2017

FJELLSPRENGNINGSDAGEN
Oslo, 23. november 2017

BERGMEKANIKKDAGEN
Oslo, 24. november 2017

GEOTEKNIKKDAGEN
Oslo, 24. november 2017

ARRANGØRER:

NFF

NORSK BERGMEKANIKKGRUPPE

NGF 1950 NORSK GEOTEKNISK FORENING

Tekna

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK

Oslo, 23. november 2017

BERGMEKANIKK

Oslo, 24. november 2017

GEOTEKNIKK

Oslo, 24. november 2017

Arrangører:
Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk, Norsk Bergmekanikkgruppe og Norsk Geoteknisk Forening

Redaksjon:
Kjersti Kvalheim Dunham, Øyvind Dammyr, Magnus Rømoen, Siri Engen

C Forfatterne, 2017

ISBN: 978-82-8208-059-0

Fjellsprengningsdagen
23. november 2017
Arrangør: *Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk*

Bergmekanikkdagen
24. november 2017
Arrangør: *Norsk Bergmekanikkgruppe*

Geoteknikkdagen
24. november 2017
Arrangør: *Norsk Geoteknisk Forening*

FORORD

Boken inneholder referat fra foredrag på Fjellsprengningsdagen, Bergmekanikkdagen og Geoteknikkdagen, arrangert i Oslo 23. – 24. november 2017.

Årets arrangement er det 55. 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

TORSDAG 23. NOVEMBER

FJELLSPRENGNINGSDAGEN 2017
Radisson Blu Scandinavia Hotel, Holbergsgt 30, Oslo

Arrangør: *Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk (NFF)*

Programkomite:
Hanna Rachel Broch, Atkins
Kjersti Kvalheim Dunham, Statens vegvesen
Gunnar Gjæringen, Statens vegvesen
Lars Hæhre, Hæhre Entreprenør AS
Anne Kathrine Kalager, Bane NOR
Håkon Mork, Franzefoss Minerals AS

Møteleder: *Kjersti Kvalheim Dunham, Statens vegvesen*

0900 1. Åpning – velkommen
Øyvind Engelstad, Norconsult (styreleder i NFF)

0920 2. Underground Railway Stations in a challenging environment
Jürg Matter, Basler & Hofmann AG, Switzerland

0940 3. E39 Svegatjørn – Rådal, Bynære tunneler K11 – Tekniske utfordringer, valgte løsninger og erfaringer
Catrine Hatlenes, Statens vegvesen Region Vest

1000 4. Nytt fra DSB
Siri Hagehaugen, Dir. for Samfunnssikkerhet og Beredskap

1020 Pause

1040 5. Passering av lausmassesone i Rødølstunnelen
Anders Øyre, Statens vegvesen Region Vest

1100 6. Lysebotn II – utvidelse av eksisterende kraftanlegg
Olaf Rømcke, Orica Norway AS

1120 7. Rv 555 Sotrasambandet, Presentasjon av kommende OPS-prosjekt
Sverre Ottesen, Statens vegvesen Region Vest

1140 8. Historisk innlegg:
Kald krig – store anlegg i berg
Jan Anton Rygh, Helge Rohn

1200 Lunsj

Møteleder: *Hanna Rachel Broch, Atkins*

1300 9. **Nytt fra aktiviten i NFF**
Anne Kathrine Kalager, BaneNOR

1320 10. **Resultater fra Fotokonkurransen**
Kjersti Dunham, Statens vegvesen / Arve Brekkhus, Byggeindustrien/bygg.no

1345 11. **Til kamp mot Muphy's Lov – God praksis for prosjekt og byggeledelse i det internasjonale markedet**
Kjartan Gullbrå, Norconsult AS

1405 12. **OREA – Utvidelse av eksisterende renseanlegg i Strømmen. Risikostyring og godt lagspill i et utfordrende prosjekt**
Jan K. G. Rohde, Sweco Norge AS

1425 **Pause**

1445 13. **TIGHT - Et forskningsprosjekt om moderne teknikker innen berginjeksjon**
Eivind Grøv, SINTEF Byggforsk / NTNU

1505 14. **Cementitious grouts or/and chemicals**
Tomasz Najder, Najder Engineering, Sverige

1525 15. **Mælefjelltunnelen – høye vannlekkasjer, høyt vanntrykk og utfordrende injeksjon**
Kristin H. Holmøy, SINTEF Byggforsk

1545 **Pause**

1600 16. **Elektrifiering – vägen mot en dieselfri underjordsmiljö**
Erik Svedlund, Atlas Copco Rock Drills AB

1620 17. **Elektroniske tennere i norske tunneler – fra forsøkssalver til daglig drift**
Espen Hugaas, Orica Norway AS

1640 **Slutt**

1945 **Fellesmiddag**

FREDAG 24. NOVEMBER

FELLESSESJON BERGMEKANIKK / GEOTEKNIKK 2017

Møteleder: *Magnus Rømoen, NGI*

0900 18. Kartlegging og modellering av undersjøiske skred i Bjørnafjorden på vestlandet
Heidi Kjennbakken, Statens vegvesen Region Vest/Vegdirektoratet

0920 19. Behov for ny standard for uforstyrrede prøvetakinger av berg og løsmasser?
Bent Aagaard, Sweco Norge AS

0940 20. Hva skjer på Svalbard? Geoteknikk i et raskt endrende klima
Arne Instanes, Instanes AS

1000 21. Varsling av skredfare på veg
Martine Holm Frekhaug, Staten vegvesen Vegdirektoratet

1020 – 1050 Rigging av salene – kaffe

SESJON BERGMEKANIKK

Arrangør: Norsk Bergmekanikkgruppe (NBG)

Programkomite:
Øyvind B. Dammyr, Norconsult AS (leder NBG)
Mari Nilsen Ervik, Sweco Norge AS
Are Håvard Høien, Statens vegvesen Vegdirektoratet
Javier Macias, JMC-RockEng AS
Hanne Wiig Sagen, Jernbaneverket Utbygging
Henki Ødegaard, NTNU

Møteleder: *Øyvind Dammyr, Norconsult AS*

1050 22. Lederens 10 minutter
Øyvind Dammyr, Norconsult AS (leder av NBG)

1100 23. Stability problems in drill-and-blast tunnels caused by faulted rock – Could TBM tackle most of these cases, or not?
Javier Macias, JMConculting-Rock Engineering

1120 24. Stabilitetsvurdering av svakheitssone i svellande og degraderbar bergmasse
Silje-Elin Skrede, Norconsult AS

1140 25. Utfordringer knyttet til berget som byggeteknisk materiale – OREA - utvidelsen av eksisterende renseanlegg i berg
Eirik Hannestad, Sweco Norge AS

1200 Lunsj

1300 26. Viktige ingeniørgeologiske vurderinger ved planlegging av TBM-tunneler i Norge
Øyvind Dammyr, Norconsult AS

1320 27. Geofysiske metoder og svakhetssoner i fjell. Hva fungerer best?
Jan Steinar Rønning, NGU/NTNU

1340 28. Svellemekanismer i bergarter som ikke inneholder svelleleire
Lena Selen, NTNU

1400 Pause

1420 29. Review on the prevailing methods for the prediction of potential rock burst / rock spalling in tunnels
Krishna Kanta Panthi, NTNU

1440 30. Numerisk stabilitetsvurdering av bergstabbe i Ulriken tunnel ved TBM driving
Marie Rekve, Bane NOR

1500 31. Varslingssystem under bygging av Follobanetunnelens kryssing under Ekebergtunnelene
Nghia Trinh, SINTEF Byggforsk

1520 Slutt

SESJON GEOTEKNIKK

Arrangør: Norsk Geoteknisk Forening (NGF)

Programkomite:
Magnus Rømoen, NGI (leder NGF)
Magnus H. Brubakk, Multiconsult ASA
Sigurd Holo Leikarnes, Norconsult AS
Hanne Ottesen, Statens vegvesen
Geraldine Sørum, NGI
Vegard Woldsengen, Geovita AS

Møteleder: *Magnus Rømoen, NGI*

1050 32. Lederens 10 minutter
Magnus Rømoen, NGI (leder av NGF)

1100 33. Stabilisering av kvikkleire ved bruk av salt
Tonje Eide Helle, Vegdirektoratet

1120 34. E6 Trondheim-Melhus. Skjæring i kalk- og sementstabilisert kvikkleire
Eivind Schnell Juvik, Statens vegvesen Region Midt

1140 35. Bestemmelse av hviletrykk (K0) i norske leirer – anbefalinger basert på en sammenstilling av lab-, felt- og erfaringsdata
Jean-Sébastien L'Heureux, NGI

1200 Lunsj

1300 36. Strandsonestabilitet – hva har vi lært av å nedsette komiteer for å utrede skredårsak?
Steinar Nordal, NTNU

1320 37. Fv32 Hovengatunnelen i Porsgrunn. Løsmassetunnel bygget ferdig i bakken før utgraving. Permanent spunt og jetpeler som hel, konstruktiv bunnplate.
Ola Ellingbø, Norconsult

1340 Pause

1410 38. REDWIN – RED<u></u>ucing cost in offshore WIN<u></u>d by intregrated structural and geotechnical design
Kristoffer Skau, NGI

1430 39. Geotekniske utfordringer: Seaton Channel Landingspute - Avvikling av Brent Delta Platformen
David Maloney, DNV GL AS

1450 Pause

1520 40. Orkla City – Bruk av 3D modellering i et helt ordinært prosjekt
Martin Dons, Multiconsult AS

1540 41. Forensic Geotechnical Engineering / «Saken om den borede rørveggen ved Avløs stasjon»
Willem Robert de Bruin, Geovita AS

1600 Slutt

1700 Middag - Geoteknikk

DEL I FJELLSPRENGNINGSDAGEN 2017

1. **Åpning – velkommen**
Øyvind Engelstad, Norconsult (styreleder i NFF)

2. **Underground Railway Stations in a challenging environment**
Jürg Matter, Basler & Hofmann AG, Switzerland

3. **E39 Svegatjørn – Rådal, Bynære tunneler K11 – Tekniske utfordringer, valgte løsninger og erfaringer**
Catrine Hatlenes, Statens vegvesen Region Vest,
Terje Kirkeby, Vegdirektoratet

4. **Nytt fra DSB**
Siri Hagehaugen, Dir. for Samfunnssikkerhet og Beredskap

5. **Passering av lausmassesone i Rødølstunnelen**
Anders Øyre, Statens vegvesen Region Vest

6. **Lysebotn II – utvidelse av eksisterende kraftanlegg**
Olaf Rømcke, Espen Hugaas, Orica Norway AS

7. **Rv 555 Sotrasambandet, Presentasjon av kommende OPS-prosjekt**
Sverre Ottesen, Statens vegvesen Region Vest

8. **Historisk innlegg:**
Kald krig – store anlegg i berg
Jan Anton Rygh, Helge Rohn

9. **Nytt fra aktiviteten i NFF**
Anne Kathrine Kalager, BaneNOR

10. **Fotokonkurranse om norsk fjellsprengning**
Kjersti Dunham, Statens vegvesen / Arve Brekkhus, Byggeindustrien/bygg.no

11. **Til kamp mot Muphy's Lov – God praksis for prosjekt og byggeledelse i det internasjonale markedet**
E. Aamot, O. Ystgaard, Ø. Engelstad, Ø. Lilleland, K.Gullbrå, Norconsult AS

12. **OREA – Utvidelse av eksisterende renseanlegg i Strømmen. Risikostyring og godt lagspill i et utfordrende prosjekt**
Jan K. G. Rohde, Endre Skavhaug Vik, Sweco Norge AS

13. **TIGHT - Et forskningsprosjekt om moderne teknikker innen berginjeksjon**
Eivind Grøv, SINTEF Byggforsk / NTNU

14. **Cementitious grouts or/and chemicals**
Tomasz Najder, Najder Engineering, Sverige

15. **Mælefjelltunnelen – høye vannlekkasjer, høyt vanntrykk og utfordrende injeksjon**
Kristin H. Holmøy, SINTEF Byggforsk,
Morten Thorbjørnsen, Statens vegvesen Region Sør

16. **Elektrifiering – vägen mot en dieselfri underjordsmiljö**
Erik Svedlund, Atlas Copco Rock Drills AB

17. **Elektroniske tennere i norske tunneler – fra forsøkssalver til daglig drift**
Espen Hugaas, Orica Norway AS

DEL II **FELLESSESJON BERGMEKANIKK / GEOTEKNIKK 2017**

18. **Kartlegging og modellering av undersjøiske skred i Bjørnafjorden på vestlandet**
Heidi Kjennbakken, Muhammad Adeel Mazhar, Samson Degago, Statens vegvesen Region Vest/Vegdirektoratet, Knut Schröder, NGI, Haflidi Haflidason, Universitetet i Bergen

19. **Behov for ny standard for uforstyrrede prøvetakinger av berg og løsmasser?**
Anniken Hagen, Bent Aagaard, Per Stenhamar, Sweco Norge AS

20. **Hva skjer på Svalbard? Geoteknikk i et raskt endrende klima**
Arne Instanes, Johanna Lohne Rongved, Instanes AS Rådg. Ing.

21. **Varsling av skredfare på veg**
Martine Holm Frekhaug, Tore Humstad, Heidi Bjordal, Lene Lundgren Kristensen, Staten vegvesen Vegdirektoratet

BERGMEKANIKKDAGEN

22. **Lederens 10 minutter**
Øyvind Dammyr, Norconsult AS (leder av NBG)

23. **Stability problems in drill-and-blast tunnels caused by faulted rock – Could TBM tackle most of these cases, or not?**
Javier Macias, JMConsulting-Rock Engineering

24. **Stabilitetsvurdering av svakheitssone i svellande og degraderbar bergmasse**
Silje-Elin Skrede, Norconsult AS (NTNU)

25. **Utfordringer knyttet til berget som byggeteknisk materiale – OREA - utvidelsen av eksisterende renseanlegg i berg**
Eirik Hannestad, Jan K.G. Rohde, Sweco Norge AS

26. **Viktige ingeniørgeologiske vurderinger ved planlegging av TBM-tunneler i Norge**
Øyvind Dammyr, Norconsult AS

27. **Geofysiske metoder og svakhetssoner i fjell. Hva fungerer best?**
Jan Steinar Rønning, NGU/NTNU, Georgios Tassis, NGU,
Terje Kirkeby, Vegdirektoratet, Morgan Wåle, GeoPhysix,
Siegfried Rohdewald, President Intelligent Resources Inc,

28. **Svellemekanismer i bergarter som ikke inneholder svelleleire**
Lena Selen, PhD-stipendiat, NTNU

29. **Review on the prevailing methods for the prediction of potential rock burst / rock spalling in tunnels**
Krishna Kanta Panthi, NTNU

30. **Numerisk stabilitetsvurdering av bergstabbe i Ulriken tunnel ved TBM driving**
Marie Rekve, BaneNOR / NTNU

31. **Varslingssystem under bygging av Follobanetunnelens kryssing under Ekebergtunnelene**
Nghia Q. Trinh, Kristin H. Holmøy, SINTEF Byggforsk
Hanne Wiig Sagen, BaneNOR

GEOTEKNIKKDAGEN

32. **Lederens 10 minutter**
Magnus Rømoen, NGI (leder av NGF)

33. **Stabilisering av kvikkleire ved bruk av salt**
Tonje Eide Helle, Vegdirektoratet

34. **E6 Trondheim-Melhus. Skjæring i kalk- og sementstabilisert kvikkleire**
Eivind S. Juvik, Lars A. Solås, Svein E. Hove, Statens vegvesen Region Midt
Bjørn Kristian F. Bache, NGI

35. **Bestemmelse av hviletrykk (K0) i norske leirer – anbefalinger basert på en sammenstilling av lab-, felt- og erfaringsdata**
Jean-Sébastien L'Heureux, Zeynep Ozkul, Suzanne Lacasse, Marco D'Ignazio, Tom Lunne, NGI

36. **Strandsonestabilitet – hva har vi lært av å nedsette komiteer for å utrede skredårsak?**
Steinar Nordal, Arnfinn Emdal, NTNU, Jean-Sébastien L'Heureux, NGI,
Stein Are Strand, NVE

37. **Fv32 Hovengatunnelen i Porsgrunn. Løsmassetunnel bygget ferdig i bakken før utgraving. Permanent spunt og jetpeler som hel, konstruktiv bunnplate**.
Ola Ellingbø, Ole-Martin Trønnes, Norconsult AS

38. **REDWIN – RED ucing cost in offshore WIN d by intregrated structural and geotechnical design**
K.S. Skau, F. Løvholt, Norén-Cosgriff, K., H. Sturm, H.P. Jostad, NGI
A.M. Kaynia, A.M. Page, G. Eiksund, NTNU
T.A. Nygard, NMBU, H.S. Andersen, Dr.techn Olav Olsen,
O. Havmøller, P. Strøm, Statoil ASA, D. Eichler, Vattenfall

39. **Geotekniske utfordringer: Seaton Channel Landingspute - Avvikling av Brent Delta Platformen**
David Maloney, DNV GL AS

40. **Orkla City – Bruk av 3D modellering i et helt ordinært prosjekt**
Martin Dons, Multiconsult AS

41. **Forensic Geotechnical Engineering / «Saken om den borede rørveggen ved Avløs stasjon»**
Willem Robert de Bruin, Geovita AS

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2017

Øyvind Engelstad, Norconsult AS
Styreleder i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk

ÅPNING - VELKOMMEN

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2017

Underground Railway Stations in a challenging environment
Underjordisk Jernbanestasjoner i et utfordrende miljø

Jürg Matter
Basler & Hofmann AG, Switzerland

Martin Bosshard
Basler & Hofmann AG, Switzerland

SUMMARY

The increasing number of passengers (Table 01) using public transport makes it necessary to build up more capacity especially in railway transportation. One of the goals of the expansion of railway networks is the reduction of private traffic in cities.

Table 01: Increase of passengers in Zurich

An attractive railway station is an important location factor for a city and its surroundig area and it is much more than just buildings, passages, platforms and tracks. Stations are also social meeting points and centres of urban development (Fig. 01). They are central transport hubs where all modes of transport cross and must be connected to each other.

Rail infrastructure and the railway stations in many cities are over 100 years old. At that time there was no big necessity for commuters to travel across these cities. Therefore many large railway stations are terminus stations. New railway station expansions are generally built in the heart of cities. The high building density forces planners and engineers in most cases to go underground, often below the existing station. There, the existing geological and hydrogeological conditions are often unfavourable, which makes the projects even more

complex and expensive. Together with the requirement to keep the existing stations fully functional during the construction phase, solutions have to be found which sometimes are on the verge of being impossible.

Fig. 01: Railway station, traffic hubs, shopping malls and meeting point Urban development areas

The present paper uses real-life examples from Basler & Hofmann to illustrate some of the specific challenges we faced when building new underground railway stations in urban areas like in Zurich, Berne, Lucerne and Gothenburg.

INTRODUCTION

Based on six major infrastructure projects in Switzerland and Sweden, this paper describes particularly challenging civil engineering tasks that required extraordinary solutions. In addition to the construction tasks, however, the requirements for material management, the very limited space available for installations and the consideration of the affected population were also of great importance.
In the overview plan of each project, the special points are marked with a circle. I'm going to talk about the framed sections in detail.

UNDERGROUND RAILWAY STATION MUSEUMSTRASSE, ZURICH

General

In the 1970s the Zurich Metro was a project for the construction of a metro network in the city of Zurich and in some neighboring communities. After initial optimism, the project was clearly rejected in a referendum on 20 May 1973 by the voters of the canton of Zurich. Due to the increasing number of passengers in 1980, the construction of a light rail network started and was inaugurated in 1990.
The new underground railway station Museumstrasse is situated on the north side of the main station. It was realized with the cut and cover method. A special challenge was the undercrossing of the river Limmat. With a cover of only 3 to 4 meters underneath the river bed, extensive precautionary construction measures were necessary.
The so called S-Bahn has been a big success. Between 1990 and 2010 the number of passengers increased by 150 %!

Fig. 02: Situation underground railway station Museumstrasse and connection to Zurich Stadelhofen station

Fig. 03: Cross section through Zurich main station including underground railway station Museumstrasse

Undercrossing the river Limmat

The undercrossing of the river Limmat was a challenging task. With a very low overburden of a maximium of 4 meters, the risk of a water ingress or even worse, of a tunnel collaps had to be avoided. In order to achieve this goal the freezing method was chosen (Fig.s 04 and 05). For this purpose, a shaft was first dug on both sides of the Limmat. Before the underground was frozen in between, the river bottom was hardened with deep compaction and covered with 6 cm thick insulating mats, protected by concrete mats, to av cooling the river. In addition, sheet pile walls were rammed into the river bottom on both sides of the future tunnel.

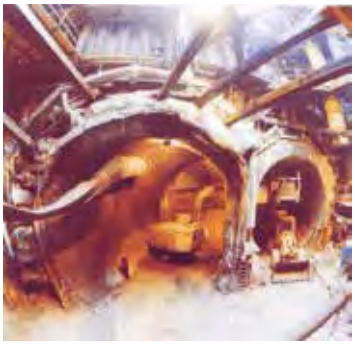


Fig. 04: Excavation of the frozen subsoil

Afterwards, the specialists accurately drilled about a hundred thin cores for the cooling system 40 meters below the Limmat. After that, they were able to freeze an approximately 1.5 meter thick, arched frost body. Under the protection of the ice, the construction workers then gradually, excavated the tunnel tube. The condition of the frost body was constantly monitored.

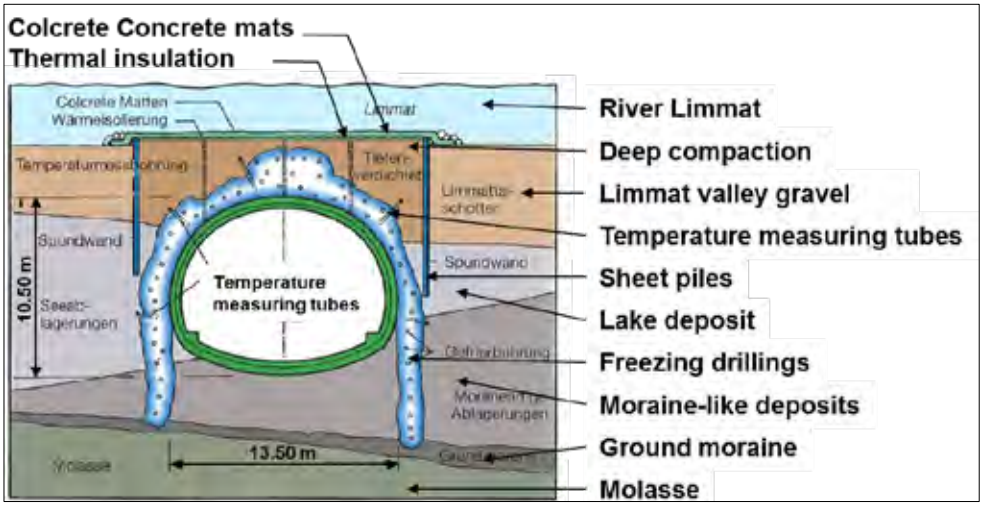


Fig. 05: Freezing method for the undercrossing of the river Limmat

ZIMMERBERG BASE TUNNEL ZURICH – THALWIL, ZURICH

General

Fig. 05: Alignment of the Zimmerberg Base Tunnel Zurich - Thalwil

The Zimmerberg Base Tunnel was built as part of SBB's Bahn2000 program to increase the capacity from Zurich to Chur and Lucerne. It is also the first part of the Zurich Gotthard transit route. The total length of this section is about 10 km. In order to allow the planned future extension of the tunnel, an underground flyover was created in Thalwil. At both ends of

the tunnel, the alignment runs with very little overburden under heavily populated areas. In order to avoid rock fall or even subsidence damages, extensive precautionary construction measures were taken. In addition to Tunnel Boring Machine (TBM) excavation also drill and blast as well as cut and cover tunnels had to be built in heavily populated neighborhoods, which required great tolerance by the affected population.

