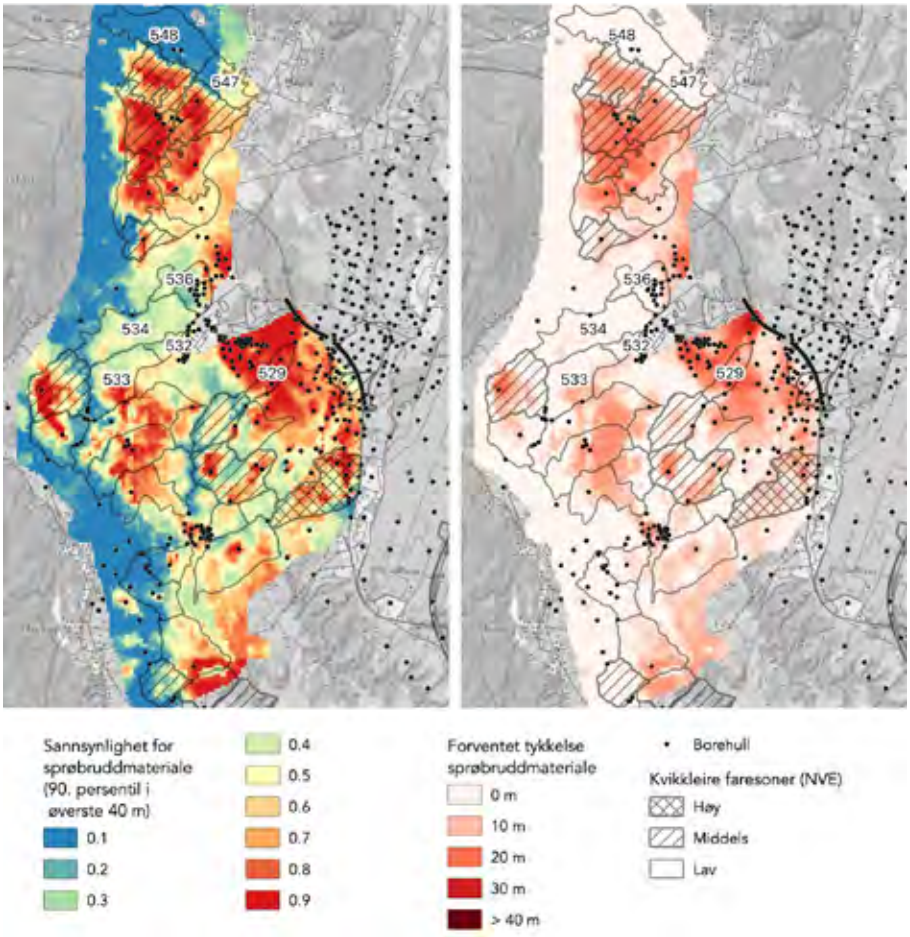
Kartvisninger av oppsummerende statistikker viser en visst sammenheng med eksisterende kvikkleire faresoner (Figur 5). En slik sammenligning har en begrenset nytte siden faresoner ikke bare tar hensyn til forekomst av kvikkleire, men andre faktorer som terrenghelning og høydeforskjeller. Likevel er det generelt en god sammenheng mellom overgang fra høy til lav sannsynlighet mot vest og sørvest og grensene av faresoner i disse områder.

Algoritmen har en spesiell utfordring med området øst for Teigebyen mot Gardemoen flyplassen. Ifølge resultaten er det en spesiell høy sannsynlighet, men det kun en overlappende faresone med lav faregrad i deler av dette området (ID 529). Dette kan årsakes av grovere marin sedimenter nærmere breelvdeltaet (Hauerseterdeltaet). Flere dreietrykk og totalsonderinger her registrert en lav, konstant matkraft med dybde selv om de inneholde ikke kvikkleire. Uten lokal kalibreringsdata ble de automatiske tolkede som sensitive i Trinn 1 av algoritmen, og feilen ble tatt videre til Trinn 2 når resistivitetsmodellen ble tolket. Resultatet understrekker at når man

bruker treningsdata fra andre lokaliteter i Trinn 1 må man passe på at de kommer fra et sted med tilsvarende geologisk forhold.



Figur 4 Tolket sannsynlighet for sprøbruddmateriale. To ulike fremvisningsformer er illustrert: vertikale snitte gjennom volumet (øverst) som angir sannsynlighet for sprøbruddmateriale eller som volumer med veldig høy (rød), høy (rosa) eller medium (grå) sannsynlighet for sprøbruddmateriale. Andre objekter som vises: tolkede borehull (vertikale sylindere) og tolket bergoverflate (hvit triangulert overflate).



Figur 5: Sammenligning av NVEs tidligere kartlagte faresoner med sannsynligheten for sprøbruddmateriale i de øverste 40 m av undergrunnen. Numrene i kartet er ID tallet til faresonen som er nevnt i teksten.

KONKLUSJON

Våre erfaringer i Nannestad illustrerer fordelene, men også utfordringene, ved å bruke geoskanning for kvikkleire kartlegging. Resistivitetsmodellen klarte å identifisere dype, ikke utvasket volumer av marin leire og å klargjøre geometrien av lagdelingen i undergrunnen. Det var også en god resistivitetskontrast mellom løsmasse og berg og nok treningsdata for å lage en bergmodell over det hele dekningsområde. Kvikkleiretolkning er var spesielt utfordrende i Nannestad i forhold til tidligere, tilsvarende prosjekt i Norge på grunn av manglende labprøver på det ønskede filformatet, en svakere sammenheng mellom matkraft i sonderinger og kvikkleire nær Hauerseterdeltaet, og en stor andel av resistivitetsmodellen i intervallet 10-100 Ωm.

Disse utfordringene kunne potensielt løses på tre måter. For det første kunne mer in-situ eller bakkebasert resistivitetsmålinger forbedre kunnskapen om kvikkleirens petrofysikk i området.

AEM har en begrenset oppløsning, men ingen ERT eller R-CPTu data var tilgjengelig når tolkningene ble utført. For det andre, kunne videreutvikling av maskinlæringsalgoritmene selv forbedre resultatene, spesielt den automatiske borehullstolkningen (Trinn 1 av kvikkleirtolkningen). Per i dag bruker algoritmen primært helning av matkraft for å tolke sannsynligheten for sprøbruddmateriale langs boringer, men andre attributter av sonderingskurven kunne kanskje brukes i tillegg for å skille grovere sedimenter funnet mellom Teigebyen og Gardemoen fra kvikkleire. Til slutt forventer vi at mere geotekniske data skal forbedre resultatet. Tidligere erfaring viser at lokale treningsdata forbedrer nøyaktigheten betydelig (Christensen et al. 2020, 2021), men et større treningsdatasett fra mer enn kun to andre lokaliteter kunne potensielt også forbedre den automatiske borehullstolkningen.

Selv om det er noen usikkerheter i resultatet, er sprøbruddsannsynlighetsmodellen et nyttig verktøy for planlegging av videre grunnundersøkelser. Med en maskinlæringsbasert arbeidsflyt skulle videre treningsdata være lett å legge til, og med videre grunndata kan modellen forbedres.

Kilder

Christensen, C.W., Pfaffhuber, A.A., Skurdal, G.H., Lysdahl, A.O.K. and Vöge, M. (2020), Large scale and efficient geotechnical soil investigations: applying machine learning on airborne geophysical models to map sensitive glaciomarine clay. 6th International Conference on Geotechnical and Geophysical Site Characterization, 7–11 September 2020, Budapest, Hungary (delayed to 2021 due to COVID-19).

Christensen, C.W., Harrison, E.J., Pfaffhuber, A.A. and Lund, A.K. (2021), A machine learning–based approach to regional-scale mapping of sensitive glaciomarine clay combining airborne electromagnetics and geotechnical data. Near Surface Geophysics, 19: 523-539. https://doi.org/10.1002/nsg.12166

Harrison, Edward J., Vikas C. Baranwal, Andreas A. Pfaffhuber, Craig W. Christensen, Guro H. Skurdal, Jan Steinar Rønning, Helgard Anschütz, and Marco Brönner. 2021. "AEM in Norway: A Review of the Coverage, Applications and the State of Technology" Remote Sensing 13, no. 22: 4687. https://doi.org/10.3390/rs13224687

Long, M., Pfaffhuber, A.A., Bazin, S., Kåsin, K., Gylland, A. and Montaflia, A. (2017) Glacio-marine clay resistivity as a proxy for remoulded shear strength: correlations and limitations. Quarterly Journal of Engineering Geology & Hydrogeology, 51, 63– 78. https://doi.org/10.1144/qjegh2016-136

Lysdahl, A.K., Christensen, C.W., Pfaffhuber, A.A., Vöge, M., Andresen, L., Skurdal, G.H., Panzner, M. (2022), Integrated bedrock model combining airborne geophysics and sparse drillings based on an artificial neural network, Engineering Geology, 297, 106484. https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2021.106484

Solberg, I.-L., Hansen, L., Rønning, J.S., Haugen, E.D., Dalsegg, E. & Tønnesen, J.F. 2012. Combined geophysical and geotechnical approach to ground investigations and hazard zonation of a quick clay area, mid Norway. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 71, 119–133. https://doi.org/10.1007/s10064-011-0363-x

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2022

REDUKSJON AV SKADER FRA BORING AV PELER OG ANKERE. ANBEFALINGER FRA BEGRENSSKADE II

Limiting damage from overburden drilling of piles and ground anchors. Recommendations from BegrensSkade II

Einar John Lande, Avdelingsleder Landfundamentering, NGI
Thomas Sandene, Senioringeniør, NGI
Jenny Langford, Seniorspesialist, NGI
Stefan Ritter, Senioringeniør, NGI

SAMMENDRAG

Ved utgangen av oktober 2022 ble det bransjeomfattende FoU-prosjektet BegrensSkade II (BegrensSkade II / REMEDY - Risk Reduction of Groundwork Damage (ngi.no)) offisielt avsluttet. Denne artikkelen oppsummerer kort de mest sentrale resultat fra arbeidspakkene *WP1: Drilling for installation of piles and anchor tie-backs* og *WP2: Deep excavations and foundations*. Det vises for øvrig til prosjektets nettside for utfyllende informasjon om prosjektet, publiserte resultater og sluttrapport som oppsummerer de enkelte arbeidspakkene. I både WP1 og WP2 er det samlet inn og sammenstilt ytterligere måledata og erfaringer fra byggeprosjekter fra de siste år. Måledataene kan bidra til å øke kvaliteten på risikovurderinger, fortrinnsvis i tidlig fase av et prosjekt, for videre å kunne velge tekniske løsninger som reduserer risiko for skader. I WP1 er det utført modellforsøk med boring av miniatyrpel i sand for å øke forståelsen av de fysiske mekanismene som kan bidra til å skape setninger i omkringliggende grunn. Resultat fra disse modellforsøkene og erfaringer fra prosjekter med boring har gitt grunnlag for å anbefale en forenklet metodikk for å velge boremetode og utførelse for å redusere risiko for uønskede setninger på omgivelser.

SUMMARY

By the end of October 2022, the R&D-project BegrensSkade II (Remedy – Risk Reduction of Groundwork Damage) was officially finished. This article summarizes the main findings in the work packages *WP1: Drilling for installation of piles and anchor tie-backs* and *WP2: Deep excavations and foundations.* For more information about the project, published results and final report (in Norwegian) it is referred to the project web page BegrensSkade II / REMEDY - Risk Reduction of Groundwork Damage (ngi.no). Both WP1 and WP2 have compiled and analyzed data from recent instrumented construction projects. The data may be used to raise the quality of risk assessments, preferably in an early stage of a project, to help choose technical solutions that reduce risk of damage. In WP1 an experimental model test with drilling of a pile in sand have been carried out to increase the knowledge of the physical mechanisms which can cause settlements in the surrounding ground. The results from the model tests and projects with pile drilling have been used to propose a simplified framework for choosing drilling method and procedure to reduce the risk of excessive ground settlements in the surroundings.

INNLEDNING

BegrensSkade II (REMEDY) er oppfølgeren til det bransjeomfattende forskningsprosjektet BegrensSkade (2012-2015). BegrensSkade II er finansiert av Norges Forskningsråd og de 18 partnerne som vist i oversikt i figur 1. Motivasjonen for BegrensSkade II (og BegrensSkade) er relatert til at det har vært et høyt antall tilfeller der grunnarbeid i bygge- og anleggsprosjekter har ført til uventede skader på naboeiendommer og nærliggende infrastruktur. Hovedmålsetningen med BegrensSkade II har vært å bidra til å redusere risiko for uønsket skade som følge av grunnarbeider under og etter utførelsen av byggeprosjekter. Prosjektet har fokusert på de tre mest utbredte årsakene til skader som redegjort for i sluttrapporten i BegrensSkade I (Baardvik et al., 2016), samt to andre potensielle kilder:

1. Boring for fundamentpeler og ankere for støttekonstruksjoner som kan føre til erosjon og forstyrrelse av omkringliggende jord med påfølgende re-konsolidering av setningsømfintlige avsetninger.
2. Drenering av grunnvann inn i byggegroper som medfører senkning av poretrykk og konsolideringssetninger i bløt leire.
3. Mangel på tilstrekkelig risikovurdering som grunnlag for valg av tekniske løsninger.
4. Metoder for utførelse av dype byggegroper der det er økende behov for "nye" metoder for større og dypere byggegroper enn tidligere.
5. Vibrasjons-effekter fra anleggsaktiviteter som bergsprengning, pigging, komprimering eller peleramming.

Artikkelen redegjør innledningsvis for problemstilling relatert til påvirkning på omgivelser fra byggegrop, og ved utførelse av boring for peler og ankere. Videre presenteres oppdaterte databaser av målte setninger og redusert poretrykk relatert til utførelse av dype byggegroper i bløt leire. Deretter oppsummeres effekter fra boring på poretrykk som grunnlag for å vurdere risiko for å skape setninger. Avslutningsvis presenteres en metodikk for å velge boremetode basert på grunnforhold for å redusere risiko for uønskede setninger i omgivelsene.

Figur 1. Oversikt partnere i BegrensSkade II.

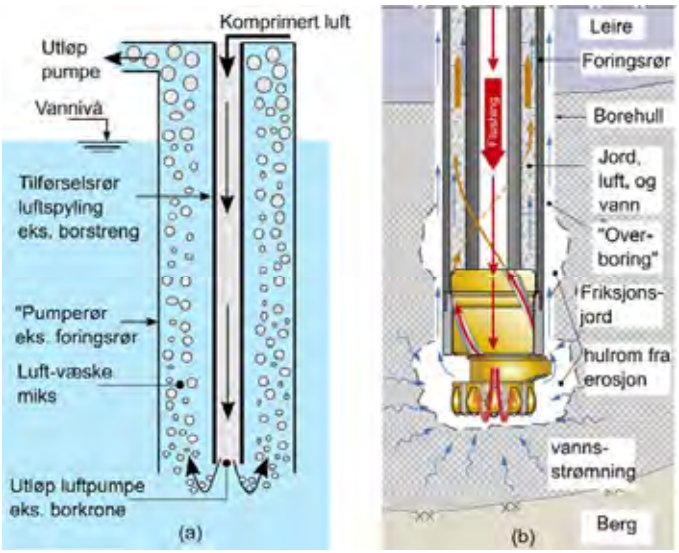
PROBLEMSTILLING

Det er velkjent at grunnarbeider som omfatter etablering av dype byggegroper, fundamenter, samt ulike typer peler i løsmasser vil påvirke de nærliggende massene i større eller mindre grad. Utgraving av byggegroper under grunnvannsnivå, kan i tillegg påvirke poretrykksforholdene i berg og løsmasser i stor avstand fra der hvor arbeidene pågår. Summen av disse påvirkningene kan medføre skadelige deformasjoner (forskyvninger) på bygninger og infrastruktur dersom disse har fundamenter som gjør dem utsatt for denne type påvirkning.

Mens det internasjonalt normalt er vesentlig fokus på deformasjoner som følge av selve utgravingen, er det for vanlige norske grunnforhold (bløt leire med begrenset dybde til berg) ofte reduksjon av poretrykk ved berg som medfører betydelige setninger også i stor avstand fra byggegroper. I tillegg kan det ved ugunstig kombinasjon av grunnforhold, metode og utførelse forårsakes vesentlige setninger som følge av selve installasjonsarbeidene helt lokalt.

Gjennom studier i BegrensSkade fant Langford et al. (2015) og Karlsrud et al. (2015) en klar indikasjon på at boring av foringsrør for peler og ankere kunne føre til betydelig større setninger rundt byggegropene enn tidligere rapporterte studier hadde vist (Peck, 1969; Mana og Clough, 1981; Long, 2001; Karlsrud og Andresen, 2008). I takt med en generell økning i bruk av borede peleløsninger (Pålkommisionen, 2022) i Skandinavia er det avgjørende å forstå installasjons-effekter og influens på omgivelsene fra boring for å kunne redusere risiko for skader på nærliggende bygg og infrastruktur.

Gjennom BegrensSkade-prosjektene, og ved hjelp av de mange partnerne, har man kunnet utføre en unik systematisk innsamling og analyse av måledata og erfaringer fra fullskala feltforsøk (Lande et al., 2020), samt en rekke bygge- og anleggsprosjekter i Norge der det har blitt utført boring for peler og/eller forankringer. I BegrensSkade II er det i tillegg utført modellforsøk med boring av minatyrpel i sand for å øke kunnskap og forståelse av de fysiske effekter på omkringliggende grunn ved spyling med vann under boring (Lande et al., 2021).



Figur 2. Illustrasjon av prinsipp for "Mammutpumpe" (a) og mulig erosjon av friksjonsmasser (silt/sand/grus) lokalt rundt borkrone som følge av boring med luftdrevet senkhammer (b).

Rapporterte feltforsøk (Lande et al. 2020; Ahlund og Ögren 2016) og prosjektstudier (Konstantakos et al. 2004; Küllingsjö 2007; Bredenberg et al. 2014; Haugen et al. 2015; Sandene et al. 2020) har indikert at boring av foringsrør med luftdrevet senkhammer (DTH-hammer) kan føre til betydelige setninger i omkringliggende grunn umiddelbart etter boring. Hypotesen er at disse setningene i hovedsak skyldes lokal erosjon og massetap rundt foringsrør for peler og/eller ankere, og at denne mekanismen ofte er observert når man har boret i siltige/sandige masser eller friksjonsmasser (morene) over berg. Massetapet er videre antatt å være knyttet til såkalt "mammutpumpe-effekt" (Bernoulli, 1738; Venturi, 1797) som fører til et undertrykk inne i foringsrør i forhold til poretrykket i grunnen, og dermed en potensiell vannstrømning inn mot borkrone som kan erodere silt og sand partikler som illustrert i figur 2.

BYGGEGROPSDATABASE

I WP2 er måledata fra byggegroper som ble samlet inn i BegrensSkade ytterligere systematisert og beriket med tilgjengelig metadata om grunnforhold og byggemetoder, samt måledata fra langt flere byggegroper fra typisk norske grunnforhold. Det er i denne byggegropsdatabasen imidlertid ikke kun fokusert på byggegroper som har medført registrert bygningsskade, men benyttet all mulig måledata som i sum kan bidra til et empirisk erfaringsgrunnlag for hvordan dype byggegroper og fundamenter i typisk norske grunnforhold med bløt leire kan påvirke omgivelsene. Databasen inkluderer observasjoner fra setningsmålinger, inklinometer og poretrykksmålinger, men fordi setningsmålingene ofte er påvirket av konsolideringssetninger og inklinometermålingene er få, vil det være resultater fra poretrykksmålingene som er hovedfunnet i arbeidet.

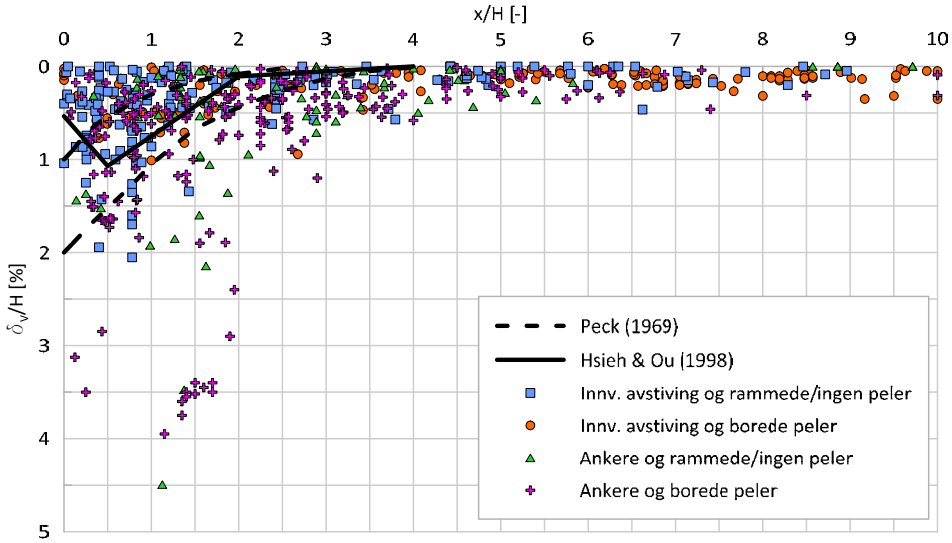
Figur 3 presenterer database for målte setninger relatert til avstand fra byggegrop. Målinger indikerer at store setninger nært inntil byggegroper ($x/H < 2$ til 4) ofte er relatert til løsninger med borede ankere eventuelt i kombinasjon med borede peler. Det vurderes å mest sannsynlig være relatert til ovennevnte installasjonseffekter. Setninger i større avstand fra byggegrop ($x/H > 4$) vurderes i hovedsak å skyldes konsolideringssetninger i leiravsetninger som følge av drenasje til byggegropen og reduksjon av poretrykk ved berg. Dette er forårsaket av frigraving av berg eller drenerende lag, men også av installasjon av ankere eller peler som har medført drenasjeveier fra morene og berg inn i byggegrop.

Figur 4 presenterer database over målte endringer i poretrykk (reduksjoner) ved berg relatert til avstand fra byggegrop. Målinger indikerer at byggemetoder som har potensiale til å forårsake drenasje ved bergnivå, sannsynligvis vil medføre poretrykksreduksjon. Det legges ikke skjul på at det er en spredning i dataene, men trenden er klar. Byggegroper som har innvendig avstiving, rammede eller ingen peler og heller ikke har frigraving av berg medfører i svært liten grad poretrykksreduksjon i områdene rundt. Det vises ellers til sluttrapport i BegrensSkade II for ytterligere database og vurderinger av betydning av tiltak for å forebygge poretrykksreduksjoner.

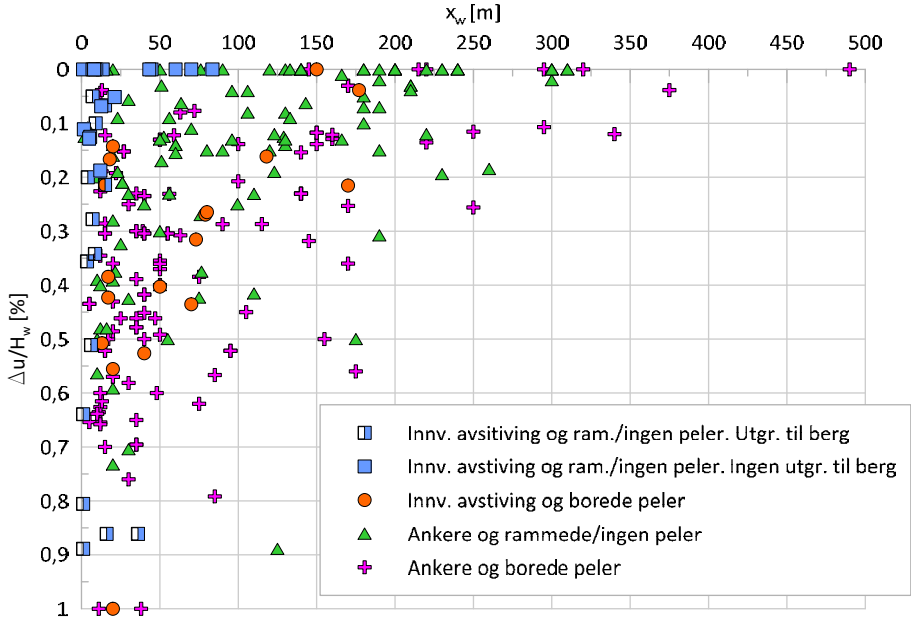
Problemstillingene som belyses i WP2 er sammensatt og kompleks, og det vil fortsatt være vanskelig å gjøre detaljerte vurderinger med høy presisjon for nye prosjekt. Måledata og prosjekterfaringer vil likevel i vesentlig grad kunne bidra til å øke kvaliteten på risikovurderinger som kan utføres spesielt i tidligfasen til et prosjekt. Databasen vil gi et bedre grunnlag for:

- Å ta kunnskapsbaserte valg for avstiving, pelefundamentering og dybde til byggegroper basert på mulige konsekvenser og stedlige grunnforhold
- Å vurdere viktighet og omfanget av avbøtende tiltak hvis nødvendig

- Å kunne kvantifisere effektene en byggegrop kan ha på omgivelsene basert på erfaringsdata, også som et godt verktøy i kommunikasjon til beslutningstagere som ikke har geoteknisk fagkompetanse



Figur 3: Observasjoner av målte setninger (δv) og avstand fra byggegrop (x) normalisert mot utgravingsdybde (H) i byggegrop. Ulike symboler representerer type avstivings- og fundamenteringsmetoder.



Figur 4: Målt endring i poretrykk (Δu) normalisert mot utgravingsdybde under grunnvannstand (H_w) mot avstand fra byggegrop (x_w). Ulike symboler representerer type avstivings- og fundamenteringsmetoder.

MODELLFORSØK – BORING AV PEL I SAND

Ett av målene i WP1 var å utføre modellforsøk med boring under kontrollerte forhold for å øke kunnskap og forståelse knyttet til de fysiske mekanismer og effekter på omkringliggende grunn. Det var spesielt fokus på betydning av sentrale boreparametere som spylemedium og trykk, penetrasjon/borsynk og rotasjonshastighet, og deres betydning for graden av erosjon under boring. Det ble utført forsøk med boring av miniatyrpel (diameter lik 30 mm) i middels fast sand ved bruk av vannspyling. Forsøk med bruk av luftspyling viste seg å ikke være mulig under de gitte betingelser i forsøkene, hvorav det generelle lave spenningsnivået i sandmodellen anses å være avgjørende. For utfyllende beskrivelse og resultater fra forsøkene vises det til artikkel av Lande et al. (2021). Det vises også til Msc. studie av Tyvold (2020) der det ble utført supplerende modellforsøk.

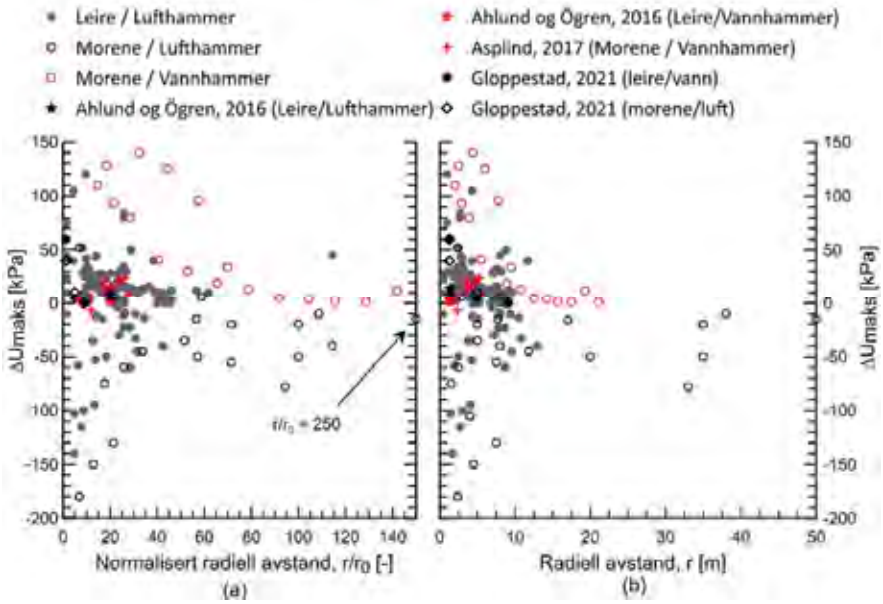
PÅVIRKNINGER FRA BORING PÅ PORETRYKK

Figur 5 presenterer en sammenstilling av poretrykksmålinger utført i løsmasser ved boring av foringsrør for peler i 10 bygge- og samferdselsprosjekter i Norge. I tillegg er resultater rapportert av Ahlund og Ögren (2016), Asplind (2017) og Gloppestad (2021) inkludert. Figuren viser maksimale målte endringer i poretrykk (ΔU_{maks}) mot henholdsvis normalisert radiell avstand r/r_0 (a) og avstand i meter (b) mellom poretrykksmåler og aktuelt foringsrør/pel. Det bemerkes at poretrykksmålerne (piezometere) i de aktuelle prosjekt har vært installert til ulike dybder i løsmassene. Det har ellers vært benyttet ulike loggeintervall i de ulike prosjektene, som trolig har medført at man ikke har klart å måle de faktiske ekstremverdiene i de fleste tilfellene.

Resultatene kan benyttes som veiledning i forbindelse med valg av boremetode og ikke minst ved evaluering av utførelse av boring og potensial for å skape uønskede setninger i omkringliggende grunn. Dataene viser følgende generelle trender:

- Boring gjennom leire (solide symboler) fører typisk til betydelige, men midlertidige, poretrykksøkninger (positive verdier for ΔU_{maks}). Det er i samsvar med resultater fra feltforsøk med boring av ankere i bløt leire som ble utført i BegrensSkade I (Lande et al., 2020; Lande et al., 2015b), samt forsøk for å sammenligne luft- og vanndrevet senkhammer i Sverige (Ahlund og Ögren, 2016). Trykkøkningene er vurdert å hovedsakelig skyldes høy borsynk som medfører varierende grad av massefortregning tilsvarende rammede lukkede peler. Effekt av kontinuerlig spyling med vann eller luft ved boring ser ut til å bidra til ytterligere trykkøkninger. Resultatene viser at poreovertrykk dissiperer relativt raskt etter at boring er avsluttet.
- Boring med luftdrevet senkhammer fører typisk til betydelig reduksjon i poretrykk (negative verdier for ΔU_{maks}) i piezometere installert i morene/sand/grus (åpne symboler). Disse resultatene underbygger hypotesen om at boring med luftdrevet borsystem medfører "mammutpumpe-effekt" som illustrert i figur 1 (Bernoulli, 1738; Venturi, 1797) I noen av disse prosjektene har man også målt relativt umiddelbare setninger i omkringliggende grunn under boringen. Erfaringer fra flere prosjekter som er fulgt opp i BegrensSkade-prosjektene tilsier at disse fysiske effektene fra boring med lufthammer generelt øker risiko for setninger i grunnen. Resultatene fra boring med vanndrevet senkborhammer (røde symboler) viser hovedsakelig midlertidige økte poretrykk (positive verdier for ΔU_{maks}), noe som underbygger at metoden ikke medfører tilsvarende pumpeeffekt som luftdrevet borsystem.

- Resultat fra poretrykksmålinger utført i morene/sand/grus med relativt høy permeabilitet viser at poretrykkene generelt reetablerer seg til omtrent referansetrykk kun få timer etter endt boring. Dette samsvarer med resultater fra Lande et al. (2020), Asplind (2017) og Ahlund og Ögren (2016). Poretrykksmålinger i løsmasser som er mer permeable enn leire kan gi indikasjon på om man borer i akvifer med stor vannstrømning. Hvis det er tilfelle, kan det medføre økt risiko for uønsket erosjon under boring og bør dermed tas i betraktning ved vurdering av boreprosedyre og eventuelt endring av boremetode.



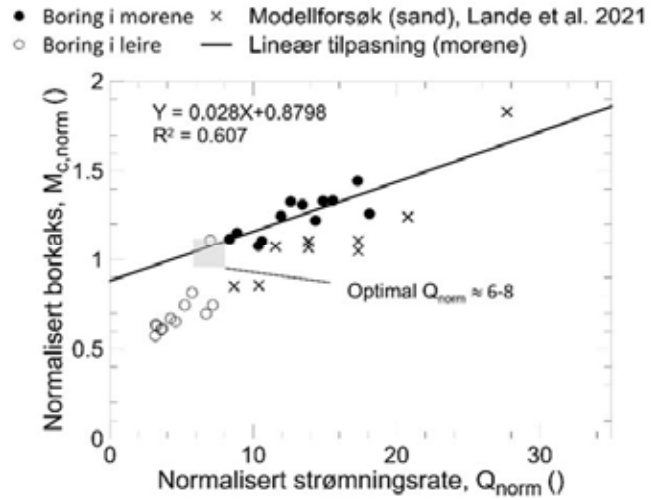
Figur 5. Maksimale endringer i poretrykk (ΔU_{maks}) målt ved boring av foringsrør for peler mot normalisert radiell avstand r/r_0 (a) og radiell avstand r i meter (b). Måledata er fra X ulike prosjekter med diameter på foringsrør fra 140 mm til 710 mm, inkludert data rapportert fra to masteroppgaver i Sverige (Ahlund og Ögren, 2016 og Asplind, 2017). Symboler med rød farge er fra boring med vannhammer og svarte symboler er fra boring med lufthammer.

Som en del av BegrensSkade II er det samlet inn data fra boring med vanndrevet senkhammer i leire- og moreneavsetninger for å kunne vurdere massebalansen av borkaks, og dermed også risiko for massetap med påfølgende setninger i omkringliggende grunn. Figur 6 presenterer resultat fra disse boringene i dimensjonsløst system som foreslått av Lande et al. (2021) basert på modellforsøk. Denne metoden muliggjør sammenligning av mengde borkaks med de mest sentrale boreparametrene ved å introdusere normalisert massebalanse ($M_{c,norm}$) og normalisert strømningsrate (Q_{norm}). Massebalanse er forholdet mellom volum borkaks (in-situ) og det teoretiske volum som foringsrøret opptar i grunnen. Verdi av $M_{c,norm}$ under 1 indikerer at det oppstår noe massefortregning, mens verdi over 1 indikerer et netto massetap (volumtap). Normalisert strømningsrate er definert som følger:

$$Q_{norm} = \frac{Q}{A_{pel} \times V_{pen}} \quad (1)$$

Q er mengde spylevann ("flow rate") benyttet til å drive senkhammer og transportere borkaks opp av borhull gitt i dm^3/minutt. A_{pel} er tverrsnittsareal av foringsrør (pelerør) i dm^2, og V_{pen} er borsynk i dm/minutt.

De svarte solide symbolene viser resultat fra boring i morene, mens de åpne sirklene representerer boring gjennom leire. Den svarte linjen viser en lineær tilpasning til dataene for boring i morene. Resultat fra utførte modellforsøk er inkludert for sammenligning. Resultatene fra boring i både leire og morene viser en klar sammenheng i økende volum borkaks med økende grad av normalisert strømningsrate. Det er også i samsvar med modellforsøkene, men det ser imidlertid ut som resultat for normalisert massebalanse fra boring i morene konsekvent ligger noe over resultatene fra modellforsøk for tilsvarende verdier av normalisert strømningsrate. Dette er vurdert å være relatert til lave spenninger i jorda i modellforsøkene sammenlignet med fullskala boring, effekter av varierende grunnforhold, samt ulike dimensjoner på borkrone (inkludert spylekanaler) for fullskala boring og i modellforsøk.



Figur 6. Normalisert strømningsrate (Q_{norm}) mot normalisert massebalanse ($M_{c,norm}$) for foringsrør som er boret med vanndrevet senkhammer.

VALG AV BOREMETODE OG PROSEDYRE BASERT PÅ GRUNNFORHOLD

I sluttrapporten fra BegrensSkade ble det gitt anbefalinger for valg av boresystem og boreprosedyre basert på de erfaringene man hadde tilegnet seg fra feltforsøk og byggeprosjekt med boring for peler og ankere. Det ble også foreslått aktuelle metoder for å tette mot lekkasje av grunnvann opp langs foringsrør for peler og/ ankere. Nylige prosjekterfaringer presentert av Gloppestad (2021), van Raaij (2022) og Løyland (2022) kan tyde på at det er større fokus på problemstillingen, og at det i større grad iverksettes spesifikke tiltak for å redusere risiko for lekkasje av grunnvann fra borede foringsrør. Med tanke på valg av boremetode er det fortsatt meget få godt dokumenterte prosjekter hvor det er benyttet vanndrevet senkhammere som alternativ til mer tradisjonell boring med luftdrevet senkhammer.

Basert på den samlede erfaringen fra BegrensSkade-prosjektene er det foreslått et enkelt flytdiagram som kan benyttes som veiledning for valg av boremetode under planlegging og gjennomføring av prosjekter, se Figur 7. Metodikken er i hovedsak ment for tilfeller der hensyn

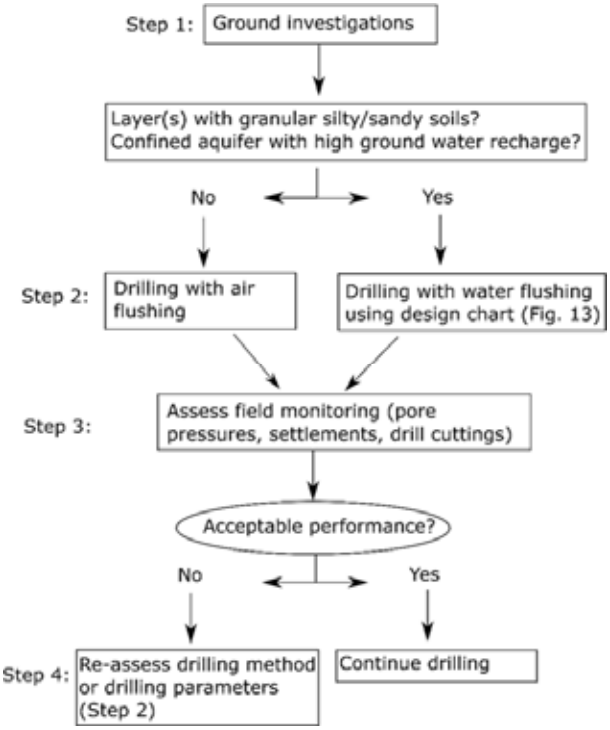
til omgivelser/tredjepart vurderes viktig og/eller under spesielt krevende grunnforhold. De ulike steg i flytdiagrammet er beskrevet i det påfølgende:

1. **Vurdering av grunnforhold.**
   Erfaringer viser at boring for peler og ankere i grunnforhold der man har siltige/sandige masser medfører høy risiko for lokal erosjon og "tap" av jordvolum rundt foringsrør. Dersom disse lett eroderbare massene befinner seg i en vannførende akvifer eller i grunn med artesisk poretrykk, øker risikoen betraktelig.
   Det er anbefalt at grunnundersøkelsene utføres med egnede metoder og i et slikt omfang at det er mulig å kartlegge om det er slike "problematiske" forhold. Dette kan eksempelvis medføre økt behov for sammenhengende prøveserier for å kunne bestemme jordart og korngradering, trykksonderinger, poretrykksmålinger og pumpetester.

2. **Valg av luft- eller vanndrevet borhammer**
   Dersom man i GU i steg 1 avdekker lag med siltige/sandige masser i kombinasjon med lukkede akvifer med stor vannstrømning, anbefales det å velge vanndrevet borhammer som reduserer risiko for uønsket erosjon. Ved bruk av vanndrevet borsystem kan man benytte metode for vurdering av massebalanse som vist i figur 6 for tilpasning av boreprosedyre. Med tanke på meget begrenset datagrunnlag som ligger til grunn for metode for bestemmelse av massebalanse, anbefales det å utføre måling av totale mengder borkaks i et utvalg testpeler.
   Dersom grunnforhold tilsier at det ikke er lett eroderbare masser er det mindre risiko forbundet med boring med lufthammer.