Undercrossing Securitas building

The Securitas building has 6 stories and 3 underground car park decks. Due to the vertical tunnel alignment the lowest car park deck had to be demolished beforehand and the voids were filled with foamed concrete. The whole building was then put on prestressed concrete girders which are supported on both sides of the tunnel by micro piles. To compensate for possible settlements of the building was equipped with automaticly monitored pressure cylinders. The TBM with a diameter of 12.40 m drove underneath the Securitas building with a minimum distance of 20 cm below the prestressed beams (Fig. 06). During the TBM excavation the building was in full operation.

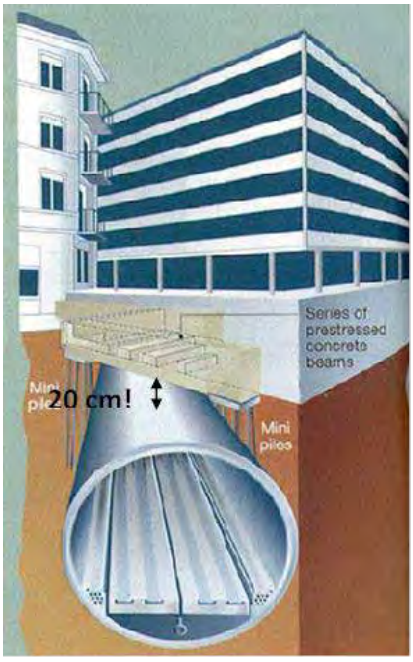


Fig. 06: Undercrossing of the Securitas Building

Cut and cover in a living area

The area of the connection between the existing and the new railway line in Thalwil is situated in a very densly populated living area (Fig.s 07 and 08). The distance between the bored pile wall and the fassades of the houses is sometimes only a few meters. This is a very stressful situation for the affected population.

Thanks to intensive information work, regular visits to the site, meetings with the neighborhood association, setting up a telephone helpline and the organization of joint events, the acceptance of loud and temporary dusty construction works could be improved.

Fig. 07: Situation during construction

Fig. 08: Final construction of the portal area

ZURICH CROSS RAIL

General

10 years after the inauguration of the S-Bahn the capacity limit of the Zurich main station with a total number of 250'000 passengers per day was already reached. After a very short planning period of only 3 years the preparatory works started in 2003. Fig. 09 shows the alignment between the main station and the station Oerlikon. They are connected by the 4.8 km long Weinberg tunnel.

Fig. 09: Alignment of the new Zurich Cross Rail

In Fig. 10 the locations of all three existing underground stations are shown.

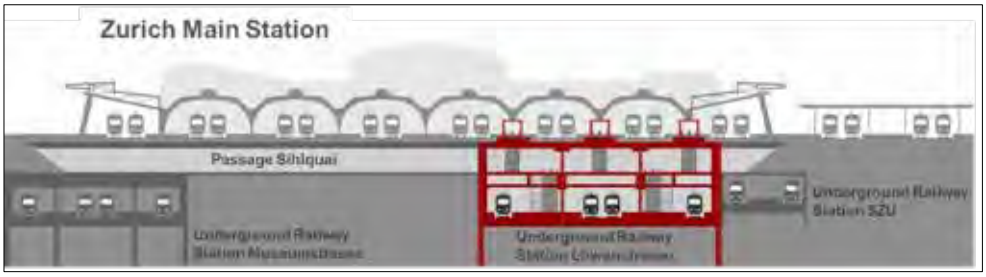


Fig. 10: Locations of the new Station Löwenstrasse and the other two underground stations

River Sihl Crossing

One of the biggest challenge in this project was the undercrossing of the river Sihl. The 70 m wide river Sihl flows between the two station levels (Fig. 11). The new underground railway station Löwenstrasse had to be realized underneath the river Sihl.
After construction of tight flood doors in front of each flow opening (Fig. 12) the respecting river part could be drained. The river bed was lowered and lateral diafragm walls were excavated (Fig. 13). Since the space for the work was so limited, 3D simulations have been carried out to proof the feasibility of the planned construction method. After the new ceiling were concreted the station hall finallycould be undermined (Fig. 14).

Fig. 11: The river Sihl is situated between the above ground and the new station Löwenstrasse

Fig. 12: River Sihl with flood doors

Fig. 13: Construction of lateral diaphragm walls

Fig. 14: Excavated station under the river Sihl

Undercrossing historical Railway Station

Due to the very stringent requirements concerning the allowed settlements underneath the 150 years old historical southern wing (Fig. 15) an extraordinary technical solution was chosen to meet the restrictions. The excavation works were done out of the south shaft (Fig. 16/17).

Fig.15: Southern wing

Fig. 16: South shaft

Fig. 17: View out of the Weinberg tunnel

The longitudinal cross section (Fig. 18) shows the small covering of the tunnel. To minimize the settlements in a first step two 5m high galleries werde ecavated underneath the station. During the construction of the galleries the groundwater level could be lowered down to the tunnel invert.

Out of these galleries lateral diaphragm walls were lowered with a specially adapted diaphragm wall digger. In the next step horizontal galleries have been driven, connecting the two longitudinal galleries (Fig. 19). They are reinforced and prestressed. After these preparatory works the station access could be excavated and lined.

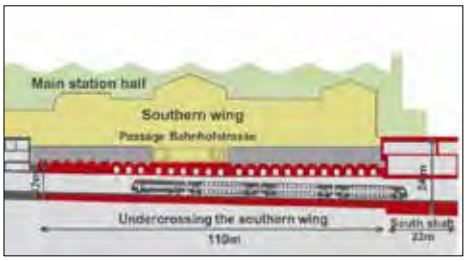


Fig. 18: Cross section through the station building

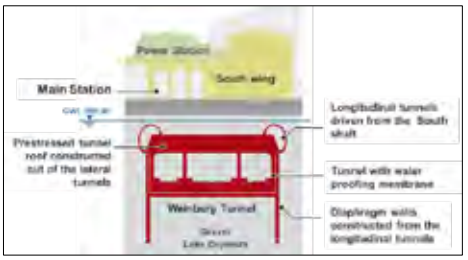


Fig. 19: Cross section through the construction

UNDERGROUND RAILWAY STATION BERNE

General

Bern is the second largest railway station in Switzerland. To ensure that it will continue to fulfill its functions and serve as a hub, the Bern railway station will be expanded. He plays an important role in domestic and international rail traffic. Today his operational and spatial limits are reached. Fig. 20 shows the alignment of the new underground railway station for RBS.

Fig. 20: Situation of the new underground railway station of the RBS

The extension of the Bern railway station takes place in two steps. Swiss Federal Railways (SBB) and Regional railway Berne Solothurn (RBS) will realize two major projects by 2025:

- New RBS station: The RBS is building a new underground station with four tracks below the existing tracks 2 - 7 of the SBB station.
- SBB is building a second underground passage

The city of Bern wants to reorganize and design the traffic in the station environment by 2025, in line with the expansion of the station. The purpose of this is to quickly and safely transfer the fast-growing passers-by from and to the station, and to improve tram and bus transport as well as pedestrian and bicycle traffic. The first lots have already been tendered.

In the second expansion phase, the SBB plans to expand the Bern station laterally. Four additional tracks under the big hill are planned. Thus, the offer in long-distance and regional transport can be further expanded. This extension will be carried out as part of the Strategic Development Program Rail Infrastructure (STEP) and coordinated between the Federal Office of Transport (FOT), the affected cantons and railways. It is foreseeable that commissioning will take place at the earliest within a time horizon of 2040 (or later). Due to the new post

office with its large vertical loads and very stringent requirements concerning settlements directly above the new underground station a very complex support structure has to be realized. This prestressed construction ensures that the heavy loads from the above building will be transferred left and right of the station tunnels via deep micro piles into the subsoil. This work is extremely challenging since the operation of the existing railway station cannot be interrupted.

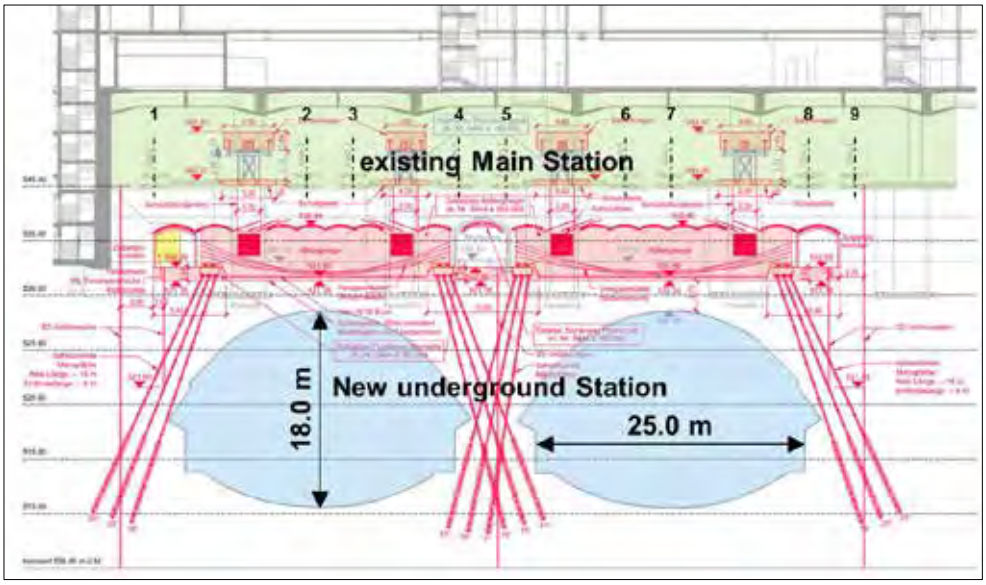


Fig. 21: Support construction underneath the new post office

Fig. 22: New Post Office above Berne Railway Station

UNDERGROUND RAILWAY STATION LUCERNE

General

The government expects an increase in demand of 35 to 50 percent for the Lucerne railway station by 2030. This growth will sooner or later lead to serious capacity problems. With an additional transit station various improvements will arise in the railway service.
For 2.4 billion francs, the Lucerne station will one day be freed from bottlenecks. It is planned a tunnel about 3 kilometers long, which leads under the city and the lake basin to the transit station and then further under the new city to the surface again. The tunnel will be equipped with two tracks, in the transit station four tracks with two center platforms will be realized.
Fig. 23 shows the alignment underneath the town of Lucerne. The tunnel will cross the lake of Lucerne.

Fig. 23: Railway alignment underneath the town of Lucerne

Crossing the Lake of Lucerne

After a thorough variant study it was decided to use the caisson method to cross the lake. The caisson is a box that is sunk as a working space under the water surface. Often it is necessary to lower the caisson by a certain amount in the ground. In this case, it is used as a working space that is open at the bottom. In order to prevent the surrounding water from entering, the cavity is pneumatically set under a tuned overpressure. For he tunnel several caissons are sunk side by side and waterproof connected with each other.

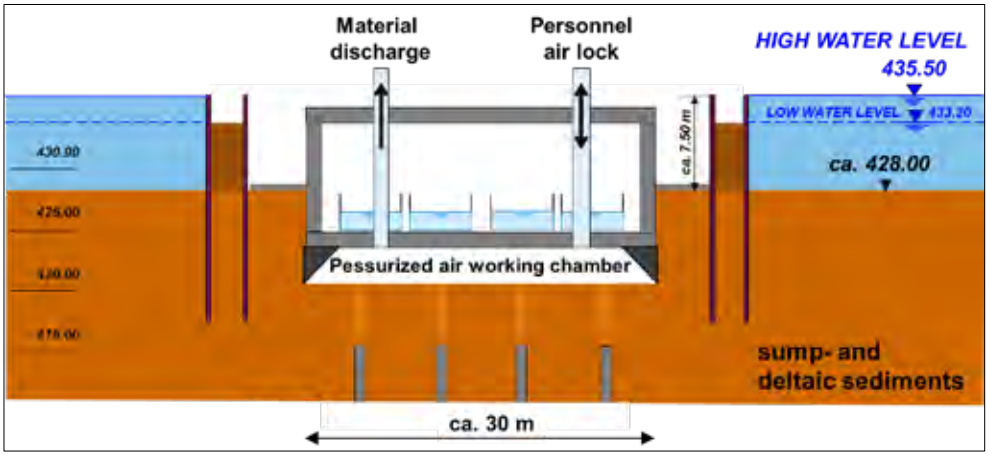


Fig. 24: Caisson method to cross the lake of Lucerne

New underground station Lucerne

The subsoil in the vincinity of the new underground station Lucerne consists of artificial backfill, sump- and deltaic sediments and lake deposits. These geotechnical ground conditions make the construction of an underground railway station very ambitious. To avoid long closure times of the station operation the top down method will be applied. After the construction of the lateral diaphragm walls the ceiling of the new station will be carried out in stages. Afterwards the station hall will be excavated underneath the concrete slab.

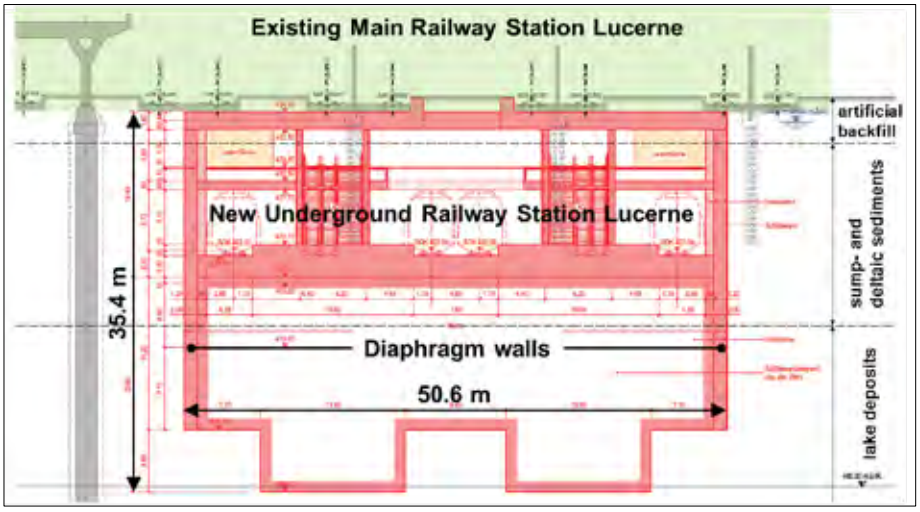


Fig. 25: Cross section through the planned underground railway station Lucerne

Since the subsoil consists of sump- and deltaic sediments and lake deposits, the technical feasibility of the planned construction method had to be clarified in an early stage. For this purpose a large test shaft 12 m by 4 m and 24 m deep was sunk amidst the trackfield of the main railway station (Fig.s 26 to 28). At the bottom, the box was sealed by a 5 m thick jet-grouted slab from 18 m to 23 m below the ground level. In the upper part of the box, jet-grouting was also carried out in order to gain experience in jet-grouting in this kind of soil [1].

Fig. 26: Erection of a diaphragm wall

Fig. 27: Excavated subsoil material

Fig. 28: View into the large test shaft [2].

The positive results of these tests confirmed the technical feasibility of the chosen construction method.

WESTLINK GOTHENBURG, SWEDEN

General

The West Link is a railway connection in a tunnel under the center of Gothenburg. The tunnel will connect commuter rail services to routes that pass through the city, and give rise to three new stations in Gothenburg.
The new railway tunnel will facilitate travelling. Train frequency can be increased, travel times made shorter and passengers can reach more destinations without transfers.
The West Link will increase accessibility to Gothenburg with three new underground stations in the city; at Gothenburg Central Station, Haga and Korsvägen. At the same time, the capacity for rail traffic will increase with routes going through the city.

Fig. 29: Alignment of the new Westlinkin Gothenburg, Sweden

Section Haga

Undercrossing Residenset, Vallgraven
The historic Residenset is one of the oldest buildings in Gothenburg and therefore protected. A special challenge is the fact that the interface between clay and rock lies underneath the Residenset building which is founded partly on rock and partly on piles. Together with it's location close to the Stora Hamnkanalen, the interface between client design and design and build underneath the building requires a very careful planning and a precise definition of the responsibilities.

Fig. 30: Residenset

Undercrossing Skatehuset

The 5-storey Skattehuset (Fig. 31) is situated in a steep rock drop of. Half of the building is founded on piles, the rest on rock (Fig. 32). Besides this, the building is situated close to the Rosenlundskanalen.
To excavate the tunnel, a temporary platform has to be constructed underneath the building foundation. This platform is necessary to build a protection pile wall around the building to excavate the tunnel.

Fig. 31: Skattehuset

It is forseen that the building will stay in operation during the construction phase. Similar as underneath the Residenset, also in this case the interface between rock and clay is directly located underneath the Skattehuset. Figure 32 shows an isometric view of the Skattehuset with rock surface and support pillars

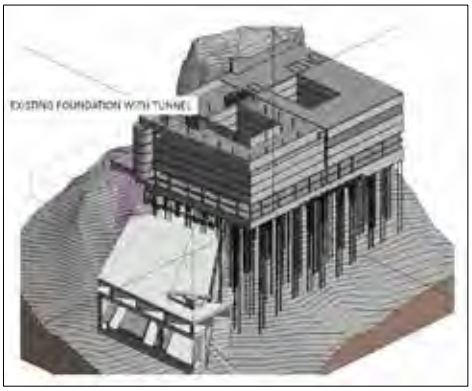


Fig. 32: Isometric view of the Skattehuset with rock surface and support pillars

Crossing Rosenlundskanalen

Fig. 33: Architectural view of the construction phase of the Rosenlundskanalen crossing

Immediately after crossing the Skattehuset the crossing of the Rosenlundskanals starts. This deep excavation has to be designed to withstand the high water pressure and to provide a safe passage for the tourist boats. In addition the work has to take care about the public and privat traffic around the construction site with temporary bridges, local detours, etc. On the south side of the Rosenlundskanalen the construction pit ends near the Haga church opened in November 1859. Precautionary construction measures have to be taken to avoid settlements and resulting damages.

SUMMARY

The realization of new stations in urban areas places high demands on both planning and execution. The cities have mostly grown over many years around the railway stations and created fixed boundary conditions for future developments. These could be protected buildings, tramways, roads, life lines, other underground obstacles and many more.

At the beginning of planning, all known obstacles must be completely recorded and entered in a graphic safety plan. This plan is one of the most important document for further planning.

During the construction phase, a safety organization must be set up, which, depending on the situation, can act immediately. This includes the municipal services, police, rescue services, etc. involved in the project. The potential risks must be estimated in advance and the required measures taken in good time. Regular meetings ensure that all responsible authorities know how to act in exceptional situations and how the responsibilities are regulated.

References

[1] Markus V. Schwager, Mathias Amstad, Alexander M. Puzrin "Lessons learned from inclinodeformeter pressure measurements in a large-scale excavation test" Institute for Geotechnical Engineering, ETH Zurich, Switzerland

[2] Mathias Amstad, "Erddruckrückrechnung mit dem Inclinodeformometer hinter einer Baugrubenwand", Projektarbeit Herbstsemester 2012

The authors own references (about 30 each) are not displayed in detail

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2017

E39 SVEGATJØRN – RÅDAL, BYNÆRE TUNNELER K11 – TEKNISKE UTFORDRINGER, VALGTE LØSNINGER OG ERFARINGER.

E39 Svegatjørn – Rådal, City near tunnels K11 – Technical challenges, chosen methods and experiences.

Catrine Hatlenes, Teknisk byggeleder tunnel, Statens vegvesen Region Vest
(Medforfatter: Terje Kirkeby, fagansvarlig geologi E39 Svegatjørn - Rådal, Vegdirektoratet).

SAMMENDRAG
Prosjektet E39 Svegatjørn – Rådal bygger ny hovedvei mellom Os og Bergen i Hordaland. Kontrakten K11 Rådal – Nordås – Flyplassvegen bidrar også til å løse kapasitetsproblemer på eksisterende Rv.580 forbi Lagunen. Tunneldrivingen på K11- kontrakten, hvor Implenia er hovedentreprenør, ferdigstilles første kvartal 2018. Veiåpning på K11-kontrakten er forventet sommeren 2021.

K11-kontrakten er en tunnelkontrakt i bynære områder, med flere små og store utfordringer. Det har blitt utført kryssing av svakhetssonen i Folldalen, kryssing mellom Rå- og Søråstunnelen, kryssing av Folldalstunnelen (Bybanen), og kryssing av Bergen kommune sin VA-tunnel. I tillegg til utfordringene knyttet til nærliggende tunnelløp og eksisterende infrastruktur, har tunnelene i denne kontrakten utfordringer knyttet til rystelser, støyrestriksjoner, lav overdekning, høyt trafikkerte dagsoner, og store krav om hensyn til ytre miljø.

Flere av svakhetssonene inneholder svelleleire. Svelletrykk i Folldalssonen har medført behov for tung sikring med dobbeltarmerte sprøytebetongbuer og sålestøp.

SUMMARY
The project E39 Svegatjørn - Rådal is building the new main road between Os and Bergen in Hordaland, Norway. The contract K11 Rådal - Nordås – Flyplassvegen also helps solve capacity problems on existing Rv.580. The tunnelling in the K11-contract, where Implenia is the main contractor, will be completed in the first quarter of 2018. Road opening on the K11-contract is expected in the summer of 2021.

The K11-contract is a tunnel contract in urban areas, with several small and big challenges. Some of the challenges are crossing the weakness zone of Folldalen, crossing between the Rå and Sørås tunnel, crossing Folldalstunnelen (Bergen city rail), and crossing Bergen municipality's sewage tunnel. In addition to the challenges associated with nearby tunnels and existing infrastructure, the tunnels in this contract have challenges related to vibrations, noise restrictions, low overburden, highly trafficked above ground areas, and high demands for the environment.

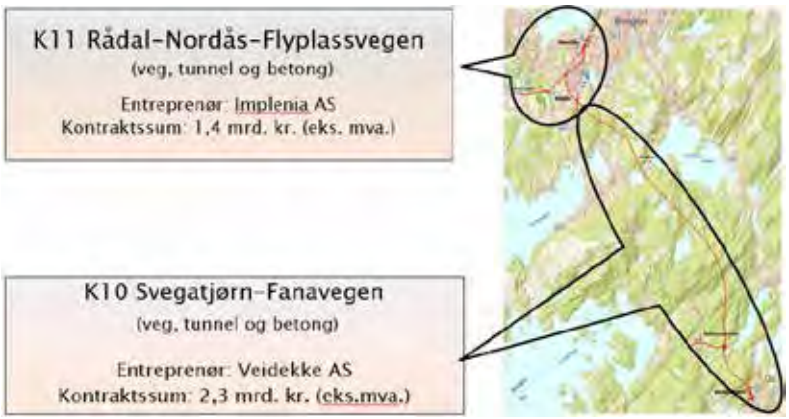
Several of the weakness zones contain active swelling clay. Registered swelling pressure in Folldalen have resulted in the need for double layered reinforced ribs of sprayed concrete, and concrete lining in the tunnel invert.

INNLEDNING

Prosjektet E39 Svegatjørn – Rådal bygger ny hovedvei mellom Os og Bergen i Hordaland. I tillegg bidrar K11-kontrakten til å avlaste Rv.580 forbi Lagunen. Utbyggingen strekker seg fra Svegatjørn i Os, og fortsetter til Nordås og Flyplassvegen i Bergen.

Tunnelene på E39 Svegatjørn – Rådal, se figur 1, er delt mellom 2 entrepriser:

- K10 Svegatjørn – Fanavegen, med Veidekke som hovedentreprenør
  - Skogafjellstunnelen (T21/T22): ca. 1,5 km (T11,5 - to løp)
  - Lyshorntunnelen (T31/T32): ca. 9,2 km (T9,5 - to løp)
  - Overvannstunnel (T33): ca. 1,7 km (T5,5)
- K11 Rådal – Nordås – Flyplassvegen, med Implenia som hovedentreprenør
  - Råtunnelen (T41/T42) hovedløp: ca. 2 km (T9,5-T27 – to løp)
  - Råtunnelen (T52), arm til Flyplassvegen: 986 m (T9,5 – ett løp)
  - Søråstunnelen (T51): 1,6 km (T9,5 – ett løp)
  - Overvannstunnel (T43): 1 km (T5,5)
  - Lyshorntunnelen (T32/T32): Påhugg og ca. 50 meter i hvert løp
  - Lange tverrslag/anleggstunnel/store grøfter



Figur 1: Oversikt over de to tunnelkontrakene på E39 Svegatjørn – Rådal.

Anleggsarbeidene startet i 2015, og er per i dag trolig Hordalands største anleggsområde. Tunneldrivingen på K10-kontrakten (Lyshorntunnelen) er forventet ferdig i fjerde kvartal 2018. Tunneldrivingen på K11-kontrakten er forventet ferdig i første kvartal 2018. Veiåpning for K11 er forventet sommeren 2021, og for K10 sommeren 2022.

De to tunnelkontraktene skiller seg fra hverandre med at K10 er en kontrakt med lange tunneler og store volum, i forholdsvis lite bebygde områder. K11 er en kontrakt med kortere tunneler i tettbebygde områder, med flere tekniske utfordringer knyttet til nærliggende tunnelløp og eksisterende infrastruktur. Dette innlegget vil ta for seg K11-kontrakten, og noen av de tekniske utfordringene. Norconsult har hatt prosjekteringsansvaret for prosjektet, og i stor grad har de prosjekterte løsningene kommet til utførelse.

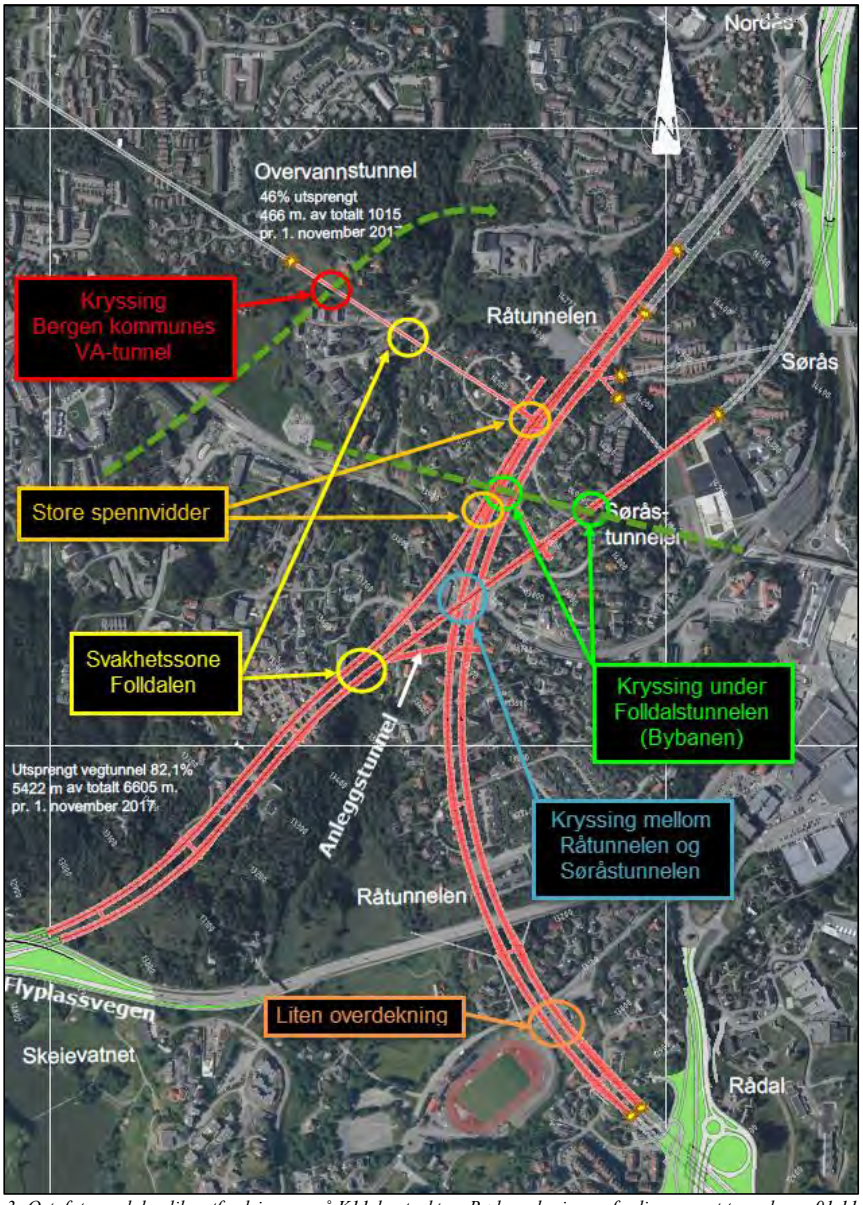
K11 – TEKNISKE UTFORDRINGER

K11 er den tunnelkontrakten på E39 Svegatjørn – Rådal som ligger i bynære områder, og har flest tekniske utfordringer. Vegtunnelene på denne kontrakten utgjør en trekantforbindelse mellom dagsonene i Rådal, Nordås og Flyplassvegen, der E39 går mellom Rådal og Nordås, og Rv580 går mellom Flyplassvegen og Nordås/Sørås, se Figur 2. I tillegg omfatter K11-kontrakten etablering av forskjæringen og de første 50 metrene av den nordre delen av Lyshorntunnelen (T31/T32), på E39 mellom Rådal og Endalausmarka. All tunneldriving for K11-kontrakten, foruten Lyshorntunnelen, utføres fra dagsonen på Flyplassvegen. For å få rask tilkomst til driving i Råtunnelen (T41/T42) er det drevet en anleggstunnel fra T51 ned til T42.

Figur 2: Oversiktskart tunneler K11.

Noen av de tekniske utfordringene/løsningene i K11-kontrakten er følgende, se Figur 3:

- Kryssing av svakhetssone Folldalen
- Kryssing av Råtunnelen under Søråstunnelen
- Kryssing under Bybanen - Folldalstunnelen
- Kryssing gjennom Bergen kommunes VA-tunnel
- Store grøfter, store spenn, lite overdekning og lange tverrslag.



Figur 3: Ortofoto med de ulike utfordringene på K11-kontrakten. Rød markering er ferdig sprengt tunnel per. 01.11.2017.

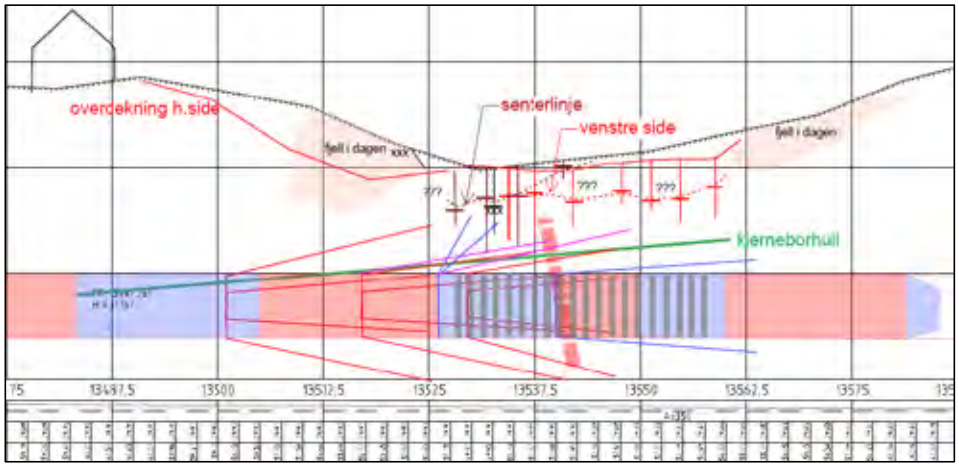
Kryssing av svakhetssone i Folldalen

Folldalen skyldes en regional svakhetssone, som kan følges som et markert dalsøkk, fra sør mot nord. Bybanen passerte sonen med cut & cover litt lenger nord i 2014, og erfaringer herfra, sammen med egne totalsonderinger, varslet om dårlig til eksepsjonelt dårlig berg (etter klassifisering i Q-metoden), med oppknust og leirinfisert berg, også svelleleire.

Fjelloverdekningen for Søråstunnelen (T51) var antatt å være helt nede i 5-10 meter. Naboløpet, Råtunnelen (T52), ligger ca. 9 meter dypere. Til tross for utførte undersøkelser var det likevel en del usikkerhet knyttet til «Folldalssonens» karakter og vanskelighetsgrad. Overvannstunnelen (T43) krysser den samme svakhetssonen.

Underveis i prosjektet ble det utført supplerende totalsonderinger fra terreng, og siden ble det bestilt kjerneboring fra stuff ca. 40 meter før Folldalen. Total lengde på kjerneborehullet var 78 meter. Supplerende sondérboring/injeksjonsboring og kjerneboring gjorde at en hadde god kontroll på hvor man traff sonen.

Sikringsfilosofien gjennom «Folldalssonen» var systematisk injisering for stabilitet og tetting, forbolting, korte salver og montering av armerte sprøytebetongbuer på stuff, se Figur 4 og Figur 5. Totalt har det blitt montert ca. 20 dobbeltarmerte sprøybetongbuer i hvert at de to hovedløpene (T51 og T52), og ca. 12 enkelt- og dobbeltarmerte buer i overvannstunnelen (T43).



Figur 4: SVV sin arbeidstegning for kryssingen av Folldalssonen i Søråstunnelen (T51). Tegningen viser kjerneborhull, sondérboring/injeksjonsrunder, monterte sprøytebetongbuer og forundersøkelser. Blå og rød farge viser inndriften uke for uke.

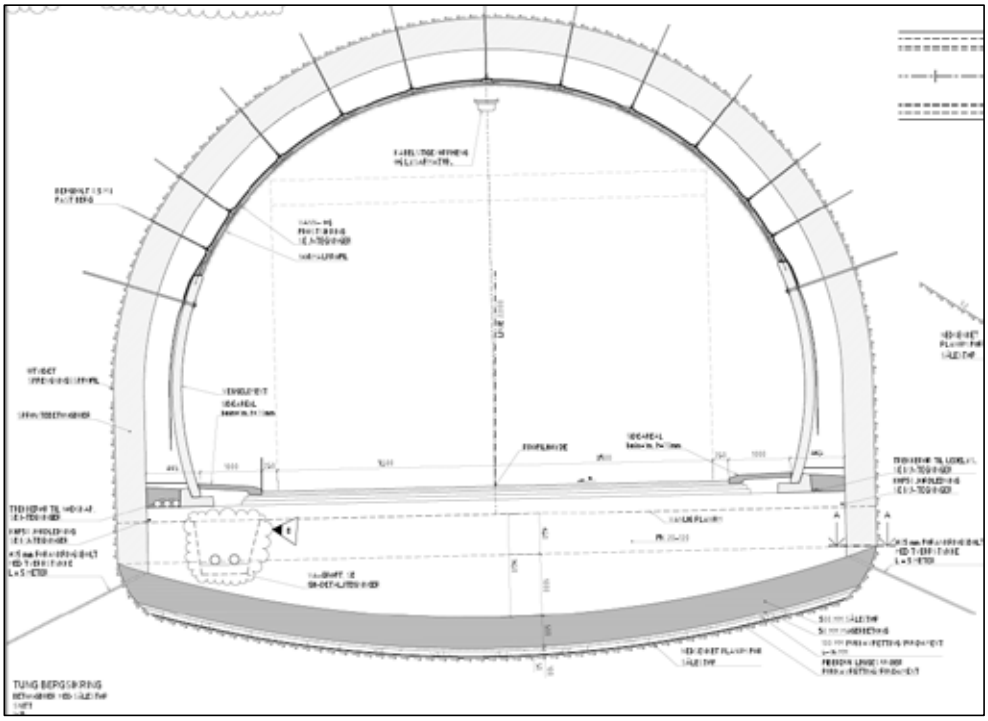
Figur 5: Eksempel på dobbeltarmerte buer på stuff.

Sålestøp

Det ble tatt prøver av leirmaterialet fra «Folldalssonen» som viste svelletrykk mellom 0,86 og 1,03 MPa. Med bakgrunn i dette ble det besluttet å støpe sålen, samt utføre deformasjonsovervåkning på sprøytebetongbuene. Jevnlige kontrollmålinger viste ingen tegn til bevegelse/konvergens. Dobbeltarmerte sprøytebetongbuer er vurdert å være fullgod permanentsikring i sonen.

Siden T51 og T52 er eneste vei inn og ut av tunnelsystemet, måtte utførelsen av sålestøpen tilpasses steintransporten ut av tunnel. Per dags dato er det utført sålestøp i Råtunnelen (T52), og det skal utføres sålestøp i «Folldalssonen» også i Søråstunnelen (T51) og overvannstunnelen (T43).

Sålestøpen har blitt prosjektert av Norconsult i samråd med byggeledelsen, se Figur 6 til Figur 9. Det har vist seg vanskelig å finne god dokumentasjon og erfaringer på tidligere utførte sålestøper. Kravet til pilhøyde på minimum 10% av tunnelbredden (Statens vegvesen, 2016), har medført at man måtte sprenge ekstra i sålen bak stuff.



Figur 6: Arbeidstegning sålestøp i Folldalssonen.

Figur 7: Sålestøp-området i T52 etter at sålen er senket (pigging/sprengning).

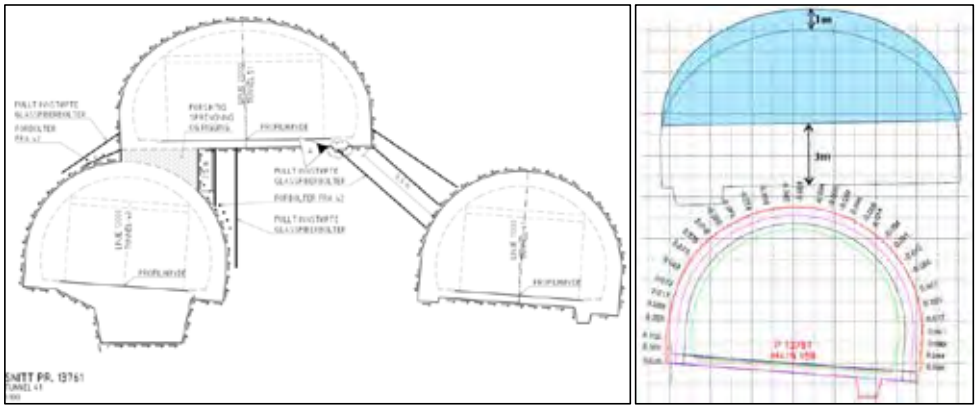
Figur 8: Armering av sålestøp i T52. Buene kobles sammen med sålestøpen.

Figur 9: Ferdig sålestøp i T52. Gjenstår supplerende innspruting av bueføtter.

Kryssing av Råtunnelen under Søråstunnelen

Innad i prosjektet blir denne kryssingen omtalt som «internkryssingen». Søråstunnelen (T51) passerer over tvillingløpene i Råtunnelen (T41 og T42), med en minste overdekning på ca. 0,5 m, se Figur 10. I prosjekteringsfasen var kryssingsrekkefølgen vurdert i flere runder, da det skulle tas hensyn til fremdrift for både Bybanen og egne dagsoner. Kryssingsrekkefølgen fra konkurransegrunnlaget sa at det skulle prioriteres å drive Råtunnelen først fordi T42/T43 ligger på kritisk linje i forhold til arbeider i dagsonen i Rådal. Søråstunnelen skulle da stanses før kryssingen inntil full utstøpning var ferdigstilt i Råtunnelen.

Underveis i prosjektet kom Implenia med ønske om å drive den overliggende Søråstunnelen (T51) først, for deretter å drive Råtunnelen (T41/T42) under etterpå, forsiktig med korte salver og tung sikring på stuff. Det ble en enighet i prosjektet om å gjennomføre dette for å redusere tidsavhengigheten mellom konstruksjoner og tunneldrivingen. Følgelig ble sålen i T51 hevet drøye 3 meter og hengen med ca. 1 meter for å få nok berg mellom tunnelene, se Figur 11. Gjenstående såle i overliggende T51 sprenges forsiktig etter at utstøpningen i underliggende Råtunnelen er ferdig. Stabiliteten har blitt overvåket med konvergensmålinger i Råtunnelen, og det har ikke vært avdekket bevegelser i bergmassen.

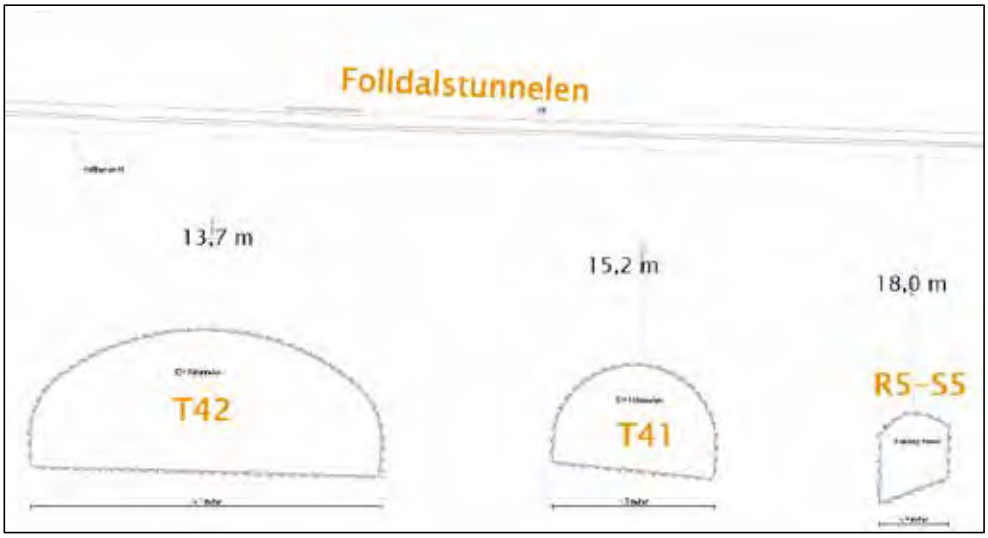


Figur 10: Arbeidstegning for internkryssing, og skisse for heving i sålen.

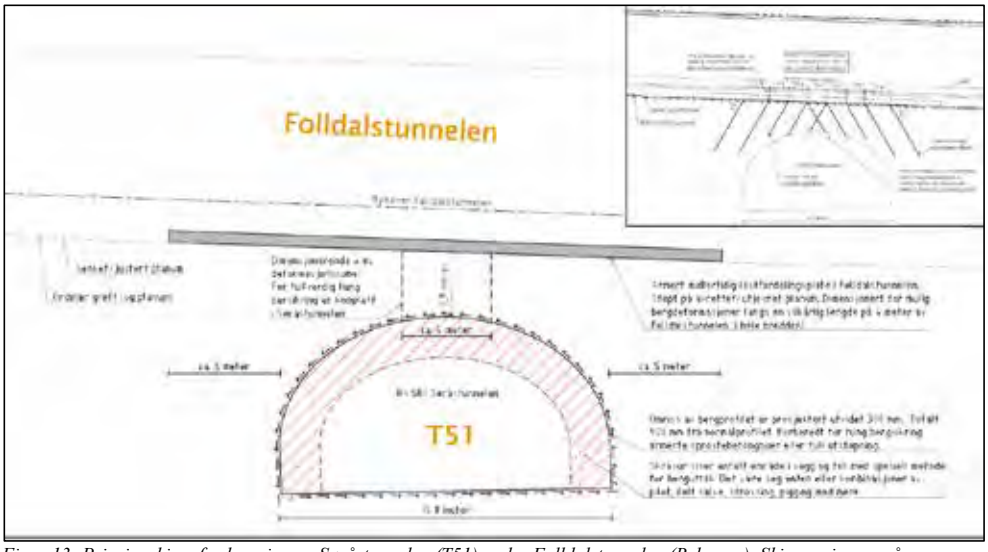
Figur 11: Bilde fra Søråstunnelen (T52) der sålen er hevet over Råtunnelen (T41 og T42).