3. **Analyse av resultat fra instrumentering.**
   Uavhengig om det er valgt luft- eller vanndrevet borhammer bør det i forbindelse med oppstart av boring være etablert tilstrekkelig instrumentering til å kunne vurdere påvirkning på omgivelsene. Dette bør minimum omfatte måling av setninger i nærhet til der det bores, fortrinnsvis i flere dybder for å kunne fange opp eventuell erosjon. Poretrykksmålere er også anbefalt. Den beste metoden, men også mest omfattende, er å måle mengde borkaks som nevnt i pkt. 2 i et utvalg peler.

4. **Revurdering av boremetode og prosedyrer**
   Dersom man gjennom steg 3 kan dokumentere at valgt boremetode og prosedyre gir tilfredsstillende resultat, kan man fortsette uten endringer.



Figur 7. Foreslått flytdiagram for valg av boremetode for tilfeller der det skal bores i urbane setningsømfintlige miljø og/eller under krevende grunnforhold.

REFERANSER

Ahlund, R. og Ögren, O. (2016) *Pore pressures and settlements generated from two different pile drilling methods*. Master of Science thesis. Dept. of Civil and Architectural Engineering, Royal Institute of Technology KTH.

Asplund, M. (2017) *Pore water pressure and settlements generated from water driven DTH-drilling – a field study*. Master of Science thesis. Dept. of Civil and Architectural Engineering, Royal Institute of Technology KTH.

Baardvik, G., Engen, A., Kalsnes, B., Karlsrud, K., lande, E.J., Langford, J., Simonsen, A.S., Tvedt, G. og Veslegard, G. (2016) *Begrensning av skader som følge av grunnarbeider. Sluttrapport.* Mars 2016.

Bernoulli, D. (1738) *Hydrodynamica, sive de viribus et motibus fluidorum commentarii: opus academicum ab auctore, dum Petropoli ageret, congestum* (In Latin, source ETH-Bibliotek Zürich, RAR 5503.

Bredenberg, H., Jönsson, M., Isa, R., Larsson, M. og Larsson, E.L. (2014) *Borrteknik för minimering av marksättninger vid borrad grundläggning.* Tyresö, Stockholm: Bygg & Teknik 1/14.

Gloppestad, J.S. (2021) *Nyhavna Øvre – Pelefundamentering omforent med anstrengt områdestabilitet og In-Situ poreovertrykk i grunnen*. Geoteknikkdagen 26. november 2021, pp. 50.1-50.25.

Haugen, T., Ahmed, T., Olsson, A. og Lande, E.J. (2015) *E18 Knapstad – Retvet, Hobølelva bru. Erfaringer knyttet til boring av stålrørspeler*. BegrensSkade rapport Delprosjekt 4: Dokumentasjon av metoder og tiltak.

Karlsrud, K., J. Langford, E.J. Lande, G. Baardvik. (2015) *Vurdering av skader og deformasjoner knyttet til utførelse av stagforankring og borede peler i byggegroper*, BegrensSkade delrapport nr. 1+2.4.

Karlsrud, K. og Andresen, L. (2008) *Design and performance of deep excavations in soft clays.* In Proc., 6th Int. Conf. on Case Histories in Geotechnical Engineering., Arlington, VA: Missouri Univ. of Science and Technology.

Kempfert, H.G og Gebresellassie, B. (1999) *Effect of anchor installation on settlement of nearby structures in soft soils.* Proceedings of the international symposium on geotechnical aspects of underground construction in soft ground, 665-670. Tokyo/Japan 19-21 July 1999.

Konstantakos, D.C., Whittle, A.J., Regalado, C. og Scharner, B. (2004) *Control of ground movements for a multi-level-anchored, diaphragm wall during excavation*. Proc. 5th Int. Conf. on Case Histories in Geotechnical Eng. New York, Paper No. 5.68.

Kullingsjø, A. (2007) *Effects of deep excavations in soft clay on immediate surroundings – Analysis of the possibility to predict deformations and reactions against the retaining system*. Doctoral thesis Chalmers University of Technology, Göteborg, Sweden 2007. ISBN 978-91-7385-002-5.

Lande, E.J, Karlsrud, K., Langford, J. og Nordal, S. (2020) *Effects of drilling for tieback anchors on surrounding ground - results from field tests.* J. Geotech. Geoenviron. Eng. 146 (8): 05020007. https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002274.

Lande, E.J., Veslegard, G. og Simonsen A. (2015) *Forbedring og videreutvikling borede stag og peler. Metoder, utførelse og dokumentasjon*. BegrensSkade report 3.4.

Lande, E.J. and Karlsrud, K. (2015) Feltforsøk stagboring. Dokumentasjon av effekter ved boring i leire. BegrensSkade report 4.1.

Lande, E.J., Ritter, S., Tyvold, H. og Nordal, S. (2021) *Physical modelling of pile drilling in sand*. Canadian Geotechnical Journal. https://doi.org/10.1139/cgj-2020-0373.

Langford, J., Karlsrud, K., Lande, E.J., Eknes. A.Ø. og Engen. A. (2015) Causes of unexpectedly large settlements due to deep excavations in clay. In Proc., *16th European Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering,* Edinburg, 1115-1120. London: ICE Publishing. https://doi.org/10.1680/ecsmge.60678.vol3.156.

Long, M. (2001) Database for Retaining Wall and Ground Movements due to Deep Excavations. J. Geotech. Geoenviron. Eng. 127(3): 203-224.

Løyland, M. (2022) *Værstetorvet Syd – Bælsvær byggegrop med stålkjernepeler og fokus på poretrykksreduksjon*. Peledagen 28. september 2022, Oslo.

Mana, A.I. and Clough, G.W. (1981) Prediction of movements for braced cuts in clays. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 107 (6): 759-777.

Peck, R.B. (1969) Deep excavations and tunneling in soft ground. In Proc., *7th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 225-290. London: International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering.

Pålkommisionen (2022) Pålkommissionen (palkommissionen.org)

Rønning, S. (2011) E6 Trondheim-Stjørdal, Parsell Trondheim – Dagsone vest. Geotekniske aspekter knyttet til rørspunt, noen erfaringer ved utførelsen. Fjellsprengningsteknikk, bergmekanikk/geoteknikk, 2011, Oslo.

Sandene, T., Ritter, S., og Lande, E.J. (2021) A case study on the effects of anchor drilling in soft, low sensitive clay and sandy, silty soils. *Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground". Elshafie, Viggiani and Mair (eds). 2021 ISSMGE, London,* UK. Taylor and Francis publishing. ISBN 978-0-367-33733-9.

Tyvold, H.F. (2020). *Small scale model test for drilling under realistic stress conditions.* Master of Science Thesis. Department of Civil and Environmental Engineering. Norwegian University of Science and Technology.

Venturi, G.B. (1797) Récherches Experimentales sur le Principe de la Communication Laterale du Mouvement dans les Fluides appliqué a l'Explication de Differens Phenomènes Hydrauliques

Van Raaij, E. (2022) *Lisvitenskapsbygget*. Peledagen 28. september 2022, Oslo.

NORSPUNT – DIGITAL TRANSFORMASJON

NorSpunt – Digital Transformasjon

Henning Firman, Sivilingeniør, Norconsult AS
Lars Gudmund Botnen, Sivilingeniør, Norconsult AS
Kristian Aunaas, Avd.leder og Sivilingeniør, Norconsult AS

SAMMENDRAG

Industriell programvare er vurdert til å bli en av ti store mulighetsnæringer i årene som kommer. For faget geoteknikk har utviklingen vært svært begrenset de siste tiår, på tross av økte krav til bærekraft, miljø og et underskudd av fagkompetanse. Norconsult AS vurderer at moderne teknologi *kan* bidra til en effektivisering av fagfeltet, spesielt i prosjektenes første faser. Norconsult AS har utviklet sin beregningsapplikasjon NorSpunt for å effektivisere og optimalisere spuntløsninger, slik at grunnlaget er bedre for videre vurderinger enn det tradisjonelt har vært. Denne artikkelen presenterer et eksempel på hvordan moderne teknologi gir besparelser i tidligfase av et prosjekt ved bruk av et internt utviklet verktøy for spuntberegninger.

SUMMARY

Industrial software is assessed to be one of ten of todays larges market possibilities in the coming years. The digital development within the subject of geotechnical engineering (soil) has been limited for the last decades even with growing demands regarding sustainability, environment and qualified geotechnical engineers. Norconsult AS considers that modern technology *could* contribute to more effective solutions within the subject, especially in a project's first phases. Norconsult AS has developed its own calculation-application called *Norspunt* to streamline and optimize the process of dimensioning sheet pile walls. This is done to create a better basis than today for the assessments belonging to the later project phases. This article presents an example of how modern technology reduces costs in the early stages of a project by using an internally developed tool for dimensioning sheet pile walls.

INNLEDNING

Regjeringens Klimaplan for 2021-2030 er tydelig i sine ambisjoner om bruk av digitalisering til å redusere klimaavtrykket: *«Regjeringa vil at Noreg skal vere leiande i å bruke nye digitale moglegheiter i alle sektorar. Digitalisering handlar om å bruke teknologi til å fornye, forenkle og forbetre. Han legg til rette for auka verdiskaping og innovasjon og kan bidra til å auke produktiviteten i næringslivet og offentleg sektor.»* (Det Kongelige Klima- og Miljødepartement, 2020-2021). Andre artikler trekker også frem industriell programvare som ett av de ti største næringsmulighetene i Norge i dag (McKinsey & Company, 2021). Denne artikkelen presenterer hvordan digitalisering bør påvirke måten vi arbeider med tradisjonelle geotekniske problemstillinger.

BAKGRUNN

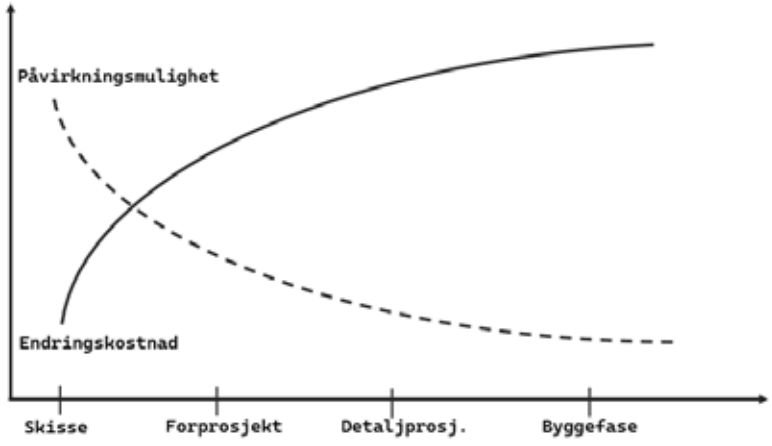
Geoteknikk er et premissgivende fag for *om* og *hvordan* et tiltak/prosjekt skal gjennomføres. Videre er geotekniske vurderinger som utføres i prosjektenes første faser ofte begrenset når det kommer til:

1. Tilmålt *tid* fra prosjektstart til første leveranse
2. Kundes *betalingsvillighet* for et prosjekt i tidligfase.

En løsning for å levere bedre kvalitet på arbeidet i tidligfase uten å påvirke de overstående faktorene, er å øke effektiviteten i utført arbeid. En del av de geotekniske oppgavene som skal løses i tidligfase kan effektiviseres ettersom de kan være repetitive eller har potensialet for å automatiseres. Slike oppgaver er godt egnet for å løses med mer utstrakt bruk av moderne teknologi. En effektivisering av oppgaver vil ofte bidra til reduserte kostnader for prosjektet og CO2-utslipp.

Moderne teknologi utvikler seg i et raskere tempo enn noensinne. Trenden innenfor utviklingen er at teknologien går fra lukkede proprietære systemer, til åpen kildekode der informasjon kan flyte mellom ulike applikasjoner. I tillegg er brukergrensesnittene i mange tilfeller så enkle at teknologien også kan tas i bruk av personer uten formell utdannelse innenfor IT/software. Utviklingen har frem til nylig i liten grad påvirket hvordan geotekniske oppgaver løses, på tross av et stort potensial.

Norconsult har siden slutten av 2020 jobbet systematisk med å finne og ta i bruk ny teknologi som kan bidra til å løse tradisjonelle geotekniske problemstillinger på mer effektive måter. Basert på en hypotese om at «*mer grundige geotekniske vurderinger i tidligfase skaper stor verdi i prosjekt*», er det valgt å sette søkelys på applikasjoner som muliggjør grundigere vurderinger i tidligfase ved hjelp av effektivisering. Bakgrunnen er at verdipotensialet for geotekniske vurderinger er større i tidligfase i et prosjekt, se Figur 1. Figuren illustrerer hvordan kostnaden tilknyttet en endring raskt øker i begynnelsen av et prosjektforløp. Tilsvarende synker påvirkningsmulighetene ettersom valg og forutsetninger låses utover i tidligfase.



Figur 1 - Illustrativ figur for hvordan kostnader knyttet til en endring øker utover i et prosjektforløp (endringskostnad). Tilsvarende viser den utvikling av påvirkningsmuligheten (Samset, 2008)

Eksempler på gyldigheten av denne påstanden vil i hovedsak basere seg på spuntberegnings-applikasjonen *NorSpunt*, utviklet av Norconsult AS.

DATAGRUNNLAG – STRUKTUR OG TILGJENGELIGHET

Grunnlaget for geotekniske vurderinger er informasjon om løsmasser og berg. Dersom innovasjon og utvikling skal være en satsning for faget geoteknikk, må informasjon om grunnforhold være strukturert og lagret på en slik måte at det enkelt kan nås på tvers av plattformer. Helst bør dataene ligge lagret i en skyløsning, da dette øker tilgjengeligheten betraktelig. Dette skiller seg vesentlig fra dagens interne filsystemer og proprietære løsninger uten avanserte grensesnitt (API). Ved bruk av moderne teknologi kan datagrunnlaget vises i et moderne grensesnitt (GIS). Dette vil videre støtte fri flyt av informasjon mellom applikasjoner eller script (API). Et utsnitt fra en slik GIS-tjeneste er eksemplifisert i Figur 2. Eksempelet er hentet fra NGI Digital sin løsning *Field Manager*.

Figur 2 – Innsynsløsning for enkel oversikt over geotekniske grunnundersøkelser. Kilde: (NGI Digital, 2022)

Nedenfor er det gitt eksempler på hvordan en slik datastruktur muliggjør digital innovasjon innenfor geoteknikkfaget:

1. Avhengigheter i arbeidsprosesser gjør at en endring av et element oppdaterer påfølgende elementer, enten automatisk eller med en kontrollrutine. Eksempelvis kan CPTu-data hentes og knyttes til et styrkeprofil. Videre kan styrkeprofilet knyttes til ulike vurderinger. Endres CPTu-data vil bruker varsles om at grunnlaget for skjærstyrkeprofil er endret, og at skjærstyrkeprofilet bør revurderes.
2. 3D modeller for lagdeling og berg kan hente informasjon rett fra grunnundersøkelsesdatabaser, og oppdatere aktuelle løsmasse- eller bergflater automatisk.
3. Kart der grunnundersøkelsesmetoder er tegnet inn med en indikator som viser sannsynlighet for sprøbruddmateriale gir et visuelt beslutningsgrunnlag. Et utsnitt

fra et slikt kart er vist i Figur 3. Et slikt kart baserer seg på innledende tolkninger av sonderinger gjort f.eks. ved hjelp av maskinlæring, eller ved manuelle tolkninger. Kartet i Figur 3 baserer seg på tolkninger gjort ved hjelp av maskinlæring og er funnet å gi et godt grunnlag for å skaffe oversikt over mulig sprøbruddmateriale i et større område (Tellef Kydland, 2021). En god datastruktur for datagrunnlag vil sikre at nye punkter automatisk kan legges til i kartløsning, samt at de automatisk kan tolkes f.eks. med maskinlæring.

Figur 3 – Kart for vise områder/borpunkter med mulig sprøbruddmateriale. (Grønn = Lite sannsynlig, Gul=Litt sannsynlig, Oransje = Sannsynlig, Rød = Påvist ved prøvetaking). Tolket grunnundersøkelse sammenfaller godt med kjente kvikkleireforekomster.

KOSTNAD OG BÆREKRAFT I TIDLIGFASE

Kostnadseffektive og bærekraftige valg bør baseres på et så godt grunnlag som mulig for å redusere risiko i fremtidige byggetrinn. For flere geotekniske tiltak (spunt, peler, KS-stabilisering etc.) kan kostnad og CO2-ekvivalenter beregnes med enkle overslag basert på sammenheng mellom betong-/stålmengde og pris/CO2-ekvivalenter. Ved å basere seg på automatiserte overslagsberegninger og alternative løsninger blir kostnad og mengde CO2-ekvivalenter en del av beslutningsgrunnlaget tidlig i et prosjekt. I påfølgende avsnitt er et eksempel til en slik fremgangsmåte beskrevet for spuntvurderinger.

NorSpunt

NorSpunt er en beregningsmotor for spuntkonstruksjoner med opptil ett avstivningsnivå. De geotekniske beregningene utføres i programmeringsspråket Python. Det teoretiske grunnlaget for beregningene er tradisjonell jordtrykksteori som beskrevet i Statens Vegvesens håndbøker, og hensyntar vannstrømning i jord og opptredende ruhet som følge av stagforankring

(Vegdirektoratet, 2022). Applikasjonen er utviklet internt av geoteknikere i Norconsult og tillater beregning av spunt gjennom en webapplikasjon eller gjennom et API. Dette muliggjør spuntberegninger på f.eks. mobiltelefonen der man er: i felt, i prosjekteringsmøter eller på kontoret. API-koblingen åpner også for at man kan utføre mange beregninger samtidig. Dette åpner for sensitivitetsanalyser, hvor kostnader og miljøpåvirkning kan optimaliseres. Motoren kan regne sikkerhetsfaktor for en gitt spuntlengde eller iterere seg frem til en nødvendig spuntlengde gitt en ønsket materialfaktor.

Med en slik applikasjon kan innledende vurderinger utføres basert på antatte grunnforhold i en tidligfase. Det vil nesten alltid være mulig å anta *noe* om grunnforhold basert på nærliggende grunnundersøkelser, eller mer generelle ressurser som løsmassekart fra NGU. Eventuelt kan det utføres enkle beregninger med varierende grunnforhold. Formålet med tidligfasevurderinger bør være å finne sannsynlige løsninger for spunt- og avstivningssystem, gitt ulike parametere for:

1. Last
2. Lagdeling i løsmasser
3. Styrkeegenskaper i løsmasser
4. Bergoverflate

Resultatene fra beregningene vises i et web-grensesnitt med mulighet for nedlastning av beregningsrapport. I beregningsrapporten presenteres blant annet forslag til avstivningssystem funnet ved dimensjoneringskrav gitt av Statens vegvesens håndbok V220 (Vegdirektoratet, 2022). Et eksempel på en slik tabell er gitt i Figur 4 (Norconsult AS, 2022).

Pute/stagtype	c-c stag 1.26	c-c stag 2.52	c-c stag 3.78	c-c stag 5.04	c-c stag 6.3
Lisser	2 / 65%	3 / 86%	4 / 97%	6 / 86%	7 / 92%
Stangstag	40/20 / 62%	52/26 / 72%	73/56 / 84%	73/53 / 91%	103/78 / 74%
UNP	2 x UNP 140 / 78%	2 x UNP 240 / 90%	2 x UNP 320 / 90%	For stor last	For stor last
HEB	HEB 120 / 94%	HEB 200 / 95%	HEB 280 / 88%	HEB 340 / 100%	HEB 450 / 95%

Figur 4 - Alternative avstivningsløsninger for en gitt spuntberegning i NorSpunt.

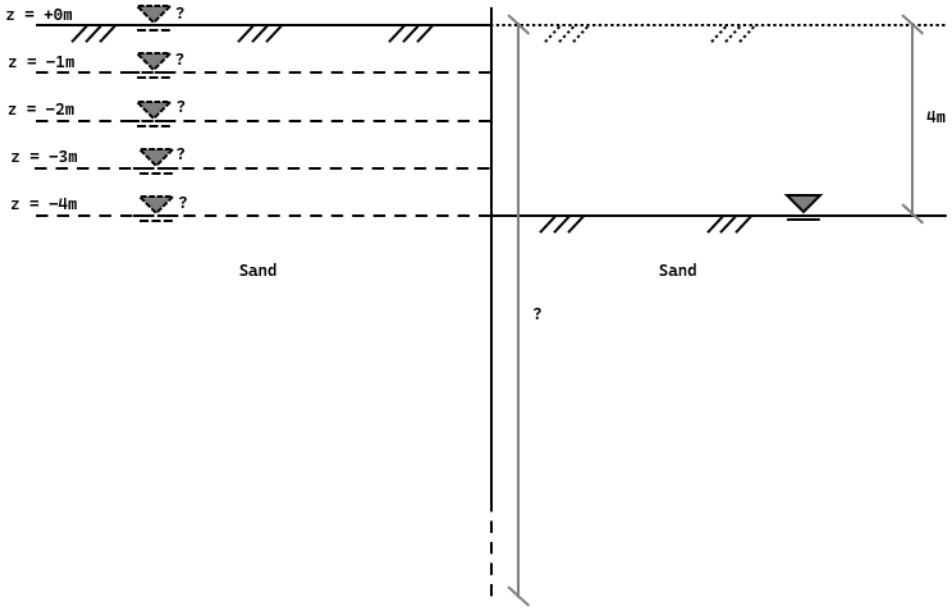
En slik oversikt vil gi et godt beslutningsgrunnlag for videre vurderinger for geoteknikk og andre fag, blant annet:

1. Spesifikasjon av grunnundersøkelser - omfang og type
2. Hvordan utgravingsdybde påvirker valg til geotekniske tiltak med tanke på pris/CO2
3. At aktiviteter som fører til store laster nær spunt har stor konsekvens for valg av spunt- og avstivningssystem.

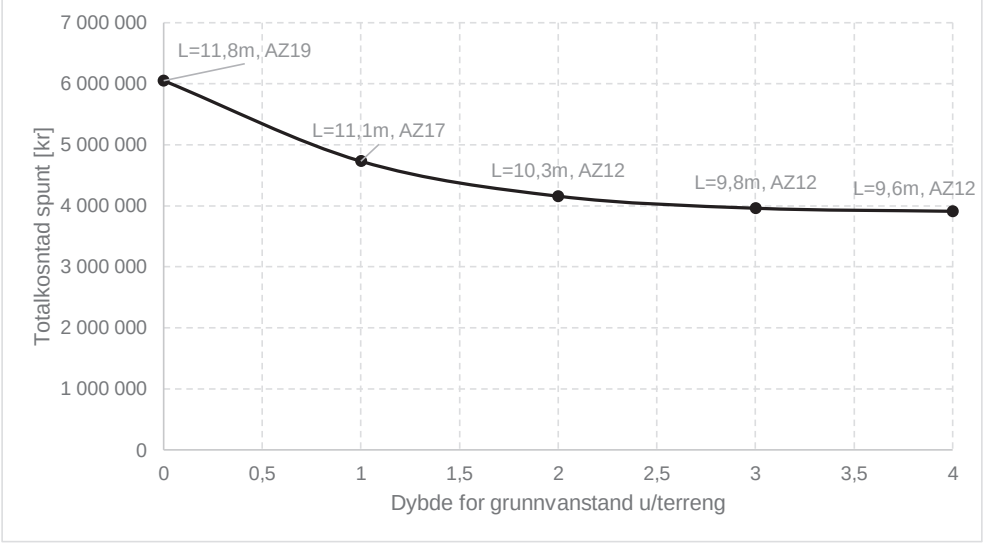
Nedenfor gis et eksempel på en optimalisert sensitivitetsanalyse som viser mulighetene for en effektivisert arbeidsflyt.

Case 1 – Optimalisert spuntberegning med sensitivitetsanalyse

Hensikten med denne analysen er å illustrere hvor stor påvirkning grunnvannet har for løsningen. Grunnforhold er forenklet til å bestå av et område der det antas sand, men med ukjent grunnvannsdybde. I caset antas det at det er ønskelig å utføre utgravingen uten avstivningssystem, som illustrert i Figur 5.



Figur 5 - Illustrasjon av case 1.



Figur 6 – Resultat. Påvirkning av pris ved varierende grunnvannstand for case 1.Pris er hentet fra Norsk Prisbok 2021 (Norconsult Informasjonssystemer AS, 2021).

NorSpunt beregner automatisk et kostnadsestimat tilknyttet spuntløsningen basert på priser fra Norsk Prishåndbok (Norconsult Informasjonssystemer AS, 2021). For beregningscaset er det antatt 200m spuntlinje. Prisoverslaget er forenklet til kun å inkludere følgende poster:

- Opprigging/nedrigging for spuntarbeider
- Spuntmengde/type
- Ramming av spunt
- Evt. staginstallasjon (ikke relevant for dette caset).

Resultatene fra Figur 6 viser at det kritiske for snittet er om grunnvannet ligger høyt i terrenget. Det vil være verdifullt å skaffe god informasjon om hvor grunnvannstanden ligger for hele byggegropa, slik at konservative antagelser minimeres i dimensjoneringsfasen. Resultatene indikerer hvordan effektive beregningsmotorer og effektive måter å gjøre sensitivitetsanalyser gjør at man kan få en forståelse av de kritiske parameterne i prosjektet uten bruk av tidkrevende og manuelle prosesser.

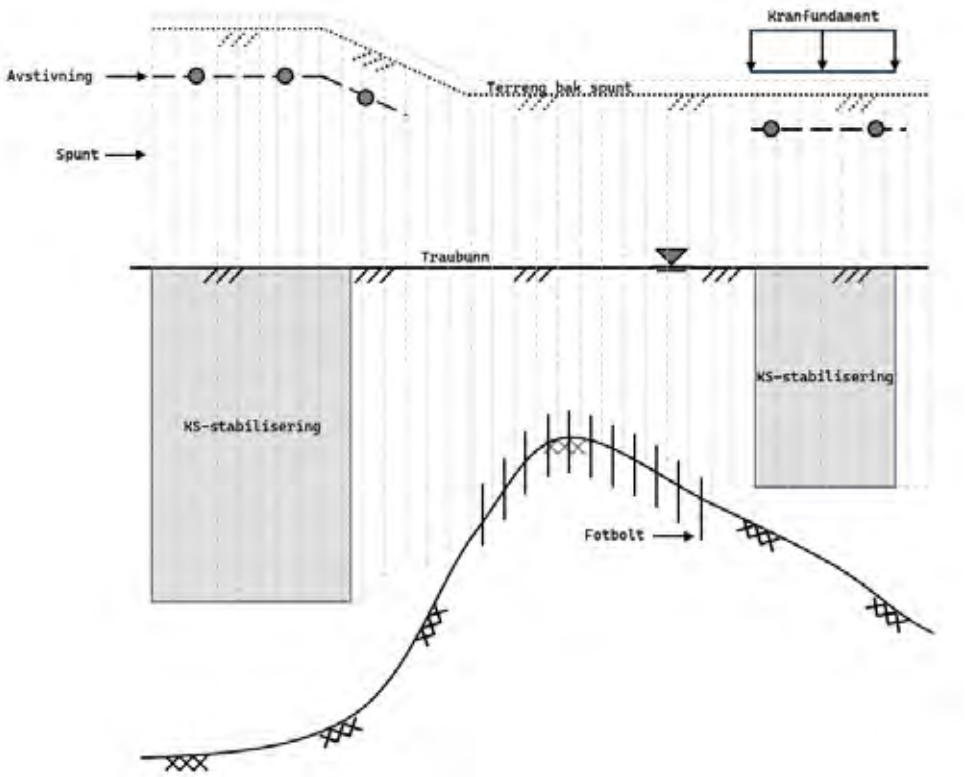
PARAMETERISERING AV GEOTEKNISK PROSJEKTERING

Utenom å bistå til effektivisering av generell arbeidsflyt og til beslutninger i forprosjektfase, kan forenklede beregningsskript også bistå i detaljprosjektering. Fra 3D-modeller kan nødvendig beregningsgeometri og -laster hentes for en hel byggegrop. Dette danner grunnlaget for at den geotekniske prosjekteringen kan utføres parameterisert, ved at input hentes fra modellen. Det forutsettes da at geometri og nødvendige attributter foreligger i 3D-Modell:

- Berg- og løsmasseflater
- Graveplaner med lastområder (vegtrafikk, anleggsmaskiner, kraner etc.)
- Traubunnsflate

I dette kapittelet ser vi på hvordan en slik tilnærming kan gjøres og hvordan det kan bidra til mer bærekraftige løsninger.

Norconsult vurderer at det er et stort potensial innenfor bærekraft i å øke detaljgraden på løsninger, og fjerne konservative løsninger valgt på bakgrunn av forenklet geometri/laster. En mulig løsning på dette er å regne flere beregningssnitt i FEM-programvare. Dette er i dag en tidskrevende oppgave med mange manuelle operasjoner. Ved å bruke enkle og raske analysemetoder som f.eks. NorSpunt kan man finne optimaliserte løsninger som gir en høyere utnyttelse av spunt- og avstivningssystem for en hel spuntlinje. Se Figur 7 for et enkelt oppriss for en eksemplifisert byggegrop. Ved å benytte informasjon fra 3D-modeller, samt API til optimaliseringsscript kan beregninger gjøres med svært høy oppløsning langs spuntlinjen. På bakgrunn av disse analysene får man forslag til en teoretisk optimalisert løsning som kan benyttes som grunnlag for vurderinger i samråd byggherre/entreprenør slik at det blir valgt løsninger som gir ønsket robusthet og som også er gir en hensiktsmessig anleggsgjennomføring.



Figur 7 - Illustrasjon av typisk oppriss med optimaliserte løsninger langs spuntlinja. Opprisset er ment som et beslutningsgrunnlag for videre vurderinger.

For å verifisere resultatene fra de forenklede beregningsmetodene bør man gjøre kontroller i anerkjente dimensjoneringsprogram som for eksempel Plaxis 2D. Kontrollene vil være et viktig verktøy for å verifisere valgte løsninger.

En slik fremgangsmåte vil gjøre den geotekniske prosjekteringen parameterisert og automatisk. Dette vil gi den geotekniske prosjekterende en god oversikt, som igjen vil kunne gi økt robusthet for prosjektene og redusere CO2-utslipp og kostnader.

VERIFISERING AV NORSPUNT

Automatiserte prosesser medfører at beslutninger tas basert på generelle antagelser. For å ivareta robusthet i løsningene som utarbeides, bør de kontrolleres med klassiske beregningsprogam. I vårt tilfelle, har vi benyttet oss av PLAXIS til å kontrollere løsningene. Vi ser at beregningsmotoren generelt har små avvik sammenliknet med FEM-beregninger (Plaxis 2D) for samme beregningssnitt. Beregningsmotoren er skrevet for å gi et godt grunnlag for å ta beslutninger, og ikke for detaljprosjektering. På bakgrunn av dette er det valgt kun å angi tabellene nedenfor som en forenklet verifikasjon. Tabellene angir maksimalt opptredende moment for ulike utgravingsdybder der beregninger er utført i NorSpunt og Plaxis 2D. Beregninger er først utført i NorSpunt og deretter i Plaxis. Det er antatt indre

avstivning uten oppspenning, og avstivningen er modellert som elastoplastisk i Plaxis. Maks. kapasitet er satt lik last i avstivningsnivå fra NorSpunt-beregning. For udrenert skjærfasthet er det valgt et forenklet skjærstyrkeprofil kun bestående av leire med 15 kPa i direkte skjærstyrke ved terreng, og deretter økende med 1,7 kN/m i dybden. Valgene er tatt for å sikre sammenliknbare resultater.

Utgravings-dybde [m]	Spunt-Lengde [m]	Maks. Moment Plaxis [kNm/m]	Maks. Moment NorSpunt [kNm/m]	PLAXIS sikkerhet	Last i stivernivå [kN]
5	19,2	861	870	1,42	284
4,5	16,8	573	575	1,42	223
4	14,4	354	356	1,42	170
3,5	12	208	201	1,44	125

Utgravings-dybde	Spunt-lengde	Maks. Moment Plaxis [kNm/m]	Maks. Moment NorSpunt [kNm/m]	PLAXIS sikkerhet	Last i stivernivå [kN]
5	15,2	452	452	1,42	190
4,5	12,8	281	275	1,43	144
4	10,6	161	160	1,44	108
3,5	8,2	78	79	1,43	77

Størst avvik mellom NorSpunt-beregninger og Plaxis-beregninger er under 2% for valgt spunt- og avstivningsløsning. Norconsult vurderer at dette avviket er lite og at beregningsmotoren gir resultater i tråd med avanserte FEM-analyser.

KONKLUSJON

Bruk og utvikling av industriell programvare er en kommende trend som også bør påvirke arbeidsmetodikken for geoteknisk problemløsning. Potensialet ligger blant annet i bedre strukturering av grunnlag, grundige tidligfasevurderinger, parameterisering av beregninger og bedre flyt av informasjon mellom applikasjoner. Tidligfasevurderinger bør avdekke hvilke parametere som er kritiske for et prosjekt, og hvordan dette kan påvirke kostnad og CO2 ved bygging. En slik oversikt bidrar til et meget solid beslutningsgrunnlag for den videre prosjekteringen. Videre åpner parameterisering av beregninger for langt mer effektive beregningsmetoder enn det som benyttes i dag. Det er Norconsults påstand at økt bruk av moderne teknologi kan og vil endre arbeidsmetodikken som benyttes til en mer effektiv og optimalisert hverdag.

REFERANSER

Det Kongelige Klima- og Miljødepartement. (2020-2021). *"Meld. St. 13, Klimaplan for 2021-2030".* Oslo.

McKinsey & Company. (2021). *"Norge i morgen".* Oslo: AllKopi Parkveien.

NGI Digital. (2022). *"Field Manager"*. Hentet fra https://fieldmanager.geohub.no/.

Norconsult AS. (2022). *"NorSpunt"*. Hentet fra https://norspunt.azurewebsites.net/

Norconsult Informasjonssystemer AS. (2021). *"Norsk Prisbok"*. Hentet fra https://www.norskprisbok.no/

Samset, K. (2008). *"Prosjekt i tidligfasen".* Trondheim: Tapir Akademiske Forlag.

Tellef Kydland, H. F. (2021). *"GeoTolk - Tolkning av totalsonderinger med maskinlæring".* Oslo: NGF.

Vegdirektoratet. (2022). *"Geoteknikk i vegbygging, håndbok V220".*

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2022

PROSJEKTET «MILJØTILTAK LANGØYENE» I OSLOFJORDEN

Environmental remediation on Langøyene, in the Oslo Fjord

Thea Lind Christiansen, Sweco Norge AS
Jan Slungaard, Sweco Norge AS

SAMMENDRAG

Veidekke Entreprenør AS (totalentreprenør) har på oppdrag for Eiendoms- og byfornyelsesetaten (EBY) i Oslo kommune utført prosjektet «Miljøtiltak Langøyene» i Oslofjorden. Langøyene bestod tidligere av 2 separate øyer, Nordre og Søndre Langøy. I perioden 1904-1948 ble det deponert avfall i sundet mellom øyene. Etter tildekking med ordinære masser på 1950-tallet, ble Langøyene et populært rekreasjonssted for Oslos befolkning.

Av miljømessige årsaker har det i nyere tid blitt nødvendig å foreta ny tildekking av gammelt søppeldeponi med rene masser både på land og i sjø. Prosjektet hadde oppstart i 2019 og pågikk frem til sommeren 2022. I tillegg til tildekkingsarbeidene er det blant annet bygget ny kai, ny infrastruktur med nytt vann- og avløpsanlegg, og nye servicebygninger.

De geotekniske utfordringene i dette prosjektet har blant annet omfattet stabilitet av eksisterende deponifylling i nordøstre bukt, setninger i deponimassene, og erosjonssikring. Asplan Viak og Sweco har vært engasjert som rådgivere for Veidekke, hvor Sweco har vært geoteknisk rådgiver.

SUMMARY

Veidekke Entreprenør AS (general contractor) has carried out the project “Environmental remediation on Langøyene” in the Oslo Fjord on behalf of the Real Estate and Urban Renewal agency (EBY) in Oslo municipality. Langøyene formerly consisted of 2 separate islands, Nordre and Søndre Langøy. During the period 1904-1948, waste was deposited in the strait between the islands. After being covered with ordinary masses in the 1950s, Langøyene became a popular recreational spot for Oslo’s population.

For environmental reasons, it has recently become necessary to re-cover the old rubbish dump with clean masses both on land and at sea. The project started in 2019 and continued until the summer of 2022. In addition to covering, it has, among other things, been built a new quay, new infrastructure with a new water and drainage system, and new buildings.

The geotechnical challenges in this project have included stability of the existing landfill in the north-east bay, settlements in the landfill masses, and erosion protection. Asplan Viak and Sweco have been engaged as advisers to Veidekke, where Sweco has been the geotechnical adviser.

INNLEDNING

Langøyene ligger innerst i Oslofjorden og har vært et populært rekreasjonsområde for Oslos befolkning siden 1950-tallet.

På starten av 1900-tallet bestod Langøyene av øyene Nordre og Søndre Langøy, som var adskilt av et smalt sund, se Figur 1. I perioden 1904-1948 ble øyene benyttet som avfallsdeponi av Kristiania/Oslo kommune og av tyskerne under krigen. Figur 2 viser et bilde av avfallsfyllingen på 1930-tallet. I oppstartsfasen ble det etablert lenser og senket skipsvrak for å minimere strømning gjennom sundet, og dermed forhindre at søppel fløt ut av området. I løpet av 40 år ble det fylt ut omtrent 1 million m^3 avfall i sundet mellom de to øyene. Miljømålinger viser at avfallsdeponiet består av blant annet husholdnings- og industriavfall, men utover dette er det uklart hva deponiet inneholder. (Faane, 2020)

Figur 1: Kart over Nordre og Søndre Langö, kartet er håndtegnet av Olaf Færden i 1886

Figur 2: Søppeldeponiet på Langøyene, bilde tatt i ca. 1932 av Anders Beer Wilse, tilhører nå Oslo Museum

Avfallsdeponiet i sundet mellom Nordre og Søndre Langøy ble avsluttet i 1948. Det var da opparbeidet et landareal på nærmere 100.000 m^2 (100 mål).

Oslo parkvesen overtok ansvaret, og øya ble rustet opp med gressplen og sandstrand. Området ble åpnet for publikum i 1952. Langøyene var et populært ferieparadis i over 60 år før det ble observert søppel i terrengoverflaten i 2013. Oslo kommune besluttet da å utbedre og oppgradere forholdene på øya. Utbedringen skulle omfatte tildekking av avfallsfyllingen på land og i sjø med rene masser, samt oppgradering av eksisterende arealer og konstruksjoner (Faane, 2020).

PROSJEKTET «MILJØTILTAK LANGØYENE»

I 2019 ble prosjektet «Miljøtiltak Langøyene» startet opp, med Miljødirektoratet som myndighet, Eiendoms- og byfornyelsesetaten (EBY) i Oslo kommune som byggherre, og Veidekke Entreprenør AS som totalentreprenør. Asplan Viak og Sweco ble engasjert av Veidekke som rådgivere, hvor Sweco bidro på geoteknikkfaget og Asplan Viak på øvrige fagfelt. Prosjektet var delt inn i en samspillsfase høsten 2019, og utførelsesfase i perioden 2020-2022.

Hovedformålet med prosjektet har vært å utføre tiltak for å unngå at besøkende på Langøyene skal bli eksponert for forurensede masser eller avfall, samt at avfallsfyllingen ikke skal ha en negativ påvirkning på miljøtilstanden i sjø og på land. For å oppnå dette ble det besluttet å etablere et tildekkingslag på land med tykkelse på minimum 1 m, og et 0,3-1 m tykt lag på sjøbunnen.