Kryssing under Bybanen - Folldalstunnelen

Folldalstunnelen er bybanetunnelen mellom Råstølen og Lagunen, og ble tatt i bruk i august 2016 når tredje byggetrinn av Bybanen åpnet til Flesland. Folldalstunnelen har blitt krysset i to områder. Første kryssingsområdet er der Råtunnelen (T42, T41, og rømningstunnelene R5 og S5) krysser under med ca.14 til 18 m overdekning, Se Figur 12. Det andre, og mest krevende kryssingspunktet er der Søråstunnelen (T51) krysser under Folldalstunnelen med en minste teoretisk overdekning på ca. 2,9 meter, se Figur 13. Faktisk minste avstand var ca. 2 meter, se Figur 14. Folldalstunnelen til Bybanen ble satt i drift i august 2016, og sprengningen er blitt utført med banen i tilnærmet normal drift.

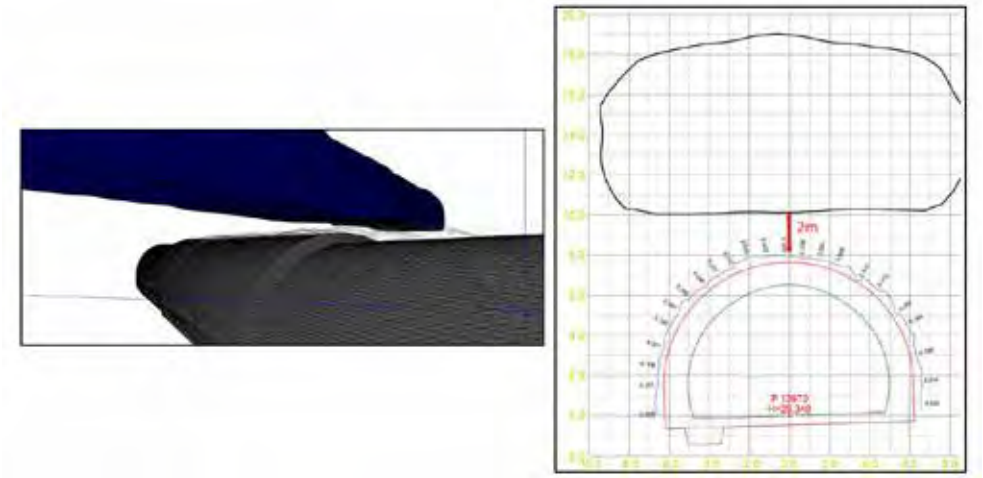


Figur 12: Råtunnelen (T41/T42) under Folldalstunnelen (Bybanen).



Figur 13: Prinsippskisse for kryssing av Søråstunnelen (T51) under Folldalstunnelen (Bybanen). Skissen viser også lastfordelingsplate støpt i sålen på Folldalstunnelen.

Som forberedelse for kryssingen ble det støpt en lastfordelingsplate i Folldalstunnelen, som i praksis fungerte som en midlertidig anleggsbro for Bybanen. Det ble boltet ned mot T51 med glassfiberbolter. Sikringen i Søråstunnelen har blitt utført med dobbeltarmerte sprøytebetongbuer med senteravstand ca. 1,5 meter.



Figur 14: Scanning av Folldalstunnelen sammen med 3D-modell for Søråstunnelen, og scanning av begge tunnelene etter kryssing.

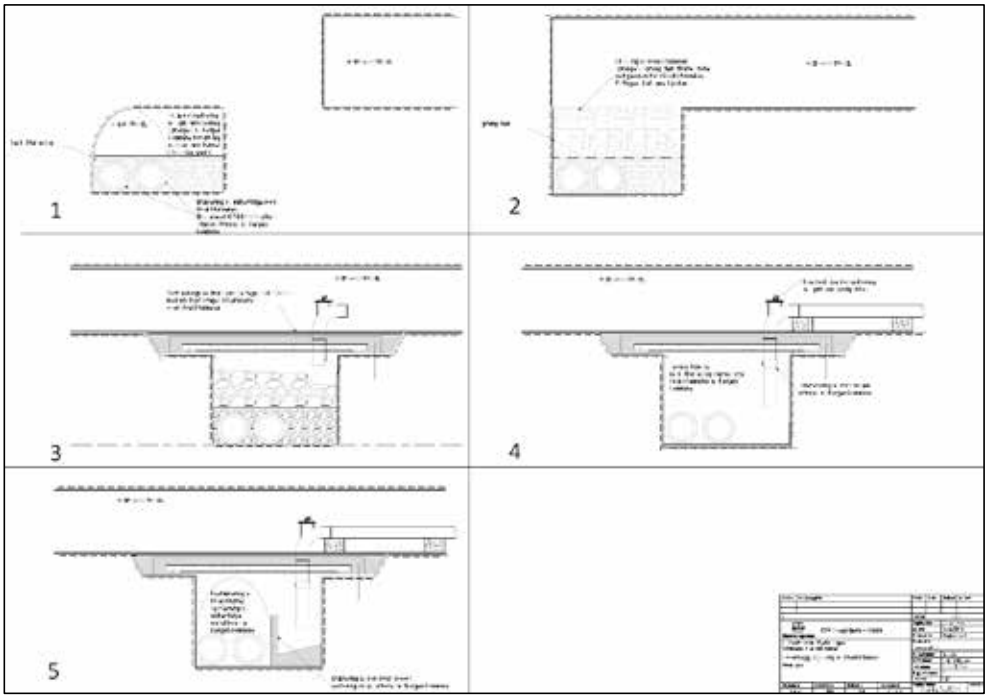
Forut for drivingen under Folldalstunnelen var det definert influensområder med en radius på 50 m ut fra Folldalstunnelens senterlinje. I disse områdene ble det vurdert fortløpende, basert på nærhet mellom tunnelene og registrerte rystelser i Folldalstunnelen, om banen skulle holdes igjen utenfor tunnelen ved salve. Det ble bare skutt salver utenom rushtidene. Der Søråstunnelen krysser Folldalstunnelen med overdekning ned mot 2 meter ble banen stengt mellom 20.00 og 21.00 for salve.

I det første kryssingområdet, mellom Råtunnelen og Folldalstunnelen, er overdekningen vurdert som tilstrekkelig til at det ikke er utført spesielle sikringstiltak utover nødvendig sikringsbehov i Råtunnelen. Der Søråstunnelen krysser med liten overdekning har det vært utført systematisk sonderboring, spiling, korte og delte salver, og montert dobbeltarmerte sprøytebetongbuer på/ved stuff. Også her foretas det konvergensovervåkning for å dokumentere stabiliteten.

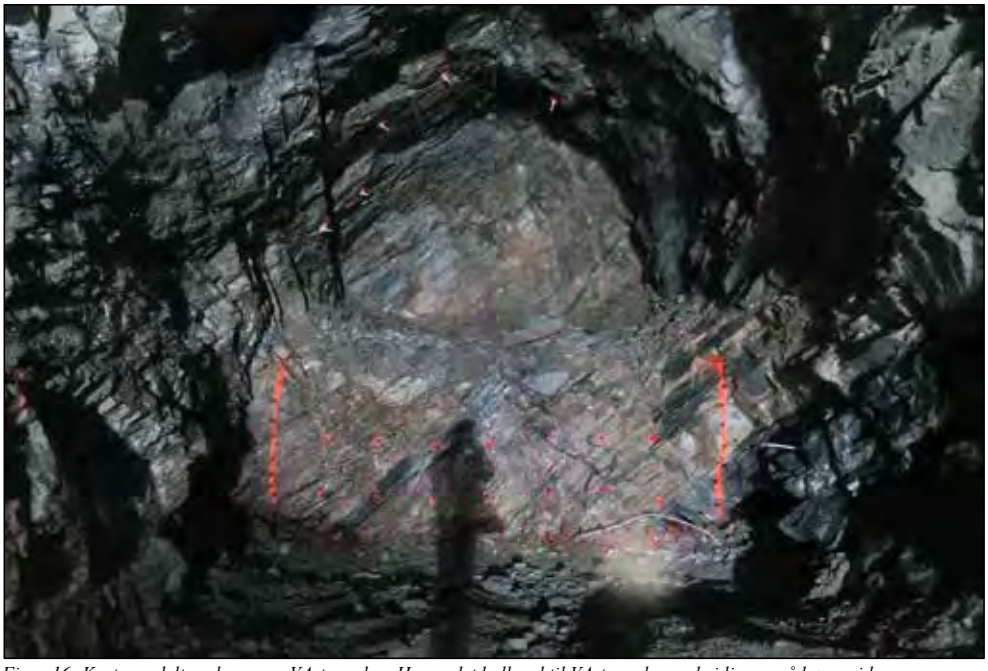
Kryssing av Bergen kommunes VA-tunnel
Overvannstunnelen (T43) ivaretar flere oppgaver i tunnelsystemet. Hovedfunksjonen er vannhåndtering fra tunnelsystemet, samt drenering av grunnvann i dagsonen i Rådalen. Dette vannet skal ledes ut i Nordåsvannet. Tunnelsystemet har også 3 påboringer av spillvann for Bergen kommune. Overvannstunnelen (T43) krysser inn i hengen på VA-tunnelen, og det pågår for tiden bygging av en vanntett brokonstruksjon i krysningspunktet, se Figur 15. Gjennom brokonstruksjonen er det også en gjennomføring av spillvannet, som tas via tunnelsystemet, inn til VA-tunnelen.

Utfordringene rundt denne kryssingen har vært at kryssingsarbeidene har krevd tiltak med rør og omfyllingsmasser i VA-tunnelen, noe som reduserer kapasiteten i VA-tunnelen. Dette har igjen medført at sprengningsarbeidene har måttet tilpasses nedbøren. Heldigvis har sprengningsarbeidene kunnet gjennomføres med bare noen få salver som har blitt utsatt til neste dag pga. høy vannstand, og manglende tilkomst for inspeksjon.

Tunneldrivingen i overvannstunnelen er nå stanset, og vil starte opp igjen rundt nyttår 2017/2018 når brokonstruksjonen (K72) over VA-tunnelen er ferdigstilt.



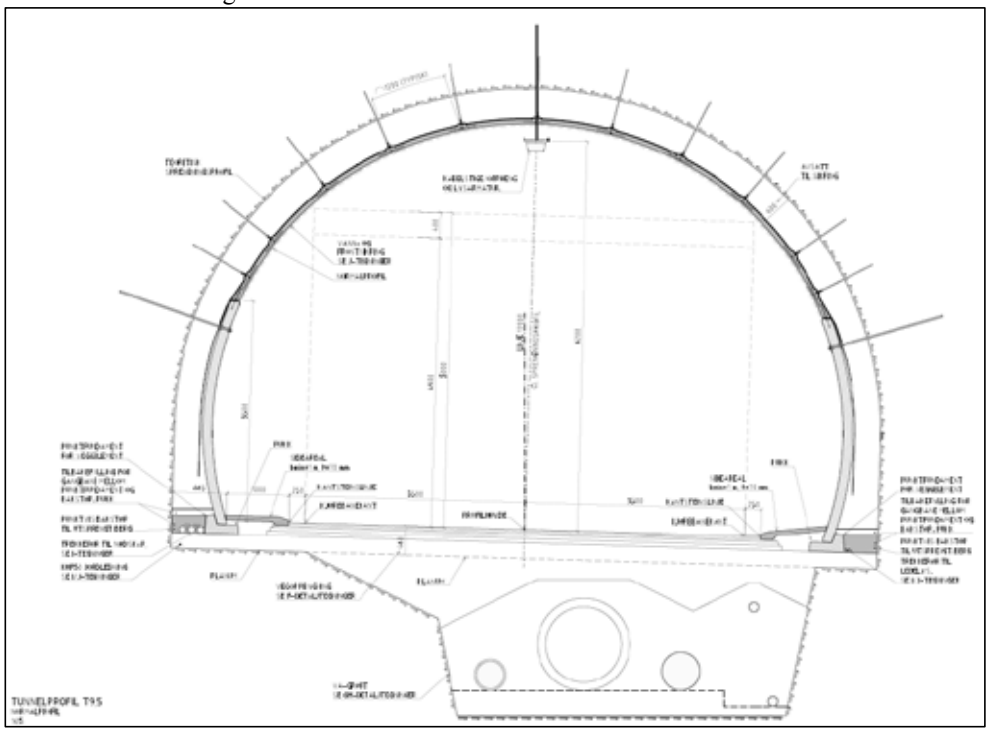
Figur 15: Prinsipptegning for kryssing av VA-tunnelen til Bergen kommune.



Figur 16: Korte og delte salver over VA-tunnelen. Her er det hull ned til VA-tunnelen nede i liggen på høyre side.

Store grøfter, store spenn og lange tverrslag
Noen av de andre forholdene på K11-kontrakten som nevnes veldig kort er store grøfter for håndtering av overvann, store spenn for avramping av tunnelløp, og lange tverrslag.

Store grøfter
Som nevnt har overvannstunnelen en viktig funksjon for å drenere dagsonen i Rådalen. Her ligger vegtraséen under grunnvannsnivå, og ene løpet i Råtunnelen (T42) brukes for å håndtere vannmassene som skal dreneres til Nordåsvannet. I dette løpet sprenges det derfor en ekstra stor overvannsgrøft.



Figur 17: Grøft i Råtunnelen (T42) for å drenere grunnvannet i dagsone Rådal.

Store spenn
Sørgående løp i Råtunnelen (T42) fra Nordås mot Rådalen har en tunnelarm mot Flyplassvegen (T52). Dette medfører at man i avrampingen får et spenn på over 27 meter, med andre ord en liten fjellhall inne i tunnelsystemet. Man får også store spenn i områder med havarinisjer og tverrforbindelser.

Figur 18: Fra «Splitten» i T42 med stort spenn.

Lange tverrslag

Håndbok N500 stiller krav til at det etableres nødutganger med gangbare tverrforbindelser mellom tunnelløpene med en innbyrdes avstand på 250 meter. På grunn av at Søråstunnelen går som et singelløp i den nordlige delen må det bygges rømningsveier ned til Råtunnelen (T41). De lengste tverrslagene, S6 og S7, er henholdsvis 154 m og 284 m.

GEOLOGI OG SIKRING

Berggrunnen i området tilhører den geologiske formasjonen «Store Bergensbue», som er en del av den Kaledonske fjellkjededannelsen. Tunnelene i K11 går i en undergruppe som kalles Lindåsdekket, og som i hovedsak består av prekambriske dypbergarter. I hovedsak er bergartene granittisk-/diorittisk gneis og anortosittisk gneis.

Ut i fra geologisk rapport var det forventet å møte minst 16 lokale svakhetssoner i T41/T42, minst 12 lokale svakhetssoner i T51, og minst 9 lokale svakhetssoner i T52. For mange av disse sonene var det forventet at man kunne finne aktiv svelleleire. Dette har i løpet av prosjektet vist seg å være tilfelle, og det har blitt påvist svelletrykk helt opp i 1,58 MPa. Soner med høye svelletrykk har i utgangspunktet blitt sikret med dobbeltarmerte sprøytebetongbuer. Folldalssonen er i tillegg sikret med sålestøp (se eget avsnitt).

Generelt for sikring kan det sies at sondérboring, injeksjon for stabilitet, forbolting, korte og eventuelt delte salver, samt armerte sprøytebetongbuer tett opp mot stuff, har fungert som en universalmetode for både kryssinger, svakhetssoner, og områder med høye svelletrykk.

ANDRE BYNÆRE FORHOLD

Utover de tekniske utfordringene over, nevnes i punktform andre bynære forhold, både typiske, og spesielle for K11, som har hatt betydning i prosjektet:

- Rystelser – flere områder med lite overdekning
- Grunnvannsbrønner – GRANADA har ikke vært oppdatert for området og det har blitt avdekket energibrønner underveis i prosjektet, som en måtte ta hensyn til.
- Støyrestriksjoner – ingen støyende arbeider mellom 22.00 og 07.00.
- Kun en vei inn/ut av tunnelsystemet (T51/T52), og stor trafikk ved Flyplassvegen.
- Mye tidsavhengighet mellom dagsoner og tunneler
- Politiske avgjørelser rundt massedeponi
- Store krav til ytre miljø
- Lite overdekning T31/T32, og behov for å støpe plate over påhugget.

ERFARINGER OG NOEN TANKEKORS

Dersom man i dette prosjektet får muligheten til å trekke ut noen erfaringer og tankekors til senere prosjekter, er det naturlig å trekke frem utfordringene rundt svelleleire og tung sikring.

Følgende utfordringer ser vi:

- Det er vanskelig/umulig å få svar på svelleanalyser (ødometer) tidlig nok til å velge riktig sikringsomfang på stuff. Man må derfor i mange tilfeller ta høyde for «worst case», og utvide profilet for tung sikring. I mange tilfeller må man gå tilbake for å supplere sikringen.
- Det finnes ingen klare retningslinjer på krav til full utstøpning og sålestøp når det gjelder svelleleire. Utstøpning vil medføre stans i produksjon eller forsinkelser i etterarbeider bak stuff, og sikring med armerte sprøytebetongbuer vil i de aller fleste tilfeller derfor bli foretrukket. Vi savner tydeligere retningslinjer for dimensjonering av tung sikring i soner med svelleleire. Hva gjør en f.eks når svelletrykket målt i laboratoriet er høyt, mens det prosentvise innholdet av leire i sonen er lite?
- Sålestøp står nevnt under sikringsklasse E og F (Statens vegvesen, 2016), men det finnes lite dimensjonering/dokumentasjon av sålestøper. Prosjektering av sålestøp, slik det er i dag, er opp til hvert enkelt prosjekt. Kravet til pilhøyde på minimum 10% av tunnelbredden vil i mange tilfeller, som på K11-kontrakten, medføre behov for sprengning av såle bak stuff for å oppnå et tilstrekkelig dyp. Dette vil igjen medføre blokkering av tunnelløp, og krever mye planlegging. For dette prosjektets del skulle man, i etterpåklokskapens lys, gjerne ha utvidet profilet for tung sikring i sålen allerede på stuff.

KILDER

Statens Vegvesen. (2016). Håndbok N500 - Vegtunneler, Normaler. Statens Vegvesen, Vegdirektoratet.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2017

Siri Hagehaugen
Direktoratet for Sikkerhet og Beredskap (DSB)

NYTT FRA DSB

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNINKK

BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2017

PASSERING AV LAUSMASSESONE I RØDØLSTUNNELEN

Excavating through a zone of gravel and boulders in Rødølstunnelen

Anders Øyre, Kontrollingeniør, Statens vegvesen Region Vest

SAMANDRAG

Arbeidet med Rødølstunnelen på prosjektet E16 Filefjell, Øye – Eidsbru i Vang byrja hausten 2016. Omlag 100m inne i tunnelen frå vest var det forventa ei svakheitssone hovudsakeleg utifrå grunnundersøkingar med seismikk. Det er eit søkk i terrenget over sona og der går gamle Kongevegen som er verna. Dette vanskelggjorde grunnundersøkingane. Like under Kongevegen viste det seg å vere ei lausmassefylt kløft, truleg ei spylerenne/jettegryte fylt av rullestein, grus og sand, som vart danna under siste istid. Det var kun 9 meter opp til Kongevegen, som ikkje måtte rørast.

Her er ein kort oppsummering av framgangsmåtane som blei brukte for å drive tunnel gjennom den uforutsette lausmassesona, som kryssa tunnelen over ca. 12 lengdemeter:

- Sonderboringar og tolkning av desse.
- Forsøkte først med ø32mm forboltar i kamstål, men gjekk over til å bruke sjølvborande boranker (Ischebeck) med dimesjon 40/16mm.
- Injeksjon av lausmassane.
- Reduserte salvelengder.
- Påsprøyting med fiberarmert sprøytebetong snarast mogleg etter salve.
- Armerte sprøytebetongbuar opphengde med kombinasjonsboltar og sjølvborande stag.
- Tett samarbeid med hovedentreprenør STRABAG og ekstern ingeniørgeolog Eystein Grimstad.

Sidan lausmassesona var uventa, vart framgangsmåtane avgjode på staden. Entreprenør og ekstern ingeniørgeolog var løysingsorienterte og samarbeida godt ilag med Byggherren. Med dette som utgangspunkt vart det litt prøving og feiling for å komma gjennom sona. Ø32mm kamstålboltar var umoglege å få inn i massane, så me gjekk over til sjølvborande Iscebeckstag som vart gyste. Justeringar av v/c-forholdet fra 0,7 til 0,6 for raskare herding på injeksjonsmassen gjorde me undervegs. Sprenging med reduserte salvelengder ned i 1,5 meter. Løysingane viste seg å fungera, og me passerte sona med minimale utrasingar.

SUMMARY

Rødølstunnelen is a part of the principle road project E16 Filefjell, Øye – Eidsbru, and started in the fall of 2016. It was expected to be a zone of weak bedrock about 100m inside of the tunnel, based on ground survey with drilling and refraction seismics. In the landscape above the expected weak zone there is a gully and the old and protected Kings road goes through it, which made the ground surveys more difficult to execute. During the tunnel excavation, a zone filled with sand, gravel and well rounded boulders was found underneath the Kings road. Probably remnants of a subglacial stream formed during the last ice age. The protected Kings road was only 9 meters above the tunnel crown, and we did not want to make any scars in it.

Below is a short summary of how we approached this challenge, and which methods we used to get through the zone that crossed the tunnel over about 12 meters length:

- Probe drilling and interpretations.
- First, we tried to insert ø32mm rebar bolts, but had to change into self-drilling tube bolts (Ischebeck).
- Pregrouting with cement into the zone of sand, gravel and boulders.
- Reduced length of blasts.
- Shotcrete as soon as possible after blasting
- Reinforced ribs of shotcrete supporting the tunnel profile combined with radial combination bolts (expansion shells and later grouted) and self-drilling tube bolts (Ischebeck anchors)
- Corporation with main entrepreneur STRABAG and Engineering geologist Eystein Grimstad.

Because the zone filled with glacial deposits was unexpected, the methods of excavating through it were decided on the site. The main contractor and the hired engineering geologist were solution oriented and cooperated well with Statens vegvesen (Public Roads Administration). We started with some “learning as we go”. Because ø32 mm rebar bolts were impossible to insert, we changed into self-drilling, Ischebeck tube anchors, which were cement grouted. The w/c ratio during the pregrouting was adjusted from 0,7 to 0,6 in order to achieve faster curing. The length of the blasting rounds was reduced down to 1,5m. The combination of the mentioned methods proved to work out well, and we came through the zone without any cave in.