Tildekkingslaget ble prosjektert av Asplan Viak. På land består laget av flere sjikt med ulik funksjon, som tetting, vannhåndtering, gasshåndtering og vekstgrunnlag. Tildekkingslaget på sjøbunnen består av masser med fraksjon 0-8 mm og 0-20 mm. På grunt vann ble det i tillegg utført flere tiltak for å hindre erosjon. Dette er nærmere beskrevet i kapittelet «Erosjonssikring».

I tillegg til tildekkingen av deponiet med rene masser bestod arbeidet på Langøyene blant annet av følgende aktiviteter:

- Etablering av permanente spuntvegger langs haugene i nordøstre bukt for å sikre mot utglidning
- Etablering av ny kai for Ruterbåt og Servicebåt
- Etablering av ny mur langs stranden i sydvest
- Etablering av nye bygninger for kiosk, toaletter, dusjer, og lager
- Etablering av nytt badeanlegg for handikappede i sydvestre bukt med tilhørende bølgebryter
- Etablering av nytt vann- og avløpsanlegg
- Etablering av nye veier og stier

Dronebildet i Figur 3 viser resultatet av utbedringsarbeidene.

Figur 3: Dronebilde av Langøyene, tatt 24.08.2022 av Veidekke.

Prosjektet har hatt en totalkostnad på ca. 550 millioner kroner, hvorav kostnadene for miljøtildekkingen var på ca. 300 millioner kroner. Totalt ble det fraktet ca. 550 000 tonn masser ut til øya.

AVFALLSMASSER

Søppeldeponimassene på Langøyene består av avfall fra blant annet husholdning, næring, oppsop fra gatene med mer. Massene ble tildekket da deponiet ble avsluttet rundt år 1950. Det har imidlertid vært en del erosjon langs strandsonen i den nordøstre bukten. Bildene som er presentert i Figur 4 og Figur 5 nedenfor viser forholdene i strandsonen før oppstart av prosjektet. Bildene illustrerer godt inhomogeniteten i massene.

Figur 4: Bilde tatt på befaring av Sweco 26.08.2019

Figur 5: Bilde tatt på befaring av Sweco 26.08.2019

Det ble i forprosjektet utført en del grunnundersøkelser av Multiconsult. Sweco fikk utført supplerende grunnundersøkelser tidlig i samspillsfasen. I tillegg til analyse av resultatene fra grunnundersøkelsene ble det gjort et litteraturstudium for å finne erfaringsparametere for «søppelmasser» fra andre tilsvarende avfallsdeponier. Parameterne vi kom frem til, og som ble benyttet i beregningene i prosjektet, er angitt i Tabell 1.

Tabell 1: Estimerte løsmasseparametere for avfallsmassene.

	Tyngdetetthet, γ	**Friksjonsvinkel, φ**	**Attraksjon, a**
Avfallsmasser	14 kN/m^3	28°	4,8 kPa

GEOTEKNISKE UTFORDRINGER

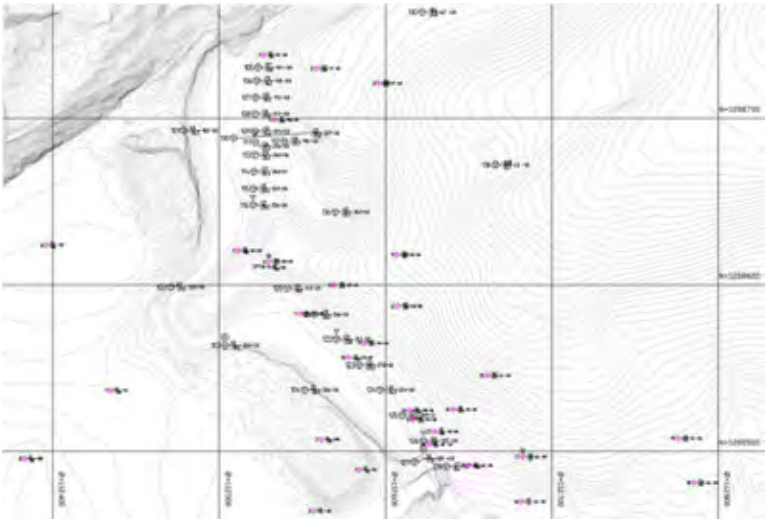
Prosjektering av ulike tiltak i et område der grunnen består av avfallsmasser medfører flere geotekniske utfordringer. I påfølgende kapitler er utfordringene knyttet til stabilitet, setninger og erosjon omtalt nærmere.

Stabilitet

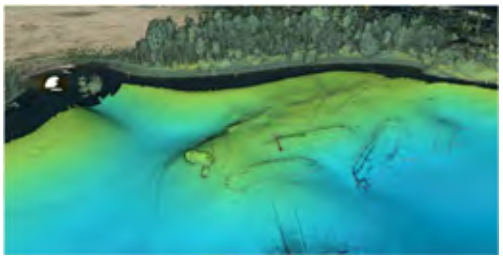
Sjøbunnstopografien i nordøstre bukt viser at det er stedvis bratte skråninger. Figur 6 viser et kotekart over dette området hvor vi har sammenstilt utførte grunnundersøkelser. Kotelinjene på kartet har 1 m ekvidistanse på sjøbunnen og 0,25 m ekvidistanse på land.

I sydvestre bukt var det slake skråninger på sjøbunnen, og det var ikke behov for stabiliserende tiltak.

Forklaringen på noen av de bratteste skråningene i nordøstre bukt er skipsvrakene som ble senket for å demme opp avfallsmassene ved etablering av deponiet. Figur 7 viser en kartlegging av noen av skipsvrakene. Kartleggingsarbeidet er utført av Styvehavn AS ved bruk av multistråle ekkolodd.



Figur 6: Borplan over utførte geotekniske grunnundersøkelser i nordøstre bukt. Punkter markert i rosa er utført av Multiconsult i forprosjektet, og punkter markert i sort er utført av Sweco i samspillsfasen.



Figur 7: Utklipp av 3D-modell etter kartlegging av skipsvrak utenfor Langøyene. Kartleggingen er utført av Styvehavn (Styvehavn AS, 2019).

Når terrenget på land tildekkes med rene masser, gir dette en tilleggslast som fører til lavere beregningsmessig sikkerhet mot utglidning i sjøen. Strandlinjen i nordøstre bukt er ca. 300 m lang og det ble utført stabilitetsberegninger i snitt for hver 50. m langs bukta.

Det ble i hovedsak vurdert 3 alternative stabiliserende tiltak:

- *avlastning på land*
- *motfyllinger i skråningsfot (på sjøbunn)*
- *spuntvegger i strandsonen langs henholdsvis søndre og nordre haug*

Fra et geoteknisk synspunkt var det nokså klart at «*avlastning på land*» var det mest fornuftige alternativet både teknisk og økonomisk. Vi forutsatte da at massene i haugene langs

nordøstre bukt kunne flyttes noe lenger inn på land slik at de ble liggende utenfor kritiske glidesirkler.

Det viste seg dessverre at regelverket ikke gav åpning for å flytte masser internt på området på grunn av høy forurensningsgrad. Dette var vanskelig å forstå, da forurensningen i haugene var tilsvarende som for massene ellers på området, samt at massene ville bli tildekket på samme måte som øvrige masser på øya.

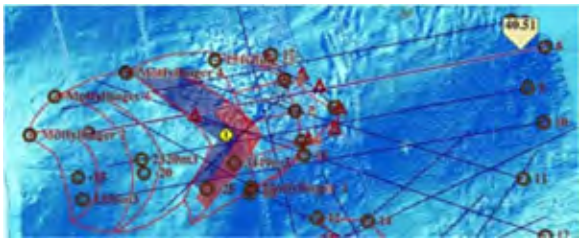
Miljødirektoratet gav imidlertid aksept for å flytte massene til godkjent deponi. Dette ble vurdert som så kostbart at alternativ «*avlastning på land*» ble forkastet/skrinlagt.

Det ble derfor besluttet å gå for alternativet der man etablerte motfyllinger ute i sjøen. Høsten 2020 startet arbeidet med å etablere 2 motfyllinger på sjøbunnen. Utfyllingsarbeidet ble utført ved bruk av fallbunnslekter. Ansvarlig for arbeidet var Agder Marine. Det ble lagt ut en siltgardin over hele bukten (ca. 500 m) for å forhindre spredning av oppvirvlede masser, og det ble instrumentert med løpende turbiditetsmålinger. Dronebildet i Figur 8 viser utlagt siltgardin både i sydvestre bukt, i forbindelse med tildekkingsarbeider, og i nordøstre bukt, i forbindelse med arbeider med motfyllingene.

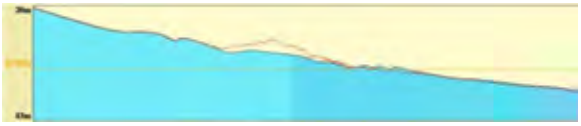
Figur 8: Dronebilde av Langøyene, tatt 01.09.2020 av Veidekke.

Fyllingsarbeidet ble utført med tett oppfølging helt fra starten. Det ble foretatt 2 daglige innmålinger (scanning) av sjøbunnen. Første måling ble utført på morgenen før oppstart av arbeidene. Ny måling ble utført på ettermiddagen i etterkant av utfyllingsarbeidene. Figur 9 og Figur 10 viser eksempler på figurene som ble oversendt fra Agder Marine og analysert underveis i oppfølgingen.

Etter at utfyllingsarbeidene hadde pågått en god stund, oppstod det uønskede bevegelser på sjøbunnen. Figur 11 viser eksempel på dette. Man ser her at massene har sunket ned i øvre del av fyllingen og at sjøbunnen har fått en heving («oppbuling») lenger nede. Lignende bevegelse ble registrert i flere snitt. Det ble i etterkant av disse observasjonene besluttet å stanse utfyllingsarbeidene.



Figur 9: Plantegning med plassering av snitt 8 gjennom en av motfyllingene. Utklippet er laget av Agder Marine.



Figur 10: Snitt 8 hvor sort linje viser sjøbunnen på morgenen 30.10.2020, og rød linje viser sjøbunnen på ettermiddagen 30.10.2020. Utklippet er laget av Agder Marine.

Figur 11: Snitt 8 hvor sort og rød linje viser innmålinger fra henholdsvis morgen og kveld 05.11.2020. Utklippet er laget av Agder Marine.

I etterkant av endelig stans i fyllingsarbeidene i sjøen, ble det rettet en ny henvendelse til Miljødirektoratet om å få flytte masser internt på øya. Dette førte imidlertid ikke frem.

For å ivareta stabiliteten i nordøstre bukt ble det derfor bestemt at man skulle gå for alternativet med permanente spuntvegger langs henholdsvis søndre og nordre haug. Spuntvegger ble rammet til berg og forankret med permanente skråstag til berg («fuglekasser»). Spuntveggene er korrosjonsbeskyttet med et offeranodeanlegg, og toppen av spunten er støpt inn i betong, se Figur 12.

På grunn av hekkesesongen for fugl hadde man et stort press på seg for å gjøre dette spuntarbeidet ferdig innen 15. april. Geo fundamentering & bergboring AS (tidligere Kynningsrud Fundamentering) gjorde en imponerende jobb og fikk ferdigstilt dette arbeidet til 14. april.

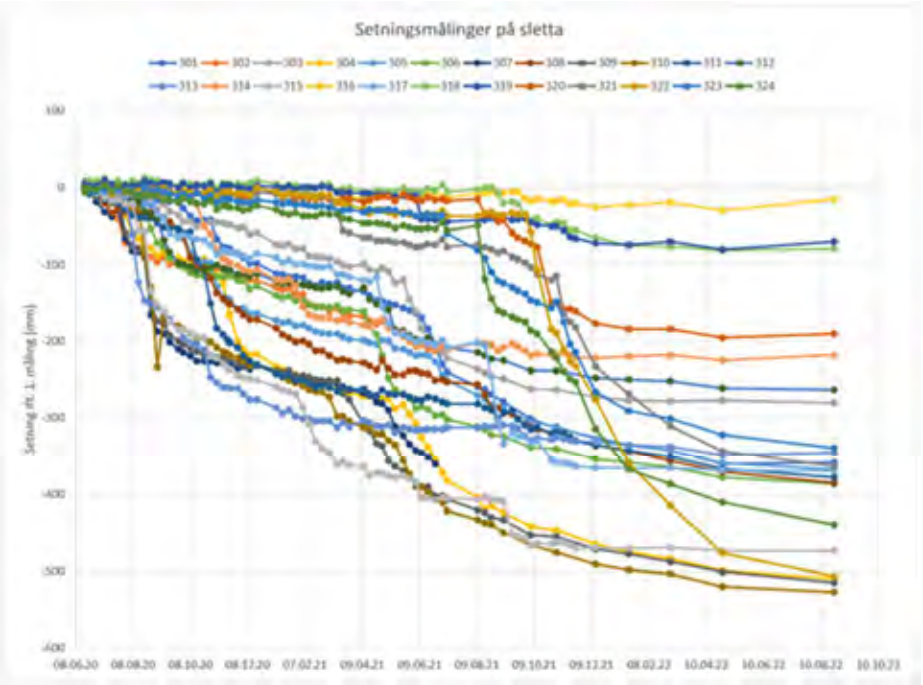
Figur 12: Spuntvegg innstøpt i betong, kum i forkant av spuntvegg gir tilgang til offeranodeanlegg. Bildet er tatt av Sweco på befaring 18.08.2022.

Setninger

En stor utfordring man har når grunnen består av avfallsmasser er setninger. Størrelsen på setninger i slike masser er vanskelig å forutsi. Vi vet med sikkerhet at det før oppstart av prosjektet hadde foregått en del setninger i massene. Innmålinger som ble gjort av mur langs stranden i sydvestre bukt indikerte setninger på opp mot 1 m enkelte steder over en periode på ca. 60 år.

Etter oppstart av prosjektet er det blitt gjort jevnlige setningsmålinger på øya, da det var forventet at tyngden av miljøtildekkingslaget ville medføre setninger. Setningsmålerne bestod av en stålplate med en påsveiset vertikal stålstang som ble plassert delvis nede i den eksisterende fyllingen. Utenpå stålstangen ble det tredd et korrugert stålrør og fylt med lettklinker i røret. For å beskytte stang/korrugert rør mot skade/påkjøring ble det satt kumringer med lokk av betong på terrenget. Det ble etablert 24 setningsmålepunkter på sletta mellom Nordre og Søndre Langøy.

Resultatene av setningsmålingene i tidsrommet juni 2020 til august 2022 viser i overkant av 50 cm setning i noen områder, se diagram i Figur 13. I tillegg har det oppstått større setninger i noen av områdene mellom målepunktene, blant annet i områder med mye anleggstrafikk og der det har vært mellomlagret masse.



Figur 13: Setningsmålinger i perioden 2020-2022 (Veidekke, 2022).

Setningene vil fortsette og dette vil gi behov for terrengjustering og oppretting over tid, spesielt i overganger mot konstruksjoner som er fundamentert til berg.

Erosjonssikring

Som tidligere nevnt består miljøtildekkingslaget på sjøbunn av masser med fraksjon 0-8 mm og 0-20 mm. Hensikten med disse fraksjonene er å binde toppmassene («mudder») og hindre spredning av forurensning i anleggsperioden og i permanentsituasjonen. For å beskytte disse finkornete massene fra erosjon ble det fylt ut erosjonssikringsmasser med fraksjon 0-200 mm i området mellom kote -5 og kote +2. I sydvestre bukt ble det over erosjonssikringen fylt masser med fraksjon 0-12 mm for å etablere stranden. I nordøst ble det i «skvalpesonen» lagt ut en ordnet steinfylling som en ekstra beskyttelse mot erosjon, se steinsatt skråning i Figur 12.

I underkant av den nye kaia for Ruterbåt og Servicebåt vil sjøbunnen være spesielt utsatt for erosjon. Årsaker til dette er propellstrøm fra ferjer/båter, bølger og strøm i sjøen, samt isgang. Det ble ansett som viktig å etablere en robust erosjonssikring i forbindelse med kaibyggingen ettersom det ville være vanskelig og kostbart å utbedre erosjonssikringen i etterkant.

Den tradisjonelle måten å erosjonssikre sjøbunnen på under et kai-område er å dekke bunnen med plastringssteiner som motstår påkjenninger fra propellstrøm, bølger, strøm og isgang. En alternativ metode er å utføre erosjonssikring ved hjelp av geotekstiler fylt med betong, en såkalt betongmadrass.

På Langøyene ble det anbefalt å benytte metoden med betongmadrass i området under og i tilknytning til den nye kaia. Årsaken var at dette ga et heldekkende og robust erosjonssikringslag i et spesielt utsatt område. Betongmadrassen bygger også mindre vertikalt enn plastringsstein, og man unngikk på den måten mudring og fikk sikret tilstrekkelig seilingsdybde i kaifront. For å beskytte mot erosjon i betongmadrassens randsone ble det lagt ut store steiner.

Konstruksjoner og veier

Kai
Den gamle kaia bestående av treverk og betong på Langøyene er revet og det er bygget ny betongkai for både Ruterbåt og Servicebåt. Kaia er fundamentert på spissbærende stålkjernepeler som er boret inn i berg. I tillegg er det rammet stålrør rundt stålkjernepelene som knekkavstivning og korrosjonsbeskyttelse. Arbeidene ble utført både fra land og fra sjøen.

Mur i syd
Langs badestranden i den sydvestre bukten er det bygget en ny mur som skiller stranden fra gangveien og grøntarealet på oppsiden. Muren består av steinblokker som er lagt opp på plasstøpte betongfundamenter med dilatasjonsfuger for hver 15. m.

Bygninger
Det er bygget nytt kioskbygg, nytt toalettbygg og nytt lager. Disse konstruksjonene er fundamentert direkte i de stedlige massene og det må påregnes setninger. I en tidlig fase ble det forutsatt å fundamentere på peler, men dette ble endret i senere fase.

Badeanlegg med bølgebryter
I den sydvestre bukten er det bygget ny badebinge for handikappede med stålrampe fra strandsonen. I tillegg er det lagt ut en 100 m lang bølgebryter på yttersiden av badebingen som skjermer området på innsiden. Bølgebryteren er forankret med 17 moringer som holder bølgebryteren i posisjon.

Vann- og avløpsanlegg
Som en del av dette prosjektet har man opparbeidet nytt vann- og avløpsanlegg på Langøyene. Vann- og avløpsledninger (pumpeledninger) er tidligere lagt frem til flere av øyene i området. Dette prosjektet har opparbeidet nye VA-grøfter både langs Søndre og Nordre Langøy. På denne måten har man fått drikkevann og ordnede sanitærforhold på øya.

Veier/stier
Det er etablert flere veier og stier rundt omkring på Langøyene. Veiene er opparbeidet for å tåle større kjøretøy som lastebiler og trailere (mulig konsertarena?). Oppbygningen av veiene består av TBM-masser, tett membran og dreneringsmatte, noe finstoff over og under membran, geonett, bærelag og gruslag med tilsådde skuldre. Stiene er ikke beregnet for samme belastning som veiene, og har dermed ikke samme krav til oppbygning.

ERFARINGER

Vi har gjort en rekke erfaringer både med hensyn til organisering av prosjektet og ikke minst når det gjelder tekniske løsninger og praktisk utførelse.

Veidekke har, som sagt, hatt en totalentreprise med samspillsfase for Eiendoms- og byfornyelsesetaten i Oslo kommune (EBY). Samspillsfasen gikk ut på at man innledningsvis i prosjektet hadde en periode der byggherre, entreprenør og rådgivere i fellesskap «formet» prosjektet. Etter vår mening har dette vært svært nyttig. Både fordi dette bidro til at alle parter fikk et sterkere eierskap til prosjektet, og at entreprenøren, som skulle utføre arbeidet, fikk anledning til å påvirke tekniske løsninger i en tidlig fase.

Den største utfordringen med arbeidene på Langøyene har vært at alt skjer på en øy og at alle innsatsfaktorer (mannskap/maskiner/masser m.m.) må transporteres med båt til anleggsplassen. Dette stiller strenge krav til logistikk og nøye planlegging av alle arbeider.

Vår erfaring er også at arbeider på sjø er spesielt utfordrende. Dette har vi erfart fra utførelsen av supplerende grunnundersøkelser på dypt vann, via utleggingsmetoder av masser på sjøbunn og ikke minst i forbindelse med dokumenteringen av utførelsen i etterkant. Det er enkelt for rådgiveren å foreskrive lag på 0,3 m tykkelse under vann, men det er utfordrende for entreprenøren å legge ut et slikt lag med akseptabel toleranse. Vi har også hatt utfordringer ved at planlagte løsninger har vist seg å ikke være forsvarlige og at man i en hektisk anleggsperiode har vært tvunget til å finne alternative tekniske løsninger.

En av suksessfaktorene i dette prosjektet har vært at det har vært en konstruktiv og løsningsorientert innstilling både hos byggherre, entreprenør og rådgivere. Dette gjør selvsagt at prosjektgjennomføringen blir langt mer smidig enn man kunne risikert dersom man ikke hadde et felles ønske om å finne gode løsninger. Vi vil også fremheve det tette og gode samarbeidet mellom Veidekkes egne geoteknikere og Sweco. Den innledende samspillsfasen har nok også medvirket til å skape et positivt prosjektmiljø og god stemning, som man har dratt nytte av i senere utførelsesfase.

Vi vil fortsatt ha utfordringer med setninger på Langøyene. Kaia er fundamentert på spissbærende peler til berg og vil stå i ro. Området rundt vil fortsatt gjennomgå setninger. Det samme er tilfellet med spuntkonstruksjonene som er rammet til berg. Det betyr at det over tid vil bli nødvendig med justering av terrenget i forhold til konstruksjonene. Dette gjelder også de nye bygningene der man valgte å fundamentere uten bruk av peler.

Vi opplever at instrumenteringen i prosjektet med tett oppfølging av både setninger, turbiditet og ikke minst scanning av sjøbunn under fyllingsarbeidene har vært avgjørende for å ha god kontroll på arbeidene. Den tette kontakten mellom entreprenør og rådgiver i utførelsesfasen har vært viktig for å sikre et godt sluttresultat.

Vi vil benytte anledningen til å takke både EBY, Veidekke og Asplan Viak for et meget godt samarbeid i dette spennende prosjektet.

REFERANSER

Faane, E. T. (2020) «Byhistorie, Siste spor fra en svunnen tid», Hentet fra: https://magasin.oslo.kommune.no/byplan/siste-spor-fra-en-svunnen-tid#gref 22.10.2022

Styvehavn AS (2019) «SHAS-185-01-100-Notat – Kartlegging for avdekking av objekter ved Langøyene»

Veidekke Entreprenør AS (2022) «VD36570-P06-P-NO-0001 – Datarapport setninger»

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2022

KLIMAGRUNNS ARBEIDSMETODIKK FOR DOKUMENTASJON OG PREDIKSJON AV SKJÆRFASTHET OG STIVHET I BINDEMIDDEL-STABILISERTE PELER

Documenting strength and stiffness of ground-improved soils applying KlimaGrunns methodology

Tonje Eide Helle[1], Atle Gerhardsen[2], Thorbjørn Rekdal[3], Svein Eriksson[4], Eivind Schnell Juvik[5], Steffen Giese[1], Pernille Wiersholm[1], Ingrid Hegseth[1], Simon O'Rawe[1], Marianne Dahl[5], Guro Brendbekken[1], El Hadj Nouri[5]
[1] Multiconsult, [2]Cautus Geo, [3]Argeo, [4]Norcem, [5] Statens vegvesen

SAMMENDRAG

I dag dokumenteres oppnådd fasthet i bindemiddelstabiliserte peler med forinstallert omvendt pelesondering (FOPS), (forboret) kalkpelsondering (F)KPS eller trykksondering (CPTU). Grunnet begrensninger ved metodene utføres testene som oftest ila. den første uken etter installasjon. Dette er tidlig i herdeforløpet siden fastheten i pelene vil fortsette å utvikle seg i lang tid etter installasjonstidspunktet. For å sikre at det kan dokumenteres at krav til oppnådd fasthet er oppfylt, benyttes det derfor ofte større mengder bindemidler enn nødvendig. Innovasjonspartnerskapet KlimaGrunn har utviklet ny metodikk for å dokumentere og predikere fasthet og stivhet uavhengig av hvilken fasthet pelene har på testtidspunktet. Metoden kombinerer materialteknologisk og geoteknisk forståelse, sensorteknologi og seismikk, og benytter korrelasjonsmodeller fra publiserte studier til å korrelere temperatur og skjærbølgehastighet målt i felt med fasthet og stivhet fra laboratorieforsøk. Denne artikkelen beskriver stegvis KlimaGrunns nyutviklede arbeidsmetodikk med eksempler fra feltforsøkene gjennomført på anlegget til E18 Vestkorridoren.

SUMMARY

Today the strength of lime-cement piles is documented by reversed pile soundings (RPS), (predrilled) lime-pile soundings or cone penetration tests (CPTU). These tests are often conducted during the first week after installation of the piles. The strength increase continues far beyond the first week, and the early testing may thereby cause excess consumption of binders. KlimaGrunn have developed a new non-destructive procedure for documentation and prediction of strength and stiffness in lime-cement piles that may be conducted independently of elapsed time after installation and may also be repeated during the curing process. The procedure is developed interdisciplinary based on concrete technology, geotechnical engineering, sensor technology and geophysics, and correlation models from published studies are applied for correlating the in-situ measured temperature and shear wave velocity to strength and stiffness determined on laboratory-prepared specimens. This paper describes KlimaGrunns procedure, also presenting results from the field experiments carried out at the infrastructure project E18 Vestkorridoren west of Oslo, Norway.

INNLEDNING

KlimaGrunn er et innovasjonspartnerskap hvor Statens vegvesen, Bane NOR og Statsbygg har mottatt støtte fra Innovasjon Norge og Nasjonalt program for leverandørutvikling (LUP) for å utvikle nye metoder for å redusere klimagassutslippene og miljøulempene knyttet til grunnforsterkning. Målsetningen med utviklingsløpet i KlimaGrunn har vært å utvikle en innovativ metode for å dokumentere styrke, deformasjonsegenskaper og homogenitet ved grunnforsterkning i kvikkleirer. I 2020 ble det utlyst konkurranse for gjennomføring av utviklingsløpet hvor oppdragsgiver stilte krav til at løsningen skulle kunne måle utviklingen av skjærfasthet og stivhet over tid langs hele pelen. I tillegg skulle løsningen kunne benyttes til å dokumentere homogeniteten i enkeltpeler. Leverandørene Multiconsult, Cautus Geo, Norcem og Argeo inngikk arbeidsfellesskap og vant den utlyste konkurransen, og har gjennomført utviklingsløpet i tett samarbeid med oppdragsgiver.

En av utfordringene knyttet til grunnforsterkning i dag er å kunne dokumentere oppnådd skjærfasthet i den stabiliserte grunnen. De vanligste testmetodene er forinstallert omvendt pelesondering (FOPS) eller (forboret) kalkpelsondering (F)KPS. Disse testene utføres som oftest i løpet av den første uken etter installasjon for å unngå at wiren til FOPSen gror fast i pelen, eller at fastheten i pelen blir så høy at vingen til FOPS og (F)KPS ikke kommer gjennom pelen og/eller (F)KPS går ut av pelen ved dybder over 8-10 m. Metodene er i tillegg destruktive da vingen skjærer gjennom og kløyver pelen. Under testen logges motstanden, og skjærfastheten tolkes ved å multiplisere den målte motstanden med en faktor (Ligning 1 og Ligning 2). Den tolkede skjærfastheten betraktes som et gjennomsnitt over pelens tverrsnitt.

Trykksonderinger (CPTU) kan også benyttes for å tolke oppnådd skjærfasthet. Grunnet liten diameter på sonden sammenlignet med pelen, så vil den tolkede skjærfastheten representere bare en liten del av pelens tverrsnitt. Inhomogen innblanding av bindemiddel kan medføre at pelen har ulik fasthet over tverrsnittet. Dermed kan skjærfastheten tolket fra CPTU-resultater føre til over- eller underestimering av fastheten over pelens tverrsnitt. Ved høy fasthet i pelen, så er det også for CPTU en risiko at sonden går ut av pelen på dybder over 8-10 m. Ofte tolkes skjærfastheten fra CPTU-data ved å benytte en bæreevnefaktor for spissmotstand (N_{kt}) lik 15 (Ligning 3) (Statens vegvesen 2014).

FOPS:	$c_u = 0{,}1 \cdot q_{net}$	Hvor q_{net} er drakraften minus andel friksjonsmotstand langs wiren dividert med arealet på vingen og borstangen (Larsson 2006, NGF 2012)	*Ligning 1*
(F)KPS:	$c_u = N \cdot q_{spiss}$	Hvor faktoren *N* velges etter hvilken vinge som er benyttet under sonderingen	*Ligning 2*
CPTU:	$c_u = \frac{q_n}{N_{kt}}$	Hvor bæreevnefaktoren for netto spissmotstand (q_n) N_{kt} ofte velges lik 15 (Statens vegvesen V221)	*Ligning 3*

Den eneste sikre metoden for dokumentasjon av skjærfasthet og stivhet i hele pelens dybde er å enten ta opp kjerneprøver fra pelen eller grave opp pelen etter endt herdetid for testing på laboratoriet. Dette er både tid- og kostnadskrevende, og det kan i mange tilfeller være vanskelig å få opp prøver av god nok kvalitet til å utføre forsøk på laboratoriet. Man kan også ta opp prøver fra fersk pel (innen to timer etter at pelen er installert) for videre herding på laboratoriet før testing på ønsket herdetidspunkt. Grunnet seigheten i materialet, så kan det også her være krevende å få opp representative prøver av tilstrekkelig kvalitet. I tillegg endres herdeforholdene, slik at resultatene ikke lenger er representative for pelen i felt.

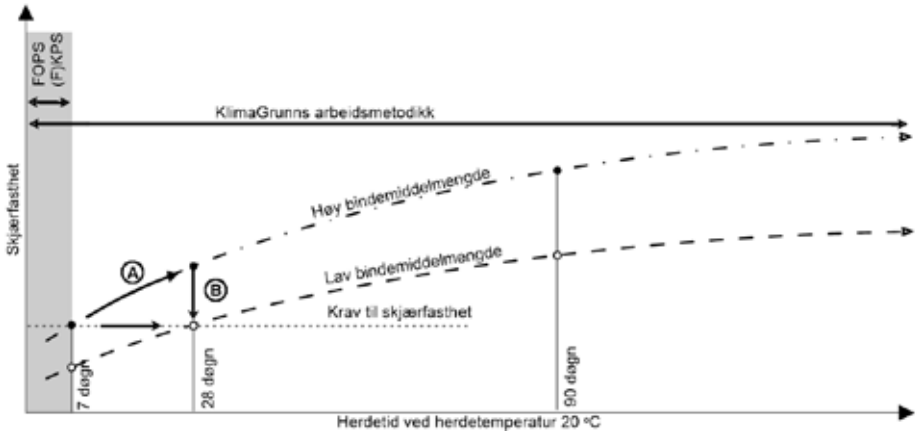
I Statens vegvesens veileder V221 «Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger» (2014) oppgis styrketak for skjærfastheten for peler herdet i 28 døgn. Dvs. at dersom laboratorieforsøk viser

høyere fasthet, så kan man ikke legge denne til grunn i prosjekteringen. Man kan imidlertid benytte høyere skjærfasthet i prosjekteringen dersom dette dokumenteres ved testing av prøvepeler i felt. Grunnet utfordringene beskrevet over, utføres disse testene ofte på et tidligere tidspunkt enn 28 døgn. Flere prosjekter rapporterer om oppnådd skjærfasthet i pelene langt over Statens vegvesens styrketak for skjærfasthet. Noe av grunnen til dette er at det blandes inn høyere bindemiddelmengder enn det som egentlig er nødvendig for å være sikker på at kravet til skjærfasthet er oppnådd og kan dokumenteres på testtidspunktet. I de fleste tilfeller utføres testene i løpet av den første uken etter installasjon (Figur 1). Herdeprosessen pågår imidlertid i flere måneder, og skjærfastheten fortsetter å øke til herdeprosessen stopper opp. I følge Åhnberg et al. (1995) skjer den raskeste utviklingen av skjærfasthet i prøver stabilisert med sement eller kalk/sement i løpet av de fire første ukene. Skjærfastheten fortsetter å øke også i månedene etter, men ofte med en noe lavere rate.

KlimaGrunn har utviklet en arbeidsmetodikk der skjærfastheten kan dokumenteres uavhengig av hvilken fasthet som er oppnådd på testtidspunktet i den bindemiddelstabiliserte pelen. Målingene er ikke-destruktive og kan derfor repeteres utover i herdeforløpet. Dermed kan man tillate at pelene herder over et lengre tidsrom før man utfører målingene, og man kan gjenta målingen på et senere tidspunkt dersom tilstrekkelig fasthet ikke er oppnådd. Ved å la pelene herde over et lengre tidsrom så kan den totale bindemiddelmengden reduseres, og slik redusere klimagassutslippene og kostnadene knyttet til grunnforsterkning ved at (Figur 1):

A høyere fasthet dokumenteres i pelene, og antall peler kan reduseres såfremt anbefalt maksimal avstand mellom pelene eller ribbene overholdes
B antall peler beholdes, men lavere mengder bindemiddel tilsettes i de enkelte pelene

For å kunne nyttiggjøre seg av alternativ A forutsettes det at det installeres peler i et testfelt i god tid før anleggsvirksomheten starter. KlimaGrunns første versjon av arbeidsmetodikken er kortfattet beskrevet i denne artikkelen. I tillegg presenteres hovedresultatene fra feltforsøk hvor metodikken er testet ut. Arbeidsmetodikken beskrives i sin helhet i KlimaGrunn (2022a) som publiseres på www.vegvesen.no i løpet av 2023.



Figur 1: Dagens testmetoder utføres som oftest i løpet av den første uken etter installasjon. Ved å benytte KlimaGrunns arbeidsmetodikk kan testene utføres lengre ut i herdeforløpet (f.eks. 28 døgn i stedet for 7 døgn) Reduksjon i bindemiddelmengde og dermed også reduksjon av klimagassutslipp, kan enten oppnås ved at høyere skjærfasthet dokumenteres lengre ut i herdeforløpet slik at antall peler kan reduseres (A), eller mengde bindemiddel i pelene kan reduseres (B). NB! Færre peler eller lavere bindemiddelmengde fører til lavere temperaturutvikling, og dermed lengre herdetid.

KLIMAGRUNNS ARBEIDSMETODIKK V.1.0

Generelt

KlimaGrunn har utviklet en helhetlig arbeidsmetodikk for dokumentasjon og prediksjon av skjærfasthet og stivhet (Figur 2). Arbeidsmetodikken er testet i to feltforsøk ifm. Statens vegvesens utbyggingsprosjekt E18 Vestkorridoren – Forberedende entreprise E101. Erfaringene fra første feltforsøk bidro til å optimalisere løsningen før gjennomføring av det andre feltforsøket. Mindre justeringer kan bli aktuelle etter hvert som man får mer erfaring ved bruk av metodikken. Metodikken består i korte trekk av:

- optimalisering av bindemiddelkombinasjon (type, sammensetning og mengde) til lokale grunnforhold
- utvikling av korrelasjonsmodeller basert på laboratorieforsøk på bindemiddelstabiliserte laboratoriepreparerte prøver
- kontinuerlig monitorering av temperaturutviklingen under herdeprosessen i bindemiddelstabilisert pel
- krysshullsseismikk for estimering av skjærbølgehastigheten på gitte tidspunkt i bindemiddelstabiliserte peler
- presentasjon av måledata og korrelasjonsmodeller i Cautus Web som kan benyttes til dokumentasjon og prediksjon

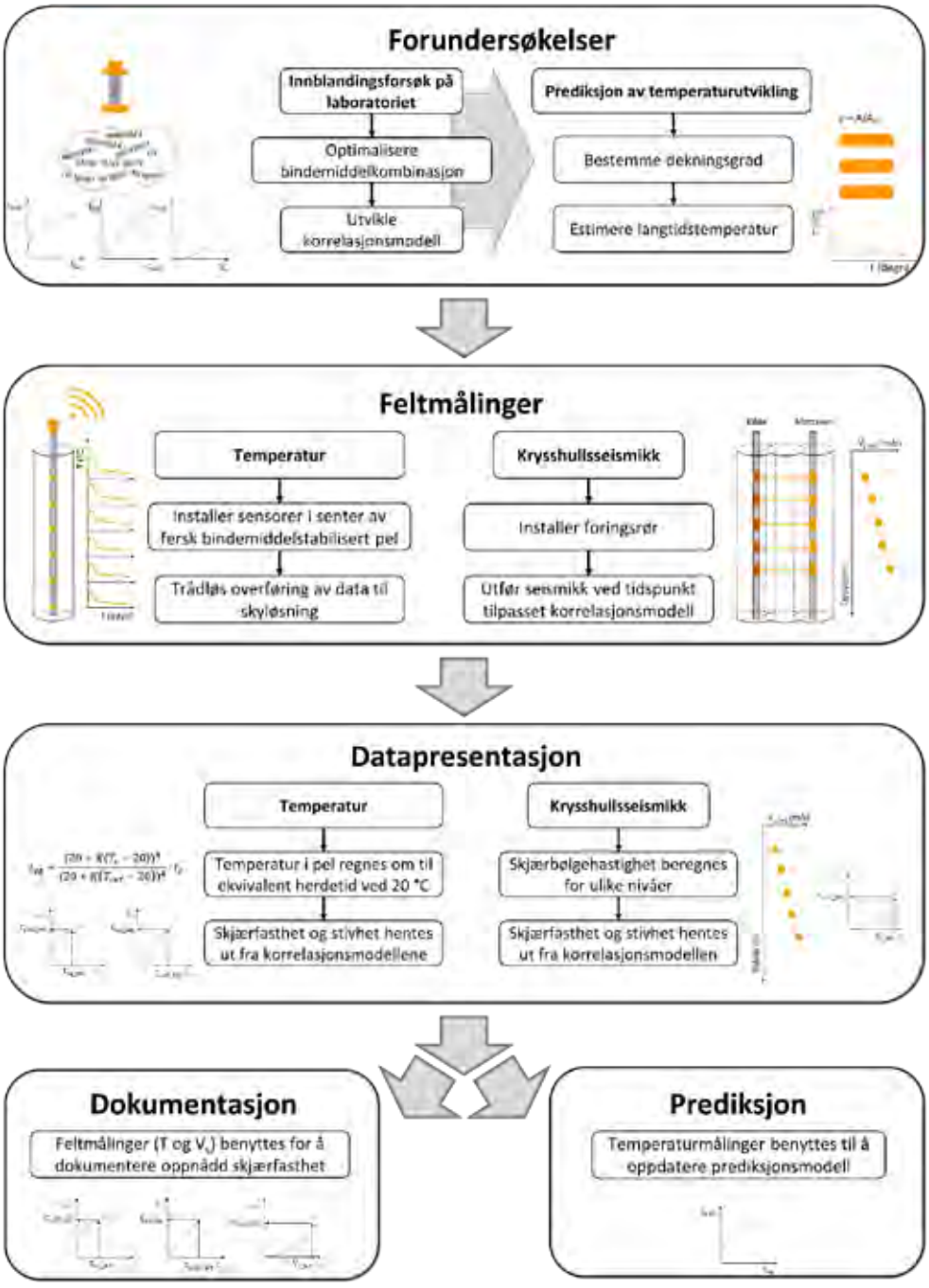
Korrelasjonsmodeller

KlimaGrunns laboratorieprosedyrer

Alle data som benyttes til å utvikle korrelasjonsmodeller bør være produsert etter samme prosedyre. Det finnes ingen standardisert prosedyre for å preparere bindemiddelstabiliserte prøver (innblandingsforsøk). I Norge benyttes to prosedyrer for innblandingsforsøk: *«Veileder for grunnforsterkning med kalksement-peler»* (NGF 2012) og *«Håndbok R210 Laboratorieundersøkelser»* (Statens vegvesen 2016). Prosedyrene er nokså like, men med noen mindre forskjeller. I tillegg er det blitt avdekket at prosedyrene praktiseres noe ulikt mellom ulike laboratorier. Laboratoriedata fra tidligere prosjekter med grunnforsterkning kunne dermed ikke benyttes for utvikling av korrelasjonsmodeller. Skjærbølgehastigheten kan også korreleres til skjærfasthet, og kan måles ved å utføre benderelementforsøk på laboratorieprøvene. Per i dag eksisterer ingen tilgjengelig prosedyre for hverken utførelse eller tolking av benderelementforsøk. Gjennom KlimaGrunn er det derfor utarbeidet to laboratorieprosedyrer:

- Ny laboratorieprosedyre for innblandingsforsøk (Helle et al. 2021; KlimaGrunn 2022b)
- Laboratorieprosedyre med anbefalinger for utførelse og tolkning av benderelementforsøk (KlimaGrunn 2022c)

KlimaGrunns laboratorieprosedyre for innblandingsforsøk er benyttet i begge KlimaGrunns feltforsøk. I tillegg har KlimaGrunn fått tilgang til data fra ett av Multiconsults oppdrag og en masteroppgave ved NTNU (Baustad 2022) hvor prøvene er preparert iht. den nye prosedyren. Prosedyren for benderelementforsøk er kun benyttet i KlimaGrunns andre feltforsøk. Datagrunnlaget er per nå for lite til å utvikle egne korrelasjonsmodeller for utvikling av skjærfasthet og stivhet over tid og for å korrelere skjærbølgehastighet til skjærfasthet. Korrelasjonsmodellene i KlimaGrunns arbeidsmetodikk er derfor hentet fra publiserte studier. Etter hvert som mer data produseres iht. KlimaGrunns prosedyrer, så vil disse datasettene kunne benyttes til å utvikle korrelasjonsmodeller tilpasset ulike grunnforhold og bindemiddelkombinasjoner (type, sammensetning og mengde).



Figur 2: KlimaGrunns arbeidsmetodikk v.1.0.

Kobling mellom temperatur i pel og herdetemperatur på laboratoriet

Herdeprosessen og styrkeutviklingen i bindemiddelstabiliserte løsmasser påvirkes av herdetemperaturen. Dess høyere temperatur, dess raskere er styrkeutviklingen. Som i betongteknologien herdes prøvene preparert iht. KlimaGrunns prosedyre for innblandingsforsøk ved 20 ± 2 °C. I pelene i felt er temperaturen høyest (ofte over 20 °C) like etter installasjon. I løpet av dager/uker/måneder synker temperaturen til opprinnelig temperatur i grunnen. Hvor lang tid dette tar avhenger bl.a. av type og mengde bindemiddel, leiregenskaper og dekningsgrad (Åhnberg og Holm 1987; Åhnberg et al. 1995; Wiersholm 2018; Bache et al. 2022).

Modenhetsprinsippet har lenge blitt benyttet innen betongteknologi for å kunne sammenligne herdeforløp for betong med ulik temperaturhistorie. Sammenhengen mellom modningstall og temperatur for kalksementstabilisert leire ble foreslått av Åhnberg og Holm (1987). For å kunne relatere herdeforløpet i felt med korrelasjonsmodellen basert på laboratorieresultater, så må man sørge for at man knytter sammen verdier med samme temperaturhistorie. Til dette benyttes prinsippet om ekvivalent herdetid (t_{eq} i enten timer eller døgn) for en gitt referansetemperatur (T_{ref} som her er lik 20 °C) (Ligning 4). Ekvivalent herdetid beregnes per tidsinkrement (t_c) og verdiene summeres for å finne akkumulert t_{eq}. T_c er den faktiske herdetemperaturen i pelen (°C).

$$t_{eq} = \frac{\left(20 + 0{,}5(T_c - 20)\right)^4}{\left(20 + 0{,}5\left(T_{ref} - 20\right)\right)^4} \cdot t_c$$

Utledet fra Åhnberg og Holm (1987), modifisert etter Vervoorn og Barros (2020) — *Ligning 4*

Korrelasjonsmodeller for skjærfasthet og stivhet

Ekvivalent herdetid benyttes inn i Ligning 5 hvor $c_{u,UC}(t_{eq})$ er enaksiell udrenert skjærfasthet (kPa) for prøver herdet ved t_{eq} ved T_{ref} (her 20 °C), $c_{u,UC28}$ er enaksiell udrenert skjærfasthet (kPa) ved t_{eq} = 28 døgn. Korrelasjonsmodellen samsvarer godt med de laveste verdiene for fasthetsutvikling i KlimaGrunns datasett, og kan dermed benyttes for å gi et nedre konservativt estimat av fasthetsutviklingen over tid.

Det fremkom ingen entydig korrelasjon mellom elastisitetsmodulen ($E_{50,UC}$) og den udrenerte skjærfastheten ($c_{u,UC}$) hverken i litteraturstudiet eller fra enaksialforsøkene utført for KlimaGrunn. Konstanten A i Ligning 6 bør derfor bestemmes for hvert enkelt laboratorieprogram.

Sammenhengen mellom $c_{u,UC}$ og skjærbølgehastigheten (V_s i m/s) basert på KlimaGrunns resultater samsvarer relativt godt med Dannewitz et al. (2005) sin korrelasjon i Ligning 7.

$$\frac{c_{u,UC}(t_{eq})}{c_{u,UC28}} = 0{,}3 \cdot \ln\left(t_{eq}\right)$$

Modifisert Åhnberg (2006) — *Ligning 5*

$$E_{50,UC} = A \cdot c_{u,UC}$$

Ligning 6

$$c_{u,UC} = 0{,}0424 \cdot V_s^{1{,}462}$$

Dannewitz et al. 2005 — *Ligning 7*

$$G_0 = \rho \cdot V_s^2$$

Ligning 8

$$\frac{G_0(t_{eq})}{G_{0,28}} = 0{,}2145 + 0{,}2381 \cdot \ln\left(t_{eq}\right)$$

Modifisert Flores et al. (2010) — *Ligning 9*

Skjærmodulen (G_0) beregnes ut fra densitet (ρ) og skjærbølgehastighet (Ligning 8). Basert på KlimaGrunns resultater så kan Ligning 9 (Flores et al. 2010) der G_0 normaliseres på G_0 ved 28 herdedøgn ($G_{0,28}$) benyttes som et nedre konservativt estimat for G_0 ved ulike herdetidspunkt.

Korrelasjonsmodellene og tilhørende konstanter bør vurderes og ev. oppdateres etter hvert som man får tilgang til mer data.

Forundersøkelser

Innblandingsforsøk på laboratoriet

Prøver prepareres på laboratoriet og forsøk utføres iht. KlimaGrunns prosedyrer for innblandingsforsøk (KlimaGrunn 2022b) og benderelementforsøk (KlimaGrunn 2022c). Laboratorieresultatene benyttes til å optimalisere bindemiddelkombinasjonen (mengde, type og sammensetning) og deretter bestemme hvilke korrelasjonsmodeller som benyttes videre.

I KlimaGrunns laboratorieprosedyre for innblandingsforsøk benyttes et nyutviklet utstyr som sikrer at volumet holdes konstant under hele herdeprosessen. Hvilken densitet prøvene skal ha bestemmes på forhånd. Grunnet innblåsing av luft oppnår de feltinstallerte pelene mest sannsynlig noe lavere densitet enn ustabiliserte løsmasser på stedet. Det anbefales derfor at prøvene stampes inn med 5 % lavere densitet enn in situ densitet i ustabiliserte løsmasser. Det prepareres tre like prøver for hver bindemiddelkombinasjon og herdetid.

Det må sikres at det hentes opp nok løsmasser til hele laboratorieprogrammet fra lag med like egenskaper og som er representative for grunnforholdene der det skal grunnforsterkes. Dvs. at ved variert lagdeling og store anleggsområder med varierende grunnforhold, så må bindemiddelet testes på materiale hentet fra de ulike lagene og områdene på anlegget som skal grunnforsterkes. Dersom det er homogene grunnforhold, er det tilstrekkelig å hente løsmasser fra en lokasjon. Det bør regnes ca. 700-800 g løsmasser per innstampet prøve.

Styrkeutviklingen varierer med både mengde, type og sammensetning av bindemiddel, og også med egenskapene til løsmassene. For å optimalisere bindemiddelkombinasjon kan det prepareres prøver med ulikt bindemiddel og ulike mengder. Man kan også optimalisere med tanke på klimagassutslipp knyttet til ulike typer og sammensetninger av bindemidler. Kombinasjonen av type, sammensetning og mengde bindemiddel som faktisk blir brukt i felt skal alltid testes på laboratoriet. For å utvikle korrelasjonsmodeller for den valgte bindemiddelkombinasjonen som benyttes i felt, bør det som et minimum prepareres prøver som herder i 28 døgn. For å utvikle en modell mest mulig tilpasset lokale grunnforhold og bindemiddelkombinasjon, så anbefales det i tillegg å preparere prøver som herder i 3, 7 og 90 døgn.

Prøvene herdes ved 100 % luftfuktighet og 20 ± 2 °C innbygd i KlimaGrunns nyutviklede utstyr. Vanninnhold (w) og densitet (ρ) bestemmes for alle prøver etter endt herdetid, og det utføres benderelement- og enaksialforsøk.

Enaksialforsøkene kjøres med en tøyningsrate på 1,5 %/min (1,5 mm per min dersom prøvehøyden er 100 mm). Skjærfastheten ($c_{u,UC}$) tolkes som maksimal skjærspenning ved brudd. Elastisitetsmodulen (E_{50}) tolkes fra spennings-tøyningskurven.

I benderelementforsøk sendes det ut en skjærbølge (S-bølge) fra benderelementet i toppen av prøven. Signalet mottas i benderelementet i bunnen av prøven. P-bølger og støy i signalet kan gjøre det vanskelig å detektere første ankomne S-bølge. For enklere deteksjon av første

ankomne S-bølge anbefales det å utføre benderelementforsøkene ved å sende ut S-bølger med ulike perioder på samme prøve. Skjærbølgehastigheten tolkes ved å dividere avstanden mellom benderelementene (her benyttes 60 % av elementhøyden $L_{60\%}$) på tidsdifferansen mellom første bølgetopp i utsendt bølge til første bølgetopp i mottatt bølge (Δt) (Ligning 10). Mest nøyaktig plukking av ankomsttiden av første bølge får man fra signalet sendt ut med kortest mulig bølgeperiode. Den korteste bølgeperioden i GDS sine benderelement er 0,20 ms.

$V_s = L_{60\%}/\Delta t$ *Valsson et al. (2021)* *Ligning 10*

Prediksjon av temperaturutvikling

Ved å predikere temperaturutviklingen så kan man også predikere styrkeutviklingen i den prosjekterte løsningen. Basert på valgt bindemiddelkombinasjon, dekningsgrad (a = stabilisert jordvolum/totalt jordvolum) og grunnforhold kan man beregne et øvre estimat for langtids-temperaturen i senter av pel (Wiersholm 2018; Bache et al. 2022). Prediksjonen kan benyttes til å:

- gi en indikasjon på forventet oppnådd fasthet i pelen ved gitte tidspunkt
- planlegge ved hvilke tidspunkt krysshullsseismikken skal utføres i felt
- planlegge fremdrift i byggefasen

Feltmålinger

Det utføres kontinuerlig temperaturmåling i bindemiddelstabiliserte peler i felt. Krysshulls-seismikk utføres ved ulike tidspunkt i herdeforløpet for å dokumentere oppnådd skjærfasthet i det bindemiddelstabiliserte materialet. Hvor mange peler som bør monitoreres på et anlegg avhenger bl.a. av hvor varierende grunnforholdene er mellom de ulike områdene som skal grunnforsterkes, hvorvidt det installeres peler i ulike mønstre (enkeltpeler, ribber, gitter, blokk) og om det benyttes ulike bindemiddelkombinasjoner på anlegget.

Temperaturmålinger i bindemiddelstabiliserte peler

Temperaturmålinger i bindemiddelstabilisert pel utføres ved at man installerer temperatursensorer på ulike nivåer i senter av pelen. Temperatursensorene må ha god kontakt med de bindemiddelstabiliserte massene slik at temperaturmålingene blir representative. Installasjon av sensorer og igangsetting av datalogging bør skje umiddelbart etter at pelen er installert. Temperatursensorene som benyttes må være av en kvalitet som er beregnet for industriell eller geoteknisk instrumentering. Måledata overføres trådløst til en skyløsning hvor dataene presenteres i nær sanntid.

Antall temperatursensorer og avstanden mellom disse er avhengig av pelens lengde, men det anbefales som et minimum å installere fire stk. sensorer per 10 m pel. Begrensningen på antall sensorer avhenger av dimensjonene på kablene og røret som benyttes for installasjon. Sensorer bør ikke installeres i de øverste 2-3 meterne da disse vil bli sterkt påvirket av lufttemperaturen. Temperatursensorene bør plasseres jevnt fra 0,5 meter over bunnen av pelen og opp til 3 m under terreng.

For å verifisere at måledata er representative og for å unngå å miste data ved ev. skade på utstyr under installasjon eller av anleggsarbeider, anbefales det å instrumentere minimum tre peler per anlegg med ellers like betingelser. Ved å installere temperatursensorer i flere peler vil man også

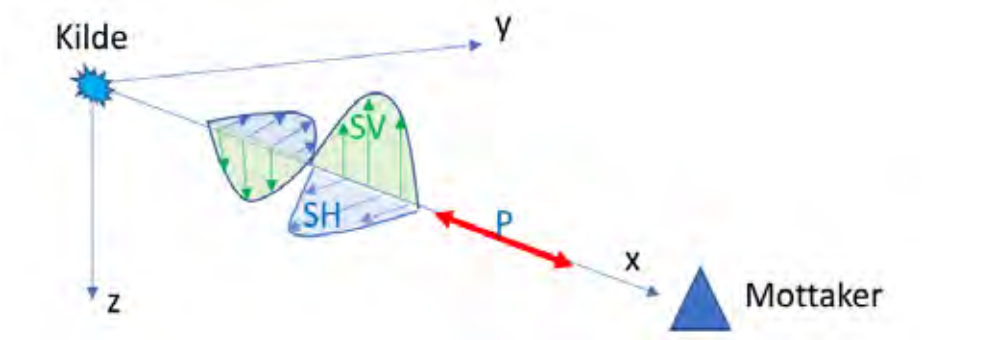
samle inn mer erfaringsdata som på sikt kan benyttes til å gi en sikrere prediksjon av temperatur- og fasthetsutviklingen.

Krysshullsseismikk

Krysshullsseismikk utføres i en ribbe med bindemiddelstabiliserte peler. Målingene benyttes til å estimere gjennomsnittlig skjærbølgehastighet i materialet mellom foringsrørene per dybdenivå. I motsetning til ved å benytte dagens testmetoder, tolkes dermed en gjennomsnittlig fasthet av hele det stabiliserte materialet. Målinger bør utføres på minst to datoer, der den første målingen utføres tidlig i herdeforløpet og den andre ved ekvivalent herdetid 20-30 døgn ved 20 °C.

Det installeres minimum to stk. foringsrør i plast i to av pelene med en senteravstand på 2-3 m. Foringsrørene settes i senter av pelene til 0,7 m under ønsket største måledybde. For å sikre god overføring av signalet fra geofonen til omkringliggende masser, så må det påses at det ikke oppstår hulrom mellom foringsrøret og omkringliggende masser (pel). Installasjonen av foringsrør må derfor utføres så raskt som mulig etter installasjon av pel, og helst ferdigstilles innen 8 timer etter installasjon av pel. Valgt installasjonsmetode bør ha lav risiko for horisontalavvik av foringsrøret. Retningsavvik i x- og y-retning måles med inklinometer inni foringsrørene. Dette utføres når posisjonene til foringsrørene er stabile, som for eksempel to-tre dager etter installasjon av pel. Inklinasjonsmålingene i foringsrørene benyttes til å beregne avstander mellom kilde og mottaker ved hvert dyp. Inklinasjonsmålingene interpoleres lineært til hvert dyp. Retnings-avvik bør også ideelt sett utføres for de bindemiddelstabiliserte pelene. Enkelte entreprenører er i gang med utvikling av slikt utstyr for sine rigger.

Krysshullmålinger gjennomføres ved å senke kilde og mottaker ned i hvert sitt foringsrør til samme dybde. Foringsrørene skal være tørre på testtidspunktet. Mottakeren bør minimum kunne registrere partikkelbevegelse eller partikkelakselerasjon i de to horisontale retningene i kilde-mottaker planet (Figur 3). Kilden orienteres slik at det sendes ut et støt i retning normalt på linjen mellom kilden og mottakeren. Kildesignalet repeteres 1-3 ganger hvis ikke-repeterbare forstyrrelser er ubetydelige. Deretter roteres kilden 180 grader og kildesignalet repeteres.



Figur 3: Illustrasjon av partikkelbevegelse for P-bølge, vertikal (V) og horisontal (H) S-bølge. Koordinatsystemet er her orientert med x-aksen i retningen mellom kilde og mottaker og z-aksen vertikalt. I et homogent isotropisk medium har SV-bølgen en partikkelbevegelse i vertikalplanet mellom kilde og mottaker og SH-bølgen har partikkelbevegelsen normalt på vertikalplanet definert av kilde og mottaker lokasjon. Partikkelbevegelses-retningen til P-bølgen er vist med røde piler. SH og SV partikkelbevegelse er vist med hhv. blå og grønne piler og blått og grønt skravert felt.

Når en snur kilden 180 grader i negativ y-retning oppnås samme polaritet på P- og SV-bølgene, samtidig som SH-bølgen snur polaritet. Dermed kan man relativt enkelt identifisere første ankomsttid for SH-bølgen. Det anbefales å utføre målinger for hver 10 cm over hele dybden som skal dokumenteres. I tillegg bør hver 10-100 cm kontrollmåles ved å la kilde og mottaker bytte foringsrør. Denne kontrollen kan gi et estimat på usikkerheten i beregningene.

Dataene tas inn i en seismisk prosesseringspakke for frekvensfiltrering, subtraksjon av signalene i de to motsatte retningene for samme kilde- og mottakerposisjon, og plukking av gangtider. I KlimaGrunn er det benyttet båndbreddefiltrering hvor en beholder frekvenser i området 30-300 Hz. SH-bølgen beregnes som beregnet avstand mellom kilde og mottaker dividert på ankomsttid.

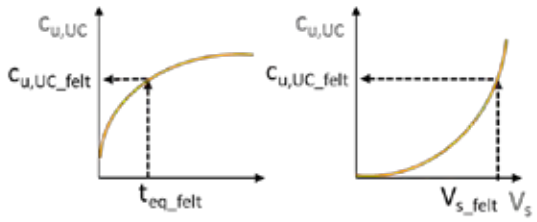
Datapresentasjon

Alle som har behov for å bruke dataene bør ha tilgang til en felles skyløsning, og tilgang til løsningen bør være uavhengig av hvor man befinner seg og fungere både på mobiltelefon, nettbrett og datamaskin. Temperaturmålingene og seismikkdata fra feltmålinger bør overføres og importeres automatisk i skyløsningen for dataforvaltning, analyse og presentasjon av måledata. Når dataene importeres til skyløsningen så må disse kvalitetssjekkes og sammenstilles med tidligere målinger fra samme målepunkt. Omregningen til ekvivalent herdetid (Ligning 4) bør skje automatisk når data er kommet inn i databasen. Ekvivalent herdetid går inn i beregningen av udrenert skjærfasthet ved bruk av korrelasjonsmodellen i Ligning 5.

Skyløsningen bør ha flere valgmuligheter for presentasjon av de ulike dataene både enkeltvis og i samleplott. I tillegg bør skyløsningen ha en kartmodul som viser målepunktenes plassering. For KlimaGrunn er det i Cautus Web laget funksjonalitet for presentasjon av temperatur, utvikling av udrenert skjærfasthet over tid, skjærbølgehastighet, retthetsmåling av foringsrør, poretrykk, vanninnhold, relativ fuktighet og konduktivitet.

Dokumentasjon og prediksjon i byggefasen

Både temperaturmålingene i pelene og skjærbølgehastigheten målt ved krysshullsseismikk benyttes for å hente ut skjærfastheten fra de laboratoriebaserte korrelasjonsmodellene (Figur 4).



Figur 4: Prinsippskisse for hvordan temperaturmålinger omregnet til ekvivalent herdetid (t_{eq_felt}) og skjærbølgehastighet fra krysshullsseismikk (V_{s_felt}) benyttes for dokumentasjon av oppnådd skjærfasthet (c_{u,UC_felt}) i bindemiddelstabilisert pel i felt.

Temperaturhistorien i den bindemiddelstabiliserte pelen regnes om til ekvivalent herdetid ved 20 °C (t_{eq_felt}) ved å benytte Ligning 4. Deretter hentes skjærfastheten ut fra kurven ved den oppnådde ekvivalente herdetiden i felt (c_{uUC_felt} i Figur 4). Skjærbølgehastighetsmålingene fra

krysshullsseismikken (V_{s_felt}) benyttes direkte inn i Dannewitz et al. (2005) sin korrelasjon for skjærbølgehastighet mot skjærfasthet for å hente ut c_{uUC_felt} (Ligning 7).

Sammenlignet med korrelasjonsmodellen for skjærbølgehastighet vs. skjærfasthet, så forventes det at korrelasjonen basert på ekvivalent herdetid gir det mest konservative estimatet av c_{uUC_felt}. Dette fordi korrelasjonsmodellen er basert på enaksialforsøk. I felt herdes imidlertid pelen med omslutningstrykk. Dermed vil skjærfastheten trolig være noe høyere enn i enaksialforsøkene, og også trolig øke med dybden. Korrelasjonen til Dannewitz et al. (2005) er også basert på enaksialforsøk, men siden skjærbølgehastigheten øker med økende skjærfasthet, så vil dybdeeffekten til en viss grad inkluderes ved å hente ut skjærfastheten fra Ligning 7. Kvaliteten på seismikkdata bør tas med i betraktningen av hvilken korrelasjon som benyttes for dokumentasjon av oppnådd skjærfasthet i pelen.

Elastisitetsmodulen hentes ut for c_{uUC_felt} fra den laboratoriebaserte korrelasjonsmodellen (Ligning 6). Skjærmodulen (G_0) kan beregnes fra Ligning 8 dersom densiteten i pelen er kjent. Ev. kan man følge samme prinsipp som for laboratorieprøvene og anta at densiteten er 5 % lavere enn i ustabiliserte løsmasser in-situ. Ligning 9 kan benyttes for et konservativt estimat av G_0.

Prediksjon av skjærfasthetsutviklingen er nyttig for framdriftsplanleggingen både i byggefasen og for å planlegge når krysshullseismikken skal utføres i felt. Prediksjonen fra forundersøkelsene oppdateres underveis basert på temperaturmålingene i pelen. Per dags dato er det ikke laget funksjonalitet i Cautus Web for å predikere skjærfasthetsutviklingen fram i tid. Prediksjon fram i tid kan imidlertid estimeres ved å anta temperatur ved et fremtidig tidspunkt som benyttes for prediksjon av hvordan skjærfastheten utvikler seg framover i tid. For å vurdere fremtidig temperatur kan man ta utgangspunkt i foreløpig målt temperaturtrend og estimert langtidstemperatur i pel basert på beregninger eller erfaringsdata. Det anbefales å utføre krysshullsseismikk for verifikasjon av skjærfastheten før igangsettelse av utgraving eller pålasting i de grunnforsterkede områdene.

KLIMAGRUNNS ARBEIDSMETODIKK BENYTTET I PRAKSIS

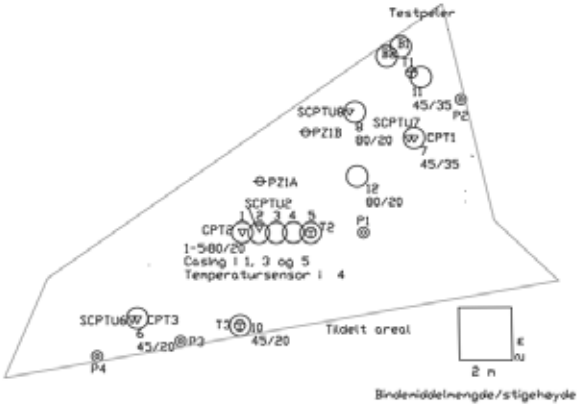
KlimaGrunns andre feltforsøk ble utført i perioden mars/april til august 2022. Dmix AB installerte totalt 13 stk. Ø 800 mm bindemiddelstabiliserte peler med 80 kg/m^3 50/50 CKD/CEM II (Figur 5 og Figur 6). Pel 1 - Pel 5 ble installert i ribbe med 150 mm overlapp mellom hver pel. Temperatursensorer ble installert i Pel 4, og Ø 90 mm foringsrør i plast for utførelse av krysshullsseismikk ble installert i Pel 1, 3 og 5. Enkeltpelene (Pel 6-12) ble installert for å evaluere ulik innblandingsmengde og innblandingsarbeid, men resultater fra dette arbeidet presenteres ikke her. Seismisk CPTU (SCPTU) ble utført i Pel 2, 6, 7 og 8, og FKPS ble utført i Pel 10, 11 og 12 seks døgn etter at pelene var installert. Data fra SCPTU tolkes på samme måte som data fra konvensjonell CPTU.

Laboratorie- og feltundersøkelser for dokumentasjon av oppnådd skjærfasthet

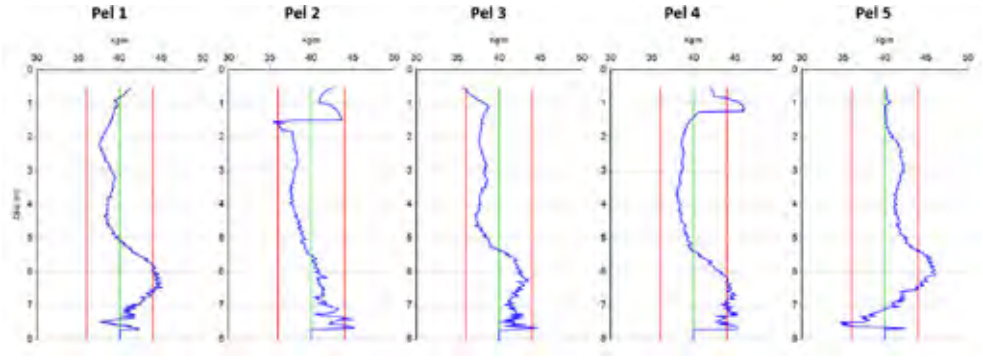
Multiconsult utførte innblandingsforsøk der totalt 18 stk. prøver ble stampet inn med 5 % lavere densitet enn i ustabiliserte masser in-situ. Det ble preparert tre prøver for hvert herdetidspunkt (3, 7, 14, 28, 59 og 90 døgn), alle med 80 kg/m^3 50/50 CKD/CEM II. Det ble utført enaksial- og benderelementforsøk på samtlige prøver (oransje symboler i Figur 7). Skjærfastheten de første 28 døgnene er høyere enn Åhnberg (2006) sin korrelasjon (stiplet svart linje i Figur 7a), men samsvarer relativt godt med korrelasjonen i tidsrommet 28-90 døgn. Tolket skjærbølgehastighet vs. skjærfasthet samsvarer godt med Dannewitz et al. (2005) sin

korrelasjon (stiplet linje i Figur 7b). Det er imidlertid stort sprik i resultatene for stivheten av materialet. Flores et al. (2010) sin korrelasjon kan benyttes til å estimere forventet G_0 for ulike herdetidspunkt (stiplet linje i Figur 7c). Elastisitetsmodulen (E_{50}) ligger stort sett mellom 50-100 ganger enaksiell skjærfasthet.

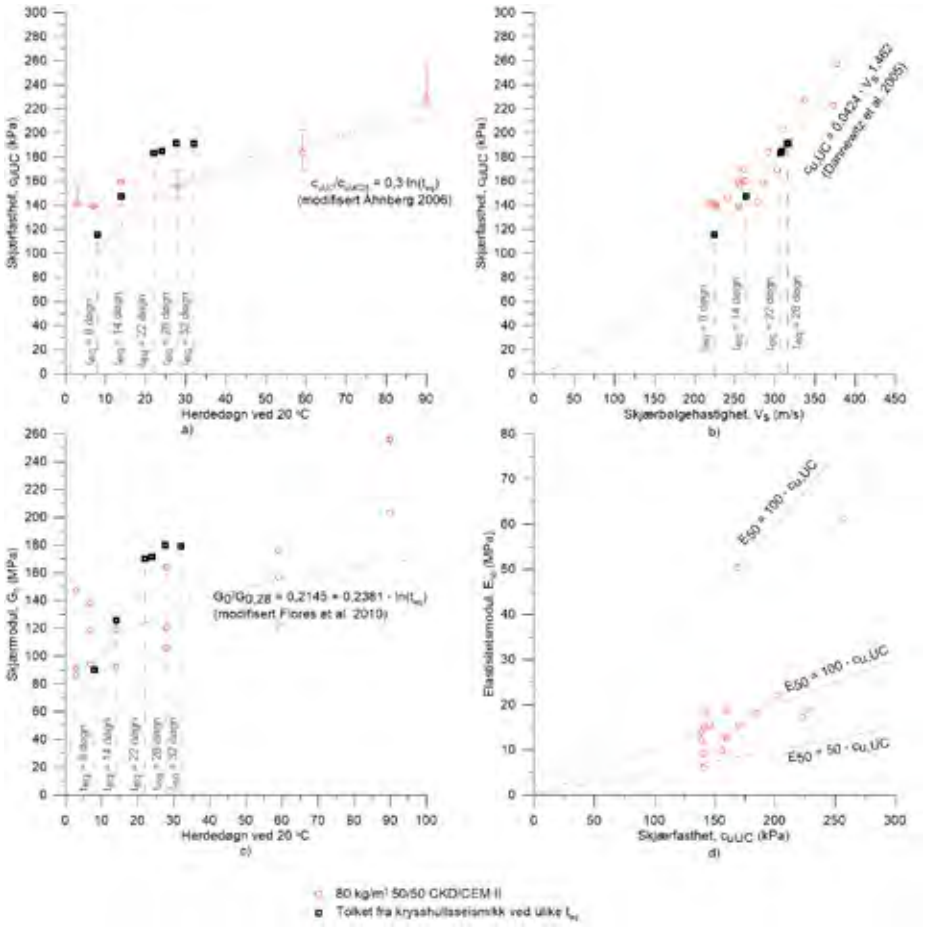
Cautus Geos temperatursensorer ble installert innen 30 min etter installasjon av Pel 4. Målingene viser at bindemiddelstabiliseringen raskt gav økt temperatur i pelen og maksimal temperatur på 24,5 – 37,7 °C ble oppnådd innen et halvt døgn etter installasjon (Figur 8). Målingene viser videre at temperaturen sank relativt raskt, og i stor grad utjevnet seg med temperaturen i omkringliggende leire, ca. 65 døgn etter installasjon. I sensoren på 3,5 m dybde ble det observert at temperaturen økte ca. 50 døgn etter installasjon. Dette skyldes trolig at denne sensoren lå såpass grunt at den ble påvirket av lufttemperaturen. Temperaturmålingene i pelen ble benyttet til å regne ut ekvivalent herdetid ved 20 °C (Ligning 4) i pelen slik at måletidspunktene kunne relateres til laboratorieresultater fra prøver herdet med samme temperaturhistorie (Tabell 1 og Figur 7).



Figur 5: Plassering av peler (B1, B2 og 1-12) innenfor tildelt område. Plasseringen av grunnundersøkelser utført i forkant av feltforsøket og installerte piezometre (PZ) er også vist. T = totalsondering, CPT = trykksondering med poretrykksmåling (CPTU), P = 54 mm prøvetaking. Seismisk CPTU (SCPTU) ble utført 6 døgn etter installasjon.



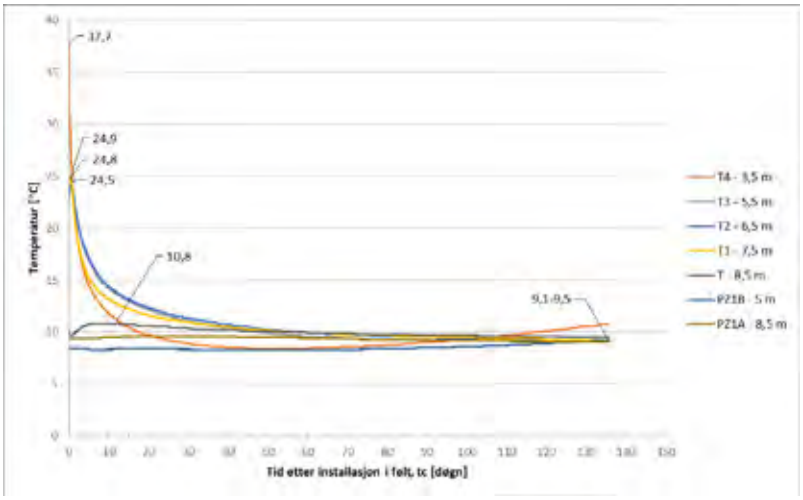
Figur 6: Peleprotokoller for innblandingsmengden i Pel 1-5 (blå linjer). Den grønne linjen indikerer bestilt bindemiddelmengde (40 kg/m = 80 kg/m^3 i Ø 800 mm pel), og røde linjer indikerer toleransekravene (her ± 4 kg/m). Kote terreng 10,9 m.o.h.



Figur 7: Resultater fra enaksial- og benderelementforsøk på laboratoriepreparte prøver er vist med oransje symboler. Svarte symboler viser beregnede verdier basert på korrelasjonsmodellene og resultater fra krysshulls-seismikken utført ved ulike herdetidspunkt (ekvivalent herdetid (t_{eq}) 8, 14, 22 28 og 32 døgn). a) Skjærfasthet vs. ekvivalent herdetid (t_{eq}). Korrelasjonsmodellen til Åhnberg (2006) (stiplet linje). b) Skjærbølgehastighet vs. skjærfasthet. Korrelasjonsmodellen til Dannewitz et al. 2005 (stiplet linje). c) Skjærmodul vs. ekvivalent herdetid. Korrelasjonsmodellen til Flores et al. (2010) (stiplet linje). d) Elastisitetsmodul vs. skjærfasthet.

Tabell 1: Ekvivalent herdetid i pel er beregnet basert på temperaturmålinger i Pel 4. Skjærfasthet er beregnet ved å benytte korrelasjoner med verdier fra feltmålinger som input. Laboratorieresultater fra enaksial- og benderelementforsøk er inkludert for sammenligning.

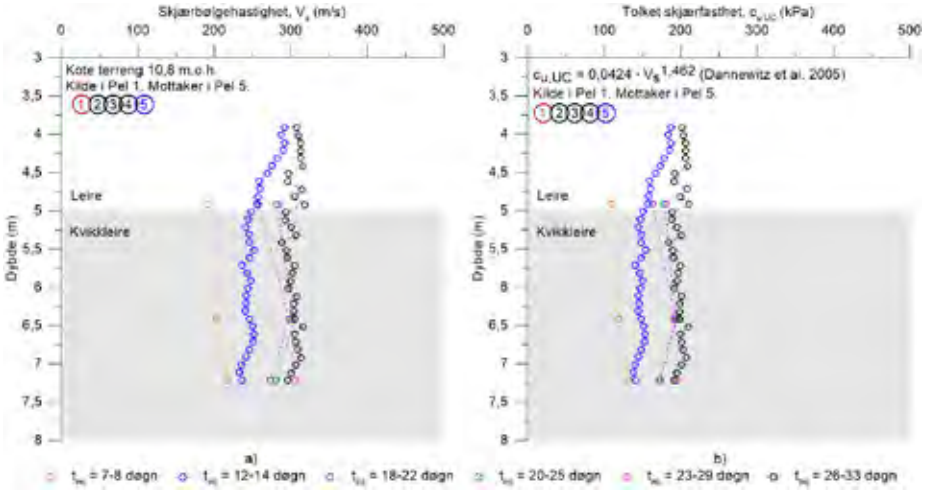
Herdetid		Laboratorieresultater		Krysshullsseismikk	Korrelasjoner	
Fra installasjon t_c (døgn)	Ekvivalent herdetid ved 20 °C t_{eq} (døgn)	Skjærfasthet (c_{u,UC_lab})	Skjærbølgehastighet (V_{s_lab})	Skjærbølgehastighet (V_{s_felt})	Åhnberg (2006) c_u	Dannewitz et al. (2005) c_u
7	7	140	253	240	92	128
8	8			226	98	117
22	14	153	248	260	124	144
44	22			307	146	184
51	24			304	150	181
63	28	157	266	322	157	196
77	32			326	163	200



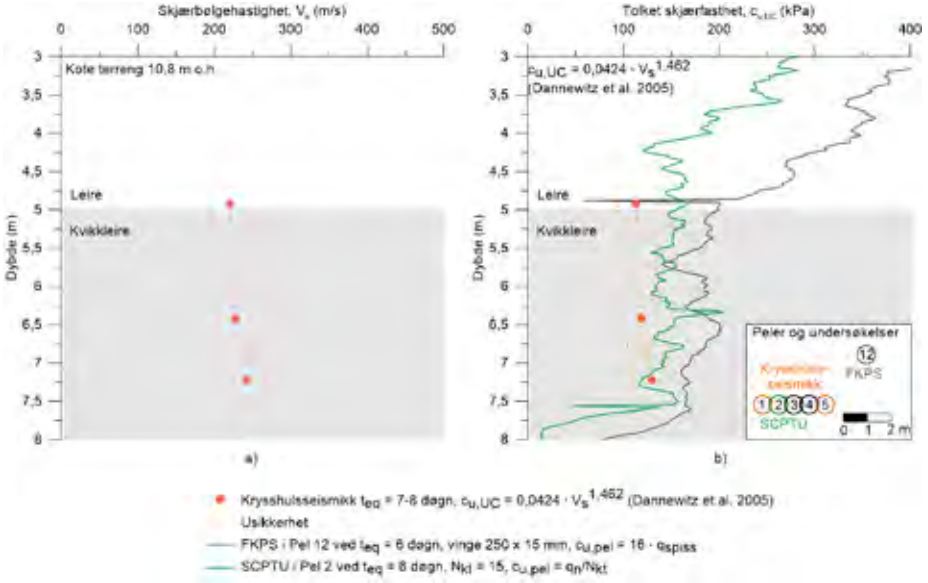
Figur 8: Temperaturmålinger fra Pel 4 og poretrykksmålerne PZ1A og PZ1B inntil ca. 140 døgn (12.08.22) etter installasjon av pel.