PROSJEKTET

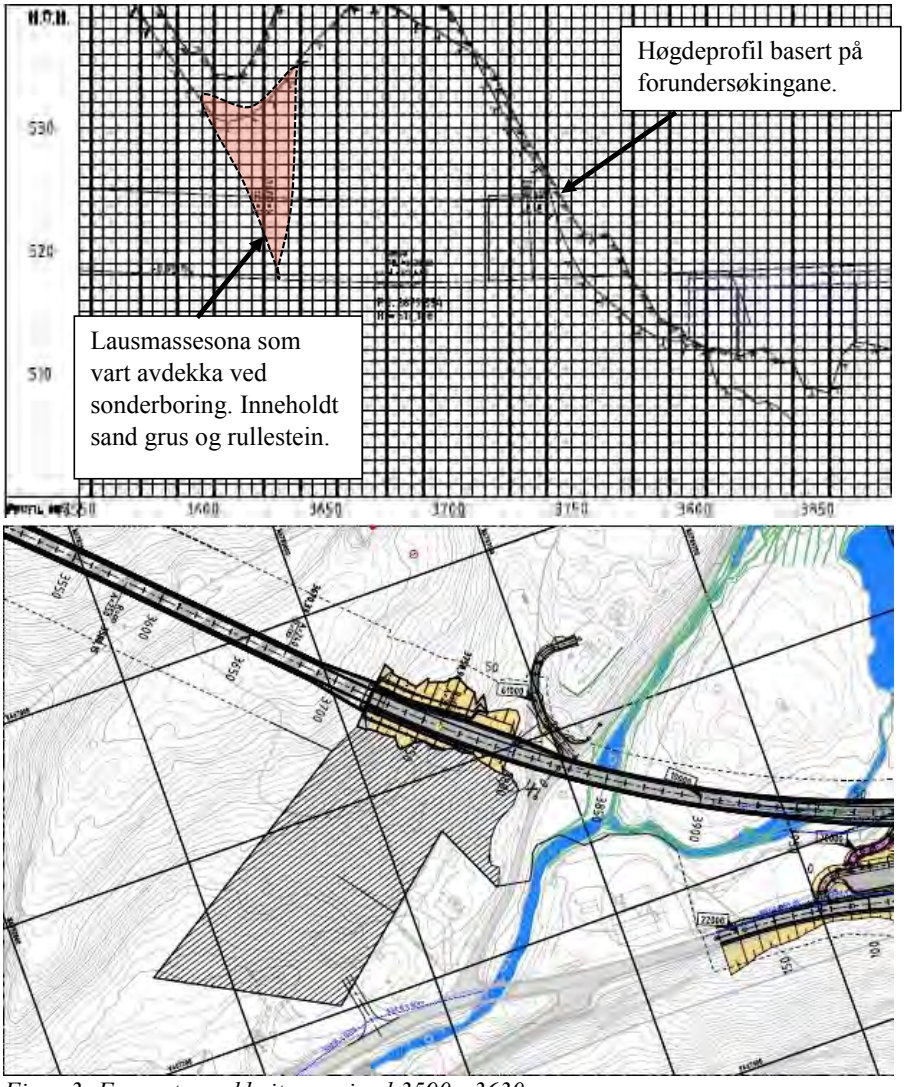
Øye – Eidsbru er siste del av ny E16 over Filefjell som byggast. Prosjektet er lokalisert i Vang kommune i Oppland. Det har ein lengde på vel 4km der 2km er tunnel og ca 210m er bru. Tunellen går under elva Rødøla og heiter derfor Rødølstunnelen. Prosjektsart var juni 2016 og tunneldrivinga starta i oktober same året.

Figur 1: Pila syner prosjektet sin lokalitet i landet.

Figur 2: Parsellen. Eidsbru i nord, Øye i sør. Den stipla linja er tunnel.

UTGANGSPUNKTET

Om lag 100 m inne i tunnelen var det forventa ei svakheitssone med liten overdekning. Dette var basert på forundersøkingar med seismikk, fjellkontrollboring og kjerneboring. På terrengoverflata, i søkket midt over den antatte svakheitssona ligg gamle Kongevegen som er verna. Dette vanskeleggjorde forundersøkingane. Fjellkontrollboringane, som var satt ca. 20m til sides for senterlinja, og kjerneboringane, som var bora steilt ned frå overflata ca. 5m til sides for senterlinja, antyda fjelloverdekning på potensielt ned i 2m og terrengoverdekning på ca 9m, i tillegg til varierande fjellkvalitet utan at det var snakk om noko knusingssone. Tolking av refraksjonsseismikk tyda på ei mindre svakheitssone med ganghastigheit på 3000 – 3500 m/sek., og generelt 4 – 5 m bergoverdekning over tunnelhengen. Det vart anbefalt å starte opp med sonderboringar i forkant av den antatte svakheitssona.



Figur 3: Forventa svakheitssone i pel 3590 - 3630.

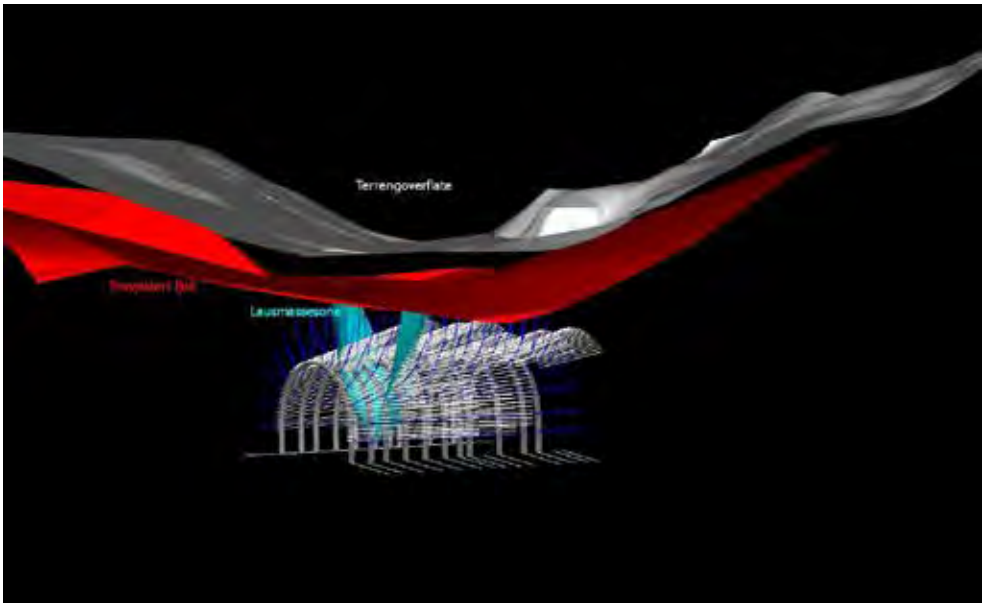
17. desember 2016 avdekka entreprenør STRABAG gjennom tolking av sonderboringar og funn av rullestein på stuff, at me mest truleg hadde delvis driving i lausmassar framføre oss. Ekstern geolog Eystein Grimstad kom på anlegget neste arbeidsdag.

Figur 4: Heilt avrunda stein funnen på solen ved stuff.

FRAMGANGSMÅTE

Det blei gjort fleire sonderboringar. Me såg på borsynk, tap av spylevatn og utgang av vatn i andre hol. Tolkingar tyda på ei lausmassesone som gjekk på skrå frå høgre mot venstre. Den var breiast i toppen og smalna inn nedover. Store steinblokker i sona vanskeleggjorde tolkingane. I og med at det ikkje var planlagt noko lausmassedrift, måtte framgangsmåten avgjerast på staden. Forsøkte først å forbolta med 8m innstøypte ø32mm kamstålboltar. Det var umogleg å få til på grunn av gjennrasing av borhola. Løysinga vart sjølvborande stag med hul kjerne som kunne gysast gjennom (Ischebeck). Staga vart understøtta av armerte sprøytebetongbuar. For å stabilisera massane gjekk me for å injisere dei med sement. Salvelengdene vart reduserte til mellom 1,5m og 2,5m samt utvida profil, og påføring av sprøytebetong umiddelbart etter salvene var skotne.

Figur 5: Plassering av sonderboringshol i tidleg fase.



Figur 6: 3D-profil av lausmassesona. Laga av Jan Helge Aalbu, SVV.

SJØLVBORANDE STAG OG BUAR

Staga som fungerte som forboltar vart bora i overgangen mellom stuff og tunnelprofil med stikning på 10° - 15° og c/c 30cm. Senteravstanden mellom forboltane vart redusert til om lag 20 cm i den mest kritiske fasen med mykje sand i hengen. Lengdene vart avgjorde undervegs då me ville ha staga gjennom lausmassesona og inn i godt fjell, dei varierte i lengder mellom 6 og 13,5m. Lot det vere ca. 1m utstikk slik at staga kunne understøttast med armert sprøytebetongbue. Boringa av stag fungerte òg som sonderboring og gav viktig informasjon om forholda framfor stuff. Det blei ikkje montert nye stag for kvar salve i og med at dei gjekk så langt forbi ei salvelengde.

Enkeltarmerte sprøytebetongbuar med 6 – 10 stykk ø20 jern blei monterte, med c/c på ca. 1,5m mellom buane. På dei salvene det var satt sjølvborande stag vart buen montert under utstikka på staga. Som oppheng til buen vart det montert radielle kombinasjonsboltar der det var fast fjell og sjølvborande, gyste Ischebeckstag der det var lausmasse.

Figur 6: *Armeringsjern i sprøytebetongbue.*

Figur 7: 1 meters utstikk på sjølvborande stag.

FORINJEKSJON

For å stabilisera lausmassane måtte dei forinjiserast. Det gjekk med store mengder sement under gysing av dei sjølvborande staga, så denne prosessen gav i seg sjølv òg effekt som injeksjon av lausmassane. I tillegg vart det brukt injeksjonsutstyr for å mette lausmassane best mogleg. Brukte vann/sement-forhold (v/c) på 0,7 i første injeksjonsrunde. Denne sementen var veldig tyntflytande og trengde seg godt inn i lausmassane, men hadde lang herdetid og gav ikkje så god stabilitet. Ved dei neste injeksjonsrundane endra vi v/c-forholdet til 0,6, noko som fungerte betre med raskare herding. Sementen vart injisert både i stuff under forboltane og utanfor profilet over forboltane. Hola det vart injisert i varierte i lengder frå 3 til 24,5m. Det var trøblete å bora i lausmassane. Der det lot seg gjere var ansett på injeksjonshola med pakkere i fast fjell for så å bore dei skrått inn i lausmassane. Det vart òg bora og satt pakkere dei største steinblokkane i lausmassane. Forsøkte også å bore direkte inn i lausmassane gjennom laget av sprøytebetong i stuffen, men her var det vanskeleg å sette pakkarane og injeksjonstrykket pressa sprøytebetongen ut frå stuffen. For å unngå utgang av sement i dagen vart det plassert vakter med radio i terrenget over tunnelen og injeksjonen føregjekk med relativt lågt trykk. Satte ei maksgrense på ca 20 bar, medan det gjennomsnittlige injeksjonstrykket på kvar runde varierte mellom 7 og 14 bar. Det vart ikkje utført injeksjon for kvar salve sidan sementen vart injisert lenger fram enn ei salvelengd.

Figur 8: Injeksjonsskjerm. I hol nummer 21 er pakkaren satt i sprøytebetongen.

SALVER OG SPRØYTEBETONG

Grunna liten overdekning og dårlig fjellkvalitet var tunnelprofilet utvida og ein sprøytebetongbue montert allereie før tunnelen var driven inn i lausmassesona. Dette var eit godt grunnlag til å jobbe seg vidare framover med. Salvelengdene vart reduserte til mellom 1,5 og 2,5 meter. Det var naturleg nok mykje bore- og ladevanskar i hola som gjekk inn i lausmassane. Sprøytebetongen stod klar utanfor tunnelen når salvene vart skotne, slik at spruting kunne starta straks lastaren hadde rydda plass til sprøyteriggen. Påføring av sprøytebetong var veldig utfordrande i den delen av profilet som bestod av lausmasse kombinert med litt vasslekkasjar. Me måtte sprøyta tynne lag og la betongen herda litt mellom kvar påføring. Den delen av stuffen som bestod av lausmasse vart også sprøyta inn. Sementinjeksjonen var ein stor bidragsytar til at lausmassane ikkje rasa ut før sprøyting.

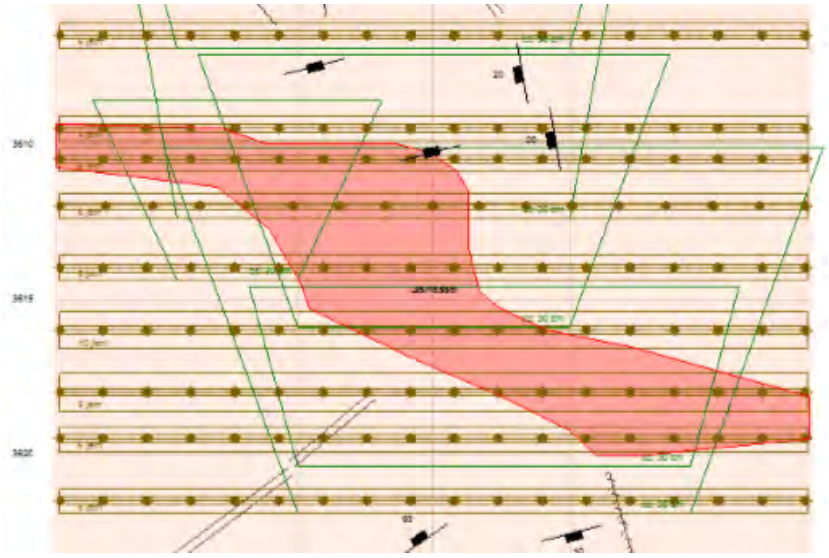
Figur 9: Stuffen i lausmassesona før og etter påføring av sprøytebetong.

OPPSUMMERING

Lausmassesona strekte seg over ca. 12 tunnelløpemeter. Den inneheldt fraksjonar frå sand til store blokker, der alt var heilt eller delvis runda. Mest truleg er det restane av ei spylerenne frå siste istid. Den var ikkje lokalisert under lågaste punkt i søkket som er synleg i terrenget, men ca. 10 - 20m til sida. Dette var ein medverkande årsak til at lausmassesona ikkje vart oppdaga under grunnundersøkingane, sidan dei var konsentrerte i den djupaste delen av søkket.

Om me skulle gjort noko annleis ville det vere å bruke mindre vasstrykk under boring av salve og stag. All boring føregjekk nemleg med fullt vasstrykk. Dette gjorde til at lausmassane vart veldig våte, og dermed auka v/c-forholdet på injeksjonsmassane. Men kanskje ville det vorte endå vanskeligare å bore om me hadde brukt mindre vasstrykk.

Det var heile vegen eit godt samarbeid mellom hovudentreprenør STRABAG, ekstern ingeniørgeolog Eystein Grimstad og Statens vegvesen. Alt i alt fungerte løysinga med sjølvborande stag, sprøytebetongbuar og injeksjon bra. Me kom oss gjennom sona på ein relativt sikker måte, utan større utrasingar. På ei salve gjekk hengen opp til ca. 70 cm over bora kontur i eit lite parti på om lag 1-2 m^2. Elles førte forinjeksjonen til at lausmassane var stabile nok til å ta ut salver utan nevneverdig nedfall. Forboltane stod for det meste med overlapp, og var understøtta av sprøytebetongboger, slik at lausmassane ville kvile på desse om injeksjonen stadvis skulle vere utilstrekkeleg for å halde oppe stabiliteten.



Figur 10: Utdrag frå Novapint tunnel. Rødt område er lausmassesona, grøne boksar er plassering av sjølvborande stag og mørkegrønne striper med prikkar i, er armerte sprøytebetongbuar.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2017

LYSEBOTN II – UTVIDELSE AV EKSISTERENDE KRAFTANLEGG

Lysebotn II – Extension and renewal of existing hydro power plant.

Olaf Rømcke, Sivilingeniør, Orica Norway AS
Espen Hugaas, Sivilingeniør, Orica Norway AS

SAMMENDRAG

Innerst i Lysefjorden ligger Lysebotn kraftverk som har vært i drift i mer enn 60 år. I 2012 ble det besluttet av eier å bygge et nytt kraftverk, Lysebotn II, på samme sted for å unngå å ta eksisterende anlegg ut av drift for renovasjon. Utbygging av Lysebotn II startet i 2013 og skal være klart for produksjon i 2018. Som en del av utbyggingen av Lysebotn II var det behov for å ta i bruk den «urnorske» teknikken med tunnelutslag under vann. Teknikken går ut på å drive en inntakstunnel under et vannmagasin og la det stå igjen en kort plugg med fast fjell som sprenges ut når det er gjort klart for dette i resten av kraftanlegget. Teknikken er hyppig brukt i Norge i over 100 år, men de siste 20-25 årene har antallet utslag gått ned i takt med færre kraftutbygginger enn tidligere. En utslagssalve er en kritisk del av en kraftverksutbygging og man gjør derfor omfattende tiltak for å forsikre seg om at resultatet blir vellykket. Ved Lysebotn II skulle det sprenges to utslag under vann til inntakstunneler og et utslag under vann til utløpet i Lysefjorden og det ble for første gang i Norge benyttet elektroniske tennere for å sikre full kontroll over opptenning av utslagsalvene.

SUMMARY

Lysebotn kraftverk (Hydro Power plant) is located in the inner most of Lysefjorden in South west of Norway. The hydro power plant has been in operation for more than 60 years. In 2012, it was decided by the owner to build a new power plant, Lysebotn II, at the same location to avoid taking existing facilities out of production for renovation. The construction of Lysebotn II started in 2013 and the new power plant is scheduled to be ready for production in 2018. As part of the development of Lysebotn II, it is necessary to use the "ancient" Norwegian technique of underwater tunnel piercing. The technique is to construct an intake tunnel under a water magazine and leave a short plug of solid rock that will be blasted when infrastructure in the rest of the power plant is ready. The technique has been widely used in Norway for more than 100 years, but in the past 20-25 years the number of underwater tunnel piercings has decreased as there are fewer hydro power developments now than before. An underwater piercing is a critical part of a hydro power plant development, and therefore, comprehensive measures are taken to ensure that the result is successful. The final brake through blasts at Lysebotn II (two intake tunnels and one outlet tunnel) were all, as the first time in Norway, initiated with electronic detonators to ensure the initiation.

INNLEDNING

Lysebotn kraftverk

Lysebotn kraftverk er hjertet i Lysekonsernet og har i mer enn 60 år forsynt Rogaland ++ med lys og varme. Utbyggingen av kraftverket startet etter krigen og første byggetrinn var ferdig i 1953. Det ble seinere utvidet og da det stod ferdig i 1964 var det Norges største kraftverk. Lysebotn 1 var modent for renovering og i 2012 besluttet bedriftsforsamlingen å bygge nytt kraftverk i Lysebotn, Lysebotn II.

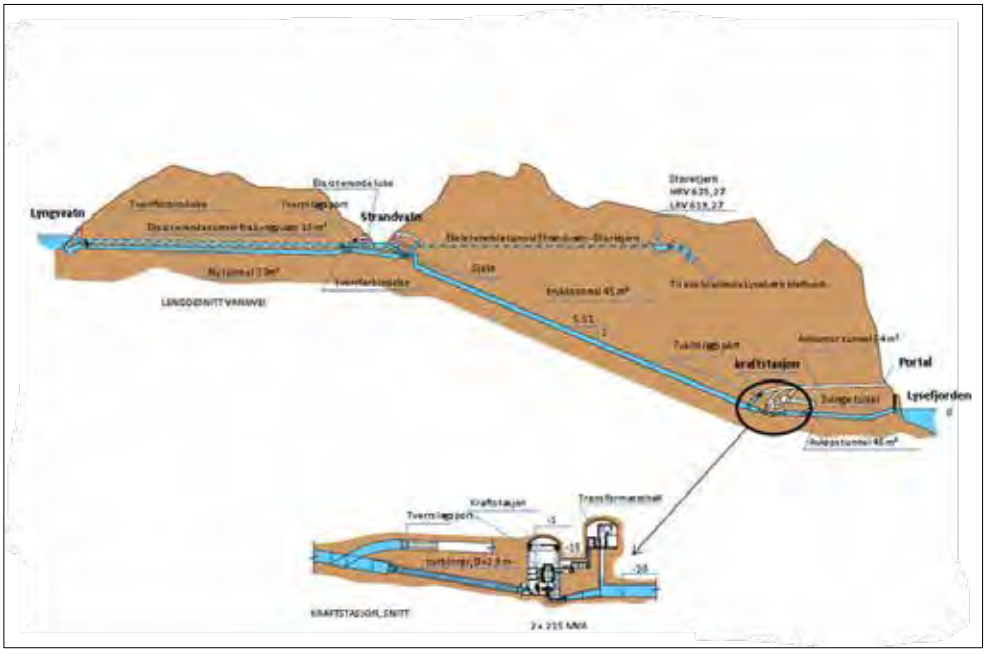
Lysebotn II

Da Lyse besluttet å bygge ut Lysebotn hadde de to valg, enten å renovere det gamle eller å bygge nytt. De valgte å bygge nytt. Det gamle kunne da gå under utbyggingen, samtidig som de da fikk et nytt og moderne anlegg. Utbyggingen skulle gå parallelt med at det gamle kraftverket produserte. Implenia Norge AS ble tildelt kontrakten med å bygge ut Lysebotn II og i 2013 ble anleggsarbeidene påbegynt.

Figur 1: Anlegget Lysebotn II ble startet i 2013. På bildet ses prosjektleder Peder Ronny Sødal fra Implenia Norge AS

Det har i alt blitt sprengt ca. 11000 meter med nye tunneler i tillegg til ny kraftstasjon ca. 1,5 km inne i fjellet. Av de 11 km med nye tunneler er det ca. 9 km med nye vanntunneler. I 2018 skal anlegget stå ferdig og produksjon av mer strøm kan starte. Lysebotn II vil få en installert ytelse på 370 MW, en økning på 160 MW i forhold til dagens situasjon og det forventes å oppnå en midlere årsproduksjon på 1,5 TWh. Lysebotn II vil omfatte samme nedslagsfelt som det eksisterende kraftverket (*Sødal, Nilsen, Lauvdal, 2015*). Det nye kraftverket består av nye tilløps tunneler og trykktunneler samt overførings tunnel. For å kunne hente inn vannet til de nye tunnelen ble det prosjektert to utslag under vann oppe på fjellet og et ved utløpet i Lysefjorden. De to oppe på fjellet var henholdsvis Lyngsvatn og Strandavatn.

Figur 2: Lysebotn I og II. Skjematisk oversikt, plan (Sødal, Nilsen, Lauvdal, 2015)



Figur 3: Skjematisk oversikt, Lengdesnitt. (Sødal, Nilsen, Lauvdal, 2015)

UTSLAGSSALVER I NORGE ´´ DEN NORSKE METODEN´´

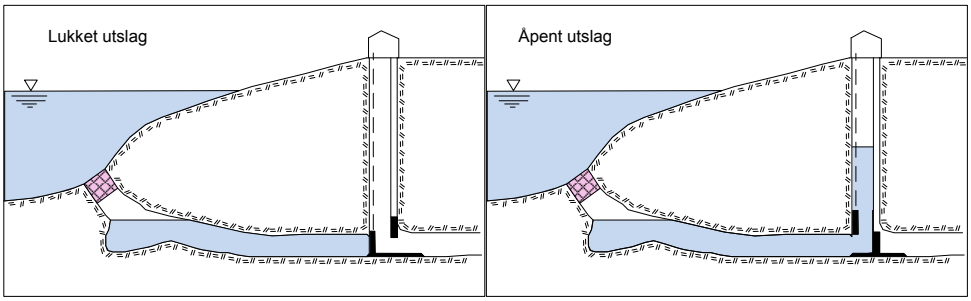
Historie

Norges topografi har gjort det naturlig å utnytte de mange høytliggende store innsjøer til vannkraftmagasiner. For å lede vannet inn i kraftanlegg har tunneler da blitt drevet inn under og ut i vannmagasinene. Tunnelutslag under vann er en vanlig metode som benyttes her i landet. Historisk sett går denne metoden langt tilbake i tid. Første utslag under vann ble trolig utført rundt 1890-årene da det ble sprengt en tunnel inn under Demmevatn vest for Hardangerjøkulen. Grunnen til at det var et ønske om å kunne senke Demmevatnet var ikke strøm, men å forebygge flom. Rundt ti år seinere ble første utslag i forbindelse vannkraft sprengt. Siden den tid er det gjennomført mange utslag under vann. Spesielt på seksti, sytti og åtti tallet da Norge bygget ut store deler av vår vannkraftproduksjon. Det er litt usikkert hvor mange utslag som er sprengt opp gjennom årene, men det er flere hundre. Sannsynligvis over 600. Dypeste utslag i forbindelse med vannkraft er på litt over 100 meter mot utslags salve og ca. 120 meter mot lukekonstruksjon. Det dypeste utslaget er i midlertidig gjort ut i Nordsjøen i forbindelse med ilandføring av rørledninger. Vanntrykket her var nærmere 200 meter.

Typer utslag

Valg av utslagsmetode har blitt delt inn i to hovedmetoder. Åpent utslag og lukket utslag. Åpne utslag er som navnet sier, åpent ut til atmosfæren gjennom en lukesjakt eller et tverrslag. Her kan vannet strømme fritt inn og få en voldsom kraft sammen med steinmassene som blir med inn i tunnelsystemet. Ved valg av denne utslagsmetoden er det derfor viktig man klarer å bremse opp for disse kreftene. Derfor sprenges disse utslagene med vannfylt tunnel, og også delvis vannfylt sjakt. Hvor høyt det må fylles i sjakta avhenger av vanntrykket på utsiden av utslagssalva. Det er også viktig å passe på at vannfyllingen i tunnelsystemet ikke når opp til salva. Salva må under enhver omstendighet stå tørt. Dette er ikke på grunn av sprengstoffet og tennere, de tåler godt å stå under vann, men hvis man sprenger direkte mot vann for man en voldsom trykkforplantning gjennom vannet mot luka.

Lukket utslag, vil si at det er stengt ut mot atmosfæren. Normalt ved denne utslagsmetoden stenges luke oppstrøms lukesjakt. Da er tunnelen mellom salva og luka å betrakte som et lukket rom. Avhengig av vanntrykk på utsiden av salva og lengden på tunnelen inn til luka har denne utslags metoden blitt sprengt med tørr tunnel, noen ganger bare med atmosfæres trykk og andre ganger er den trykksatt ved at det er pumpet inn ekstra luft, forkomprimering. Hvis det er lang avstand mellom utslags salva ut luka, kan dette være en enkel og grei metode. En samlegrop for steinmasser har i slike tilfeller ingen misjon. Steinmassene blir bare dratt innover i tunnelen sammen med vannet som strømmer inn. Det har ved lukket utslag vært vanlig å fylle tunnelen helt eller delvis med vann. Da bremses steinmassene fra salva og disse kan bli liggende i samlegropa. Hvor mye vann og evt. trykkluft som pumpes inn avhenger av vanntrykket på utsiden og lengden på tunnelen inn mot luka.



Figur 4: Hovedtypene utslag er åpent og lukket

En utslagssalve er å regne som en kritisk del av en kraftverkutbygging, og derfor gjør man tiltak for å være helt sikker på at salven går som den skal og at man til slutt ender opp med en åpning som er tilfredsstillende for kraftverkets kapasitet. Det er derfor svært viktig at de produkter (tennmidler og sprengstoff) som benyttes fungerer som de skal. Salvene er i forhold til en vanlig salve betydelig overladet. I de tilfeller salven skal settes under trykk må man sikre seg at både sprengstoff og tennmidler tåler dette trykket. I tillegg vil man også legge opp til to opptenningspunkter per hull i tillegg til en sikker forbindelse ut til avfyringsstedet. Fram til nittitallet var det vanlig å bruke elektriske tennere. Disse tennerne er målbare, men sårbare overfor elektriske strøstrømmer og evt. jordfeil. Fra nittitallet og fremover ble det i takt med resten av tunneldriften byttet over til å bruke ikke-elektriske tennere (non-el) som ga god sikkerhet mot strøm og utidig tenning. Non-el tennere er derimot ikke målbare og man har derfor ingen andre kontroll muligheter enn den visuelle. Med non-el tennere er det derfor ekstra viktig å benytte benyttet to tennere i borhullene samt doble koblingsblokker på overflaten og opptenningslinje hele vegen ut til avfyrings stedet.

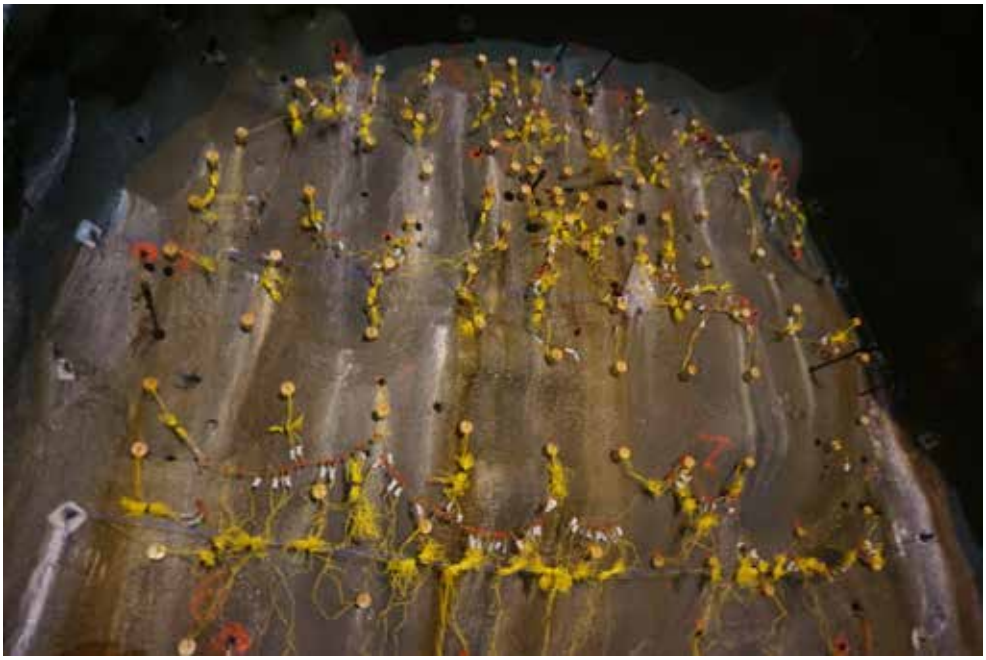
UTSLAGSSALVENE VED LYSEBOTN II

I forbindelse med utslagssalvene ved Lysebotn II besluttet Implenia sammen med Orica på et ganske tidlig stadium i planleggings fasen å benytte elektroniske tennere i utslags salvene. Med elektroniske tennere får man både fordelen med at tennerne er målbare samtidig som de har en høy innebygd sikkerhet mot strøstrømmer. I tillegg står man tilnærmet fritt til å sette de forsinkertider man ønsker. Standard elektroniske tennere (Uni tronic™ 600) hadde i tillegg tilstrekkelig bestandighet mot de statiske trykk som disse utslagssalvene skulle settes under. I motsetning til non-el tennere unngår man også eksplosiver som går av utenfor borhullene (lunte og koblingsblokker). De elektroniske tennere kan måles og kontrolleres under hele lade og koblingsprosessen og under vannfyllingen vil man kunne overvåke tennkretsen kontinuerlig. Det ble besluttet at samtlige salver kunne skytes med standard Eurodyn Magnasplit Dynamitt rørladninger, da trykkforholdene var mindre enn tålegrensen for sprengstoffet.

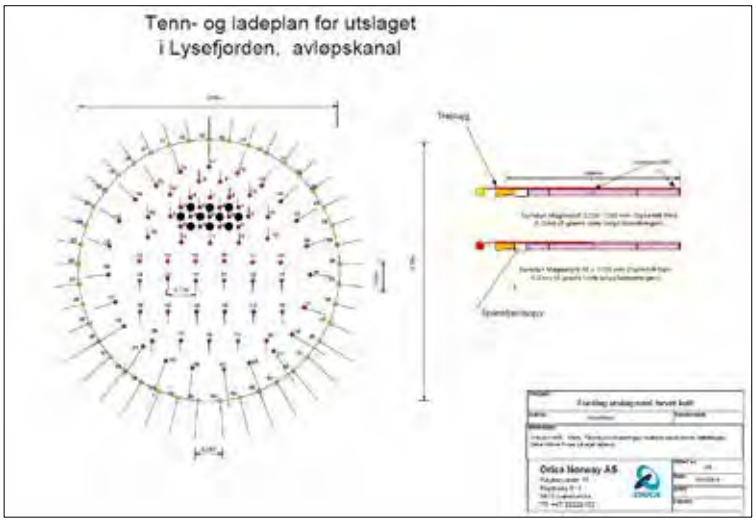
Utløp Lysefjorden

Tunnelen fra kraftstasjonen og ut til fjorden er på 1250 meter. Fra dagen ble det drevet et tverrslag ned til et lukekammer over utløpstunnelen. Tverrslaget er på 340 meter, sjakta ned i tunnelen er 8 meter og avstanden herfra og ut til salva er ca 70 meter. Det ble støpt en betongplugg i avløps tunnelen rett oppstrøms sjakt. Denne ble tatt ned etter at salva var sprengt og bjelkestengsel satt. Vanntrykket var på 2-4 meter i toppen av salva og ca. 10-12 i bunn. Salva ble boret horisontalt ut mot fjorden fra innsiden. På grunn av dårlig fjell med en

markant vannførende sleppe ble det besluttet å stoppe en salve tidligere enn planlagt før den gjenstående pluggen. Lengden på utslags salva ble derfor ble opptil 10-11 meter i bunn. Tverrsnittet på utslags salva var sirkelformet med en teoretisk diameter på innvendig på 6,70 meter. Salva ble boret med radielt stikk utover slik at salva ble traktformet med større diameter ut mot fjorden. Utslagssalven ble besluttet skutt som et åpent utslag uten vannfylling. Vannet ville da strømme inn mot betongproppen oppstrøms sjakt og opp i lukekammeret. Derfor ble all infrastruktur i lukekammer og sjakt enten fjernet eller sikret siden det ble forventet at vannet ville svinge opp i lukekammeret her etter utslaget. Det ble benyttet to tennere pr hull og en treplugg i enden for å låse hullet. Til sammen ble det ladet ca 800 kg dynamitt rør og brukt 228 stk elektroniske tennere (to pr hull). Salven ble skutt på formiddagen 25. januar 2017.



Figur 5. Utslagssalven ut i Lysefjorden er ladet og koblet. Foto: Espen Hugaas



Figur 6 Tenn og Ladeplan for utslagsalve utløp Lysefjorden

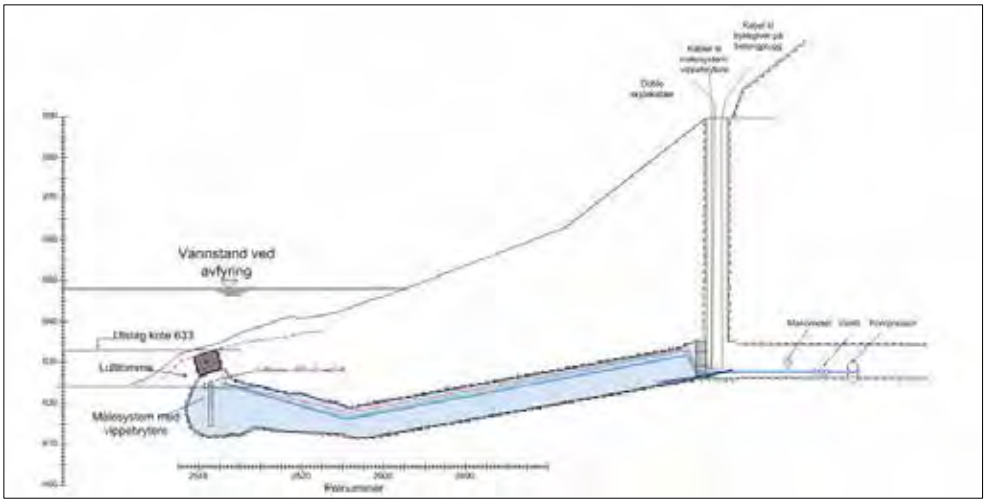
Inntak Lyngsvatn

Ny inntakstunnel ved Lyngsvann ble bygd parallelt med eksisterende tunnel, og i forhold til vannstand var denne utslagssalven den dypeste på prosjektet med HRV mer enn 50 meter over utslagssalven. Man ønsket å skyte salven på så lav vannstand som mulig, men dette måtte tilpasses driften på eksisterende kraftstasjon. Det ble bestemt at utslaget skulle skytes lukket og vannfylt. Det ble regnet på en rekke ulike scenarier og vannstander for å sikre at trykkbelastninger fra sprengningen ikke oversteg det lukekonstruksjonen var dimensjonert for. Ideelt sett velges en forkomprimering av luften under salve slik at tilførsel av sprenggassene tar det innvendige trykket opp i nærheten av det utvendige vanntrykket. (*Solvik, 1995)* slik at når salven har gått er det tilnærmet en balanse mellom innvendige- og utvendige trykk.

Fra lukesjakt ble inntakstunnelen drevet på synk ca. 80 meter der den flatet ut og ble drevet med større og større tverrsnitt fram til utslagssalva. Avstanden fra utslagssalve til luka var ca. 120 meter. Under utslagssalve ble det skutt ut en grop for å samle steinmassene. Utslagssalven var boret med sirkulært tverrsnitt på ca 25 m^2. Lengden på borhullene i utslagssalva var i gjennomsnitt 4,5 meter. Det ble ladet til sammen 76 hull i salva. Det totalt ladet 550 kg dynamitt rør og 152 stk elektroniske tennere. Da avfyrings tidspunktet for dette utslaget var fastsatt, ca midten av februar, ble det beregnet at vannstanden over utslagssalve ville være på i underkant av 20 meter. Dette utslaget skulle tas som lukket med vannfylling mellom luka og salven. Denne vannfyllingen ville da komprimere luften under salva. For å ha kontroll på vann- og luftfylling ble det derfor lagt inn både nivåmåler for vannspeilet under utslagssalva samt en luftslange fra luka og fram til utslagssalva som både ville fortelle hvilken trykk luften under utslagssalve hadde. I tillegg kunne luft slippes ut og evt tilføres gjennom slangen ved behov. Det ble rigget stillas som fungerte som en god arbeidsplattform. En god arbeidsplattform er avgjørende for lade- og koblingsarbeidet for utslags salver.

Figur 7. Stillas ble satt opp og fungerte som arbeidsplattform under lade- og koblingsarbeidet. Foto: Espen Hugaas

Utslagssalven var boret så å si loddrett og det ble også her benyttet treplugger som låste ladningene i hullene. Etter lading ble tennerne scannet, koblet og testet. Alle koblinger og ledninger ble sikret. En solid skytekabelen var strukket tilbake forbi luka. Etter nedrigging av stillas og rydding av inntakstunnelen, startet vannfylling og luka ble etter satt da vannet nådde denne. Vannfyllingen pågikk i 9 døgn, kapasiteten var 67 kbm pr time gjennom et rør som var på 3 km. Da var ønsket vannivå og trykk i luftlomme oppnådd. Tennerkretsen ble målt jevnlig for å bekrefte at denne var intakt underveis som vannfyllingen fortsatte. Utslagssalven ble skutt 16.02.2017.



Figur 8: Lengdesnitt av situasjon og instrumentering ved utslagssalve Lyngsvatn.

Inntak Strandvatn
På samme måte som på Lyngsvatn ble det ved inntaket på Strandvatn drevet en inntakstunnel parallelt med eksisterende tunnel. En sone med dårlige fjellforhold gjorde riktignok at inntaket ble flyttet i forhold til planlagt plassering. Geometrien på tunnelsystemet på Strandvatn var også noe forskjellig fra Lyngsvatn. Fra luka gikk tunnelen på svak stigning og dreide litt til høyre fram mot utslagssalva. Teoretisk tverrsnitt var likt som på Lyngsvatn, men sonen med dårlig fjell gjorde at endelig boret utslagssalve så noe annerledes ut planlagt. Det ble likevel vurdert slik at salven ville gi en tilstrekkelig åpning ut i Strandvatn. I prinsippet ble lade- og koblingsarbeidene gjennomført på samme måte på Strandvatn som på Lyngsvatn, og også her ble det vannfylt med stengt luke til man oppnådde ønsket vannivå og luftrykk under salva. Vannivået på utsiden av utslaget var lavere her enn på Strandvatn (ca. 7-8 meter). Utslagssalven på Strandvatn ble skutt 9. mars 2017.

Figur 9. Tennerne på utslagssalven på Lyngsvatn kobles og sikres. Foto: Espen Hugaas

SALVERESULTATER

Alle de tre utslagssalvene ble meget vellykkede. Det oppsto ingen problemer under lade- og koblingsarbeidet eller under vannfyllingen. Både i Lysefjorden og Strandvatn ble mange av hullene betraktelig lengre enn planlagt uten at dette skapte noen form for problemer.

Figur 10: Det var liten tvil om at salven i utløpstunnelen slo ut i Lysefjorden. (Lyse TV, 2017)

Figur 11. Fra inspeksjon av utløpsåpningen etter utslagsslagssalve i Lysefjorden. (Film, 2017)

Figur 12: Sprenggassene bryter isen på Lyngsvatn (tv) og Strandvatn (th) Foto: Espen Hugaas

Bruk av elektroniske tennere.
Ved å ta i bruk elektroniske tennere unngår man usikkerhet rundt opptenning av utslagssalve. De elektroniske tennerne er fullt målbare både når selve innkoblingen og også for strømlekkasje (jordfeil) I tillegg til at tennerne er målbare, er det også mer oversiktlig å jobbe med disse tennerne sammenlignet med non-el tennere. På non-el salver må man møysommelig sortere slangene som kommer ut av hvert hull slik at alle hull har to parallelle opptenningslinjer samt dobbelt opp med buntopptennere. Med elektroniske tennere ble alle tennere kobles til en felles busskabel (skytekabel) som ble kontinuerlig målt slik at man kan eliminere eventuelle kobling- og jordfeil på tennerkretsen. På disse salvene ble det strukket en enkel skytekabel ut forbi luka og til avfyringssted. Dette ble vurdert som sikkert da man for hvert arbeidssteg man gjorde etter salven var ferdig koblet kunne måle kretsen og så bekreftet at den var intakt. Man har likevel fullt muligh til å bruke parallelle tennkretser også med et elektronisk tennsystem.

KONKLUSJON
Ved sprengning av utslagsalver er det helt avgjørende at man sikrer at salvene går som de skal. Sett i denne sammenheng er det både naturlig og riktig og ta i bruk de verktøy som finnes på markedet for å oppnå dette. Der man ellers i tunnelbransjen nå har startet diskusjonen om bruk av elektroniske tennere, så er det ingen tvil om at det på kritiske salver som utslagsalver et helt opplagt valg av tennsystem.

REFERANSERKILDER

Peder Ronny Sødal, Terje Anti Nilsen, Tom Inge Lauvdal (2015) «Wiresagede lukesjakter på Vannkraftanlegget Lysebotn II», Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk, Fjellsprengningsdagen 2015
Siv. Ing Øyvind Solvik (1995) «Tunnelutslag under vann Metodevalg og beregning»
Lyse TV (2017) «Lysebotn 2 gjennomslag», https://vimeo.com/201687838

RV. 555 SOTRASAMBANDET – PRESENTASJON AV KOMMENDE OPS-PROSJEKT.

The Sotra Connection – presentation of a future PPP-project.

Sverre Ottesen, prosjektleder, Statens vegvesen Region Vest

SAMMENDRAG

Nytt fastlandssamband mellom Bergen vest og Sotra ligger inne som et prosjekt som Stortinget ønsker gjennomført i første periode av NTP 2018 – 2029. Prosjektet omfatter framføring av ca. 9 km ny 4-felts veg med ny Sotrabro, 3 mindre broer, 4 tunneler med samlet lengde 4,6 km, omfattende opprusting av eksisterende veger, samt bygging av ca. 14 km med gang- og sykkelveger. Prosjektet er et av 3 prosjekter som regjeringen ønsker gjennomført etter OPS-modellen (OPS = Offentlig Privat Samarbeid).

Reguleringsplaner er vedtatt, KS2 (uavhengig kvalitetssikring) er gjennomført og prosjektet er nå på veg til Stortinget for endelig gjennomføringsvedtak.

Utlysing av OPS-konkurransen vil trolig skje i løpet av våren 2018.

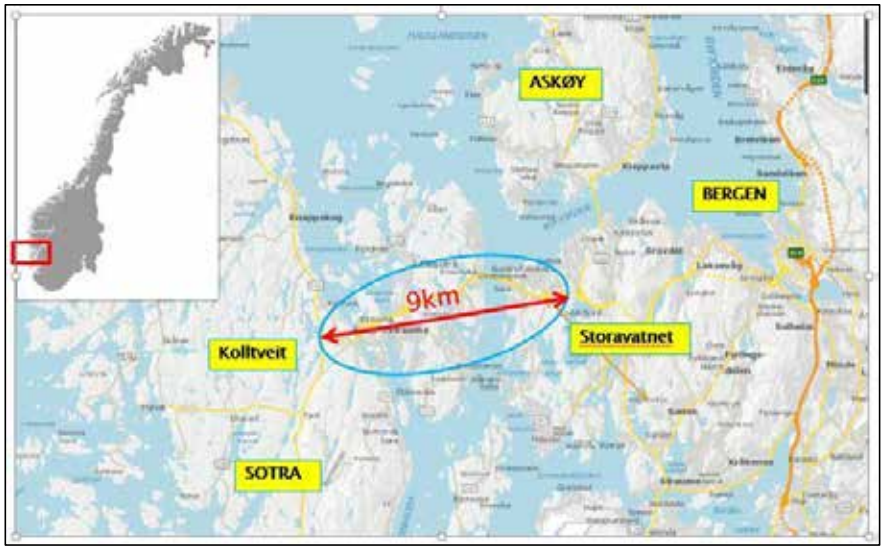


Fig. 1 Rv. 555 Sotrasambandet – geografisk plassering

SUMMARY

Rv 555 Sotrasambandet – the Sotra Connection – is one of three major road projects across Norway which is to be carried out as Public Private Partnerships (PPP). The project has been given priority in the National Transport Plan for 2018-2023.