Argeo utførte krysshullsseismikk gjennom ribben (Pel 1-5) ved ulike tidspunkt i herdeforløpet (omregnet til t_{eq} i Tabell 1 og vist med stiplede linjer i Figur 7). Det er noe variasjon i innblandingsmengden i de ulike pelene (Figur 6), men avviket er i hovedsak innenfor toleransekravet (her ± 4 kg/m) over pelenes lengder. Tolket skjærbølgehastighet varierer noe over dybden, men trenden viser en relativt jevn V_s over hele dybden (Figur 9). Siden det er litt variasjon i temperaturen nedover i pelen, så er ekvivalent herdetid også noe ulik over pelens dybde. Derfor oppgis t_{eq} i intervall med flere døgn i Figur 9 selv om målingene ble utført innenfor samme døgn. Skjærbølgehastigheten (V_s) målt med krysshullsseismikk viser tydelig økning utover i herdeforløpet (Figur 9) og øker fra 220-240 m/s ved t_{eq} 8 døgn til ca. 330 m/s ved t_{eq} 26-33 døgn. Ved å benytte korrelasjonen til Dannewitz et al. (2005) (Ligning 7) tilsvarer dette en skjærfasthet på ca. 200 kPa, altså høyere enn skjærfastheten tolket med Åhnberg (2006) sin korrelasjon (Ligning 5) ved samme t_{eq} (Tabell 1 og sorte symboler i Figur 7a). Dette skyldes trolig at det måles høyere skjærbølgehastighet i peler som herder med omslutningstrykk enn i laboratoriepreparerte prøvene som herder uten omslutningstrykk. Som følge av dette tolkes en høyere skjærfasthet ved det aktuelle herdetidspunktet (svarte symboler i Figur 7) enn ved å benytte Åhnberg (2006) sin korrelasjon (svarte stiplet linje i Figur 7). Sånn sett inkluderes effekten av omslutningstrykk (dybde) på oppnådd skjærfasthet.

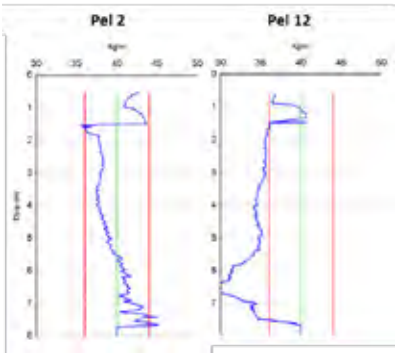
Skjærfasthet tolket basert på resultater fra krysshullseismikken utført ved t_{eq} = 7-8 døgn er sammenlignet med tradisjonelle målemetoder FKPS og CPTU (her SCPTU) uført ved t_{eq} = 6 døgn (Figur 10). Usikkerheten knyttet til tolket skjærbølgehastighet i Figur 10a og følgelig også tolket skjærfasthet i Figur 10b er visualisert med stiplede oransje linjer. For å unngå å ødelegge pelene i ribben, ble FKPS utført i en enkeltpel (Pel 12) med samme innblandingsmengde og installert med samme stigehøyde og rotasjonshastighet som i ribben (20 mm/omdr. og 175 rpm). Innblandingsmengden i enkeltpelen er noe lavere enn toleransekravet (Figur 11). Likevel er skjærfastheten tolket basert på spissmotstanden i FKPS høyere enn for CPTU (Ligning 2 og Ligning 3), og begge gir høyere skjærfasthet enn skjærfastheten tolket basert på skjærbølgehastigheten (Ligning 7). Dette indikerer at KlimaGrunns arbeidsmetodikk ikke overestimerer oppnådd fasthet i pelen sammenlignet med dagens testmetoder.



Figur 9: a) Skjærbølgehastighetsmålinger med dybden for kilde i Pel 1 og mottaker i Pel 5 b) tolket skjærfasthet med kilde i Pel 1 og mottaker i Pel 5.



Figur 10: a) Skjærbølgehastighetsmålinger utført med krysshullsseismikk ved ekvivalent herdetid (t_{eq}) 7-8 døgn. Stiplede linjer indikerer usikkerheten i målingene. b) Beregnet skjærfasthet basert på resultater fra FKPS og SCPTU utført ved t_{eq} = 6 døgn og skjærbølgehastigheter målt med krysshullsseismikk. Stiplede oransje linjer indikerer usikkerheten i resultatene tolket basert på krysshullsseismikken. NB! FKPS er utført i enkeltpel Pel 12.



Figur 11: Peleprotokollene for Pel 2 hvor SCPTU er utført, og Pel 12 hvor FKPS er utført.

Potensiell reduksjon i klimagassutslipp og kostnader

Resultater fra KlimaGrunns forsøk ifm. E18 Vestkorridoren benyttes her for å estimere potensiell reduksjon i klimagassutslipp og kostnader ved å benytte KlimaGrunns arbeidsmetodikk. Det er her tatt utgangspunkt i et forenklet tilfelle der det skal installeres 15 m lange peler med diameter Ø 800 mm med 150 mm overlapp i 20 m lange enkle ribber over et område på 100 x 20 m. Minimumskrav til skjærfasthet i pelene er satt til 100 kPa (stiplet grå linje i Figur 12), og gjennomsnittlig skjærfasthet i jordvolumet skal være 60 kPa. For KlimaGrunns to feltforsøk ble det uført innblandingsforsøk med både 45 kg/m^3 og 80 kg/m^3 50/50 Terraplus B80/CEM I og 50/50 CKD/CEM II (Figur 12).

For enkelhets skyld antas det her at laboratorieresultatene samsvarer med resultatene i felt. Det bemerkes at skjærfasthet tolket fra både FOPS eller (F)KPS trolig vil være høyere enn den som måles i laboratorieforsøk. Laboratorieforsøkene kan likevel benyttes til å optimalisere bindemiddelkombinasjonen, og korrelasjonsmodellen for utviklingen av skjærfasthet over tid gir et konservativt estimat av skjærfastheten i pelen. Dersom temperaturen i pelene er lavere enn 20 °C, så må pelene herde over et lengre tidsrom i felt enn på laboratoriet. Kontinuerlig temperaturmåling må utføres i felt.

Ved å anta at laboratorieresultatene samsvarer med resultatene i felt, vil det i dette tilfellet være mulig å dokumentere at kravet til skjærfasthet er oppnådd i løpet av den første uken ved å tilsette en bindemiddelmengde på 80 kg/m^3 løsmasser. Ved å tillate at pelene herder over et lengre tidsrom før fastheten dokumenteres, så vil herdeprosessen føre til at det utvikles høyere fasthet i pelene. I dette tilfellet, så kan man ved å la prøvene herde i ca. 48 døgn ved 20 °C i stedet oppnå en fasthet på ca. 160 kPa ved å benytte en bindemiddelmengde på 80 kg/m^3 løsmasser (A i Figur 12), og dermed konservativt kunne øke senteravstanden mellom ribbene fra 1,5 m til 2,2 m. Et annet alternativ er å heller redusere bindemiddelmengden til 45 kg/m^3 og likevel oppnå krav til skjærfasthet (B i Figur 12). Både reduksjon av bindemiddelmengde og antall peler vil kunne medføre at temperaturen blir lavere i hele jordvolumet. Dermed må man trolig påregne noe lengre herdetid i felt for å oppnå samme ekvivalente herdetid. Hvor lenge pelene må herde i felt avgjøres basert på omregning av de kontinuerlige temperaturmålingene i et utvalg av peler på anlegget. Man kan også estimere temperaturutviklingen ved beregninger.

Utslippsfaktorene varierer for de ulike bindemidlene. I dette tilfellet ser det ut til at skjærfastheten ikke påvirkes av type bindemiddel. Dermed kan man velge det bindemiddelet som har lavest utslippsfaktor. I dette tilfellet er det 50/50 CKD/CEM II som har en

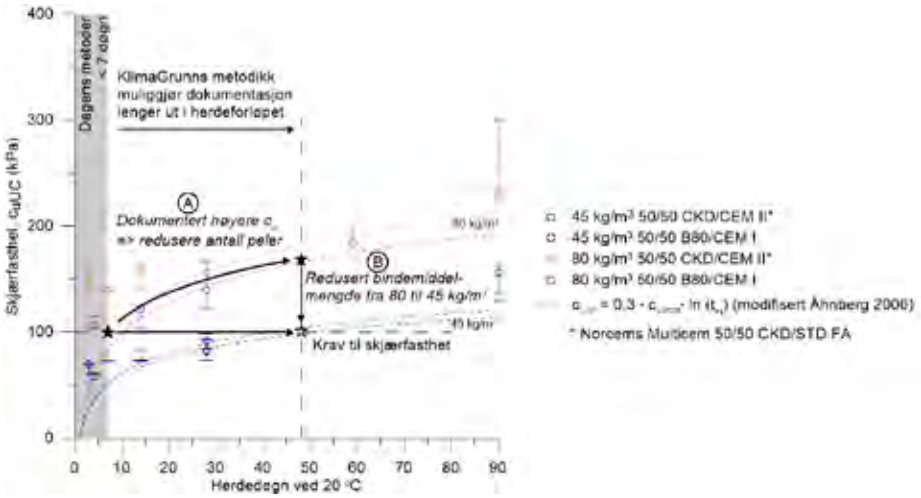
utslippsfaktor på 291 kg CO_2/tonn bindemiddel dersom bindemiddelet leveres fra Brevik. Klimagassutslippene reduseres med 34 % for alternativ A og 44 % for alternativ B (Tabell 2).

Økonomisk sett betraktes alternativ A som det mest gunstige alternativet med en reduksjon i kostnader på hele 34 %. Kostnadene reduseres som følge av reduserte kostnader knyttet til både installasjon av et mindre antall peler og en reduksjon i total mengde bindemiddel (Tabell 2).

Tabell 2 Reduserte klimagassutslipp og kostnader som følge av alternativ A og B. Det er tatt utgangspunkt i bindemiddel 50/50 CKD/CEM II ved beregning av klimagassutslipp. Prisene for bindemiddel og installasjon som er lagt til grunn er estimerte og ikke knyttet til et spesifikt prosjekt.

Alternativ	Bindemiddel-mengde kg/m³ løsmasser	Totalt antall peler	Total mengde bindemiddel Tonn	Reduserte klimagassutslipp* tonn CO_2-ekv.	Reduserte kostnader for installasjon og bindemidler %
Opprinnelig	80	2122	1280		
A	80	1399	844	127	34
B	45	2122	720	163	16

* kun for bindemiddelet



Figur 12: Ved å benytte KlimaGrunns arbeidsmetodikk kan man dokumentere skjærfastheten på et tidspunkt lengre ut i herdeløpet enn ved å benytte dagens målemetoder. Dette bidrar til å redusere klimagassutslippene ved å A: la pelene herde lenger slik at høyere fasthet kan dokumenteres, og dermed redusere antall peler, eller B: tilsette lavere mengder bindemiddel og la pelene herde lenger slik at krav til skjærfasthet likevel oppnås. I grafen vises resultater fra laboratorieforsøk utført ifm. KlimaGrunns feltforsøk ved E18 Vestkorridoren. Stiplede linjer viser korrelasjonsmodellen i Ligning 5 (Åhnberg 2006).

USIKKERHETER KNYTTET TIL KORRELASJONSMODELLENE

KlimaGrunns datasett er begrenset i omfang og inneholder data fra innblandingsforsøk utført på kvikkleirer fra tre områder på Østlandet og leirer fra tre områder i Trøndelag. Det har derfor ikke vært mulig å utvikle generelle korrelasjonsmodeller for ulike løsmassetyper eller bindemiddelkombinasjoner. Korrelasjonsmodeller fra publiserte studier er benyttet med enkelte modifikasjoner.

Korrelasjonsmodellene er basert på laboratoriefremstilte resultater. De fleste av KlimaGrunns laboratorieprogrammer viste større fasthetsutvikling både på kort og lang sikt enn beregnede verdier ved å benytte korrelasjonsmodellen for utvikling av skjærfasthet over tid. Som følge av bl.a. ulikt innblandingsarbeid i felt kontra på laboratoriet, inhomogeniteter i pelen og fordi

prøvene på laboratoriet herder uten overlagringstrykk, så vil den beregnede fasthetsutviklingen over tid kunne avvike fra fasthetsutviklingen i felt. I det andre feltforsøket ble det utført både forboret kalkpelsondering (FKPS) og trykksondering (CPTU) for å sammenligne med resultater fra KlimaGrunns arbeidsmetodikk. Feltforsøket gav ingen indikasjoner på at laboratorieresultatene eller krysshullsseismikken overestimerer fastheten sammenlignet med fastheten tolket fra FKPS og CPTU i feltstabiliserte peler. Korrelasjonsmodellene anses derfor å gi et konservativt estimat av fasthetsutviklingen i pelen over tid.

I KlimaGrunns laboratorieprosedyre for innblandingsforsøk bestemmes det på forhånd hvilken densitet prøvene skal oppnå etter innstamping. Det finnes imidlertid lite tilgjengelig dokumentasjon på hvilken densitet som faktisk oppnås i feltinstallerte peler. Flere studier har påpekt at densiteten i prøvene påvirker oppnådd fasthet (bl.a. Falle 2021; Baustad 2022; Hov et al. 2022). Det bør samles inn mer data fra herdede peler i felt for å danne et bedre grunnlag for bestemmelse av hvilken densitet prøvene bør stampes inn ved. Generelt bør densiteten i innstampede prøver ikke overstige densiteten i ustabiliserte løsmasser in-situ da dette i verste fall kan medføre at fastheten overestimeres.

VIDERE UTVIKLINGSBEHOV

KlimaGrunns arbeidsmetodikk bidrar til å redusere klimagassutslippene og også kostnadene knyttet til grunnforsterkning. Gjennom KlimaGrunn er det utviklet en helhetlig arbeidsmetodikk som kan benyttes til å:

- Optimalisere bindemiddelmengden til lokale grunnforhold
- Optimalisere bindemiddelet underveis i anlegget basert på oppdatert informasjon fra feltmålingene
- Dokumentere fasthetsutviklingen over hele pelens dybde over tid
- Tilpasse framdriften iht. oppdatert prediksjon basert på temperaturmålinger i felt
- Dokumentere bestandigheten av eldre bindemiddelstabiliserte peler ved å utføre krysshullsseismikk

Korrelasjonsmodeller benyttes for å dokumentere og predikere oppnådd skjærfasthet og stivhet i de bindemiddelstabiliserte pelene. For å sikre at data som inngår i korrelasjonsmodellene er produsert på samme måte ble det utviklet laboratorieprosedyrer for innblandingsforsøk og benderelementforsøk. KlimaGrunns datasett er for begrenset til å utvikle korrelasjonsmodeller for ulike grunnforhold og bindemiddelkombinasjoner. I KlimaGrunns arbeidsmetodikk benyttes derfor korrelasjonsmodeller fra publiserte studier.

Større datasett kan oppnås ved å utvikle en offentlig tilgjengelig erfaringsdatabase der laboratorie- og feltresultater fra ulike grunnforsterkningsprosjekter samles. Erfaringsdatabasen vil kunne bidra til:

- utvikling av korrelasjonsmodeller tilpasset ulike grunnforhold og bindemiddelkombinasjoner
- enklere optimalisering av bindemiddelkombinasjoner til lokale grunnforhold både i prosjekterings- og i byggefasen
- mer nøyaktig dokumentasjon og prediksjon av oppnådd skjærfasthet og stivhet

Laboratorieforsøk på ulike bindemiddelmengder har vist at man oppnår tilstrekkelig høy skjærfasthet i bindemiddelstabiliserte laboratorieprøver også ved lave innblandingsmengder helt ned til 30 kg/m^3 (NGI 2020). Likevel klarer man ikke med dagens maskinpark å etablere

homogene peler med såpass lave bindemiddelmengder. Med dagens utstyr anbefales det ikke å redusere bindemiddelmengden under 22,5 kg/m. Dvs. at for Ø 800 mm peler, så kan det være vanskelig å etablere homogene peler med bindemiddelmengder lavere enn 45 kg/m^3, og 80 kg/m^3 for Ø 600 mm peler. For å hente ut potensialet for ytterligere klimagassreduksjon som følge av optimalisert bindemiddelmengde, så bør innblandingsutstyret som benyttes i felt forbedres slik at man kan etablere homogene peler også ved lave innblandingsmengder.

Ved å la pelene herde over et lengre tidsrom så vil det oppnås høyere fasthet i de bindemiddelstabiliserte pelene før igangsettelse av arbeider i byggefasen. På de fleste bygge- og anleggsplasser er det stort fokus på framdrift. Det gis ofte ikke rom til å vente lenger enn strengt tatt nødvendig før igangsettelse av arbeidene i grunnforsterkede områder. Det benyttes derfor større mengder bindemidler enn det er behov for slik at kravet til fasthet dokumenteres tidlig i herdeforløpet. Det bør iverksettes tiltak for å stimulere bransjen til å la de bindemiddelstabiliserte pelene herde over en lengre tidsperiode før igangsettelse av arbeider. Dette kan f.eks. gjøres ved at klimareduserende tiltak inkluderes i tildelingskriteriene, og/eller ved at det tildeles klimakompensasjon for tiltak som reduserer klimagassutslippene.

TAKK TIL

Forfatterene retter en stor takk til alle våre kollegaer som har bidratt til gode diskusjoner gjennom hele KlimaGrunns utviklingsløp. En spesiell takk til alle som har stått på under utførelsen av grunnundersøkelsene og laboratoriearbeidene. Feltforsøkene hadde ikke vært mulig å gjennomføre uten den gode hjelpen fra entreprenørene Skanska, Marthinsen & Duvholt og Dmix AB. Innovasjonspartnerskapet KlimaGrunn finansieres av Innovasjon Norge, og har også mottatt bistand fra Leverandørutviklingsprogrammet.

REFERANSER

Bache, B.K.F. et al. (2022) «Effect of Temperature on the Strength of Lime–Cement Stabilized Norwegian Clays». Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 148(3). https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002699

Baustad, P. (2022) «En laboratoriestudie av styrke og stivhet i kalksementstabilisert leire». Masteroppgave ved NTNU.

Dannewitz, N. et al. (2005) «Seismisk kontrollmetod för KC-pelare». Svensk Djupstabilisering Arbetsrapport No. 35. Statens Geotekniska Institut, Linköping.

Falle, F.Å. (2021) «Comparing laboratory and field stabilised clay». Masteroppgave ved NTNU

Flores, R.D.V. et al. (2010) «Small-Strain Shear Modulus and Strength Increase of Cement-Treated Clay». Geotechnical Testing Journal 33, 62–71.

Helle, T.E. et al. (2021) «Ny laboratorieprosedyre for innblandingsforsøk av bindemiddelstabilisert leire». Geoteknikkdagen 2021.

Hov, S. et al. (2022) «Optimization of Laboratory Molding Techniques for Nordic Dry Deep Mixing». Geotechnical Testing Journal 45(4), https://doi.org/10.1520/GTJ20210245

KlimaGrunn (2022a) «Fase 2.6 Revisjon». Multiconsult rapport nr. 10222597-RIG-RAP-021, datert 31.08.2022.

KlimaGrunn (2022b) «Laboratorieprosedyre innblandingsforsøk». Multiconsult teknisk notat nr. 10222597-RIG-NOT-001 Rev. 03, datert 31.08.2022.

KlimaGrunn (2022c) «Prosedyre for utførelse og tolking av benderelementforsøk». Multiconsult teknisk notat nr. 10222597-RIG-NOT-010, datert 31.08.2022.

Larsson, R. (2006) «Djupstabilisering med bindemedelsstabiliserade pelare och masstabilisering – En vägledning». Svensk Djupstabilisering rapport nr. 17. Statens Geotekniska Institut, Linköping.

NGI (2020) «Work package 1 – Laboratory testing results». Sustainable Soil-Improvement (SUSI), NGI teknisk notat nr. 20200055-01-TN rev. 1, datert 10.12.2020.

Norsk Geoteknisk Forening (NGF) (2012) «Veileder for grunnforsterkning med kalksement-peler».

Norsk Geoteknisk Forening (2020). «NGFs beskrivelsestekster for grunnundersøkelser». Melding nr. 10, Rev. nr. 2.

Statens vegvesen (2016) «Håndbok R210 Laboratorieundersøkelser».

Valsson, S.M. et al. (2021) Estimating shear wave velocity with the SCPTu and bender element. In Proceedings of the 18th Nordic Geotechnical Meeting, IOP Conference Series Earth and Environmental Science 710 012017

Vervoorn, R.R.E. og Barros A.A.S. (2020) «Deep soil mixing for stabilising deep excavations. Proceedings for the 18th Nordic Geotechnical Meeting. Helsinki, Finland».

Wiersholm P. (2018) «Temperatureffekter I kalksementstabilisert leire». Masteroppgave ved NTNU.

Åhnberg H. (2006) «Strength of stabilised soils – A laboratory study on clays and organic soils stabilized with different types of binder». Doctoral thesis, Lund University, Lund, Sweden.

Åhnberg, H. og Holm, G. (1987) «Om inverkan av härdningtemperaturen på skjuvhållfastheten hos kalk og cementstabiliserad jord». SGI rapport nr. 30. Statens Geotekniska Institut, Linköping.

Åhnberg H. et al. (1995) «Cement och kalk för djupstabilisering av jord». SGI rapport no. 48. Statens Geotekniska Institut, Linköping.

UDK 02 – CUT-AND-COVER, 10-20 M DYP UTGRAVNING I KVIKKLEIRE OG MORENE – GEOTEKNISK SAMARBEID MELLOM ENTREPRENØR OG RÅDGIVER

UDK 02 – Cut-and-cover, 10-20 m deep excavation in quick clay and moraine Geotechnical cooperation between contractor and consultant

Per-Anders Mortensen, Sivilingeniør, NGI
Vetle Kolberg Stene, Sivilingeniør, Veidekke Entreprenør AS

SAMMENDRAG
Jernbaneprosjektet UDK 02 i Drammen byr på mange geotekniske problemstillinger med en åpen byggegrop i kvikkleire i nord og med modifisert sekantpelevegg i morene i sør. Prosjektgruppen har gjennom godt samarbeid bearbeidet byggegropsløsningen og løst de faglige utfordringene som har dukket opp i prosjektet på til dels innovative måter.

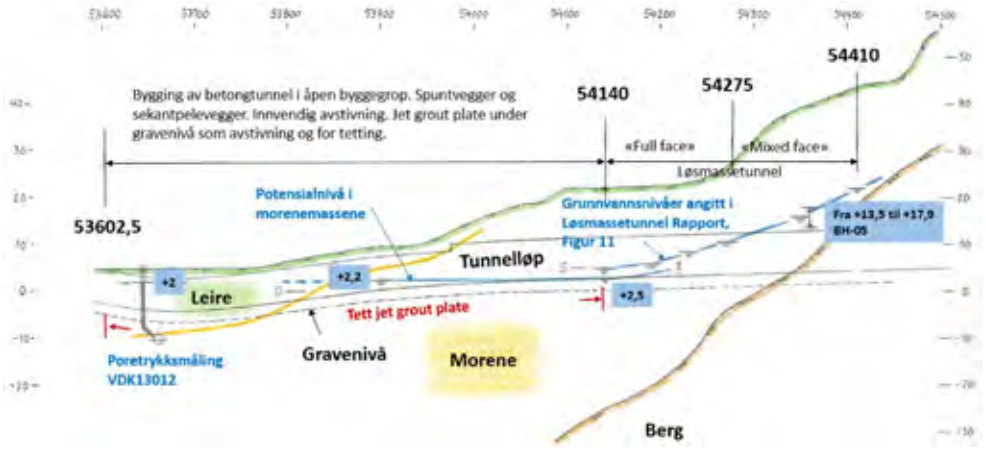
SUMMARY
The railway project UDK 02 in Drammen offers many geotechnical challenges with an open excavation pit in quick clay in the north and with a modified diaphragm wall in moraine in the south. Through good cooperation, the project group has processed the principals of the excavation pit and solved the difficulties that have arisen in the project with somewhat innovative solutions.

INNLEDNING

UDK (Utbygging Drammen-Kobbervikdalen) 02 er et InterCity jernbaneprosjekt i Drammen der Vestfoldbanen etableres med ny trasé med to jernbanespor. Prosjektet består av en kulvert i åpen byggegrop og en løsmassetunnel. Foreliggende tekst tar for seg enkelte aspekter av kulvertdelen av prosjektet.

Kulverten er ca. 530 m lang, ca. 15-18 m bred og ca. 10-20 m dyp. Kulverten blir dypere fra nord til sør. Utgravingen skal ikke påvirke ytre grunnvannstand.

Grunnforholdene varierer igjennom kulvertstrekningen. I nordenden er det leire i hele utgravingsdybden. Under leira er det faste glasifluviale masser. Leira er delvis sprø og kvikk. I sydenden er det noen meter med sand over faste glasifluviale masser. Se Figur 1 for lengdeprofil av grunnforholdene.



Figur 1 – Lengdeprofil med lagdeling, poretrykksdata og grunnvannsnivåer (NGI, 2019). Prosjektets nordligste del er til venstre i figuren og sydligste del er til høyre.

UDK 02 er en totalentreprise der Bane NOR er byggherre og Veidekke Entreprenør AS er totalentreprenør. RIG og RIB er henholdsvis NGI (for kulvertdelen av prosjektet) og Dr.techn. Olav Olsen AS. De største underentreprenørene innen henholdsvis støttekonstruksjoner, utgraving og jetgrouting er GEO Fundamentering og Bergboring AS, Isachsen Anlegg AS, Trevi SpA og I.CO.P S.P.A.

SAMARBEID OG OPPFØLGING

En suksessfaktor i prosjektet har vært samarbeid og åpen dialog mellom totalentreprenør, underentreprenører, rådgivere og byggherre.

I tilbudsfase ble det arrangert felles møter og idémyldringer der totalentreprenør, underentreprenør(er) og RIG deltok. Hovedpremissene for utgraving og byggegropsikring ble konkretisert og utviklet i disse møtene. Neste kapittel tar for seg enkelte eksempler på løsninger som ble utviklet i dette samarbeidet.

I byggefase ble det arrangert egne geoteknikkmøter hver 14. dag der totalentreprenørens prosjekteringsleder, arbeidsleder grunn og geoteknikere snakket med geoteknikere fra RIG. I forkant av møtene gikk geotekniker fra totalentreprenør og RIG felles befaring på byggeplassen. I møtene ble det snakket åpent om utfordringer man så fra befaring eller utfordringer man så i nær fremtid. Med denne arbeidsgruppen, organiseringen og metoden ble utfordringene løst raskt og kostnadseffektivt. Eksempler på utfordringer i byggefase er gitt i eget kapittel.

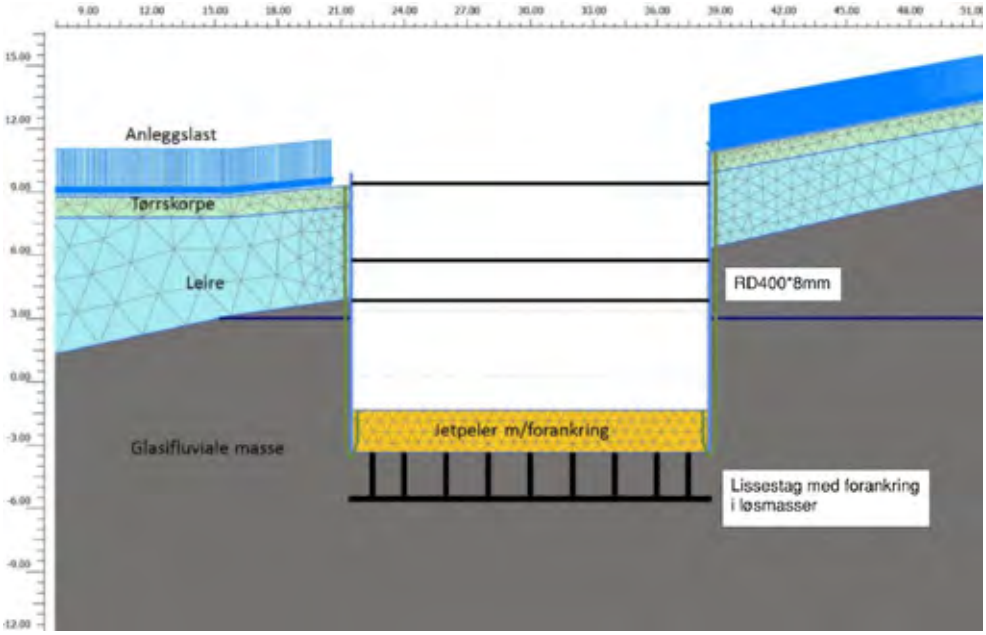
TILBUDSGRUNNLAG OG BEARBEIDELSE AV DETTE TIL PROSJEKTERT LØSNING

I 2018 og 2019 var det konkurranse om totalentreprisen UDK 02. I tilbudsgrunnlaget lå Fagrapport Geoteknikk (Norconsult, 2019) som dokumenterte geotekniske løsninger i detaljplanfasen. I rapporten er det presisert at det ikke er foretatt optimaliseringer av byggegropsikring. Rapporten er informativ og eventuell bruk av løsningene er på totalentreprenørens eget ansvar og risiko. Følgende underkapitler gir eksempler på geoteknisk løsningsutvikling med utgangspunkt i løsning fra tilbudsgrunnlag.

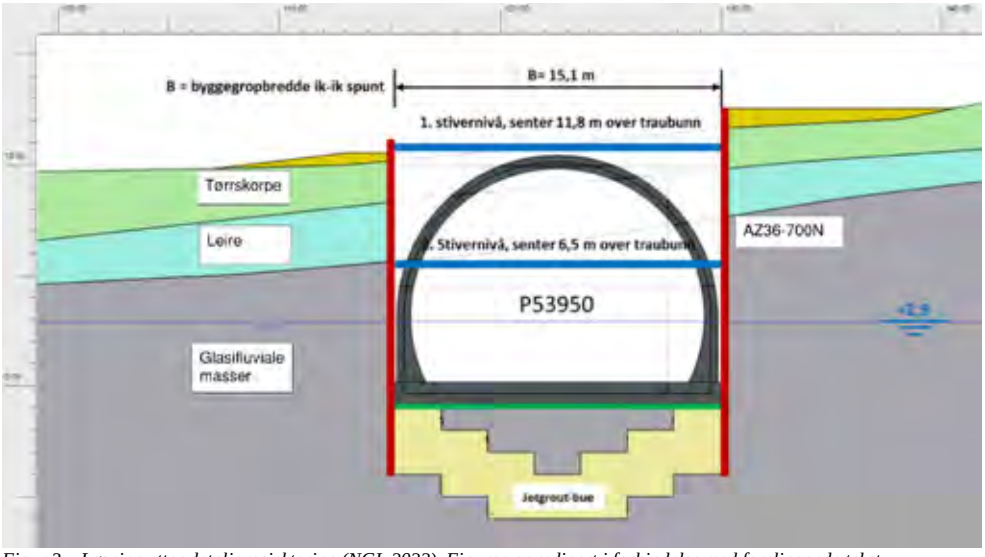
Stagforankret jetgrout → jetgroutbue
Figur 2 og Figur 3 viser løsningsmetode for byggegropsikring for henholdsvis konkurransegrunnlag og totalentreprenørs foretrukne løsning i omtrent samme snitt. Snittet er representativt for mesteparten av kulverten. Totalentreprenørs foretrukne løsning ble utviklet med samhandling mellom totalentreprenør, RIG, underentreprenør for spunt og avstivning, og underentreprenør for jetgrouting. Stagene, vist i Figur 2, ble sett på som utfordrende å installere, spesielt med tanke på rekkefølge, testing og oppspenning. Stagene ville også medført en relativt stor kostnad for prosjektet. Det var ønskelig med en løsning uten stag.

Som nevnt i innledningen består UDK 02 også av en løsmassetunnel. Utgraving av løsmassetunnelen ble sikret med en bue av jetgrout i taket. Dermed var det naturlig å også benytte en jetgroutbue «opp ned» i kulvertdelen av prosjektet.

Hovedforskjellen på løsningene er at jetgroutbuen i Figur 3 tar oppadrettede krefter slik at det ikke er behov for stagene som er vist i Figur 2. Konsekvensen av å innføre jetgroutbue fremfor løsning med stag var noe lengre spunt og noe mer jetgrout, men færre stagrader. Totale kostnader og fremdrift ble forbedret.



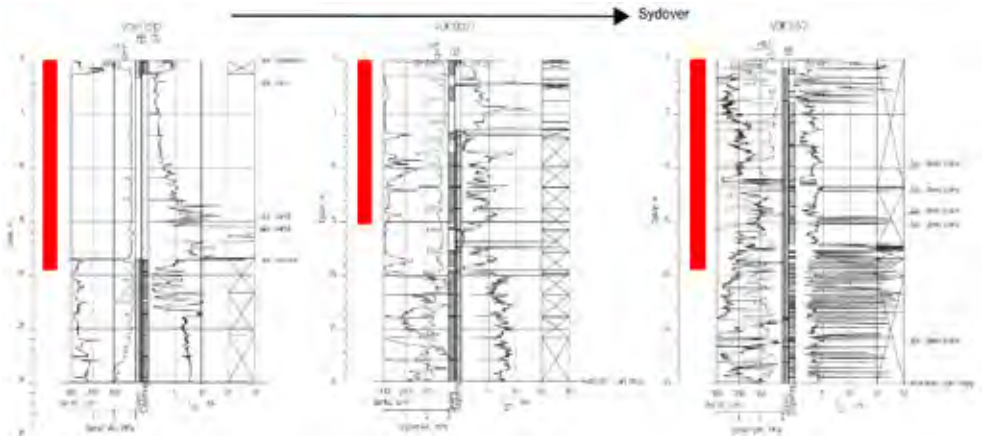
Figur 2 – Løsning fra tilbudsgrunnlaget (Norconsult, 2019). Figuren er redigert i forbindelse med foreliggende tekst.



Figur 3 – Løsning etter detaljprosjektering (NGI, 2022). Figuren er redigert i forbindelse med foreliggende tekst.

Boret rørspunt → Vibrorammet AZ-spunt

En annen utvikling som fremkommer av Figur 2 og Figur 3 er endring fra boret rørspunt i lås til vibrorammet AZ-spunt. Vibrorammet AZ-spunt er vesentlig billigere å installere og går fortere å etablere enn boret rørspunt. I dette prosjektet var det ca. 10 ganger så dyrt å bore rørspunt som å vibroramme AZ-spunt (kun installasjonskostnad, ikke medregnet transport eller materiale). Det var derfor ønskelig å benytte så mye AZ-spunt som mulig. Dermed ble underentreprenør for spunt og avstivning utfordret på hvor stor del av byggegropen de kunne etablere AZ-spunt. I grunnen er det mer og mer faste glasifluviale masser jo lengre syd man kommer i prosjektet. Figur 4 viser totalsonderinger fra kulvertens nordlige til sydlige område.



Figur 4 – Totalsonderinger fra datarapport (Norconsult, 2019). Røde rektangler er prosjektert spuntlengde. Totalsonderingen til venstre er fra kulvertens nordlige område, totalsonderingen i midten er fra midtre del av kulverten og totalsonderingen til høyre er fra søndre del av kulverten.

For å finne ut av hvor langt sydover AZ-spunt kunne etableres ble det arrangert prøvespunting. Den er dokumentert i notatene (Veidekke, 2019) og (Veidekke, 2020). I tillegg

til konvensjonell vibroramming av dobbeltnåler ble det forsøkt; vibroramming av enkeltnål, vannspyling (water jetting), augring/løsgjøring og forboring med ø400mm hammerbor ved kommende spuntlåser. Det ble benyttet spuntmaskin RTG 19 og vibro MR 150 A.

Kort oppsummert gikk det å vibroramme dobbeltnål eller enkeltnål på det meste av området uten videre tiltak. På noe av den sydlige delen av kulverten gikk det å vibroramme spunten når det først var løsgjort med hjelp av forboring med ø400mm hammerbor ved kommende spuntlåser. Figur 5 viser noen av blokkene som ble gravd opp (fra dybde ned til 5 m) i spuntlinjen i forbindelse med prøvespuntingen. Figur 6 viser skader på spunten underveis i prøvespuntingen.

Figur 5 – Bilde av noen av blokkene som ble gravd opp i spuntlinjen i forbindelse med prøvespunting (Veidekke, 2020).

Figur 6 – Bilder fra (Veidekke, 2020) der ei dobbeltnål ble dratt opp etter stopp i vibroramming. Til venstre: Brudd i stålet ved «vibrokjeften». Til høyre: Skader på spuntfot.

Basert på prøvespuntingen og samarbeidet med underentreprenør for spunting konkluderte totalentreprenør med at det skulle benyttes AZ-spunt på det aller meste av spuntlinjene. Dette lot seg gjøre ved hjelp av åpen dialog med underentreprenør for spunting og en avtale der det ble presisert at totalentreprenøren har ansvaret og risikoen for spuntnålene som ikke når prosjektert dybde. Kostnader for ekstra slitasje på maskinene på grunn av hard ramming ble tatt av totalentreprenør.

Der spunten ikke kom ned til prosjektert nivå var det behov for en løsning som sikret tett byggegrop. Løsningen ble skissert i et geoteknikkmøte og RIG prosjekterte den. Se kapittel «Utfordringer i prosjektet» og underkapittel «Underkant spunt over prosjektert nivå» for metoden som ble benyttet.

Det ble etablert AZ-spunt ved alle totalsonderingene vist i Figur 4.

Sekantpelevegg med jetgrout som sekundærpel
Helt i sydenden av kulverten, der det ikke var mulig å vibroramme AZ-spunt ble det benyttet sekantpelevegg. Sekantpeleveggen ble utformet annerledes enn slik det er beskrevet i Byggegropveilederen (NGF, 2019). Dette var grunnet dialog med underentreprenør, utstyret som var på byggeplassen og muligheten til å spare tid.

Sekantpeleveggen ble utformet med primærpeler av borede pilarer (armert) som alene hadde kapasitet til å oppta jordtrykkskreftene. Hulrommene mellom primærpelene ble senere fylt av jetpeler slik at løsmassene mellom primærpelene ikke skulle falle ned i byggegropen.

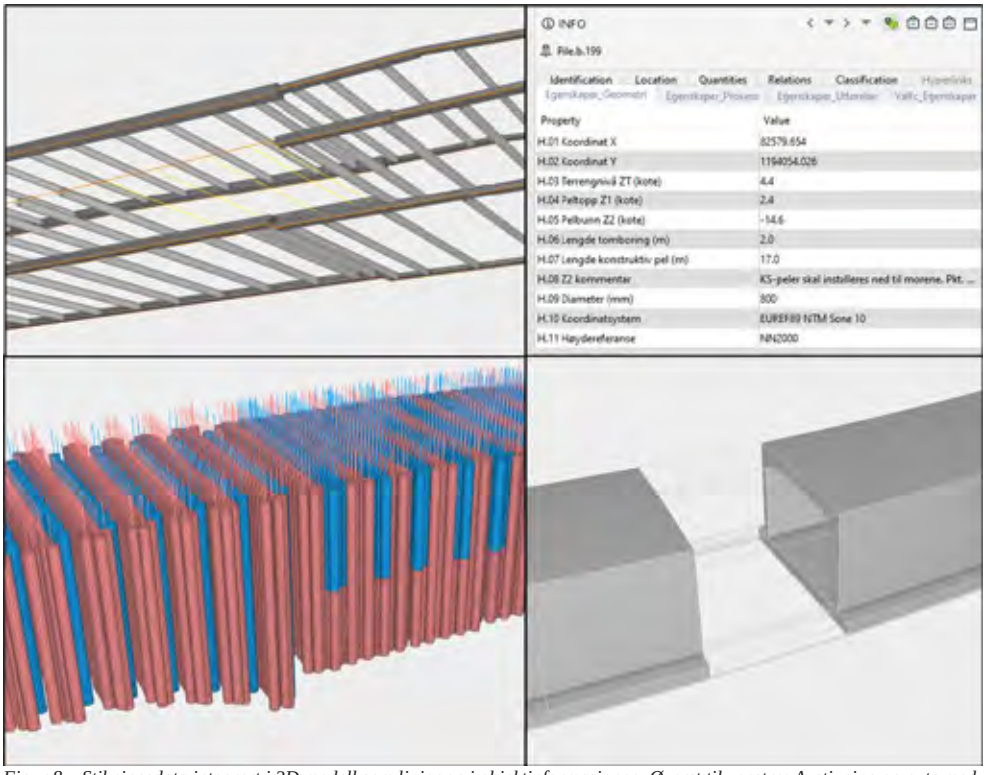
Løsningen fungerte godt med tanke på deformasjoner av sekantpelevegg og opptak av jordtrykk, men etter utgraving av byggegrop ble det enkelte steder behov for ytterligere sikring av løsmassene mellom primærpelene. Det var et HMS-tiltak og ble gjort med sprøytebetong. Se Figur 7 for bilder av sekantpeleveggen.

Figur 7 Bilder av sekantpeleveggen under utgraving på innsiden av kulverten. Venstre bilde viser primærpelene, borede pilarer, som tydelige søyler, sekundærpelene av jetgrout er mer «rufsete». Midtre bilde viser deler av to primærpeler og en sekundærpel, i et område der det viste seg å være løse friksjonsmasser mellom primærpelene. Høyre bilde viser deler av sekantpeleveggen etter påføring av sprøytebetong.

BYGGBARE MODELLER

Alle geotekniske konstruksjoner som har blitt bygget i prosjektet har blitt modellert i 3D. Modellene blir gått igjennom av byggherre, totalentreprenør og andre rådgiverfag, og stikningsdataen er integrert i modellen. Dette hindrer avvik mellom modell og stikningsdata. Ved flere ulike revisjoner av modell er man sikret at stikningsdata samsvarer, og at eldre utgått versjon ikke benyttes til bygging. Figur 8 viser ulike eksempler på hvordan

stikningsdataen er blitt integrert. For jetgrout og kalksementpeler ble koordinater lagt inn i objektinformasjonen. Dette kan videre enkelt eksporteres som tekstfil/regneark og lastes inn i maskinstyring.
Det meste av stikningsdataen ble lagt inn som linjer, for eksempel underkant av pute eller senter av den innvendige avstivningen. Ved modellering er all denne informasjonen tilgjengelig, men det er ofte slik at de enkle linjene fjernes til fordel for avanserte 3D objekter. Dette kan skape unødvendig jobb for stikningsingeniører hos totalentreprenør, og det er viktig med god kommunikasjon for å skape en arbeidsflyt som gir mest mulig nytteverdi til alle involverte.



Figur 8 – Stikningsdata integrert i 3D modell som linjer og i objektinformasjonen. Øverst til venstre: Avstivning og pute med linjer langs uk pute og senter stiver som stikningsdata. Nederst til venstre: Kalksementstabilisering med ulike krav til innblandingsmengde basert på farge og stikningsdata som linjer langs senter pel. Øverst til høyre: Objektinformasjon på en KS-pel med stikningsdata inkludert. Nederst til høyre: Kulvert med linjer til bruk ved stikking inkludert.

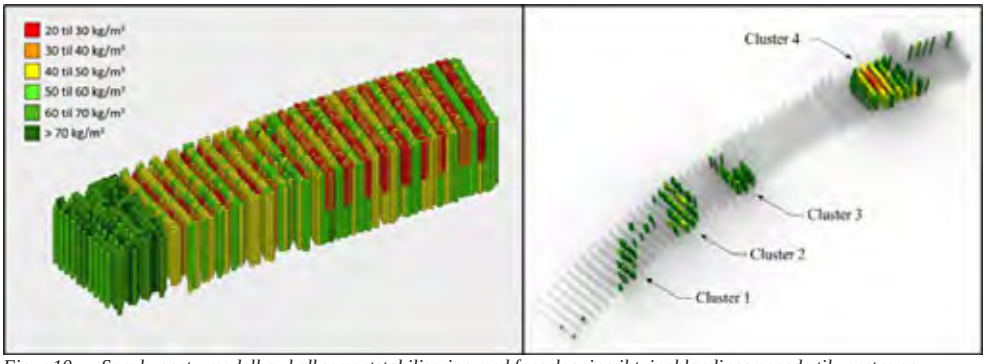
KONTROLL AV UTFØRELSE

Som tidligere nevnt ble det utført felles befaringer på byggeplassen, men det er mye som utføres under bakken og som ikke kan bli kontrollert på plassen. Det er derfor blitt lagd «som bygget»-modeller av kalksementstabilisering, spuntvegg, jetgrout etc. I tillegg har punktskyer målt inn med drone blitt benyttet aktivt i oppfølgingen. Figur 9 viser noen skjermbilder av dronefotoene. Øverst til venstre vises den midlertidige rampen ned mot løsmassetunnelen. Her var det en seks meter høy uavstivet spuntvegg for at lastebiler skulle kunne kjøre ned til tunnelen og ta imot masser. I beregningene ble det forutsatt at man lot noen masser ligge igjen inn mot spunten og at puta ble festet for å sikre samvirke mellom nålene. Dronefoto ble benyttet for å kontrollere at tilstrekkelig med masser var blitt lagt igjen inn mot spunt. Bildet

til høyre viser en kontroll av terrenghøyde inn mot spunt mot det som ble forutsatt i beregningene.

Figur 10 viser «som bygget»-modell av kalksementstabiliseringen, fargelagt med målt innblandingsmengde, til venstre og en illustrasjon av lengdeavvik på pelene ift. forventet til høyre. Slike "fargeleggingner" er enkle å produsere når man i egenskapene inkluderer planlagte og målte verdier. I Figur 11 vises «som bygget»-modell av spuntveggen. Denne ble også benyttet sammen med modell av kalksementstabiliseringen for å kontrollere tilstrekkelig kraftoverføring fra spuntvegg til ribb.

Figur 9 – Til høyre: Forskjell mellom innmålt terreng fra drone og forutsatt terreng like utenfor spuntvegg. Til venstre: To skjermbilder av punktsky innmålt med drone og modell med forutsatt terreng.



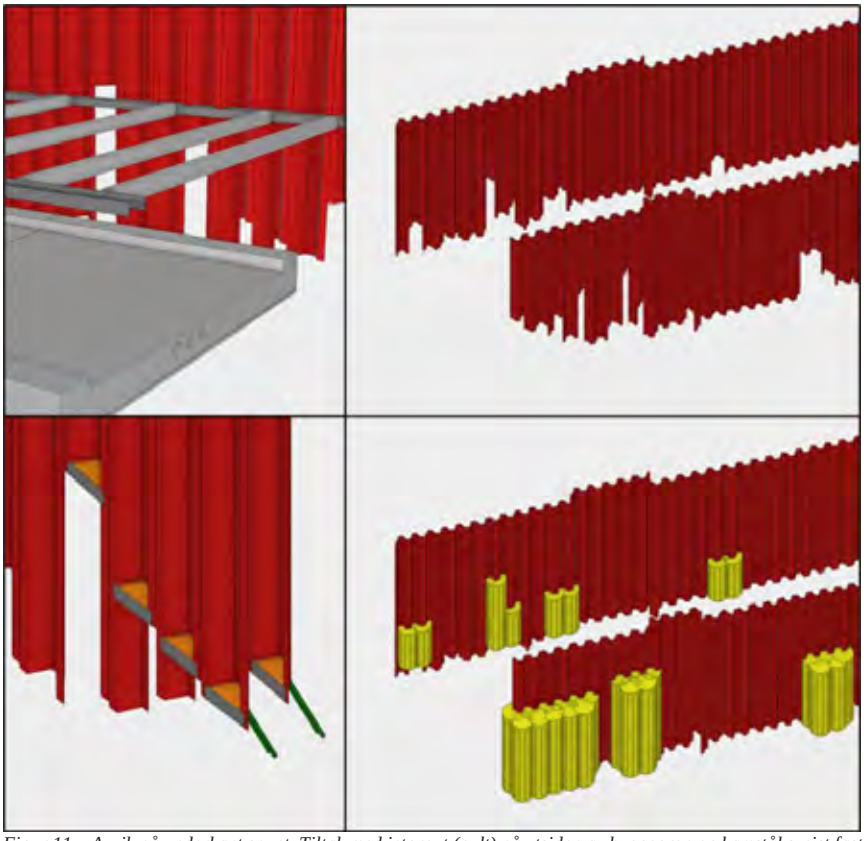
Figur 10 – «Som bygget»-modell av kalksementstabilisering med fargelegging iht. innblandingsmengde til venstre og lengdeavvik til høyre.

UTFORDRINGER I PROSJEKTET

Som i alle store prosjekter var det også i dette prosjektet utfordringer og problemstillinger som måtte løses. Geoteknikkmøtene var helt sentrale for å drøfte mulige løsninger i plenum og sette opp aksjonspunkter både hos totalentreprenør (innmåling, tiltak, etc) og hos RIG (foreslå tiltak, beregninger, databehandling, etc). I de påfølgende kapitlene følger et utvalg av problemstillingene som måtte løses.

Underkant spunt over prosjektert nivå

I søndre ende av byggegropen benyttes sekantpelevegg grunnet grov morene med store blokker. I overgangen mellom sekantpelevegg og spuntvegg ble det avvik mellom prosjektert nivå for underkant spunt og det som var mulig å gjennomføre. Dette er illustrert med «som bygget»-modell av spunt i Figur 11. Istedenfor å trekke spunt (og sette sekantpelevegg) ble det valgt en løsning der man utnyttet den store tilgangen på jetgrout-maskiner på plassen. Jetgrout-peler ble satt på baksiden av spunten i en halvsirkel slik at det ga en buevirkning til nålene uten avvik på hver side. Jetgrout-pelene gir tilstrekkelig støtte ved utgravning til å hindre masser fra å falle inn. Enkelte steder var avvikene på spuntnål så store at underkant spunt lå over bunnplaten. Dette ga en ekstra utfordring ettersom andre stivernivå må rives før støpevogn kan kjøres inn. Byggegropsløsningen forutsetter da at lastene overføres til bunnplate og øverste stivernivå. Nålene som ikke hadde kommet ned til prosjektert nivå ble hardrammet med vibro og flere nåler var blitt rammet ut av lås. For å sikre at spuntnålene ikke sparket inn ble det valgt å sveise kamstål i enden av spunt og gyse det inn i jetgrout-pelene bak. Videre ble det sveist en stålplate over spuntbuken og buken ble fylt igjen med betong. Utført tiltak er vist i Figur 12.



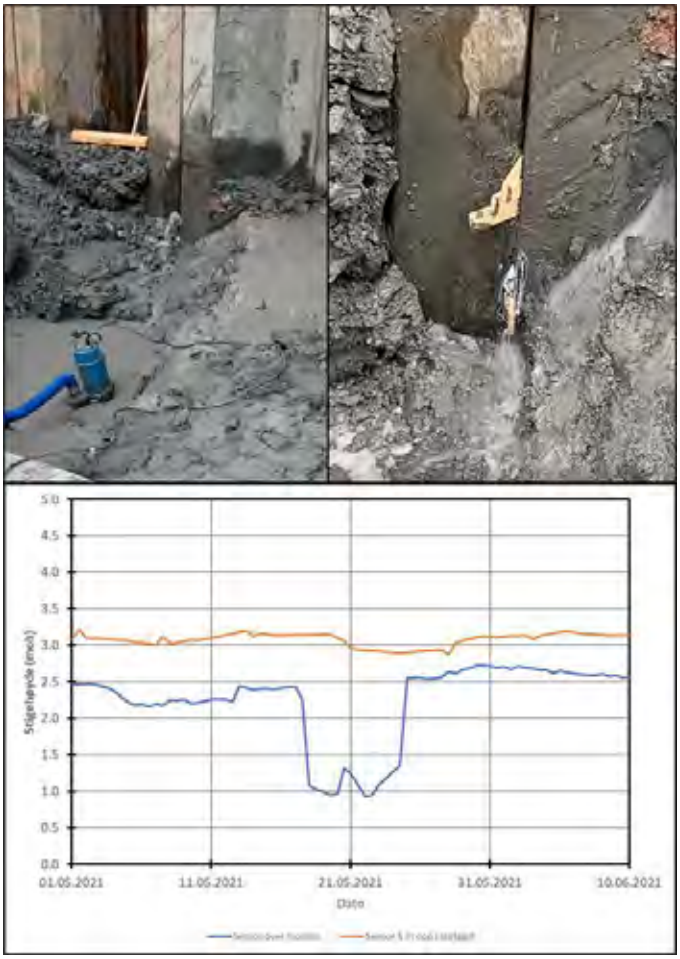
Figur 11 – Avvik på underkant spunt. Tiltak med jetgrout (gult) på utsiden av byggegrop og kamstål sveist fast i spunt og gyst inn i jetgrout bak spunt.

Figur 12 – Spuntbuk fylt med betong, med påsveiste stålplater, og kamstål gyst inn i jetgrout bak spunt.

Lekkasje og tetting

Det har vært en rekke mindre lekkasjer i spuntveggen, og noen litt større. Prosedyren som ble etablert var firedelt. Dersom lekkasjene var mindre, lot man dem stå noen dager og så hvorvidt de «trutnet»/mauret av seg selv. Dersom lekkasjene ikke mauret, ble det slått inn trekiler. Var det fremdeles lekkasje ble det boret nipler i spuntlåsen og pumpet inn polyuretan. Ved to lokasjoner stanset ikke lekkasjen selv om det ble boret nipler og injisert polyuretan.

Løsningen på disse stedene var da å bore Ischebeckstag på utsiden av spunten og pumpe inn polyuretan i massene bak spunt. De overnevnte tiltakene var tilstrekkelig for å stanse lekkasjene vi opplevde på dette prosjektet. Figur 13 viser et av stedene hvor det til slutt ble boret Ischebeckstag på utsiden av spunten. Nederst i figuren ser vi respons i poretrykksensorene som var like i nærheten av lekkasjen. Det var plassert en måler like over morenelaget og en sensor 5 m opp i leira. Den nederste sensoren var omtrent 2,5 m under utgravningsnivået mens den øverste var da omtrent 2,5 m over utgravningsnivået. Den nederste sensoren viste et tydelig fall samme dag som lekkasjen startet og etter boring av Ischebeckstag gikk den rett tilbake til normaltilstand. Sensoren over viste ikke den samme responsen.

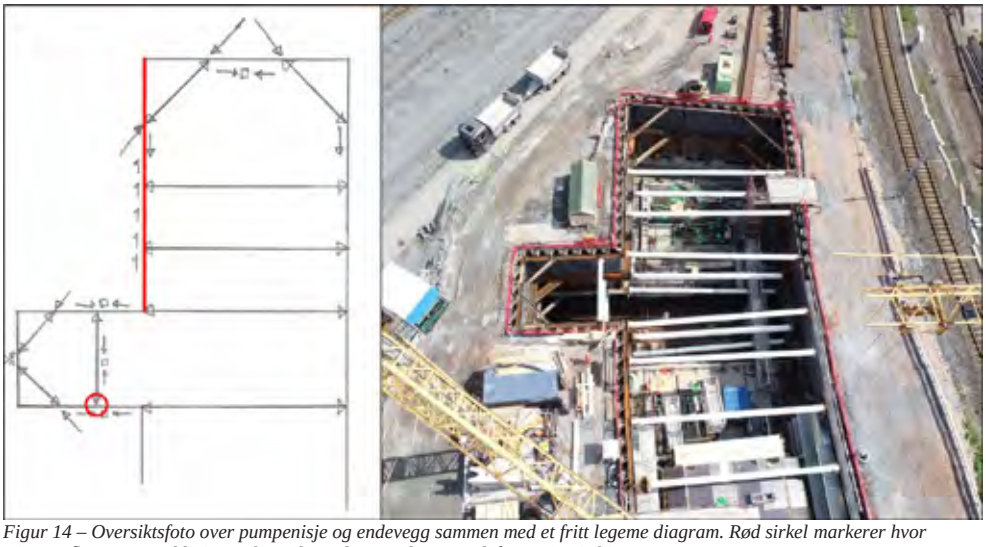


Figur 13 – Bilder av lekkasje i spuntvegg før og etter trekiler og boring av nipler. Respons i poretrykksensorer like ved lekkasjen. Lekkasjen startet 17.mai og den ble stanset ved boring av Ischebeckstag 24.mai.

Overbelastning av stiver i pumpenisje
Byggegropen har to utstikk; elektronisjen og pumpenisjen. I pumpenisjen ble det gravd til ca. 14 m dybde og bredden på gropen var 27,2 m over 7,2 m lengde. Her var den generelle byggegropen ca. 10 m dyp og 17,5 m bred. Pumpenisjen hadde derfor et eget stiversystem og tre stivernivåer i motsetning til 2 nivåer som resten av gropen hadde. Jetgrout ble benyttet som støttekonstruksjon inne i byggegropen for den 4 m dypere utgravningen i nisjen. I pumpenisjen oppsto det flyt i en stiver i nivå 2. Figur 14 gir en oversikt over området og rød sirkel indikerer hvor flyt i stiveren oppsto. Omtrent 18,4 m nord for pumpenisjen var det en midlertidig endevegg for byggegropen. Etter togstans sommeren 2021 ble byggegropen videreført nordover.

Det som antas å være årsaken til at stiveren ble overbelastet var at horisontallast på endevegg ble ført inn i puta og videre til pumpenisjen. Stiveren i nisjen fikk tilnærmet ingen ekstra last fra denne endeveggen i beregningene (Plaxis 3D) ettersom horisontallasten ble ført inn i spunt og tatt opp av skjærmotstand i massene bak spunt. Shimsene var omtrent 10-20 cm brede og var derfor ikke stive nok til å overføre lasten til spunten. For endevegg i sørenden og ny endevegg lengre nord etter sommerbruddet ga ikke skråstiverne problemer, men det har da ikke vært noen nisje. Hvor raskt horisontallasten i puta avtar avhenger sterkt av hvor godt/stivt puta er festet til spunt. Lignende situasjoner har gitt tilsvarende problemer på andre prosjekter tidligere, og det er derfor viktig å opplyse om problemstillingen. Det er også et viktig poeng at Plaxis 3D forutsetter fast innspent forbindelse mellom puta og spunt som «default», og for at dette skal være representativt for den faktiske situasjonen så krever det god innfestning av puta til spunt.

Figur 16 viser hvordan situasjonen ble løst. Det ble satt inn en ny stiver som var en størrelse større (Ø610x12,5 mot Ø508x12,5 benyttet fra før). Denne hadde tilstrekkelig kapasitet til å ta både jordtrykk på spunten i pumpenisje samt ta horisontallasten fra skråstiver på endevegg. I tillegg ble shimsene langs puta forsterket.



Figur 14 – Oversiktsfoto over pumpenisje og endevegg sammen med et fritt legeme diagram. Rød sirkel markerer hvor stiveren fløt, mens rød linje markerer hvor det var observert deformasjon i shims.

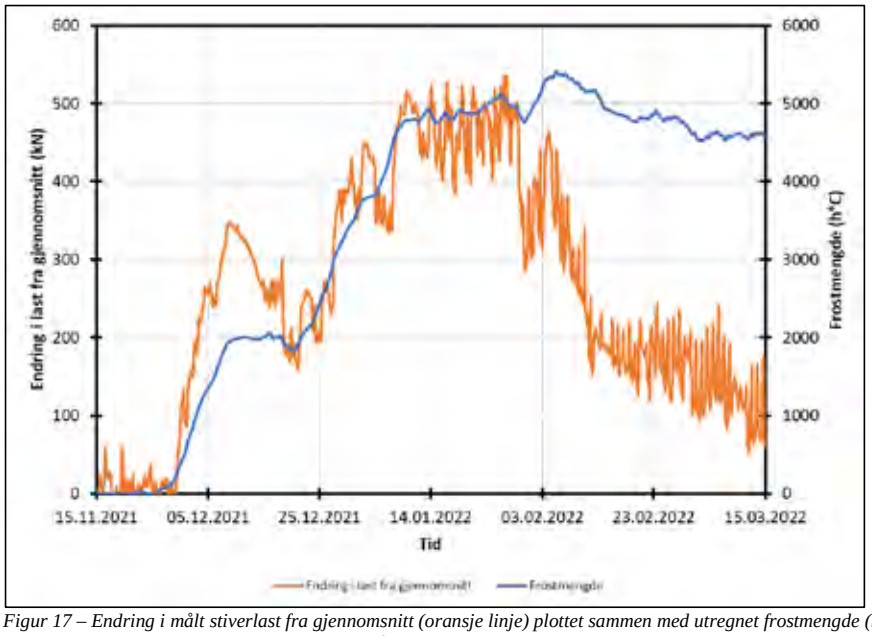
Figur 15 – De to øverste bildene viser skadene på stiver, mens de to nederste bildene viser deformasjon av shimser.

Figur 16 – Ny stiver (Ø610x12,5) montert ved siden av stiveren som ble overbelastet (Ø508x12,5).

Teletrykk på spunt

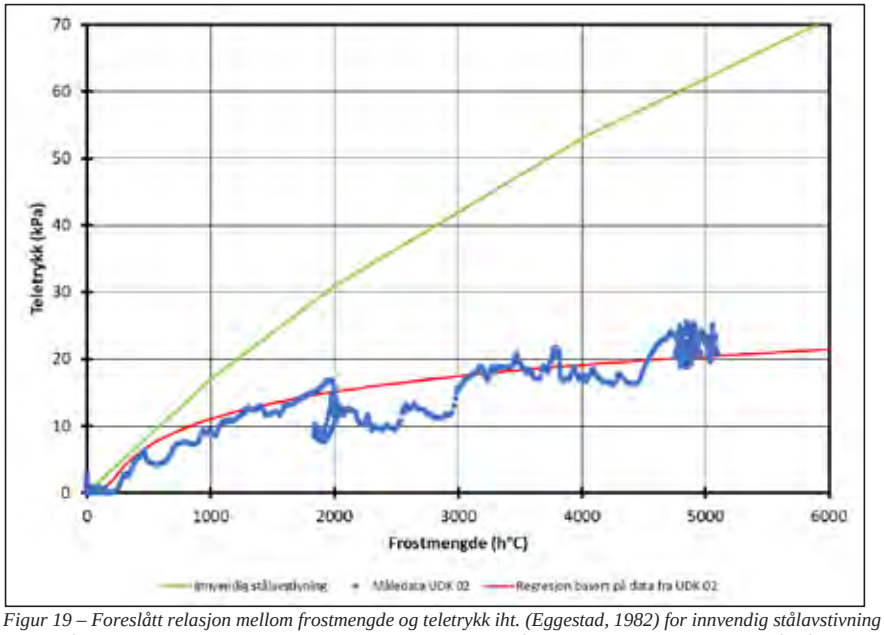
Vinteren 2021-2022 ble det observert en betydelig økning i stiverlast uten at det ble utført arbeid i byggegropen ved montert lastcelle. Målt stiverlast var jevnt rundt 860 kN i seks måneder mens arbeider med støpevogn ble utført. Stiverlasten fluktuerte med omtrent 70 kN grunnet temperaturvariasjon i løpet av dagen. I starten av desember var det en kraftig økning i last, og total økning i stiverlast fra gjennomsnitt var omtrent 500 kN innen slutten av januar. Det ble antatt at dette trolig hadde sammenheng med frost, og det var en tydelig sammenheng når man plottet frostmengde mot økningen i stiverlast, se Figur 17. Frostmengde er definert som tidsintegralet av forskjellen mellom lufttemperatur og 0 °C over de periodene i løpet av vinteren da lufttemperaturen er under 0 °C. Mot slutten av desember var det en reduksjon i stiverlast, dette samsvarte med en periode der frostmengden var tilnærmet konstant. Rundt 21.desember økte igjen frostmengden og stiverlasten begynte da også å øke. Det ble satt opp presenning og fyrt med kokoverk fra starten av februar for å få redusert teletrykket, se Figur 18. Dette ga betydelig senkning av målt stiverlast.

Før man iverksatte tiltak med fyring ble det søkt i litteraturen for å se om det fantes noen metoder for estimering av teletrykk. Eggestad foreslo en relasjon mellom frostmengde og teletrykk for kabelstag i fjell, stangstag i fjell og innvendig stålavstivning (Eggestad, 1982). Relasjon for stålavstivning er vist i Figur 19 sammen med måledata fra dette prosjektet. Relasjon presentert i (Eggestad, 1982) er basert på tre målepunkter ved omtrent 2000, 4000 og 20000 h°C i tre ulike prosjekter (ulike grunnforhold). Dagens teknologi muliggjør kontinuerlig måling og gir derfor et mye større datagrunnlag. Dataen antyder en mye lavere økning i teletrykk med frostmengde enn det Eggestad foreslo. Det bemerkes allikevel at regresjonslinjen fra våre målinger kun er basert på en kuldeperiode og målinger i en enkelt lastcelle. Det er derfor vanskelig å si om dette er representativt for andre grunnforhold og hva som vil skje ved høyere frostmengde.



Figur 17 – Endring i målt stiverlast fra gjennomsnitt (oransje linje) plottet sammen med utregnet frostmengde (blå linje). Fra starten av februar ble det fyrt med kokoverk for å redusere teletrykket.

Figur 18 – Istapp observert ved lekkasjepunkt i spunt og presenning med oppvarming bak benyttet som tiltak for å redusere teletrykk på spunt.



Figur 19 – Foreslått relasjon mellom frostmengde og teletrykk iht. (Eggestad, 1982) for innvendig stålavstivning (grønn linje), måledata fra prosjektet fra før det ble fyrt med kokoverk (blå punkter), og regresjon basert på måledataen (rød linje). Regresjon basert på data fra UDK 02 bør ikke benyttes som designbasis ettersom den kun er basert på data fra en lastcelle og de gitte grunnforholdene.

KONKLUSJON

Kulvertdelen av UDK 02 har vært et prosjekt med høyt og komplekst innhold av geoteknikkaspekter. Det har for eksempel vært varierende grunnforhold fra kvikkleire til fast morene, støttevegger av både vibrorammet spunt og borede sekantpeler, samt en jetgroutbue for vanntetting og opptak av oppadrettede krefter. Prosjektet har hatt mange faglige utfordringer som har blitt løst på innovative måter fortløpende under oppfølgingen.

Samarbeidet mellom byggherre, totalentreprenør, RIG og underentreprenører innen støttekonstruksjon, avstivning, jetgrout, kalksementstabilisering og utgraving har vært viktig for at prosjektet hittil har blitt gjennomført på en sikker og kostnadseffektiv måte.

KILDER

Eggestad, Åsmund. 1982. *Telekrefter mot støttekonstruksjoner.* s.l. : NFF Fjellspregningsdagen, 1982.

NGF. 2019. *Byggegropveilederen.* 2019.

NGI. 2019. *20180250-08-TN. Rev.: 0. UDK 02 Kulvert og Løsmassetunnel. Åpen byggegrop - supplerende vurderinger og beregnigner i den avsluttende tilbudsfasen. 23.08.2019.* 2019.

—. 2022. *Beregningshefte 2. IC UDK02 Kulvert og løsmassetunnel. P53750-P54078, Spuntvegg. 20.04.2022.* 2022.

Norconsult. 2019. *UVB-02-A-25904. Rev.: 01E. Vestfoldbanen (Drammen) – Larvik. Fagrapport Geoteknikk – Åpen byggegrop.* 2019.

—. 2019. *UVB-02-V-25000. Rev.: 03E. Vestfoldbanen (Drammen) – Larvik. Geoteknisk datarapport UDK 02. .* 2019.

Veidekke. 2019. *Geoteknikk-NOT-01_rev00. UDK 02 – Prøvespunting – Erfaringer og vurderinger. 20.12.2019.* 2019.

—. 2020. *Geoteknikk-NOT-02_rev01. UDK 02 – Prøvespunting. 23.04.2020.* 2020.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2022

E6 KVÅL-MELHUS S - FØRSTE IPL-PROSJEKT I NORGE

Muhammad Adeel Mazhar, Senior-fagleder (geoteknikk), COWI AS

Nils Gustafsson, Geotekniker, Peab Anlegg AS

SAMMENDRAG

E6 Kvål-Melhus S er et vegprosjekt i Sør-Trøndelag som er ferdig bygd og åpnet for trafikk. Ny 7,4 km av 4 felts motorvei med dimensjoneringshastighet på 110 km/t omfatter flere konstruksjoner (5 vegbruer, 1 GS-veg bru, 1 miljøtunnel og 3 kulverter) og betydelig fyllings og skjærings arbeider i områder med kompliserte grunnforhold. Traseen starter i NVE kartlagt kvikkleiresone ved Kvål og strekker seg ca. 7,4 km gjennom varierende grunnforhold til Melhus.

Dette er Norges første IPL kontrakt innen samferdsel. COWI samarbeider i dette prosjektet med hovedentreprenør Peab. Prosjektet var samlokalisert på Melhus, hvor representanter fra Nye Veier, Peab og COWI jobbet i fellesskap etter VDC metodikk.

INNLEDNING

COWI AS og Peab ble engasjert av Nye Veier som IPL-partnere i forbindelse med detaljprosjektering og bygging av ny E6 fra Kvål til Melhus i Melhus kommune, se Figur 1. En strekning på 7,4 km hvorav ca. 5,2 km er en utvidelse av eksisterende E6 og 2,2 km er ny linjeføring. Prosjektet utføres som Integrert Prosjekt Leveranse (IPL) som er en form for kontrakttype som krever tett samarbeid mellom Nye Veier, Peab og COWI.

Figur 1: Oversiktskart for prosjekt E6 Kvål – Melhus S (Kilde: nyeveier.no)

De store utfordringer var knyttet til etablering av veg og konstruksjoner gjennom kvikkleiresone ved Kvål som ligger i en terrassert skråning langs Gaula. Bygging av vegbru over Kvålsbekken i skråning ned mot Gaula var en av de mest komplisert utfordringer. Brua krevde pelefundamentering og spissbærende rammede peler ble valgt som optimal løsning. Stabilitet av kvikkleireskråning under peleramming var beregnet og ble fulgt opp nøye mtp. kritisk poreovertrykksoppbygging.

Selv om vegskjæring gjennom kvikkleiresonen på Kvål ga gunstig effekt med avlastning av terreng, ble det likevel behov for en motfylling kombinert med erosjonssikring i naturlig skråning ned mot Gaula for å sikre lokalstabilitet av veganlegget og områdestabilitet av Kvålområdet.

I tillegg til dette var Loddbekkenbru også en veldig interessant utfordring der en ny bru skulle bygges ved siden av en eksisterende vegbru for E6. Både gammel og ny bru ble fundamentert på svevende peler til et fastere lag ned i grunnen. Prosjektering skulle sikre at etablering av ny bru kunne skje samtidig med full trafikk på nabo brua i hele byggeperioden. Nye peler under utførelsen viste mindre bæreevne enn det som ble beregnet og derfor ble utførelsen optimalisert med pukkfylling i pel under rammingsprosessen for å sikre nødvendig bæreevne av peler.

Som en del av utviklingsprosessen, COWI benyttet Leapfrog for å lage grunnforholdmodell med komplisert løsmasselagdeling. Dette var trolig første bruk av implisitt modellerings verktøy Leapfrog for etablering av geoteknisk grunnforholdsmodell. Dette ble presentert på felles del av Geoteknikkdagen 2020.

LITT OM IPL PROSJEKTGJENNØMFØRINGSMETODEN

E6 Kvål-Melhus kontrakten mellom Peab, COWI og Nye Veier ble den første som gjennomførtes som Integrert prosjektleveranse (IPL), og dette var helt nytt innen norsk vegbygging. Kontraktsformen går ut på at byggherre, entreprenør og rådgiver utvikler et forpliktende, tillitsbasert fellesskap som skal jobbe for det beste for prosjektet i alle faser i en åpen arbeidsform med åpne kalkyler, insentivmodell og delt risiko. På den måten får vi en helhetlig optimalisering og en raskere og kostnadseffektiv utbygging, se Figur 2.

IPL forutsetter full åpenhet mellom IPL-partnerne (Oppdragsgiver, entreprenør og rådgiver) med samlokalisering av medarbeiderne gjennom hele prosjektet.

Figur 2: Prinsippskisse for IPL kontrakt (Kilde: nyeveier.no)

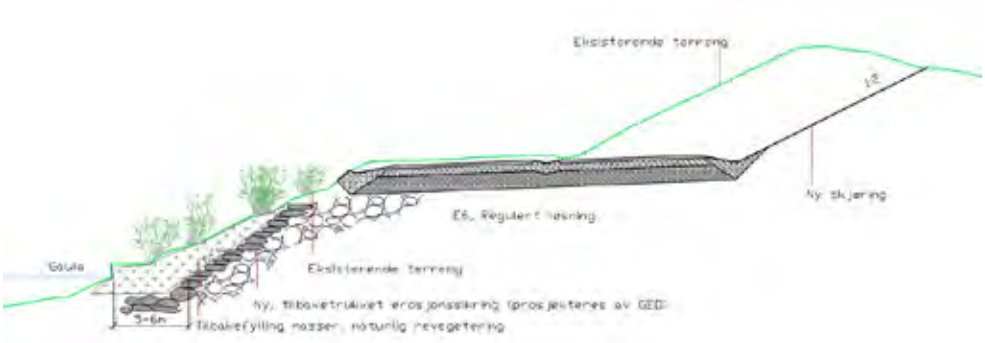
For dette prosjektet ble det etablert et prosjektkontor for samhandling sentralt i Melhus sentrum. Geoteknikere fra COWI og Peab var tilstede på prosjektkontoret og deltok aktivt i samhandlingsprosesser og gjennom hele prosjektet. Geotekniske oppgaver ble utført i to steg der det i første steg ble utført en konseptfase prosjektering basert på tilgjengelig geoteknisk grunnlag og dette ble brukt til en grov kalkyle for å vurdere første målpris. I andre steg ble det utført detaljprosjektering av ulike deler av prosjektet basert på supplerende grunnundersøkelser, og resultat fra dette ble brukt både som arbeidsgrunnlag og for vurdering av endelig målpris.

Geoteknikere opplevde IPL-metoden i hovedsak som en effektiv, men utfordrende prosjekt gjennomføringsmetode. Det var både fordeler og ulemper med denne metoden som er oppsummert under:

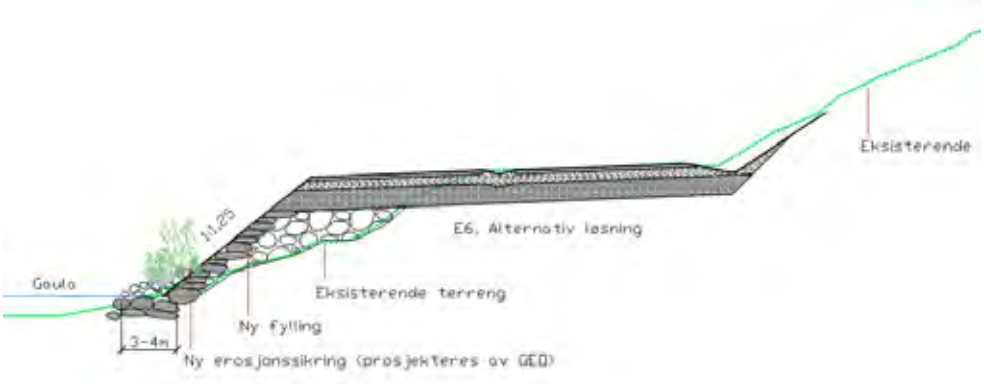
Fordeler

- Effektiv tverrfaglig samhandling som ga klarhet og felles forståelse av faglige utfordringer
- Kort beslutningsvei pga. samlokalisering (Big-Room)
- Tverrfaglig konfliktkontroll ved bruk av digitale visualiseringer (BIM)
- Integrering av geotekniske prosesser i VDC prosesser (Lean metode)

Et konkret eksempel på fordel med IPL metoden er E6 gjennom Søberg. I dette området ble det lagt til grunn en løsmasseskjæring øst for dagens E6 i opprinnelig reguleringsplan, se Figur 3. Løsmasseskjæringen kom i konflikt med et industriområde og det kunne ikke bygges med 1:2 skråning som planlagt. For å krysse dette område med en brattere graveskråning ville det bli behov for permanent jordnagling som kunne bli dyrt for prosjektet. På grunn av endringsfrihet i IPL-metoden vedrørende veglinje fikk vi omregulert vegen i dette området. Ved ny løsning ble dagens E6 utvidet mot Gaula på denne strekningen (se Figur 4) og dermed unngått en stor skråning som måtte jordnagles permanent.



Figur 3: Prinsippskisse, opprinnelig regulert løsning gjennom Søberg (Kilde: Nye veier AS)



Figur 4: Prinsippskisse, omregulert løsning gjennom Søberg (Kilde: Nye veier AS)

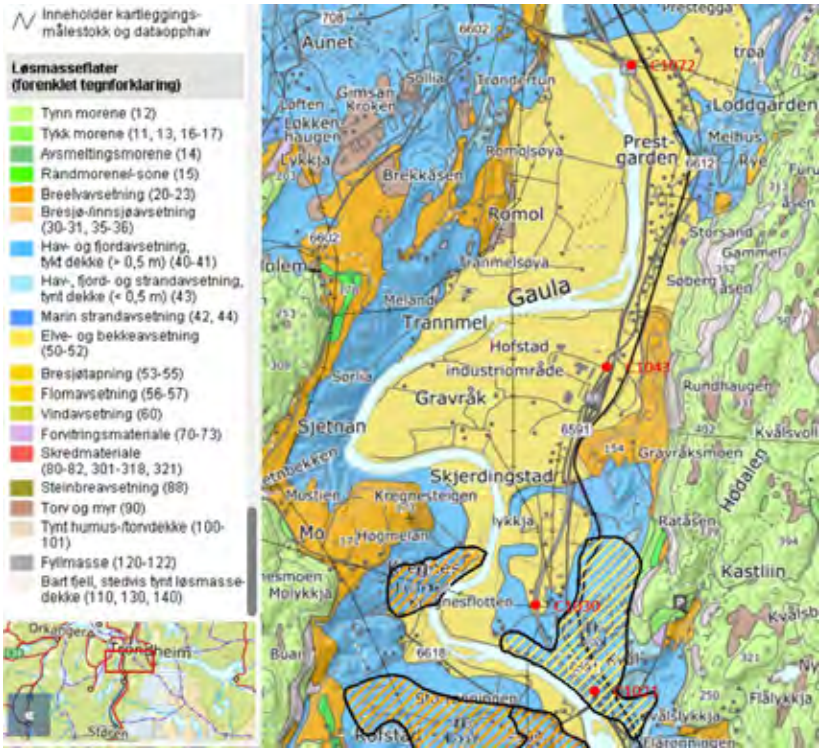
Ulemper

- Vanligvis mangelfullt grunnlag fra tidligere planfase (ikke godt nok til detaljprosjektering)
- Press på fag for tilgjengelighet av grunnlag
- Behov for raske vurderinger og tilbakemeldinger
- Geoteknikk blir flaskehals i mange tilfeller

Basert på erfaringer fra dette prosjektet anbefales det at enten bør det foreligge en god reguleringsplan med detaljert nok geoteknisk grunnlag (grunnundersøkelser) for detaljprosjektering, ellers bør det tas med en forberedelsesfase i IPL kontrakt, der rådgiver får mulighet til å utføre nødvendige grunnundersøkelser for detaljprosjektering.