The project involves the implementation of approx. 9 km of new 4-lane road, the new Sotra bridge, 3 smaller bridges, 4 tunnels with overall length of 4.6 km, extensive upgrading of existing roads, as well as construction of approx. 14 km of pedestrian and cycle paths.

Call for tenders will probably be made during the spring of 2018.

INNLEDNING

Da eksisterende Sotrabro ble åpnet i 1971, ble øyene Sotra og Øygarden (med kommunene Sund, Fjell og Øygarden) landfaste med Bergensregionen. Sotrabroen – med tilhørende vegnett, binder området sammen.

Fig. 2 Fra byggingen av dagens Sotrabro i 1970 – ikke mange hus i Bergen vest den gang

Fra 1972 til i dag er folketallet mer enn tredoblet. Samlet innbyggertall i området har passert 60.000, og vokser fremdeles kraftig.

Sotra og Øygarden er en av Norges viktigste verdiskapningsregioner, med olje- og gassterminalene på Sture og Kollsnes og et verdensledende subsea-miljø rundt basen på Ågotnes.

Fra 2000 til 2010 økte antall arbeidsplasser på Sotra / Øygarden med mer enn 40 %.

Sotrabroen og oljeeventyret har i løpet av 40 år forvandlet regionen fra et fiskersamfunn til et moderne teknologi- og industrisamfunn med over 800 bedrifter og mer enn 15.000 arbeidsplasser.

EKSISTERENDE FASTLANDSSAMBAND

Dagens Sotrabro med tilhørende veger er dimensjonert for 12.000 biler. Gjennomsnittlig årsdøgntrafikk (ÅDT) i 2017 vil trolig ligge rundt 29.000, men der er på enkelte døgn blitt registrert trafikk på over 32.000 biler. Dette fører naturlig nok til lange køer morgen og ettermiddag.

I perioder med kraftig vind (> 25 m/s) fra nord eller sør stenges broen helt eller delvis. Liten vegbredde gjør det umulig å prioritere kollektivtrafikk. Svært smal vegskulder gjør det også svært vanskelig å sykle eller gå over broen.

Fig. 3 Ikke godt å komme fram på eksisterende bro

Lav vegstandard, kombinert med høg trafikk, fører også til høge ulykkestall. I perioden fra 2000 – 2010 mistet 15 mennesker livet, 30 ble hardt skadd, mens 458 ble lettere skadet i ulykker på den 9 km lange strekningen mellom Storavatnet i Bergen kommune og Kolltveit i Fjell kommune.

I dag er broen i realiteten eneste mulig ferdselsåre mellom Bergen og Sotra/ Øygarden. Dette gjør at en er svært sårbar ved uvær, ulykker og krisesituasjoner.

Et nytt fastlandssamband er derfor helt avgjørende for regionens videre vekst.

NY HOVEDVEGFORBINDELSE

Reguleringsplaner for nytt Sotrasamband ble vedtatt av kommunestyret i Fjell kommune og bystyret i Bergen kommune i 2016. Der blir ikke mye «veg-i-dagen» i vanlig forstand i dette prosjektet. Tunneler, broer og større vegkryss vil utgjøre det aller meste av de 9 kilometerne med ny 4-felts hovedveg mellom Storavatnet i Bergen kommune og Kolltveit i Fjell kommune.

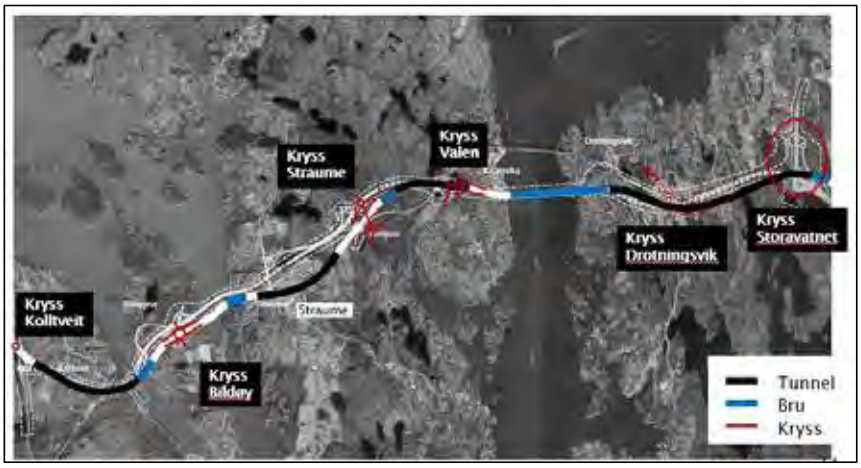


Fig. 4 Ny hovedveg – vedtatte reguleringsplaner

I tillegg til den nye 4-feltsvegen, skal eksisterende vegnett opprustes og det skal bygges nye gang- og sykkelveger. Hovedmengdene i OPS-kontrakten vil være som vist i fig. 5 under.

Fig. 5 Hovedmengder i OPS-kontrakten

Nærmere om planlagte tunneler i prosjektet

Der vil være 4 lengre tunneler på den nye hovedvegen – Drotningsviktunnelen, Arefjordtunnelen, Straumetunnelen og Kolltveittunnelen.

Samlede tunnelmengder for nye veger i OPS-kontrakten vil være som følger:

- T9,5-tunneler, tverrsnitt ca. 67 m^2, samlet lengde ca. 6.600 meter.

- T13,5-tunneler, tverrsnitt ca. 100 m^2, samlet lengde ca. 1.800 meter.

- T7,5-rampetunneler, tverrsnitt ca. 52 m^2, samlet lengde ca. 1.300 meter.

I tillegg kommer rømningstunneler (T4) og gang- og sykkelvegtunneler (T5,5):

- T4- og T5,5-tunneler, tverrsnitt ca. 20 - 40 m2, samlet lengde ca. 1.150 meter.

Før arbeidet med OPS-kontrakten kan starte opp, må eksisterende 320 kV kraftlinje, som ligger midt i traseen for ny Sotrabro, flyttes. Dette er planlagt gjort i en forberedende entreprise som bl.a. vil omfatte:

- 2 tunneler a ca. 1.500 meter, tverrsnitt ca. 25 m2.

Denne forberedende entreprisen vil bli utlyst høsten-17.

Et utfordrende prosjekt

Gjennomføringen av prosjektet vil by på en rekke utfordringer både for SVV som byggherre og OPS-selskapet som ansvarlig for planlegging, finansiering, utbygging og vedlikehold. Blant de større utfordringene kan følgende nevnes:

- Prosjektet er komplekst – inneholder både stor hengebro, andre konstruksjoner, tunneler m.m.
- Prosjektet skal bygges tvers gjennom et tett befolket område
- Prosjektet vil berøre et stort antall grunneiere / enkelteiendommer (> 600)
- Svært stor trafikk på eksisterende 2-felts veg, denne må ikke hindres – vil medføre behov for komplekse faseplaner
- Store mengder tunnelstein må flyttes på - ca. 2.000.000 pfm^3 stein som må transporteres til ulike deponier
- Avansert system for trafikkstyring må på plass og virke før ny veg kan åpnes
- Relativt kort vegstrekning (9 km) med tanke på drift

Kostnader

Foreløpig kalkyle for investeringer: ca. 9,5 mrd. kr. inkl. mva.

Kostnader til drift / vedlikehold og finansiering ligger ikke inne i dette tallet.

Noe arbeid, f.eks. omlegging av 320 kV-kraftlinje, vil bli utført i egne entrepriser i forkant av OPS-kontrakten.

Framdrift

Reguleringsplaner er vedtatt, nødvendige lokale bompengevedtak er på plass, prosjektet er prioritert i 1. periode av NTP 2018 – 2029 og uavhengig kvalitetssikring (KS2) er gjennomført. Prosjektet er nå på veg til Stortinget for endelig gjennomføringsvedtak.

Tilbudsinnbydelse for konkurransen om OPS-kontrakten vil trolig bli kunngjort våren 2018. Gjennomføring av denne anskaffelsen vil ta et sted mellom 12 – 15 måneder.

Etter at kontrakt er signert, må de ulike anleggselementene detaljprosjekteres. Vi ser for oss en byggetid på ca. 4 år – fra 2020 til 2024.

Fig. 6 Orienterende framdriftsplan 2017 – 2020

KORT OM OPS-MODELLEN / KOMMENDE OPS-PROSJEKTER

Offentlig-privat-samarbeid (OPS) innebærer at et privat selskap tar på seg totalansvar for en vegstrekning i 20–30 år. Selskapet skal stå for finansiering, prosjektering, utbygging, drift- og vedlikehold.

I driftsperioden er det selskapets oppgave å sørge for at vegen er åpen og tilgjengelig og holder en avtalt standard.

Statens vegvesen har ansvar for planlegging til og med utarbeidelse av reguleringsplan og skal kontrollere at alle kravene i kontrakten følges.

Når den avtalte driftsperioden er over, tilfaller vegen det offentlige.

I NTP 2018 – 2029, som ble vedtatt av Stortinget våren-18, er det lagt opp til at følgende prosjekter skal gjennomføres vha. OPS-modellen:

Rv. 3 / rv. 25 Ommangsvollen–Grundset/Basthjørnet i Hedmark fylke.
Antatt investering (OPS): NOK 3,5 – 4,0 mrd.
Utlyst våren-17.

Anskaffelsen er her påbegynt og gjennomføres som konkurranse med forhandlinger, hvor en etter en innledende kvalifisering og utvelgelse innbyr de best kvalifiserte tilbyderne til å gi tilbud. Blant sju søkere ble Skanska, Strabag/Acciona og Stamveg AS (Veidekke/Sundt) i juni-17 valgt ut til å gi tilbud på OPS-prosjektet. Her pågår det i øyeblikket parallelle forhandlinger mellom SVV og de tre utvalgte grupperingene. Vinner av denne konkurransen vil bli utpekt våren-18.

Rv. 555 Sotrasambandet i Hordaland fylke.
Antatt investering (OPS): NOK 7,5 – 8,5 mrd.
Utlysing våren-18 (?)

E10 / rv. 85 Tjeldsund–Gullesfjordbotn–Langvassbukt i Nordland og Troms fylke.
Antatt investering: NOK 6,0 – 7,0 mrd.
Utlysing 2019 (?)

LENKER

Alle dokumenter som er laget ifm. behandling av reguleringsplanen ligger på prosjektets hjemmeside:

http://www.vegvesen.no/Vegprosjekter/sotrabergen

Animasjonsfilm basert på forslag til reguleringsplan:

www.youtube.com/watch?v=zRhiwrfD8mw

(eller gå inn på YouTube og skriv Sotrasambandet i søkefeltet)

FORELØPIGE ILLUSTRASJONER

Etter at arbeidet med reguleringsplanene var avsluttet, ble det laget en 3D-animasjonsfilm som visualiserer den nye vegen basert på disse planene. Illustrasjonene under er hentet fra denne filmen. Det presiseres at dette er foreløpige illustrasjoner og at ting kan bli endret undervegs.

Fig. 7 Foreløpig illustrasjon – kryss Storavatnet - «Askøykrysset» (sett mot øst). Uten mulig massedeponi.

Fig. 8 Foreløpig illustrasjon – kryss Drotningsvik (sett mot øst)

Fig. 9 Foreløpig illustrasjon – ny Sotrabro sett fra Drotningsvik (sett mot vest)

Fig. 10 Foreløpig illustrasjon – ny og gammel Sotrabro (sett mot nord-øst)

Fig. 11 Foreløpig illustrasjon – Valenkrysset og ny og gammel bro (sett mot øst)

Fig. 12 Straume sentrum med nytt vegsystem (sett mot øst)

Fig. 13 Ny og gammel veg over Bildøy (sett mot øst)

Fig. 14 Foreløpig illustrasjon – Kolltveitkrysset

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2017

KALD KRIG-STORE ANLEGG I BERG

Cold War-Large facilities in rock

Jan Anton Rygh, major/siv.ing, tidl. sjefsing i Fortifikasjon AS
med verdifull bistand fra Helge Rohn, major /fortifikatør, tidl. direktør i FBT og Forsvatsbygg

SAMMENDRAG
Den kalde krigen varte fra 1945 til1991. Atombomben skapte store utfordringer i å beskytte seg mot virkningene av slike våpen. Dette ble over tid løst av Forsvarets Forskningsinstitutt og Forsvarets Bygningstjeneste (i dag Forsvarsbygg) i samarbeide med Sivilforsvaret. Forsvarsanlegg og anlegg for Sivilforsvaret samt viktig infrastruktur fikk meget god beskyttelse. Anlegg i bergrom ble den foretrukne løsningen. En bred oversikt over slike anlegg i berg er gitt i det følgende.

SUMMARY
The Cold War lasted from 1945 to 1991.The atomic bomb created a big challenge in developing protection against such weapon effects. Throughout the years this was solved satisfactory by the Defence Research Establishment and the Defence Construction Service in cooperation with Civil Defence authorities. Both vital defence and civil defence facilities as well as vital infrastructure in the country were given very good protection. Facilities in rock caverns were often the preferred solution. In the following, a broad orientation is given about these activities-

KALD KRIG

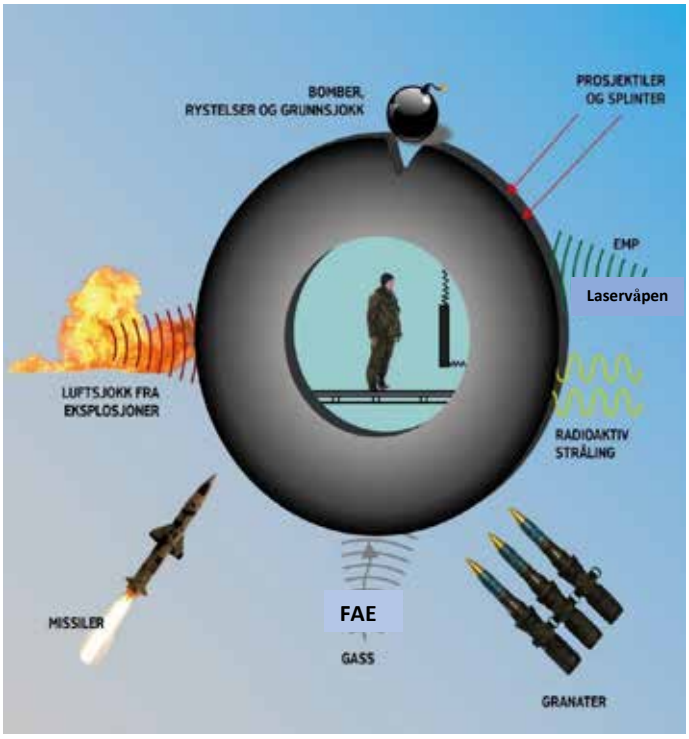
Den kalde krigen er betegnelsen på den spenningstilstand som oppsto mellom Sovjetunionen og USA etter den andre verdenskrig. Tilstanden varte rundt regnet i 46 år, fra krigens slutt i 1945 til Sovjetunionens kollaps i 1991.
Det kom heldigvis aldri til militær konfrontasjon mellom stormaktene, selv om det toppet seg mange ganger som under Berlin-blokaden (1948-49), Koreakrigen (1950-53) og under Cubakrisen (1962). Perioden var ellers preget av oppbyggingen av militærallianser NATO 1949 og Warszawapakten 1955. Atombomben ble det uhyggelige spøkelse som hvilte over verden.

USA var først ute med å fremstille en atombombe og den første prøvesprengning av kjernevåpen ble gjennomført i Alamogordoørkenen i New Mexico 16. juli 1945.
Verden gikk inn i atomalderen.
Verdenskrigen gikk da mot slutten. Nazi-Tyskland kapitulerte 8. mai 1945, men Japan var ikke villig til å nedlegge våpnene. Et amerikansk angrep på Japan ville kunne koste hundretusener amerikanske soldater livet. For bl.a. å spare disse, valgte USA å bruke atombomber mot to byer i Japan, Hiroshima og Nagasaki, 6. og 9. august 1945. Japan kapitulerte 2. september og den andre verdenskrigen var i realiteten slutt. Begge byene ble totalt utslettet og 150,000 mennesker strøk med i førte omgang.

Figur 1 og 2 Hiroshima i Japan ble utsoettet med en atombombe 6. august 1945

I 1949 greide også Sovjetunionen å fremstille en atombombe. Dette skapte det uhyggelige bakteppe hvor ***kald krig*** etter hvert gikk over til den såkalte ***terrorbalansen*****.** En konfrontasjon mellom stormaktene ville ikke bare utslette partene, men kanskje også ødelegge hele kloden vår. Mulighetene for en atomkrig kom til å prege all forsvarsplanlegging i decenniene som fulgte etter krigens slutt i 1945. Om helvete slapp løs måtte vi være forberedt.

Det store spørsmål ble: ***Er det mulig å beskytte seg mot virkningene fra atomvåpen ?***



Figur 3
I Norge kom man over tid frem til fortifikatoriske anlegg som kunne motstå alle kjente våpenvirkninger inklusive kjernevåpen

KUNNSKAP

I Norge var det i første rekke Forsvarets forskningsinstitutt (FFI), Forsvarets bygningstjeneste (FBT), i dag Forsvarsbygg (FB), i samarbeide med Sivilforsvaret (SF) som gjennom årene brukte store ressurser for å løse problemene. Samarbeidet med Sverige var godt. Det svenske forsvaret var tidlig ute (1942) med å etablere en egen våpengren for fortifikasjon og senere en skole for fortifikatører (fortifikasjon = befestningskunst). Fra 1950 til rundt 1990 ble over 30 norske offiserer med krigsskolebakgrunn gitt en slik to-årig tilleggsutdannelse i fortifikasjon ved Militærhøgskolan i Stockholm. Dette bidro sterkt til at Norge etter hvert kom frem til løsninger som ga meget god beskyttelse både mot konvensjonelle så vel som kjernevåpen.

Det må nevnes at mange av disse offiserene etter hvert fikk stillinger i Sivilforsvaret og for øvrig sivile beredskapsorganer til beste for fagområdet. Et brevkurs i fortifikasjon styrket også faget. Da Norge kom med i NATO i 1949, utviklet det seg også et intimt samarbeide om utdannelse, forskning og forsøksvirksomhet med USA, Canada og Vest-Tyskland i dette fagområdet. Anlegg i berg ble i mange tilfelle løsningen. Erfaringer fra siste krig viste at selv primitive bergrom ga forbausende god beskyttelse. I tillegg til å gi beskyttelse mot inntregning av alle typer konvensjonelle bomber og prosjektiler, vil bergoverdekningen også skjerme mot alle typer stråling både varmestråling og radioaktiv stråling. Åpninger inn til bergrommet var svakheter, men dette ble løst med egenutviklede dører, porter og hurtiglukkende ventiler som stengte det enorme lufttrykket etter en atombombeeksplosjon ute. Slike egenutviklede komponenter ble jevnlig testet i amerikanske fullskalaforsøk ved White Sands Missile Range i New Mexico, USA mot simulerte kjerneladninger som besto av opp til 4880 tonn ANFO, tilsvarende et kjernevåpen på 8 kilotonn Grunnsjokk ble løst ved å sette bygninger inne i bergrommet på fjærer eller individuelle løsninger med å sette eller henge sensitivt utstyr på fjærer. Elektromagnetisk puls (EMP) etter en atomsprengning kunne løses med Faradays bur og overspenningsvern. (Faradays bur etableres ofte ved å sveise armeringsnettet i en betongbygning til et sammenhengende nett rundt hele rommet som skal sikres. Nettet jordes og sikrer dermed det indre rom mot inntrengende skadelige elektromagnetiske bølger. Et slikt "bur" skjermer også mot konvensjonell EMP og HPM (High Power Microwave) som er mer "dagens trussel"). Innsuging av Fuel Air Explosives (FAE) våpen ble nøytralisert med egenutviklede gnisttennere på utsiden av overtrykksbarrierene. (FAE er en sky av brennbar gass) Gjennom prøver, modellforsøk og fullskalaforsøk kom man fram til gode løsninger for alle typer våpenbelastninger.

Figur 4 *Anlegg i berg utsprengt og sikret etter "den norske metoden" gir meget god beskyttelse mot alle i dag kjente konvensjonelle våpen samt god beskyttelse mot nærtreff (luftsprengning) av kjernevåpen.(Skissen ble laget for innsalg av ideen om bergromslagring til USA/NATO 1983)*

FORSVARET

Fra 1945 og frem til årtusenskiftet skjedde det en formidabel oppbygging av Forsvaret. For permanente anlegg ble løsningen ofte naturlig nok anlegg i berg. Denne byggevirksomheten skjøt voldsom fart etter 1949, da Norge ble medlem av NATO. Berganleggene som ble bygget omfattet blant annet

- Krigshovedkvarter
- Operasjonssentre og sambandsanlegg
- Regionale kommandoplasser
- Kystfestninger
- Marinebaser
- Flyhangarer
- Ammunisjonslager
- Oljelager
- Bilverksteder og lager
- Radaranlegg
- Forhåndslagring av US-materiell
- Landfestninger

Kostnadene for alle disse anleggene var i milliardklassen

Etter Sovjetunionens oppløsning i 1991 skjedde det en formidabel omlegging av Forsvaret fra å være et ***invasjonsforsvar*** til å bli et mobilt ***innsatsforsvar*** beregnet på å kunne delta i internasjonale NATO eller FN-styrte operasjoner. Mange av berganleggene ble derfor

nedlagt. Et av de anleggene som fortsatt består er forhåndslagringen i Trøndelag. Derfor et par ord om dette som godt eksempel på nyttig bruk av anlegg i bergrom

For å komme Norge til hjelp i en eventuell konfrontasjon med Sovjetunionen, ble det avtalt at USA skulle forhåndslagre alt tungt utstyr og ammunisjon til en marinebrigade (US MARINE EXPEDITIONARY BRIGADE ,USMEB), plassert i Trøndelag som figuren viser. Anleggene sto ferdig i september 1988 og var også planlagt brukt som feltsykehus og verksteder i krig.