GRUNNFORHOLD I PROSJEKTOMRÅDET

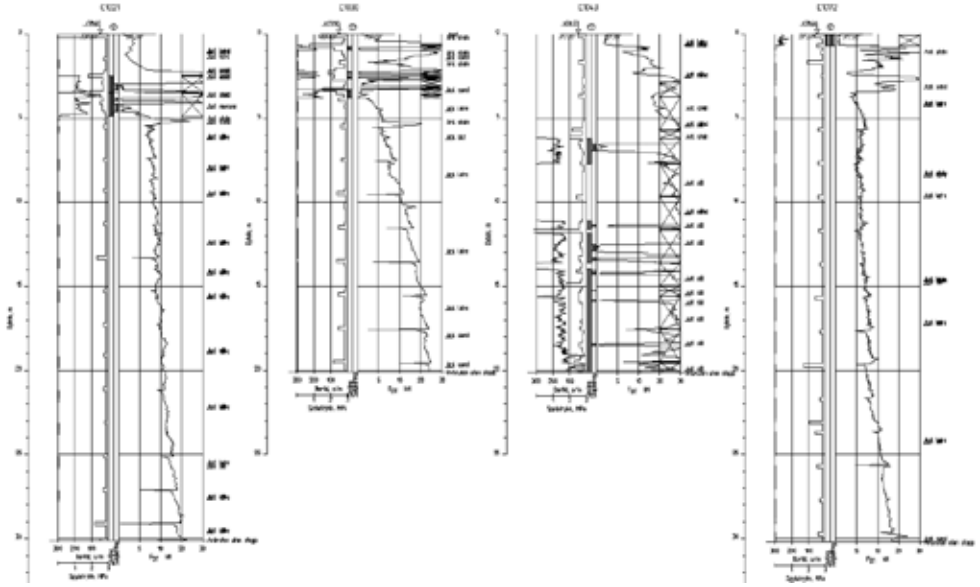
Det ble utført grunnundersøkelser i prosjektområdet i flere omganger gjennom ulike planfaser mellom 2009 og 2020. Resultatene fra grunnundersøkelsene bekrefter i hovedsak registrerte avsetninger vist i NGUs løsmassekart med lokale variasjoner i grenseområder mellom ulike løsmassetyper.



Figur 5: Løsmassekart samt lokasjon for typiske sonderinger for prosjektområdet, (Kilde: https://geo.ngu.no/kart/losmasse_mobil)

Utsnitt fra kvartærgeologisk kart over området er vist i Figur 5. Kartet viser at det langs veglinjen i all hovedsak er registrert elveavsetning, men at en har en overgang til tykk havavsetning ved Kvål og Øya i sør og ved Melhus lengst nord. Det er registrert breelvavsetning like øst for veglinjen på strekningen Søberg – Skjerdingstad. De marine

havavsetninger er gjennom grunnundersøkelser registrert som vekselvis lagdelt siltig leire og kvikkleire/sprøbruddmateriale. Utførte undersøkelser viser også at denne strekningen har innslag av kvikkleire og sprøbruddmateriale, også der en har elveavsatt materialer i overflate f.eks. ved Øya, se Figur 6. Der det er registrert rene elveavsetninger, er det registrert vekselvis lagdeling av sand/fin sand og grus/morene, borhull C1043 i Figur 6.



Figur 6: Typiske sonderinger i prosjektområdet, for ca. lokasjon se Figur 5 (Kilde: COWI)

GEOTEKNISKE PROBLEMSTILLINGER OG LØSNINGER

COWI sammen med Peab jobbet aktivt med samtidig prosjektering på flere geotekniske problemstillinger. Hovedproblemstillinger knyttet til geoteknikk var:

- Pelefundamentering av bruer i kvikkleire, samt stabilitet av skråninger under peleramming
- Fyllinger og skjæringer i områder med kvikkleire
- Løsmasseskjæring i finkornig friksjonsmasser under grunnvannstand
- Sikringstiltak for å tilfredsstille krav til område- og lokalstabilitet
- Grunnforholdsmodell og BIM for geotekniske tiltak

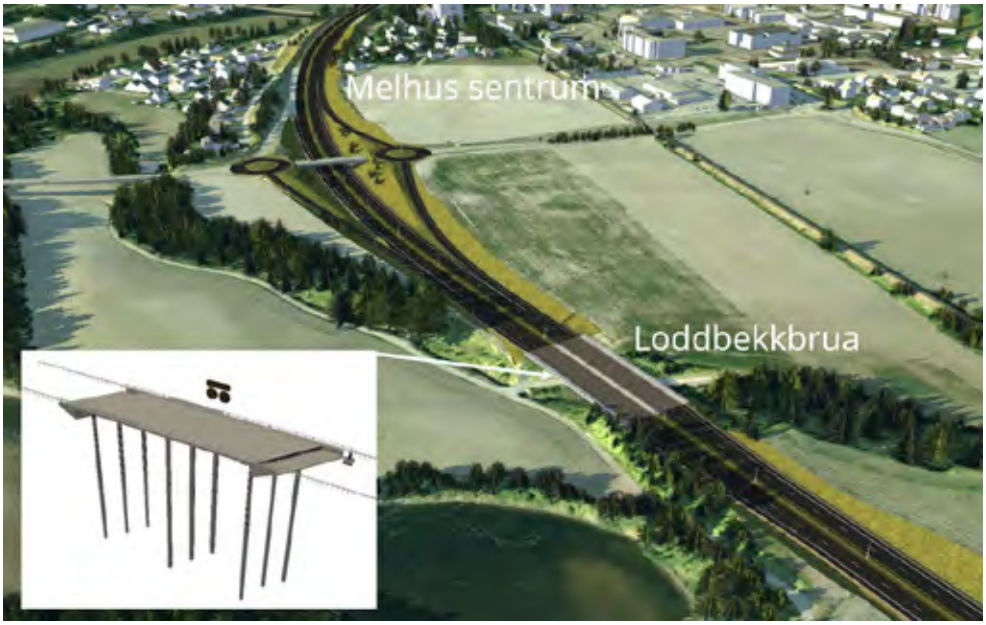
Herunder presenteres de tre mest kompliserte elementer knyttet til geotekniske problemstillinger med utførte løsninger

LODDBEKKBRUA NORDGÅENDE

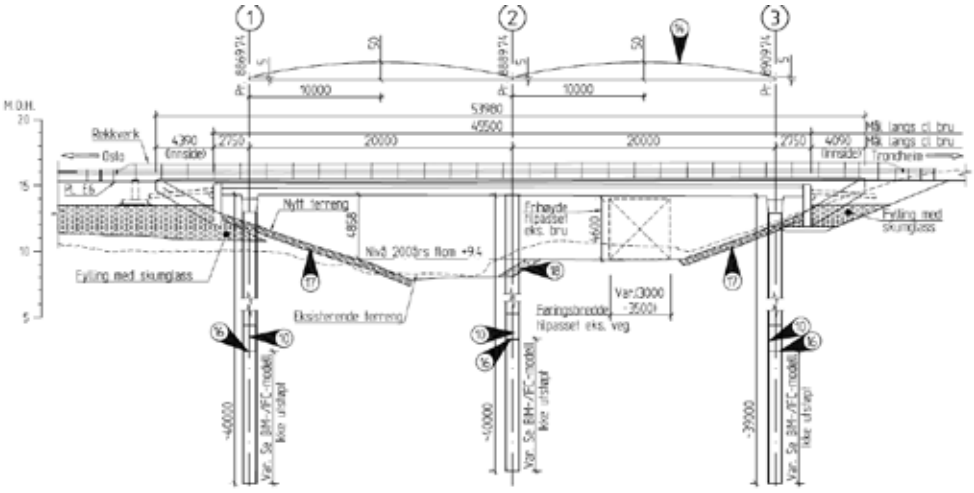
Et nytt løp av Loddbekkbrua (nordgående) ble bygget ved siden av den eksisterende bruen for E6. Både gammel og ny bru ble fundamentert på svevende peler til et fastere lag ned i grunnen. Prosjektering skulle sikre at gjennomføring av ny bru kunne skje samtidig med trafikk på nabobrua i hele byggeperioden.

Det ble benyttet åpne stålrørspeler med delvis utstøping. Pelene ble rammet ca. halvveis åpent for å redusere massefortregningen og poreovertrykksoppbygging i det øverste leirelaget. Når

pelen nådde den først ønsket rammedybden, ble løsmassene i pelen grabbet ut og fylt med pukk, som ble innkapslet av en stålplate. Deretter ble pelene rammet ned til ønsket dybde. Ved bruk av denne metoden betraktes pelene som lukkede peler. Pelespissen rammes ca. 0,5 m ned i friksjonslaget, som treffes ved kote –25 til -27 m.



Figur 7: Snipp fra prosjektets Quadrimodell med lokasjon for Loddbekkbrua (Kilde: Peab)



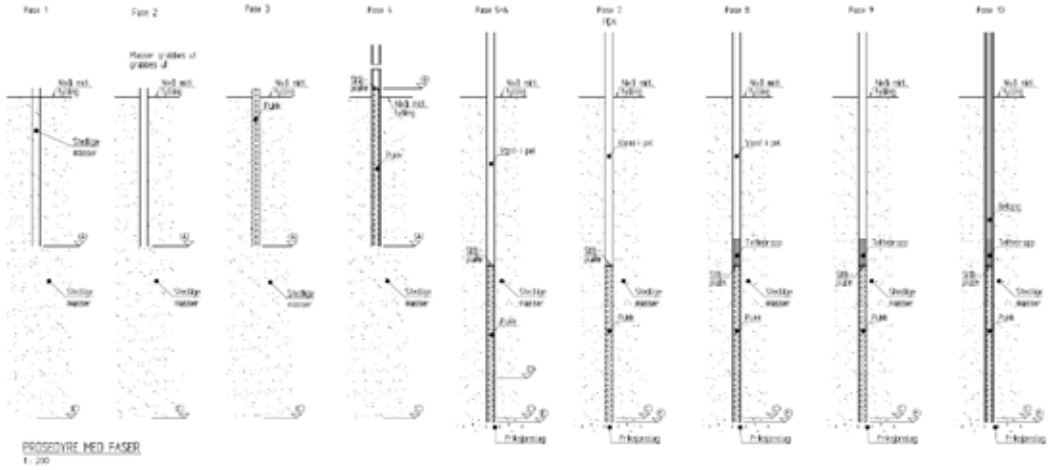
Figur 8: Lengdesnitt for Loddbekkbrua (Kilde: COWI)

Massene i grunnen ned til pelespiss er med unntak av et ca. 2 m tykt friksjonslag i kote ca. -10 m siltig leire som er vurdert å være homogen. I dette nivået (sandlaget) har stålrøret ingen

strukturell funksjon da bare vertikale laster føres via massene inne i pelen til pelespiss. Installasjonsdetaljer med de forskjellige faser fremgår av Tegning K250-106.

Figur 9: Peler for Loddbekkbrua nordgående, under utførelsen. Stålplate for innkapsling av pukk sees i indre bildet (Kilde: Peab/COWI)

I forbindelse med prosjekteringen av pelene ble det utført en prøvepeling for den midterste pelen i akse 1. Denne pelen ble rammet igjennom friksjonslaget, som de øvrige pelene skal rammes ned i. Pelen ble ikke blitt rammet med pukk i nederste delen og er å betrakte som en åpen pel. Nye peler under utførelsen viste bæreevne mindre enn dimensjoneringsverdi ved prøvepeling og derfor ble utførelsen optimalisert med pukkfylling i pel under rammingsprosessen for å sikre nødvendig bæreevne av pelene, se prosess for ramming av pel med pukkfylling.



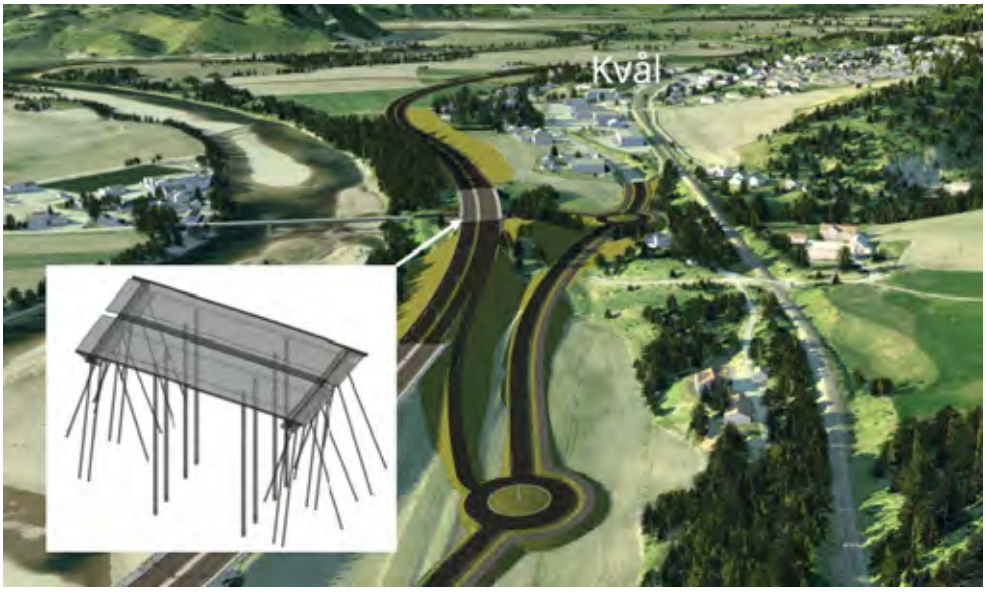
Figur 10: Peleramming med pukkfylling, Loddbekkbrua nordgående (Kilde: COWI)

ØVERKVÅLBRUA

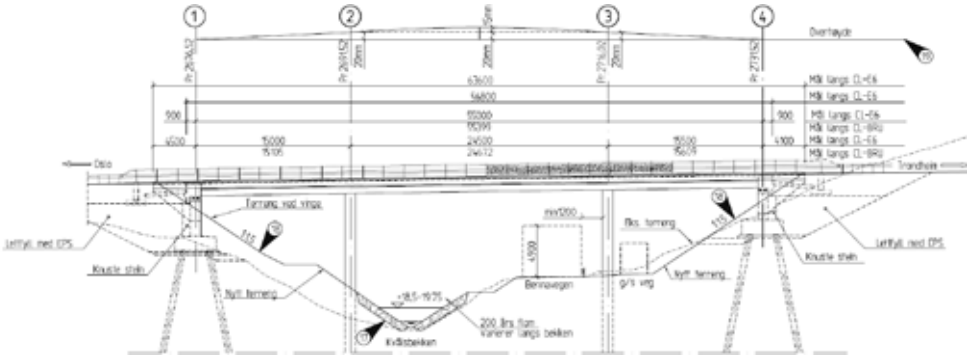
Den mest kompliserte utfordringen i prosjektet var etablering av Øverkvålbrua i kartlagt kvikkleiresone ved Kvål. Toløps vegbru over Kvålsbekken ligger i en skråning ned mot Gaula. Det var påtruffet kvikkleire i skråningen.

Det er benyttet lukkede stålrørspeler med grusspiss. Pelene ble utstøpt delvis med betong. Pelene ble rammet gjennom siltig leire, som enkelte steder var bedømt som kvikk. Spissen av pelen rammes ned i et lag av morene, som ligger omkring kote -23 dvs. ca. 45-50 m dybde.

På Figur 11 ses den samlede bru med planlagte peler. I begge ender understøttes hvert brulandkar av en pelegruppe med 6 stk. Ø508 mm peler. De to mellomste fundamenter består av to stk. Ø1016 mm peler under hvert brudekke. Landkarene i hver ende betegnes akse 1 og 4, og midtre fundamentene betegnes akse 2 og 3.



Figur 11: Snipp fra prosjektets Quadrimodell med lokasjon for Øverkvålbrua (Kilde: Peab)



Figur 12: Lengdesnitt for Øverkvålbrua, viser også motfylling og erosjonssikring i Kvålsbekken (Kilde: COWI)

Prosjekteringen er basert på geostatiske beregninger av pelenes bæreevne. Prosjekteringen forutsetter at pelene kommer minimum sirka 3,5-5,5 m ned i morenelaget, som er tolket til å være fast friksjonsmateriale. I prosjekteringen ble det forutsatt at pelenes bæreevne skulle dokumenteres bl.a. med utførelse av PDA-målinger og CAPWAP analyse. PDA-målingene skulle dokumentere spissbæreevnen etter ramming mens overflatemotstanden dokumenteres med de geostatiske beregninger. Det ble planlagt utført minimum 2 PDA/CAPWAP på de 8 produksjonspelene i akse 2 og 3 for de to bruene.

Utover de geostatiske beregninger og PDA-målingene, er pelenes bæreevne også bestemt ved hjelp av Rammeformel ifm. nedramming av pelene hvor der måles synk per slag, som er omregnes til bæreevne.

Basert på beregninger og data fra installeringen (bruk av Rammeformel) oppnådde alle peler tilstrekkelig bæreevne. På grunn av re-konsolidering og aldrings-effekten (aging) vil pelenes bæreevne øker over tid. Dette ble konservativt ikke inkludert ved godkjenning av peler. I tillegg ble det vurdert at grunnet for lite rammeutstyr i forhold til pelens vekt, er bæreevne iht. rammeformel noe undervurdert.

På grunn av differansen mellom pelenes vekt og lodd, var det ikke mulig å dokumentere pelenes spissbæreevne med PDA-målinger, da det ikke kunne tilføres tilstrekkelig energi til bunn av pelene.

Under pelerammingen, noen peler fikk problemer med å trenge gjennom et siltlag som trolig var innpakket i tettere leirelag over og under. Dette gjorde at pelene stoppet samt spratt i samme dybde. Det ble prøvd med tyngre hammer, men det hjalp ikke særlig. Årsak til denne oppførelsen ble vurdert å være manglende dissipasjon av poreovertrykk i siltlaget. Man valgte da å punktere siltlaget ved boring og pølsetrekking rundt de aktuelle peler, og problemet ble løst.

Figur 13: Peler for Øverkvålbrua, under utførelsen. Grusspiss sees i indre bildet (Kilde: Peab/COWI)

REFERANSER

Den norske Pelekomité, Peleveiledningen, Oslo: Norsk Geoteknisk Forening, 2012.

COWI A/S, E6 Kvål-Melhus, Geoteknisk datarapport, RAP-RIG-001, 2019.

COWI A/S, E6 Kvål-Melhus, Geoteknisk designrapport, RAP-RIG-020, 2020.

COWI A/S, E6 Kvål-Melhus, Geoteknisk designrapport, RAP-RIG-026, 2020.

K. Karlsrud, T. G. Jensen, E. K. W. Lied, F. Nowacky og A. S. Simonsen, «Significant ageing effects for axially loaded piles in sand and clay verified by new field load tests,» i *Offshore Technology Conference*, Houston, Texas, 2014.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2022

NORTHERN LIGHTS – KONTROLLMETODER PÅ BYGGEPLASS AV SJØFYLLING OG PELEARBEID

Northern Lights – Control methods at site for embankments and pile installation.

Elisa Brekke, Arne D. Stordal, Robert Bendzovski, Arne Schram Simonsen, Jesper Bjerre, Erik Bjertness, Multiconsult.

SAMMENDRAG

Northern Lights prosjektet omfatter utbygging av infrastruktur for transport og lagring av CO2 i et permanent geologisk reservoar under sjøbunnen i nærheten av Troll-feltet. Her inngår tomteplanering for en terminal med mellomlagertanker, prosessutstyr, mottaks kai og et publikums- og administrasjonsbygg. Prosjektet gjennomføres av Equinor med partnere Shell og TotalEnergy, på vegne av den norske regjeringen. Infrastrukturen for transport og lagring av CO2 skal driftes av selskapet Northern Lights DA som eies av Equinor, Shell og TotalEnergy. Multiconsult har gjennom kontrakten med Equinor hatt ansvar for lokalisering av terminal, prosjektering og oppfølging av tomteopparbeidelse, infrastruktur, marine konstruksjoner og besøkssenter. Oppfølgingsarbeidene har blant annet omfattet mudring, utfylling i sjø, dypkomprimering, erosjonssikring og peleinstallasjon for importkai. Artikkelen har fokus på anvendte kontrollmetoder, samt erfaringer fra disse kontrollobjektene.

Prosjektet viser at det er viktig å være til stede på byggeplass, spesielt ved tiltak som mudring og plastringarbeid, som krever gjensidig forståelse mellom prosjekterende og utførende for å oppnå ønsket sluttprodukt. Hyppige møter, flyt i filveksling under arbeidet og ferdigstillelse-rapporter fra entreprenør var viktig for å verifisere at utført arbeid var iht. produksjonsunderlag. Kontinuerlig oppfølging av poretrykk- og turbiditetsmålinger gav gevinst ved å kunne redusere ventetid på utfyllingssekvens i sjø. Måling av skjærbølgehastighet før og etter dypkomprimering gav god dokumentasjon på oppnådd effekt, og målingene i Ljøsøysundet viser at seismisk grunntype økte fra C til B.

Typiske kontrollmetoder for peleinstallasjon var dronefilm av pelefot, vannstandsmåling, vanntapsmåling, kjerneprøver av betong-berg overgang, sonometri av betongen og kjerneprøver av berget i forankringslengden til stålkjernepel. Disse kontrollmetodene gav nyttig informasjon for å verifisere at utført arbeid var iht. prosjekteringsforutsetningene.

SUMMARY

The Northern Lights project involves transport and storage of CO2 in a permanent geological reservoir under the seabed close to Troll field in the North Sea. The project is managed by Equinor, who is partner with Shell and TotalEnergy, on the behalf of Norwegian State. The infrastructure will be operated by Northern Lights DA, which is owned by Equinor, Shell and TotalEnergy. Through Equinor, Multiconsult had the design contract and followed up on site for infrastructure on land and quay facilities, this includes activities such as dredging, sea embankments, erosion protection, deep compaction and pile installation. This article summaries advantages and disadvantages of different control methods used on site.

INNLEDNING

Northern Lights prosjektet inngår i det nasjonale prosjektet Langskip, som består av hele verdikjeden for storskala fangst, mellomlagring, transport og deponering av CO_2. Northern Lights prosjektet omfatter utbygging av infrastruktur for transport og lagring av CO2 i et permanent geologisk reservoar under sjøbunnen i nærheten av Troll-feltet. Her inngår tomteplanering for en terminal med mellomlagertanker, prosessutstyr, mottaks kai og et publikums- og administrasjonsbygg. Terminalen ligger i Øygarden kommune. Prosjektet gjennomføres av Equinor med partnere Shell og TotalEnergy, på vegne av den norske regjeringen. Infrastrukturen for transport og lagring av CO2 skal driftes av selskapet Northern Lights DA som eies av Equinor, Shell og TotalEnergy.

Multiconsult hadde gjennom kontrakten med Equinor blant annet ansvar for grunnundersøkelser, detaljprosjektering og oppfølging av tomteopparbeidelse, infrastruktur, marine konstruksjoner og besøkssenter. Skanska var entreprenør på dette arbeidet. Dette arbeidet har blant annet omfattet mudring, utfylling i sjø, dypkomprimering, erosjonssikring og peleinstallasjon for importkai. Prosjektet hadde høyt fokus på kvalitet, miljø, helse og sikkerhet, og det ble derfor i gang satt en rekke forebyggende tiltak og kontrollmetoder for utførelsen. Blant annet var det satt krav til vannkvalitet mot nærliggende oppdrettsanlegg. Figur 1 viser oversiktsbilde av ferdig anlegg.

Figur 1. Illustrasjon av ferdigstilt Northern Lights.

GRUNNFORHOLD

Ved planlagt fylling for importkaien i Ljøsøybukta viser batymetrisk skanning at sjøbunnen hovedsakelig var hellende berg, men tynt lag av stedlige masser bestående av finsand, skjellsand og leire. Sjødybden varierer fra 16 til 25 meter.

Ved planlagt deponi i Ljøsøysundet var det registrert organisk materiale, skjellsand, silt og leire. Løsmassemektigheten varierte fra 0-8m. Sjødybden varierer fra 10 til 20 meter.

Bergartstypen i dette området er hovedsakelig granittisk gneis, men noe svakhetssoner og sprekker.

GEOTEKNISK ARBEID

Følgende geoteknisk arbeid er prosjektert og ble fulgt opp på byggeplass.

- Mudring
- Fylling på land
- Fylling i sjø
- Dypkomprimering
- Erosjonssikring/plastring
- Pelefundamentering på land for adminstrasjonsbygg
- Pelefundamentering på sjø for kai og dykdalber
- Friksjonsplate for kai

Dette arbeidet er i dag ferdigstilt, som vist på Figur 2 fra sommeren 2022.

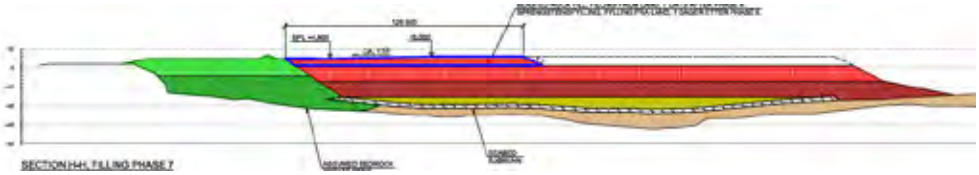
Figur 2. Dronebilde fra anleggsområdet 8 juni 2022.

Planlagt fyllingsarbeid

Utfylling i sjø er utført med sprengsteinsmasser fra sprengningsarbeidet på tomten. All mellomlagring av fyllmasser er innenfor tiltaksområdet, og det er etablert lokale knuseverk. Utfyllingen i Ljøsøysundet ble etablert som et deponi for overskuddsmasser fra sprengningsarbeidet uten bruksareal formål, og hadde derfor ikke setningskrav eller erosjonssikring. Sjøfyllingen ble kun mudret og dypkomprimert innerst i Ljøsøysundet under terminalområdet.

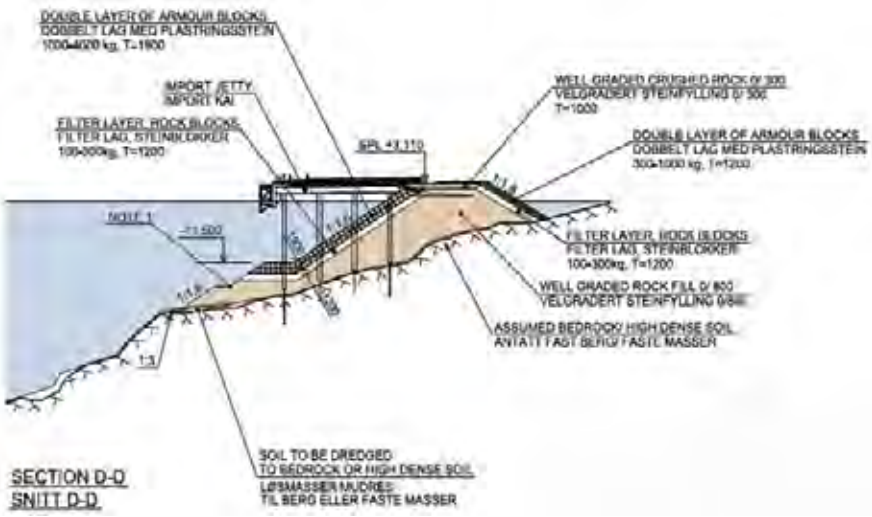
Mudringsmassene fra Ljøsøybukta ble gjenbrukt, og ble utlagt lengre ut i Ljøsøysundet under deponiområdet. Før mudringsmassene ble anbragt i Ljøsøysundet ble det lagt ut et filterlag med sprengstein som skulle forsere poretrykksutjevningen av sjøbunnen under fyllingen. Sprengstein ble deretter dumpet fra lekter over utlagte mudremasser med strenge krav til utfyllingsmønster, lagtykkelser og frekvens. Utførende startet dumpingen i senter av sundet, deretter ut mot sidene for å mest mulig forskyve de bløte massene sideveis. Sundet var inndelt i fire soner, og det ble dumpet sprengsteinsmassene i rutenett med lagtykkelse på 2 meter for hver sone. Beregninger viste at ventetiden mellom hvert lag måtte være 5 uker gitt tilgjengelig jordparametere. Det var spesifisert at ventetiden kunne nedjusteres om poretrykksmålerne gav tegn til raskere stabilisering. Fra kote -7/+2 ble det dumpet fyllmasser fra land, der endetipp

ble finjustert. Figur 3 viser et planlagt snitt gjennom Ljøsøysundet med de ulike fyllingssekvensene.



Figur 3. Ljøsøysundet planlagt utfylling snittprofil (grønt=mudreområde, hvit=filterlag, gult=mudremasser, rødt = sprengstein 0-300mm). Tegning utarbeidet av Multiconsult.

Sjøfyllingen i Ljøsøybukta for importkai og tekniske anlegg ble mudret, dypkomprimert og erosjonssikret med dobbelt plastringslag. For å oppnå ønsket stabilitet ble det etablert en hylle på sjøbunnen som gav et godt fundament for plastringsstein mht. risiko for erodering av foten. Figur 4 viser et typisk snitt for plastringsoppbygning ved importkai.



Figur 4. Typisk snitt for erosjonssikring av kaifylling. Tegning utarbeidet av Multiconsult.

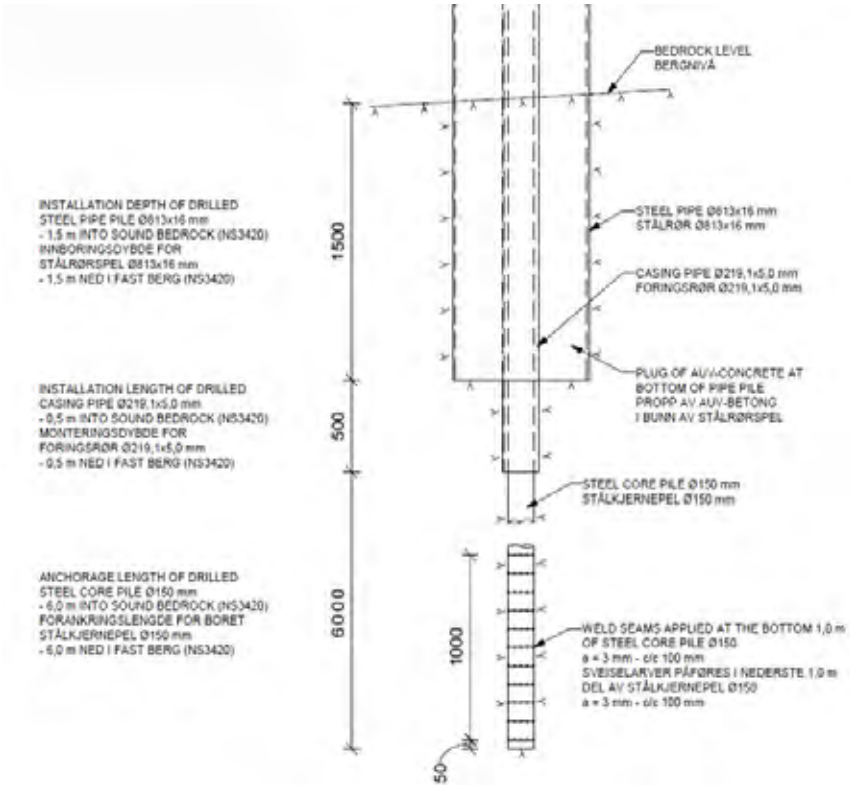
Planlagt pelearbeid

Kai ble pelefundamentert med borede ø813mm stålrørspeler forankret med ø110/150mm stålkjernepeler etter at utfylling- og dypkomprimering var utført. Hele stålrørspelen ble utstøpt med AUV-betong med armeringskurv og 3 stk. inspeksjonsrør. Totalt ble 25 peler installert for kaien og 6 peler installert for dykdalbene, der enkelte peler ble installert skrått med helning 5:1. Pelelengden var rundt 20 meter. Borede stålrørspeler ble valgt grunnet store trykk- og strekklaster fra bølger og skipslast, samt grov steinfylling over skrått berg.

Horisontalkrefter fra skip ble tatt opp av en friksjonsplate på land. En 4-legged jack-up ble benyttet for peleinstallasjon i sjø på grunn av høye krav til nøyaktighet og tøffe værforhold.

Figur 5 viser et typisk snitt for pelefot. Foringsrør for stålkjernepel utgikk i byggefase ettersom stålrør ble rensket og boring for stålkjernen kunne utføres direkte på berg med fjellborkrone.

Det ble spesifisert at det ikke skulle bores gjennom plastringslaget, men entreprenør måtte enten fjerne stein lokalt før peleinstallasjon eller plastre etter peleinstallasjonen. Sistnevnte ble valgt, henviser til kapitelet om plastring for begrunnelse.



Figur 5. Typisk snitt for fundamentering av borede stålrørpeler for kai. Tegning utarbeidet av Multiconsult.

KONTROLLMETODER I BYGGEFASE

Det var tett dialog mellom Equinor, Skanska og Multiconsult gjennom hele byggefasen med dag/ukerapportering avhengig av type arbeid. En geotekniker fra Multiconsult var til stede ca. en dag i uken under grunnarbeidet. I forkant av hvert arbeid ble det holdt et oppstartsmøte, samt arbeidsrutiner ble oversendt fra entreprenør til prosjekterende for eventuelt innspill. I etterkant av hvert arbeid oversendte entreprenør en ferdigstillelserapport, som dokumenterte at utførelsen var i henhold til produksjonsunderlaget. Spesifikke kontrollmetoder for det geotekniske arbeidet er oppsummert under.

Mudring

Kontrollmetoder mudring

Følgende kontrollmetoder ble anvendt:

- Visuell stikkontroll av materialet i grabb
- Bildedokumentasjon av mudremasser
- Kartlegging med multistråle før og etter mudring som kontroll mot teoretisk mudremodell.

Resultat og erfaring

Det ble benyttet sjøkran og grabb for å mudre vekk et løse masser av skjellsand, bløte leire, siltig finsand og organisk materiale, se Figur 7. Mudringen ble stanset ved faste masser som morene eller skjellsand innblandet med store og små stein. Visuell vurdering av grabb/mudringsmasser var viktig kontrollpunkt for å være omforent om løsmassetolkning sammen med entreprenør, samt som et kontrollpunkt for å verifisere at mudringsarbeidet var ferdig og utført iht. prosjekteringsforutsetningene. Stoppkriteriet for mudring i ett punkt var når grabben hadde i underkant av 30% bløte masser.

Lekteren var utstyr med GPS og ekkolodd, og fartøyet hadde til en og hver tid oppdatert mudret sjøbunn. Terrengmodellen skiftet farge når det var lik eller dypere enn teoretisk mudremodell.

Det var nyttig å ha tilgang til ulike grabber for å oppnå godt resultat, da det ble brukt ulik grabb for ulike type løsmasser, henviser til Figur 6 til mudringsgrabbene til Skanska. Kassekrabb er mest egnet for fine, bløte masser. Kassegrabb er spesielt egnet for forurenset masser, da det gir svært lite spredning, samt at flat ende i kassen gir mindre overmudring. Kassekrabb med tenner ble benyttet for fastere masser når det blir for høy motstand i kassegradden. Appelsingrabb ble brukt hovedsakelig til å flytte større steiner mht. tilkomst og i plastringsarbeidet.

Figur 6. Mudringsutstyr til Skanska, befaringsbilde våren 2021.

Figur 7. Mudremasser

Utfylling fra lekter og land
Kontrollmetoder
Følgende kontrollmetoder ble anvendt:

- Kartlegging med multistråle ekkolodd for hvert utlagt lag/sone.
- Kartdata og tidshistorikk for utlagt lag/sone.
- 3 stk. sikteanalyse utført av Testlab Vest AS av utlagt fyllingsmateriale.
- Kontinuerlig innmåling av fyllingsfront
- Kontinuerlig oppfølging av poretrykksmålere.
- Kontinuerlig oppfølging av setningsmålere.
- Kontinuerlig oppfølging av turbitets-, vibrasjonsmålere og strømforhold.

Resultat og erfaring
Det ble benyttet slepebåt og splittlekter for dumping av fyllmasser over mudremasser lengre ut i sundet. Lekteren var utstyr med GPS-sender. Pro-system/Pro-lec maskin styring mellom slepebåt og lekter fungerte bra for å oppnå riktig posisjon på lekter iht. prosjektert rutemønster. Dumping fra senter og ut mot sidene gav ønsket resultat mht. til miljø, da støvsky kom inn mot land og ikke ut mot havet. Forskyving av bløte masser mot sidene var vanskelig å kvantifisere.

Det ble utført en sikteanalyse for utlagt fylling i dybde 1-2m. Kun fylling med steinstørrelse 63mm til 360mm ble siktet i felt med standardiserte sikteintervaller og veiing, mens større steiner ble målt i felt. Siktanalysene gav akseptabel kornfordeling der gradering, c_u, var mellom 20-40 og finstoff mindre enn kornstr. 0,063mm var enn 1,7%. Til ettertanke bør sikteanalysene bli tatt før fyllingen ble utlagt for å få ett mer realistisk resultat, da større stein så dypere i fyllingen og ble ikke inkludert i sikteanalysen.

En landmåler målte inn fyllingsfront for å oppnå en jevn front gjennom hele utfyllingen, som verifiserte at utførende overholdt krav om at det fyltes ut 2 meter ut fra fyllingskant før neste naboområdet ble fylt ut 2 meter.

Fem stk. poretrykksmålere ble plassert i midten og langs sundet i de stedlige massene på sjøbunn. Det ble utført inspeksjon med ROV etter installasjon av bunn rør for å verifisere vellykket installasjon uten tegn til skader. Generelt ble det observert lavere poreovertrykk enn forventet. Dette kan skyldes flere drenerende lag observert fra CPTene. Efter en tids dumping og oppfølgning ble ventetiden mellom hvert lag/sone redusert fra 5 til 3 uker.

Fire stk. setningsmålere var plassert omtrent i samme posisjon som poretrykksmålerne. Det ble observert opptil 30 cm setninger. Hensikten med setningsmålerne var å samle data for vurdering av global stabilitet og massebalanse. Det er ikke setningskrav på fyllingen utenfor det mudrete området.

Siltgardin og luftgarding ble installer for mudring og utfylling i sjø. Luftgardinen og elektrokompressorer ble etablert når det måtte lages åpning i siltgardinen for lekter transport under mudring. Siltgardinen ble kontrollert månedlig med ROV for å dokumentere ev. skade. Gardinen oppnådde ønsket effekt, akseptable turbiditetsmåleverdier og synlig effekt som vist i Figur 8.

Figur 8. Utfylling i sjø med silt- og luftgardin (mottatt av SKANSKA, 2021)

Dypkomprimering

Kontrollmetoder

Følgende kontrollmetoder ble anvendt:

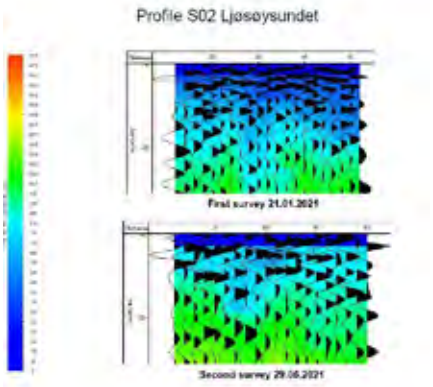
- Testkomprimering ved ulike grunnforhold
- Målt skjærbølgehastighet med overflate seismisk for et profil.
- Utfylt protokoll med dokumentasjon på fallenergi, stikningsdata for krater og antall overfarter.

Resultat og erfaring

Gjennomsnittlig skjærbølgehastighet økte i området 43%-50% etter dypkomprimering, se Figur 9. Skjærmodul for små tøyninger, G_{max}, økte vesentlig mer siden $G_{max} = \rho \cdot v_s^2$ og

densiteten også økte av dypkomprimeringen. Dette viser at dypkomprimering gav ønsket effekt på stivhet mot fremtidige setninger, og var en nyttig kontrollmetode. Skjærbølgehastighetene i området $v_{s,30}$=750 m/s – 1380 m/s viste at grunntype B kan forsvares for dypkomprimert steinfylling i dette prosjektet.

Vi erfarte at rutenett for fallmønster lik 3x3m var litt trangt og gav overlappende kratere, gitt den energien og falloddet som ble brukt. Det var vanskelig å komprimere nærmere enn 5 meter fra fyllingskant uten at det kom deformasjon eller ujevn fyllingskant. Det er også viktig å ta høyde for at innsynkingen i kratene er mindre enn hav/grunnvannsnivå for å unngå ventetid pga. steinsprut. Antatt fallmønster og antall dropp (og energi) skal tilpasses/vurderes etter testkomprimering.



Figur 9. Resultat fra skjærbølgemåling før og etter dypkomprimering, utført av NGI 2021

Peleinstallasjon, stålrør
Kontrollmetoder under boring
Følgende kontrollmetoder ble anvendt:

- Lodde- og sentermåling
- Kontroll av boredata
- Kontroll av rørlengde mellom hver sveis
- Kontroll av borkaks mht. løsmasse- og bergartstype

Kontrollmetoder etter boring
Følgende kontrollmetoder ble anvendt:

- Inklinometermåling/Lodde- og sentermåling
- Visuell observasjon om vannet var klart under rensking av pelefot
- Utfylt boreprotokoll med blant annet rørdimensjon, innboret forankringslengde, rotasjonshastighet etc.
- Stikkontroll av sveis med magnet+ultralyd rundt pel

Kontrollmetoder etter rensk
Følgende kontrollmetoder ble anvendt:

- Undervanns dronefilm etter rensket pelefot
- Vannstandsmåling

Resultat og erfaring

Stålrøret var boret med symmetrisk boring og ringborkrone samt reversibelt system for returmasser, som ble pumpet inn til land-deponi. Peleinstallasjon gav senter- og loddmåling innenfor +/- 200mm og +/-2% kravet. Nøyaktigheten skyldes flere forhold som god maskinfører, stabil jack-up, værforhold og at stålrørene var boret. Ansett av stålrør i skrått berg ble utført med hjelp av sidestøtte og meisling (hammerboring uten rotasjon). Å oppnå godt feste for jack-up-beina var utfordrende, da det er krevende å feste beina på skrått berg uten fylling eller ved for store steiner (mer enn 1000mm) som vist i Figur 10. Det er heller ikke egnet om grunnforholdene er for bløte, og vi får problemer med stabiliteten.

Inklinometer av hele pelelengden erfarte vi gav samme resultat som innmåling av to punkter langs oppstikkende pel fra havoverflaten utført av landmåler, grunnet pel ikke hadde krumning av betydning. Inklinometermåling ble avsluttet tidlig grunnet tekniske utfordringer, og vi fortsatte med kun landmåler.

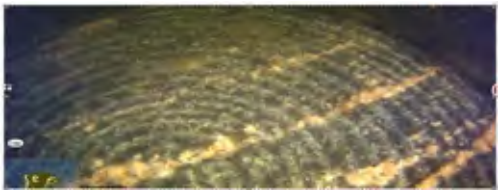
Undervanns dronefilm ble utført raskt etter rensk for å unngå rust og partikler i vann, som ville ha gitt dårlig sikt. Figur 12 viser tydelig berg i pelefot, der berget har merker etter ringborkronen. Avvik med småstein og slam ble avdekket, og avvikene ble lukket med mer rens og ny film dokumentasjon.

Multiconsult hadde beskrevet at alle pelefot skulle være helt tett for å få en tørr utstøpning med ev. tiltak som injisering av fot. I samarbeid med Equnior og Skanska ble vi enig om å forholde oss til vannstandskravet og støpe hele pelelengden med AUV-betong, da sannsynligheten for innlekkasje var høyst sannsynlighet hvis pelene skal være helt tørre grunnet stor trykkforskjell. Tettheten i pelefot ble vurdert med vannstandskrav, det vil si å fylle opp vann innvendig i pel og målet hvor raskt vannivå i pel var likt havnivå. Kravet ble satt til at det måtte gå minimum 5 minutter for vannivå i pel var likt havnivå. Dersom vannstanden sank raskere, skulle det vurderes å injisere pelefot for å unngå utvasking av betong og slaminntrengning. Vi erfarte at enkelte peler sank så raskt som 2-3 min til havnivå. Fremfor å injisere ble det valgt å renske bort slammen i pelefot rett før støp og støpe med overtrykk (dvs. at vannivå i pel av høyere enn havnivå, og AUV-betong ble fylt fra bunn og til topp pel under vann).

Kontinuerlig dialog og oppfølgning var avgjørende ift. flytting jack-up var irreversibelt, ettersom konflikt mellom fartøy/bein og stålrør forhindret tilbakeflytting av jack-up, som vist i Figur 11. I dette prosjektet ble det sendt boreprotokoller manuelt. Dette gav større risiko for tidsskjevhet mellom oppfølgning og utførelse. Det er ønskelig å finne en mer effektiv deling av boredata.

Figur 10. Bein på Jack up i grov fylling og skrått berg (mottatt av Skanska, 2021).

Figur 11. Stålrørinstallasjon fra jack-up (Befaringsbilde, 2021).



Figur 12. Undervanns dronefilm av rensket pelefot (mottatt av Skanska, 2021).

Peleinstallasjon, stålkjerne

Kontrollmetoder før boring av i berget

Følgende kontrollmetoder ble anvendt:

- 6 stk. kjerneprøver av berg i forankringssonen inkl. trykktesting og bergkvalitet vurdering.
- Visuell observasjon av sveiselarve i forankringssonen

Kontrollmetoder etter boring av i berget

Følgende kontrollmetoder ble anvendt:

- Klinkertest med spettlodd
- Vanntapsmåling i forankringssonen
- Visuell observasjon av sveisemønster for heft i forankringslengden på stålkjernepel

Kontrollmetoder etter stålkjerne var plassert

Følgende kontrollmetoder ble anvendt:

- Klart vann ved rensk
- Dronefilm
- Posisjon
- Utfylt boreprotokoll med blant annet rørdimensjon, innboret forankringslengde, rotasjonshastighet etc.

Resultat og erfaring

Vanntapsmålingene gav god indikasjon på om det var svakhetssoner i berget og behov for injisering av pelefot grunnet risiko for utvasking av gysemørtel. Vanntapsmåleren ble satt i berghullet på undersiden av stålrør. Kravet var satt til mindre vanntap enn 1 liter per minutt ved min. 1 bar overtrykk i berg-hullet for stålkjernen. Alle peler oppfylte krav, så det var ikke behov for injisering.

Det ble utført kjerneprøver av berget før installasjon av stålkjernepel for å verifisere bergkvaliteten ved forankringslengden. Det ble utført USC-trykktest på kjerneprøvene, som verifiserte en granittisk gneis med trykkfasthet rundt 100-200 MPa. Det var tidkrevende å ta opp kjerneprøvene, opptak av kjerneprøvene kom derfor tidsmessig skjevt ut i forhold til stålkjerneinstallasjonen. Denne metoden gav kostnadsbesparelser av utførelse, men gav ikke best mulig utbytte ettersom kjerneprøvene ble tatt for sent i forhold til stålkjerneinstallasjon. Det anbefales at kjerneprøvetaking utføres under prosjekteringen fremfor under installasjon.

Slam i pelefot ble kontrollert med spettlodd og klinkertest ved dropp av stålkjernen i berghull. Vi erfarte at stålkjernen ble dyttet til siden ved gysing av forankringslengden. Av den grunn ble det stålkjernen sikret til å stå sentriske posisjon ved å sveise et armeringsjern fast før gysing, som vist i Figur 13.

Figur 13. Sikringstiltak før gysing av stålkjernepel (Befaringsbilde, 2021)

Peleinstallasjon, undervannstøp
Kontrollmetoder før støp
Følgende kontrollmetoder ble anvendt:

- Fullskala prøvestøp på land
- Terningprøver og kassetest (trykkfasthet-, luft- og utbredelsemåling av betong)
- Rensk og luftblåsing av rustslam i pelefot

Kontrollmetoder under støp etter armeringskurven var plassert
Følgende kontrollmetoder ble anvendt:

- Støpeloggkontroll.
- Visuell observasjon av betongkvalitet

Kontrollmetoder etter støp
Følgende kontrollmetoder ble anvendt:

- 6 stk. kjerneprøve av betong-berg overgangen i inspeksjonsrør.
- Sonometrimåling av utstøpt utvalgte peler i inspeksjonsrør.
- Sluttposisjon (senter og loddeavvik)

Resultat og erfaring
Fullskala teststøp på sjøfylling med fullstøpt pel med AUV-betong verifiserte at utstøpingsmetode var bra, og ikke behov for større endringer i støpeprosedyren. Pelen ble splittet i to etter støp for å undersøke god utstøpning mot pelevegg og ned mot bunn pel, som

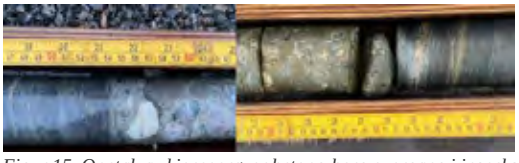
viste lite slamansamling, se Figur 14. Vi erfarte at AUV stoffet må blandes inn samtidig som vann og sement for å unngå klumper.

Kjerneprøvene ble tatt for 5-6 peler i kai-hjørnene og dykdalbene, og dokumenterte ingen slam, homogen betong og god heft i overgangen mellom betong og berg. Kjerneprøvene bekreftet at utett pel gav godt resultat med bruk av AUV-betong og overtrykk i pel. Enkelte kjerneprøver av betong-berg overgang var stedvis brukket av i overgangen sannsynligvis pga. vibrasjoner ved opptak av prøve, se Figur 15.

Det ble utført terningsprøve og luftprøvemålinger av AUV-betongen. Kravet til luftinnholdet var satt lit 2,5% som frostsikring, ettersom betongen er utsatt for frost i skvalpesonen. Målt innhold lå mellom 1,9-2,4%, mens under prøvestøp var det målt 3,1%. Oppnådd trykkfasthet av AUV-betongen var mellom 45-50 MPa.

Tre stk. ekkolodd ble ført ned i inspeksjonsrør for å måle betongkvaliteten, se Figur 16 og Figur 17. Sonometrimålingene verifiserte godt utstøpt pel, men unntak en pel som viste dårlig støp de øverste 0,5 m. Avviket ble lukket etter kjerneprøveopptak, som verifiserte homogen og god støp. Det ble konkludert med at utslaget skyldes fett på inspeksjonsrør, utslag fra skjøt eller sveising av armering kan ha gitt skade på inspeksjonsrør.

Figur 14. Full skala teststøp på land. Pel ble splittet to.



Figur 15. Opptak av kjerneprøver betong-berg overgang i inspeksjonsrør (mottatt av Skanska, 2021).

Figur 16. Før og etter utstøpt pel (Befaringsbilde, 2021)

Figur 17. Sonometri måling av betong i inspeksjonsrør (Befaringsbilde, 2021)

Plastring

Kontrollmetoder

Følgende kontrollmetoder ble anvendt:

- Feltobservasjon:
  - Minimum tre kontaktpunkt for hver blokk.
  - God helning og forband mellom steinene.
  - God steinkvalitet (ikke oppsprukket stein og flat stein/ugunstig/rund form).
- Undervanns dronefilm for å dokumentere overnevnte krav i bølgepåvirkningsområdet og plastring rundt pel.
- Kartlegging med multistråle for dokumentasjon av helning og lagoppbygning
- Stikkontroll av vektdokumentasjon for plastringstein.

Resultat og erfaring

Befaringen ble utført fra båt ved lavvann i tidlig fase, som påpekte manglende forband, få kontaktpunkt, ugunstig helning og steinform på forskjellige steder, se Figur 18. Manglene ble rettet opp, og resterende plastring i prosjektet ble bygd uten noen mangler, Figur 19. Tilstedeværelse tidlig i prosjektet under plastringarbeidet var derfor en viktig kontrollmetode for å være omforent på plastringsmetode. Flere runder med multistrålekartlegging var viktig for å verifisere vanndybdekrav ved kai. Undervanns dronefilm var effektiv kontrollmetoden for å verifisere at plastringstein lå tett og stabil rundt pel, se Figur 20, ettersom pelesenteravstand var rundt 6-7 meter var det greit å komme til med appelsingrabb.

Skanska valgt å plastre etter pelene var installert på grunn av risiko for utvasking grunnet vann- og luftspyletrykk under peleinstallasjonen, som kan gi setninger og ustabile forhold. Det er også tidkrevende og vanskelig å fjerne alle enkelt steiner i peleposisjon. En uferdig plastring gir ustabile forhold, som også var ugunstig for Jack-up beina.

Figur 18. Plastring i starten av plastringarbeidet (Befaringsbilde, 2022).

Figur 19. Plastring ved ferdigstillelse (Befaringsbilde, 2022).

Figur 20. Dronefilm dokumentere plastring rundt pel (mottatt av Skanska, 2022)..

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2022

BYGGING AV KULVERT UNDER JERNBANEN FOR NYTT DRAMMEN SYKEHUS

Construction of Culvert under Railway for New Drammen Hospital

Sébastien Rességuier, Rambøll Norge AS

SAMMENDRAG

Nytt Sykehus i Drammen er under bygging på Brakerøya i Drammen og planlegges ferdigstilt i 2025. Sykehuset etableres i et gammelt industriområde ved Drammensfjorden på Brakerøya. Som en del av prosjektet, etableres det en hovedadkomstvei i en kulvert under Drammensbanen. Etablering av kulverten er utført under et togbrudd på 6 uker i sommeren 2021. For å etablere kulverten var det nødvendig å grave ca. 3m under grunnvannsnivå og derfor behov for spunt rundt hele byggegropen. Prosjektering av spunten måtte ta høyde for den korte byggeperioden og begrensninger pga. infrastruktur rundt. Det ble derfor valgt en løsning med seksjonsvis utgraving og støping av et raskt herdende betongdekke i traubunn.

Overdelen av kulverten veier 1600t og er forhåndsstøpt utenfor byggegropen. Den er kjørt inn på plass med hjelp av flyttevogner etter at nederste delen av bunnplata er støpt. Kjøreveien måtte dimensjoneres for å begrense deformasjoner og dermed skader på kulverten under innkjøringen og nedsetting.

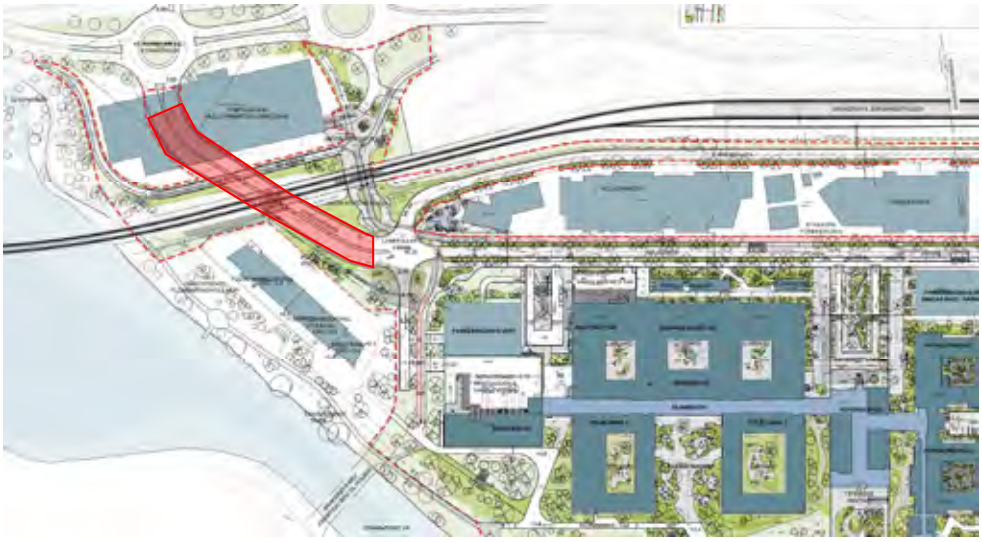
SUMMARY

The New Hospital in Drammen is under construction in Brakerøya and inauguration is planned for 2025. The hospital is constructed in an old industrial area located along Drammen fjord shores in Brakerøya. A part of the project is to establish the main access road to the hospital in a culvert under the railway between Drammen and Oslo. The culvert is established during a 6 weeks traffic stop in summer 2021. It is necessary to excavate 3m under water level to establish the culvert such that sheet pile walls are used around the whole excavation pit. The design of the sheet pile wall had to account for short construction time and large amount of infrastructure in and around the worksite. A solution with stepwise excavation and casting of a quick curing concrete slab at the bottom of the excavation is therefore chosen to establish the pit and support the sheet pile.

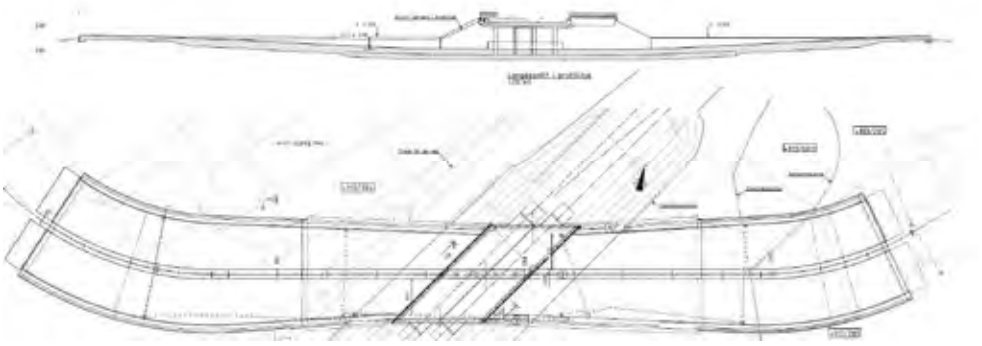
The culvert topside weights 1600t and is casted outside the pit, prior railway traffic stop. It is then moved to its final location with self-propelled modular transporters after the lower part of the bottom slab is constructed. The transport road had to be designed to support the transport load with tolerable deformations to limit damages under moving and landing.

INNLEDNING

I forbindelse med bygging av Nytt Drammen Sykehus er det behov for å etablere hovedadkomstvei fra Strandveien til Brakerøya under den eksiterende Drammenbanen. Adkomstveien skal ha fire felt og må dimensjoneres for 200 års flom. Derfor må veien etableres i en vanntett betongkulvert med tilhørende vanntette betongramper på begge sider. Selve kulverten er ca. 20 m bred og 27 m lang mens hele den vanntette konstruksjonen er ca. 170 m lang. Kulverten er direktefundamentert og etableres ved Bragernesløpet av Drammenelva som vist i Figur 1 og Figur 2. Grunnvannstanden i området er sterkt påvirket av vannstanden i Drammensfjorden. Det skal graves ca. 4,5m under dagens terreng for å bygge kulverten, hvorav 3 av dem er under normal grunnvannstand. Jernbanen ligger i tillegg på en lettfylling ca. 4,5m over terrenget.



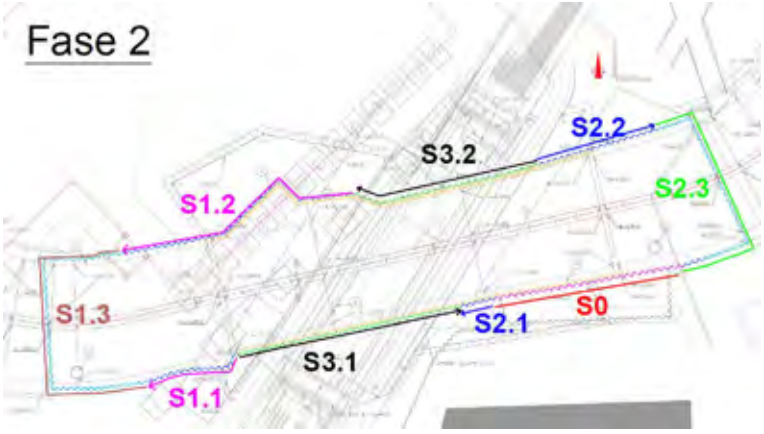
Figur 1 Utomhusplan over Nytt Drammen Sykehus og kulverten (i rødt)



Figur 2 Oversiktstegning over kulverten

Normal grunnvannstanden i området er rundt kt. 0,0. En 5års flom med helårs data er på kt. +1,2 mens historisk data fra stedet viser at høyeste grunnvannstand registrert i perioden Juni – August i de siste 30 år er på ca. kt. +0,9. Det er derfor prosjektert for en grunnvannstand under byggeperioden på kt. +1,2 slik at man har tilstrekkelig sikkerhet mot oversvømmelse i byggegropen i byggeperioden. Spunt brukes også for å redusere behovet for riving og gjenoppbygging av den eksisterende jernbanefyllingen. Kulverten ble bygget under en periode på 6 uker med togbrudd sommeren 2021, og et av fokusområdene for prosjekteringen var derfor å finne en tidseffektiv løsning for byggegropsikring.

Det er brukt Z-spunt med forskjellig tverrsnitt langs byggegropen. Store deler av spunten ble rammet utenfor jernbanen før togbruddet. Totalt ble det rammet ca. 3600 m^2 med spunt før togbrudet. 1400m^2 spunt er rammet under togbrudd langs en spuntlinje på 83m. I spuntplan i Figur 3 vises det et utklipp av faseplanen for spunting. Spuntlinje S0, S1 og S2 er rammet før togbruddet mens spuntlinje S3.1 og S3.2 er rammet under togbruddet.



Figur 3 Spuntplan

I løpet av de 6 ukene måtte følgende arbeidene utføres:

- Rive eksisterende jernbanefylling som består av lettklinker, EPS blokker, betongplate og jernbanens underbygning/overbygning samt infrastruktur for bane
- Forgrave spuntlinjen på 83 m
- Ramme ca. 1400m^2 spunt
- Sveise en lastforedelende pute på spunten
- Seksjonvis graving av ca. 8500m^3 løsmasser med støping av avstivende arbeidsdekke
- Armere og støpe nedre del av bunnplata for kulverten og rampene
- Kjøre inn kulverten
- Armere og støpe øverste del av bunnplata for kulverten og rampene samt de sideveggene opptil terreng
- Reetablere jernbanefylling
- Reetablere jernbanen

GRUNNFORHOLD

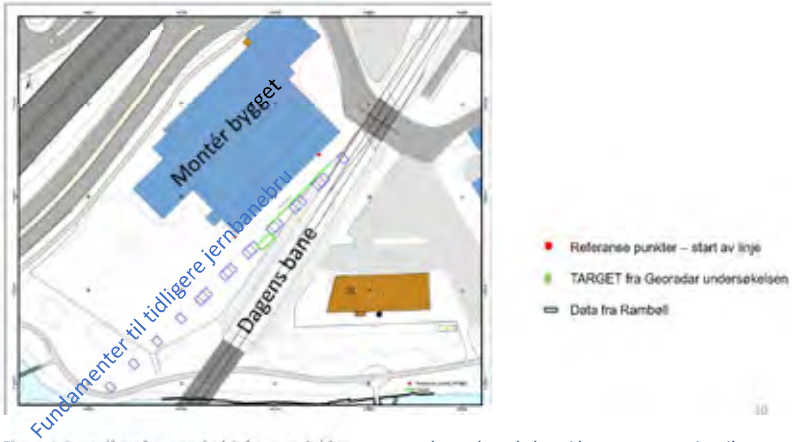
Kulverten ligger omtrent parallelt med den tidligere strandlinja ned mot Drammensbukta, på sjøsiden. Området har blitt fylt ut i flere omganger mellom 1939 og år 2000. Løsmassene består av et lag med fyllmasser med mektighet mellom 5 og 10 m som dekker et lag med leirig, siltig elvesand til dybder mellom ca. 8m og 15m. Under dette finnes det et tykt lag med leire over morene. Dybden til berg varierer mellom ca. 65 og 80m i området.

Fyllmassene består av varierende lag med leire og sand. I enkelte borpunkter finnes det mindre lommer med sagflis, tegl og organiske masser. I flere av borpunktene er det funnet steiner i fyllmassene og dette bekreftes av totalsonderingene. under graving er det i tillegg påtruffet flere større gjenstander (stålbjelke, kreosot, osv.) i fyllmassene. Det ble også i forbindelse med ramming av spunt for en pumpestasjon på sør-siden av jernbanen påtruffet flere gjenstander som førte til brudd i spunt og omprosjektering av spuntlinja. På grunn av begrenset tid for bygging av kulverten var det derfor viktig med detaljert kartlegging av mulig hinder i fyllmassene.

FORBEDELSER

Som forberedelse til arbeidene er det samlet opp historisk informasjon fra området. Kulverten og spuntlinja går delvis under tidligere fotavtrykk for et næringsbygg (Montér-bygget) som var fundamentert på betongpeler og ble revet i forbindelse med prosjektet. Kulverten krysser i tillegg traséen til den gamle drammensbanen som gikk over en bru like nord for dagens trasé for å krysse Drammenelva. Det er fem av de gamle brupilarene, bestående av betongsøyler fundamentert på trepeler, som ligger i direkte nærhet til spuntlinja.

Som videre kartlegging av mulige hinder i fyllmassene er det utført en undersøkelse med georadar i området på nordsiden av banen hvor den gamle brua for Drammensbanen ligger. Undersøkelsen har ikke avdekket fundamentene til den gamle brua, trolig fordi de ligger for dypt. Allikevel er det funnet mulig tilstedeværelse av en rørtrasé samt et større areal som kan være et fundament eller en plate (se Figur 4).

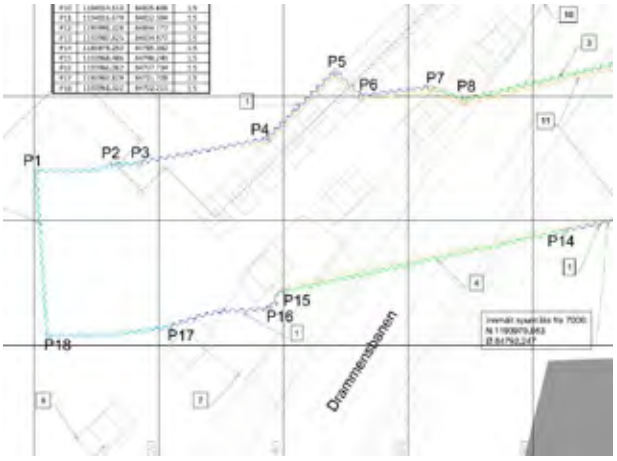


Figur 4 Oversiktsplan med objekter avdekket av georadarundersøkelsen i lysegrønn, omriss til antatt plassering av de gamle brupilarene vist med blå linjer.

Det ble utført prøvegraving i områder hvor man har hatt mistanke om gjenstander i grunnen fra georadarundersøkelsen. Under prøvegravingen ble det påtruffet en større struktur av lettbetong som kan stemme med en tidligere lasterampe. Pelehodene til peler for Montér-bygget er i tillegg frigravd og innmålt for å bekrefte plassering fra tegningene.

På grunn av vanskeligheter med ramming av spunt på sør-siden av banen er det i tillegg valgt å utføre sonderboringer i den delen av spuntlinjen som krysser banen. Sonderboringene er utført hver 1,4 m langs spuntlinjen og traff ingen hinder for spunting under planlagt dybde for forgraving.

Alt av informasjon om gamle fundamenter er samlet inn slik at spuntlinja kan tegnes for å unngå disse. Spuntlinja måtte følgelig gå rundt kjent hinder som ikke kunne forgraves før spunting. Se Figur 5 under som viser spuntlinja og omriss av forventet hinder i fyllmassene. Det ble også valgt å ha en borerigg tilgjengelig for boring av rørspunt i tilfelle det skulle treffes et hinder det ikke er mulig å komme rundt med Z-spunt. Det ble ikke behov for å sette rørspunt under arbeidene.



Figur 5 Spuntplan med omriss av forventede hinder under terreng

PROSJEKTERING

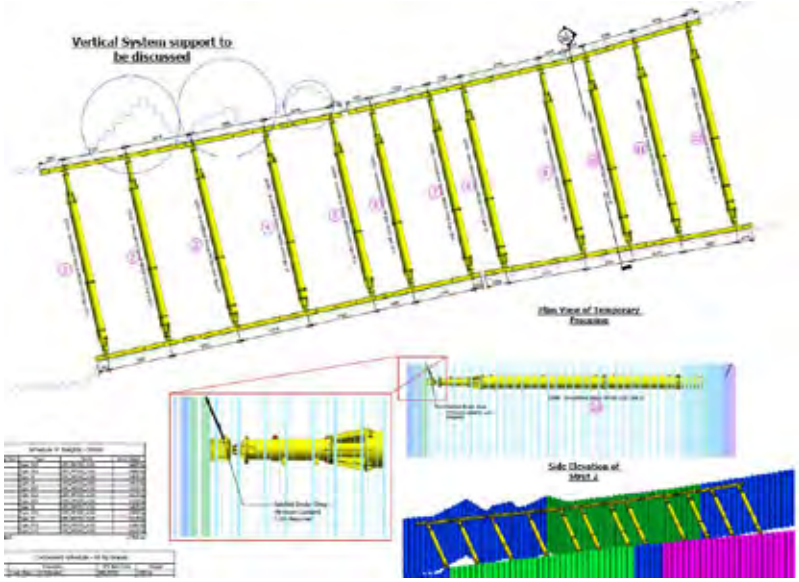
I løpet av prosjekteringen er det undersøkt flere metoder for sikring av byggegropen.

Den første metoden er avstivning med et system bestående av pute og stålrør som tverrstivere. Disse sveises på spunten før det graves ned til traubunn. Det støpes deretter et avstivende arbeidsdekke under hele byggegropen og videre fjernes stivere. Se Figur 6. Det ble estimert fra utførende entreprenør at montasje av pute og avstiver, gravearbeider under dem og støping av arbeidsdekket skulle ta omtrent 3 til 4 uker. Hvorav 2 uker skulle brukes til sveising og montering av avstivningssystemet. Løsningen er gått bort ifra pga. tidskrevende og komplisert gravearbeid mellom stivere.

Figur 6 Spuntplan for den første vurderte løsningen. Pute og stålrørstiver i rosa.

Den neste metoden for byggegropssikring var med flyttbare hydrauliske stålstivere. I den løsningen brukes det et prefabrikkert, justerbart putesystem som henges på toppen av spunten ved hjelp av en kjetting og et kroksystem. Puten presses så mot spunten med hjelp av de hydrauliske stivere til ønsket forspenningslast er oppnådd. Se Figur 7 under.

Med dette systemet ble tiden for etablering av avstivningssystem, gravearbeider samt støping av arbeidsdekke redusert til ca. 2 uker. Løsningen presenterer derimot utfordringer med montering av avstivere da hver avstiver veier ca. 14 til 16t og derfor krever et stort kran for heising som må plasseres nær spunten. Gravearbeidene er også like komplisert som for løsningen med sveisede stålrørsstivere.



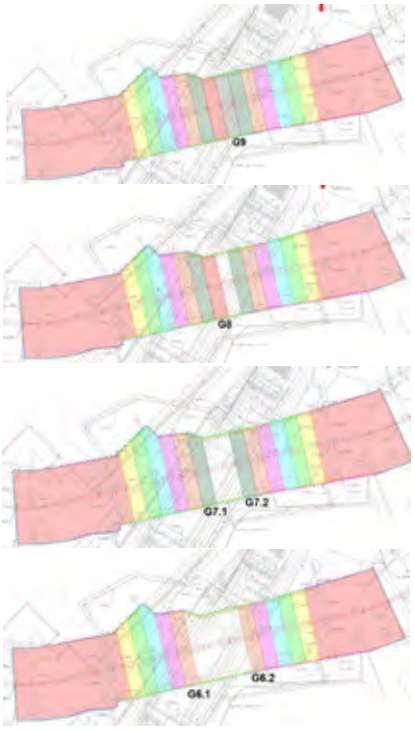
Figur 7 Spuntplan for løsningen med hydrauliske stivere

Den siste metoden undersøkt for etablering av byggegropen er seksjonsvis graving av byggegropen med seksjonsvis etablering av det avstivende arbeidsdekket. I denne løsningen graves det striper på 5m bredde på tvers av byggegropen. Det støpes umiddelbart et 250mm betongdekke av rask herdende betong i traubunn. Det ventes deretter til betongen har oppnådd tilstrekkelig styrke (trykkstyrke på 15MPa i dette tilfelle) før man graver neste seksjon.

Det brukes en B55 betong tilsatt herdingsakselerator og det er tatt terningsprøver av levert betong etter 12 timer herding, som viser styrke godt over nødvendig trykkstyrke. Hver gravefase er derfor planlagt å vare 24t inkludert graving, støping og herding av betongdekket i traubunn.

Byggegropen deles inn i 14 seksjoner med 5m bredde. De to første seksjonene graves ut alene mens for de andre seksjonene kan det graves to seksjoner samtidig (se Figur 8 under). Med denne metoden er det mulig å starte med forskaling og armering av bunnplaten samtidig som naboseksjonene graves ut slik at mer parallelt arbeid blir mulig. Utgraving og støping av arbeidsdekke for hele byggegropen er estimert til ca. 2 uker med denne metoden. Forskaling og armering av bunnplaten kunne starte parallelt med gravearbeidene i den andre av disse to ukene.

Det er denne metoden som er valgt for utførelsen da den er den mest tid og kostnadseffektive.



Figur 8 Utklipp fra faseplan for seksjonsvis graving av byggegropen. Det graves først seksjon G9, deretter G8, deretter G7.1 og G7.2 parallelt, G6.1 og G6.2 parallelt, osv.

For beregning av spuntens stabilitet utnyttes det 3D effekter fra seksjonsvis utgraving hvor motstand av naboseksjoner som ikke var utgravet ble benyttet. Det bidraget beregnes basert på størrelsen og geometrien av bruddflaten fra 2D analysen. Bidraget består av den horisontale komponenten av skjær langs den delen av bruddflaten som ikke er i plan. Den inkluderes som en stabiliserende linjelast påført på spunten i 2D plantøyningsanalyser. Dette gjøres for den fasen hvor det er gravd til traubunn mens arbeidsdekket enda ikke er støpt. Varierende graveseksjonsbredder er undersøkt for å finne bredden som tilfredsstiller stabilitetskravene.

Det er i tillegg etablert en full PLAXIS 3D modell av byggegropen for å vurdere forventede setninger under og rundt kulverten. Dette er gjort for å få en mer realistisk modellering av situasjonen da kulverten krysser jernbaneoppfyllingen skrått og utgravingsdybder er signifikant større i midten av byggegropen enn i endene. Terrenget på sørsiden av banen er i tillegg noe lavere enn på nordsiden. Det er beregnet en større terrengheving (ca. 120mm rett utenfor spunten) i forbindelse med graving av banen. Dette skyldes stor dybde til fjell og tykkelsen av leirelaget som avlastes. Det er imidlertid usikkert hvor realistisk denne hevingen er og hvor fort hevingen skjer da avlastningen blir kompensert av kulverten i løpet av en 3-4 ukers periode.

Setningsutviklingen er registrert daglig på toppen av spunten og rundt byggegropen gjennom hele graveperioden. Riving av banen er utført over en periode på ca. 4 dager mens forgraving og spunting er utført over 3 dager. Over denne perioden er det registrert ca. 5mm heving i alle setningsmålingspunkter. Hevingen utvikler seg gradvis gjennom denne perioden.

Målingene viser horisontal forskyvning av spunten på ca. 6 til 7 cm ved utgraving av spuntseksjonene. Forskyvning av spunten utvikler seg raskt under graving av hver seksjon og ingen videre forskyvning er registrert i spunten etter at seksjonen er støpt. Horisontalforskyvninger er også målt på kontaktlednings (KL)master på toppen av jernbanefyllingen som står 10 til 20m bak spunten. Det er målt horisontale forskyvninger som hovedsakelig er mindre enn 10mm bortsett fra en mast som har ca. 20mm. Vertikale setninger er godt under 10mm i alle KL mastene.

FREMDRIFT

Spuntarbeidene (i togbruddet) ble estimert til å vare tre dager hvorav ca. en dag skulle brukes til forgraving i spuntlinja og resten brukes til ramming av spunt. For ramming av spunt er det brukt vibrolodd hengende fra mobilkran i tillegg til en spuntrigg. I fremdriftsplanen er det estimert at det rammes ca. 35m^2 spunt per time, noe som stemmer godt med faktisk samlet fremdrift med spuntriggen pluss vibrolodd over de to dagene med spuntramming. Spuntriggen var mye mer effektiv enn vibrolodd og klarte å ramme oppimot 30-40 m2/time når den var i drift. Det var planlagt med mulighet for 24t drift for spunting, men dette ble ikke benyttet fullt ut.

For graving er det hovedsakelig benyttet to gravemaskiner. Graving av en dobbel seksjon på ca. 750m^3 løsmasser (f.eks G6.1 + G6.2) tok omtrent 7 timer, dvs. ca. 50m3/time for hver gravemaskin. Fremdriften for graving ble delvis begrenset pga. plassbegrensning for lastebilene

Angående støping av avstivende dekke viste utførte terningsprøver en trykkfasthet på ca. 30MPa etter 12 timers herding. Det var derfor god margin med hensyn til planlagt tid for herding i fremdriftsplanen.

INNKJØRING AV KULVERTEN

Kulvertens overdel (brudekke, sidevegger, søyler og vingemurer) er støpt på forhånd på nordsiden av banen. Etter at den nederste delen av bunnplaten er støpt i byggegropen er kulvertens overdel kjørt inn i byggegropen til sin endelige plassering. Den delen som flyttes veide 1600t. Det ble brukt 4 selvstyrte hjulvogner for flytting. En hjulvogn hadde 14 aksler med 4 hjul hver og powerpacks som veide til sammen ca. 275t. Det måtte også monteres en ramme for å støtte brudekket. Flyttelasten ble derfor på ca. 1975t til sammen.

Fra støpested til snusted langs innkjørings traséen er det brukt et 250mm dobbelarmert betongdekke pga. kursendring og hjul rotasjon. Fra snustedet til nedsettingsposisjon legges det et 500 mm lag med godt komprimert kult som mettes med subbus og dekkes med 30mm stålplater med dimensjon 2x6m. Stålplatene er ca. 2m bredere enn hver dobbelhjulvogn slik at de bidrar med å fordele flyttelasten til grunnen. Se Figur 9 under. Deformasjon av grunnen under vognene måtte sjekkes for å sikre at kulverten ikke skulle bli skadet av ujevn støtte under flytting og at hjulvognene ikke skulle kjøre seg fast.

Figur 9 Bilde av byggeplassen under innkjøring av kulverten

Deformasjoner i jorden under vognene ble estimert med bruk av en SSI-analyse i PLAXIS 3D hvor grunntrykket fra hjulene, stålplatene og jorden er modellert. Det er beregnet opptil ca. 50mm deformasjoner i midten av hjulvognene under kjøring.

Deformasjon av nederste delen av bunnplaten ved innkjøringen og nedsetting av kulverten er også vurdert da dette er viktig for å planlegge eventuelle plater for å justere bruas høyde ved nedsetting. Beregningene er utført i PLAXIS 2D og det er utført en SSI-analyse i iterasjoner med RIB for å finne hvordan lasten fordeler seg under bunnplaten og dermed hvor store deformasjoner som kan forventes. Det er beregnet vertikale deformasjoner i nederste del av bunnplata på oppimot ca. 45mm. Under innkjøring er det det midterste del av bunnplata som setter seg mest, mens sidene setter seg mindre. Differanse setninger beregnes i denne fasen til ca. 15mm, med midten av plata som liger lavere enn sidene. Ved nedsetting, blir lasten fra kulverten flyttet fra hjulvognene til kulvertens vegger langs sidene av bunnplata. Differansesetninger i denne fasen reverseres og er beregnet til 15mm, med bunnplatas sider som ligger lavere enn midten.

Behov for justeringsplater ble planlagt basert på disse beregningene, men i praksis ble deformasjonene mindre enn beregnet og behov for justering ble begrenset.

Partnere ved
Fjellsprengningsdagen,
Bergmekanikkdagen og
Geoteknikkdagen 2022

GULL:

ORICA

www.orica.no

FORCIT EXPLOSIVES

www.forcitexplosives.no

SØLV:

AUSTIN POWDER

FOAMROX®

Glasopor

LNS

MASTER® BUILDERS SOLUTIONS

Multiconsult

Norconsult

SANDVIK

SWECO

THE CORING COMPANY

Arrangører

Norsk forening for fjellsprengningsteknikk
Norsk Bergmekanikkgruppe
Norsk Geoteknisk Forening

ISBN: 978-82-8208-077-4

www.konsis.no