Figur 5

Forhåndslagringen i Trøndelag

Tegning: Erling Lygre

Berganleggene har et totalt volum på 470.000 m³ og et gulvareal på 66.000 m²
Lagre for ammunisjon ble lagt inn i 8 kamre i berg. Totalt 80.000m ³ og 11.200 m² gulvflate. I tillegg til at slike lagre er omtrent "usårbare" mot konvensjonelle våpen og beslaglegger mye mindre areal og har mye mindre sikringssoner enn konvensjonelle overflatelagre og har bare et "angrepspunkt", nemlig inngangstunnelen som er lett å sikre, har de også andre rent militære fordeler. Den mest sårbare fasen ved ammunisjonslagring er lasting/lossing av ammunisjonen, her kan dette foretas dypt inne i fjellet helt uavhengig av vær og vind, og helt beskyttet mot innsyn og våpenvirkninger. Anleggene har vært i kontinuerlig bruk i nær 30 år og så vidt vites er amerikanerne svært fornøyd med dem. Her er det alltid konstant temperatur og optimal luftfuktighet, noe som er svært gunstig for lagring av materiellet og ammunisjonen.

Figur 6

Lagring av køretøyer i bergrom. Forhåndslagringen i Trøndelag

Figur 7

Lagring av materiell i bergrom. Forhåndslagringen i Trøndelag

SIVILFORSVARET

Sivilforsvarets oppgave er å beskytte sivilbefolkningen i krig. De første forskriftene om tilfluktsrom kom allerede i 1948. Over tid ble disse revidert flere ganger. Tilfluktsrommenes kvalitet ble forbedret i takt med økende kunnskaper om beskyttelsesteknologien og utviklingen av nye løsninger i tråd med våpenutviklingen. Viktige institusjoner for landets sivile ledelse måtte også beskyttes.

Slik endte Sivilforsvaret over noen tiår opp med å bygge en hel rekke anlegg i fjell. I hovedsak omfattet dette:

- *Krigshovedkvarter for Regjering og Storting*
- *Kommando og alarmplasser for Sivilforsvaret regionalt og sentralt*
- *Offentlige og private tilfluktsrom*

Private tilfluktsrom var et lovpålagt krav for boligblokker, kirker, skoler mv. Ansvaret for bygging av offentlige tilfluktsrom ble overlatt til kommunene. Kommuner over en viss størrelse skulle bygge sentralt beliggende tilfluktsrom for 30% av befolkningen. Det viste seg imidlertid snart at det var liten vilje til å prioritere dette i kommunene, og statlige tilskuddsmidler for offentlige tilfluktsrom ble lite benyttet. Men så var det at kommuneingeniøren i Odda, sivilingeniør Arne Kjos, kom på en ide. Med vakre kraftstasjonshaller i bergrom som nærmeste nabo, ble ideen sådd om å bygge en hardt tiltrengt idrettshall i berg, utformet slik at den også tilfredsstilte kravene til offentlige tilfluktsrom. Idéen slo an, og i 1972 sto Norges første idrettshall i berg med internasjonale mål for håndball ferdig. Med støtte fra Sivilforsvaret og tippemidler for idrettsanlegg ble berganlegg meget konkurransedyktige relatert til tilsvarende bygg i dagen.

Oddahallen ble en suksess og brukt for alt det var verdt i markedsføring av slike kombinasjonsanlegg. I årene som fulgte ble det bygget mer enn 15 sportsanlegg i berg, mange over samme lest som Oddahallen. Det siste og største i denne serien var **Holmlia** svømme- og idrettsanlegg i Oslo. Det hadde en morsom forhistorie som kanskje var typisk for denne tiden:

> *I 1970-80 -årene sto Oslo kommune foran store utvidelser av byen. Syd for hovedstaden skulle det bygges en ny bydel, Holmlia, med plass for 10.000 innbyggere. De trengte både en idrettshall og en svømmehall. Undertegnede var den gang teknisk sjef i konsulentfirmaet Fortifikasjon AS. Firmaet hadde mange referanser for prosjektering av idrettsanlegg i berg. Jeg ringte da ordfører Albert Nordengen i Oslo og fikk raskt et møte med han og fremla min ide om å bygge et større sportsanlegg i berg på Holmlia. Ordføreren tente på ideen og uka etter fikk jeg et møte med prosjektledelsen på Holmlia. Det forløp veldig positivt og jeg avsluttet møtet med følgende uforsiktige kommentar: Ja blir det noe av dette skal jeg spise hatten min! Mindre enn fire måneder deretter måtte jeg møte på Holmliakontoret og spise min hatt. (Jeg jukset og fikk en baker til å lage en hatt).*

For noen år siden forsøkte jeg igjen å oppnå direktekontakt med en annen Oslo-ordfører i et lignende ærend. Det ble raskt klart at så fleksibel og rask saksbehandling hørte fortiden til.

Figur 8

Holmlia idrettshall i berg

Figur 9

Holmlia svømmehall i berg *(Foto: Byggeindustrien)*

Holmlia svømmehall og idrettshall i berg har siden 1985 vært i kontinuerlig bruk i mer enn 30 år til beste for stedets befolkning. Anlegget var en viktig inspirasjonskilde for bygging av

svømmehall i Sisimut på Grønland Det representerer «State of the Art» for denne type kombinasjonsanlegg og burde av den grunn vært vernet for fremtiden.

Etter pioneranlegget Oddahallen fulgte, foruten Holmlia, en lang rekke lignende kombinasjonsanlegg i perioden frem til første halvdel av 1990-tallet. Tabellen under viser anlegg prosjektert av Fortifikasjon AS. Andre haller i senere del av samme periode var bl. a. Oasen badeanlegg i Namsos, Fjellhallen i Kirkenes , Greverudhallen i Oppegård, Stjørdalshallen.

Nr.	Navn på prosjekt	Ferdig Dato	Max spenn	Volum i m3	Bergart
1.	Oddahallen	1972	25 m.	27.000	Granitt/gneis
2.	Gjøvik svømmehall	1975	20 m.	17.000	Gneis
3.	Vassøyholtet, hall, skytebane, bowling	1979	12 m.	5.500	Gneis
4.	Skårer idretts og svømmehall	1981	25 m.	25.000	Granitt
5.	Holmen idrettshall og aktivitetssenter	1981 og 1988	25 m.	35.000	Kalkstein
6.	Tærud idrettshall og aktivitetssenter	1982	25 m.	27.500	Gneis
7.	Vågan idrettshall og skytebane	1983	25 m.	21.100	Monzonite
8.	Holmlia svømme-og idrettshall mv.	1984	25 m.	53.000	Gneis
9.	Gjøvik Olympiske Fjellhall	1993	61 m.	141.000	Gneis
10.	Tananger tennishall	1994	15 m.	5.000	
11.	Klemetsrud idrettshall (utsprengt, men ikke innredet for permanent bruk)	1985	25 m	25.000	

Nr 1,2 og 7 har skytebane inkludert i anlegget

I tillegg til anlegg som kombinerer idrettsanlegg og tilfluktsrom er det også bygget flere garasjeanlegg i fjell kombinert med offentlig tilfluktsrom, blant annet i Fredrikstad, Arendal og Tromsø.

Etter 1994 ble det stort sett slutt med tilskudd fra Staten til store offentlige tilfluktsrom, og berganlegg mistet sitt konkurransefortrinn. Gjøvik Olympiske Fjellhall var et av de siste kombinerte anlegg av denne typen. Men, mens Sivilforsvaret stort sett avhender sine gamle berganlegg, består kombinasjonsanleggene i beste velgående, til beste for det sivile samfunn i fred, og som en ressurs som kan gi beskyttelse i krig og/eller krise.

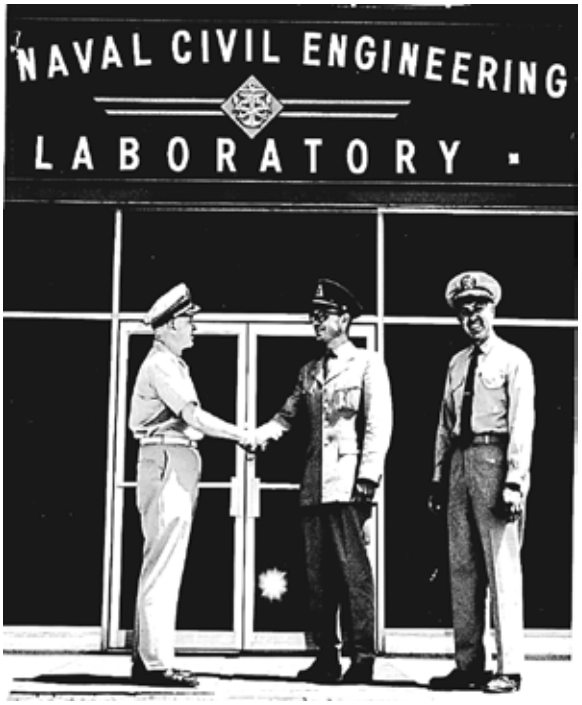
TELEVERKETt

Fra 1960-årene og frem til tidlig på 90-tallet gjennomførte Televerket (forløperen til Telenor) en formidabel utbygging av telenettet. Trussel om atomkrig og mangelen på tomter i sentrale bystrøk, hvor de gamle Post og Telegrafbygningene lå, gjorde at anlegg i berg ble valgt som løsning mange steder.

For Televerket var beskyttelsesteknikk i begynnelsen av denne perioden et ukjent fagområde, og forfatteren kom her til å spille en rolle. Saken var som følger:

> *Etter å ha lagt bak meg 20 års tjeneste som ingeniøroffiser i Forsvaret begynte jeg i sivil stilling som sjefsingeniør i det nystartede konsulentfirmaet Fortifikasjon AS i mai 1968. De siste 6 år hadde jeg tjenestegjort ved Fortifikasjonsseksjonen i Forsvarets bygningstjeneste. I 1967 fikk jeg et stipendium fra FFI for å studere faget fortifikasjon i USA. Televerket hadde på det tidspunkt ikke egne forskrifter for prosjektering av beskyttende anlegg (sikringsanlegg), og jeg ble i mai 1968 bedt om å utarbeide forslag til slike forskrifter. I oktober samme år forelå min rapport, med tittelen: Fortifikatorisk analyse av Telegrafverkets beskyttende anlegg. Rapporten var på 200 sider, inklusive utkast til forskrifter. Utkastet stemte stort sett overens med Sivilforsvarets nye reviderte forskrifter,og ble like etter vedtatt for bruk i Televerket*

I tiden som fulgte fikk Fortifikasjon AS flere oppdrag med totalprosjektering av Televerkets sikringsanlegg. Sivilingeniør Harald Huth var prosjekteringsleder for de aller fleste av disse anleggene, og Noteby ved ingeniørgeolog Per Bollingmo håndterte de geologiske utfordringene. Televerket stilte strenge krav til klimaet i anleggene og beskyttelse av sensitivt elektronisk utstyr, og firmaet opparbeidet etter hvert høy kompetanse på begge disse områdene.



Figur 10

I 1967 fikk Rygh et stipendium fra FFI for å studere faget Fortifikasjon ved Naval Civil Engineering Laboratory i Port Hueneme i California, USA

Her mottas han av sjefen for laboratoriet capt. Saunders og hans NK capt. Anderson Det første oppdrag som «sivilist» i mai 1968 var å utarbeide forskrifter for Televerkets sikringsanlegg.

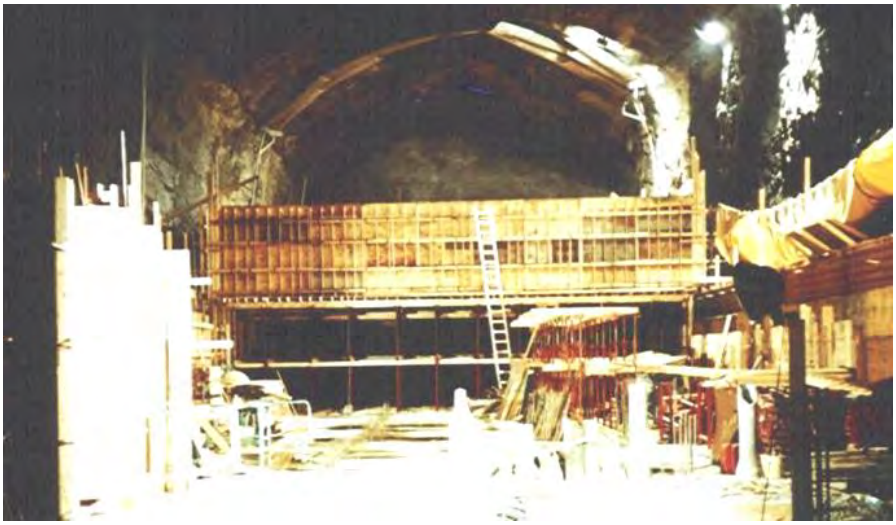
I perioden 1972 til 1991 ble det bygget en lang rekke teleanlegg i berg. Tabellen under omfatter anlegg prosjektert av Fortifikasjon AS. Andre tilsvarende anlegg planlagt og bygget i denne perioden var Krisikan, Tøsikan, Trosikan og Åsikan.

Sted	Navn på anlegg	Dato ferdig anlegg
Gjøvik	Gjøsikan	1972
Gjøvik	Gjøsikan. Ny hjelpeteknisk avdeling	1988
Skien	Skisikan	1975
Skien	Skisikan. Ny hjelpeteknisk avdeling	1990
Bergen	Besikan. Fortifiksjonsfaglig rådgivning	1977 og 1979
Fet	Montørstasjon og lager	1981
Bodø	Bosikan1984	1984
Stavanger	Stasikan	1986
Oslo	Osikan	1991

Teleanlegg i tre faser:

Figur 11 *Skisikan **fase 1.***

Vanskelig påhugg. Den gamle Post og Telegrafbygningen skimtes tilvenstre



Figur 12. *Skisikan **fase 2.***

En betongbygning ble bygget inne i bergrommet. Armeringsnettet ble sveiset sammen og dannet et Faradays bur mot elektromagnetisk puls

Figur 13 ***fase 3***.

Montering av teleteknisk utstyr. Dette koster fra 6 til 10 ganger byggkostnadene

En spennende hendelse

Televerket stilte strenge krav til sine anlegg i enhver henseende. Trivsel for personellet var i fokus. Kantinen i fjellanlegget i Skien var da også av høy klasse, men den manglet vinduer og utsikt som etter tidens miljøkrav var ønskelig. Personellet som jobbet i anlegget mente dette burde kompenseres med ekstra betaling. Saken gikk til Arbeidstilsynet. Fikk de medhold ville dette være et minus for anlegg i berg. Arbeiderpartihøvdingen Tor Aspengren var den gangen formann i Arbeidstilsynet. De foretok en grundig befaring. De syntes forholdene var nærmest luksuriøse og det ble derfor ingen ekstrabetaling.

Figur 14

Skisikan. Kantine i bergrom. «Franske» vinduer med sterkt lys illuderer dagslys

OLJEANLEGG I BERGROM

Beredskapslagring av olje sto tidlig høyt på agendaen for å sikre samfunnsmaskineriet i beredskap og krig. Svenskene var tidlig ute med et konsept for lagring av oljeprodukter i råsprengte uforede bergrom. Prinsippet var store kaverner i berg under grunnvannsnivå. Ved fylling av kavernen med et oljeprodukt vil grunnvannstrykket holde oljen på plass. Oljen flyter på et vannspeil i bunnen av kavernen. Dette prinsippet ble bruk på Ekeberg oljelager i fjell i Oslo. Det sto ferdig i midten av 1960-tallet. Over tid fulgte flere olje- og gassanlegg oppover hele kysten som Kårstø, Sture, Mongstad, Namsen, m.fl. I volum utgjorde disse anleggene det desidert største bidraget når det gjelder utsprengt volum i perioden. Uforede kaverner i fjell viste seg også å være billigere enn oljetanker av stål i det fri. Jo større volum dess større prisforskjell i berganleggets favør.

Denne teknologien tiltrakk seg utenlandsk interesse, spesielt fra Japan og Korea. Etter oljekrisen i 1973 (da kong Olav tok trikken) var det et renn av delegasjoner fra disse landene som søkte ekspertise innenfor dette fagområdet i Norge.

Der de geologiske forholdene er egnede vil oljeanlegg i fjellkaverner være økonomisk fordelaktige. At slike løsninger i tillegg gir god beskyttelse av gass og olje mot krigshandlinger og terroranslag gjorde dem ytterligere attraktive, og olje- og gasslagre i fjell ble en internasjonal trend.

For å kapre prosjekter i dette markedet, ble interessentskapet Fuelstore Joint Venture dannet. Det besto av Kværner Engineering AS, Viking Engineering AB og Fortifikasjon AS. Et markedsframstøt mot Sør-Korea i 1979 gjennomført av Olaf Gundersrud og Jan A. Rygh fra Fortifikasjon AS, resulterte i at Fuelstore sammen med en koreansk partner fikk i oppdrag å planlegge et meget stort råoljelager i berg. Dette skulle ha et volum på 4,5 mill. m³ fordelt på tolv 900 meter lange kaverner med et tverrsnitt på 20 x 32 m .

Etter denne suksessen etablerte Fortifikasjon AS, sammen med vår koreanske partner, selskapet Sam Lim Consulting Co. Ltd. Eierfordelingen var 50/50, og det norske bidraget i selskapet var vår ekspertise på fortifikatoriske anlegg, olje- og gasslagre i fjell og fjellanlegg for andre formål. Resultatet var en rekke oppdrag av denne typen over den etterfølgende ti-års perioden. Det største av disse oppdragene var et høyt beskyttet anlegg som i de innledende faser med konseptstudier og forprosjekt ble gjennomført av en utvalgt gruppe norske rådgivere. Disse var også veiledere for de koreanske ingeniører og arkitekter som overtok og sluttførte prosjekteringsarbeidet. Nøkkelpersoner fra norsk side i dette prosjektet var major/fortifikatør Helge Rohn, sivilingeniør Magne Dørum og major/ fortifikatør Knut Aase.

Figur 15

Olje-og gasslagring i uforede bergrom var økonomisk fordelaktig og mange store anlegg ble bygget i «kald krig»-perioden

SAMMENDRAG/AVSLUTNING

Millioner av kubikkmeter berg ble utsprengt og milliarder av kroner ble investert i beskyttelse av forsvarsanlegg, tilfluktsrom og viktig sivil infrastruktur i «kald krig»-perioden.

Med økt kunnskap og erfaring utviklet bergrommene seg gjennom denne perioden fra relativt primitive anlegg med innredning av trekonstruksjoner, (som råtnet) til anlegg med god kontroll med vann og fuktighet i fjellet, og full klimakontroll inne i anleggene. Dette, og gode løsninger og materialvalg for innvendige konstruksjoner, bidro til at også vedlikeholdskostnadene for berganlegg ble vesentlig lavere enn for bygg i dagen.

Det ble gjennomført studier av energiforholdene i bergrom (bl a av sivilingeniør Magne Dørum i Fortifikasjon AS), som viste hvor fordelaktig en slik løsning var for driftskostnadene over tid.

Bergrom ga også meget god beskyttelse. Systemer for beskyttelse av innganger og andre åpninger ble gjennom prøver og forsøk utviklet til meget gode løsninger. Kunnskapsnivået var høyt, og det ble satset stort på utdannelse av spesialister på beskyttelse (fortifikatører).

Sovjetsamveldets oppløsning og den kalde krigens opphør medførte en total omlegging av Landforsvaret fra et mobiliseringsforsvar med 13 brigader til et innsatsforsvar med en brigade. Det gamle konsept med et sterkt permanent kystforsvar som ryggdekning for blant annet Brigade Nord, fra Trondheimsfjorden til Tromsø, ble forlatt til fordel for det nye konsept med et innsatsforsvar mye fokusert på internasjonale operasjoner. Alle Kystartilleriets nye kanon-fort, torpedobatterier og minekontrollstasjoner, samt Sjøforsvarets ubåtbase i Olavvern (Ramfjordnes) ved Tromsø, ble nedlagt og solgt og/eller demontert og murt igjen. Olavsvern var også var base for andre type skip, inkludert MTB-er, som vi også har kvittet oss med

For Sivilforsvaret har det skjedd en tilsvarende utvikling. Plikten til å bygge tilfluktsrom falt bort i 1998. Den hadde da vart i 50 år. Gamle primitive anlegg i berg er nedlagt og avhendet. Andre dårlig vedlikeholdt. Et dusin idrettsanlegg i bergrom har derimot vært i full drift siden de ble åpnet. Disse anleggene er fortsatt i god stand, og årsaken til dette er nettopp at de har vært i kontinuerlig bruk. Fjellanlegg har imidlertid høyere investeringskostnader enn ordinære bygg for samme formål, og dette oppveies ikke fullt ut av reduserte energi- vedlikeholds- og tomtekostnader. Ser man derimot idretts- og andre fredsformål i sammenheng med beredskapsformål endres dette til å bli svært gunstige offentlige investeringer. I lys av en internasjonal utvikling med økende usikkerhet og et mer uklart trusselbilde enn på meget lenge, bør det derfor vurderes å gjeninnføre statlige støtteordninger for kombinerte idrettsanlegg og beredskapsanlegg i berg.

I Telenor har utviklingen gått i retning av at teleutrustningen har krympet enormt i volum, og det er ikke lenger behov for så store anlegg som de som ble bygget under den kalde krigen. Anleggenes status er ikke kjent av forfatteren, men de er visstnok fortsatt, i hvert fall i en viss utstrekning, i bruk som lagre og lignende. Det bør undersøkes om de kan oppgraderes og utnyttes som tilfluktsrom eller av samfunnsmessige funksjoner som krever beskyttelse ved terroranslag, krigshandlinger eller ekstremvær. Pga av dimensjonene på berghallene vil disse anleggene antakelig også kunne utvikles til idrettsanlegg/kombinasjonsanlegg.

Store olje- og gasslagre vil antakelig i fremtiden, der det er mulig, primært bli bygget som bergkaverner fordi dette er den mest lønnsomme måten å lagre store mengder olje/gass på. Berget gir i tillegg god beskyttelse av en strategisk ressurs som vil være viktig et godt stykke inn i fremtiden.

Vi lever dessverre fortsatt i en tid med spenning mellom stormaktene. Atomvåpenarsenalene øker både i kvantitet og kvalitet, og nasjoner som nå har eller kan fremstille atomvåpen nærmer seg 10. I arsenalene finnes bomber fra sub kilotonn til flere megatonn. Utviklingen av konvensjonelle våpen har fortsatt ufortrødent. 12. april 2017 brukte eksempelvis USA en ny 11 tonns konvensjonell bombe mot et berganlegg benyttet av IS i Afghanistan. De kanskje viktigste utviklingstrekkene ved nyere våpen er økt nøyaktighet og redusert tid fra oppdagelse

til virkning i målet, samt bruk av droner til overvåkning og målstyring. Dette truer alle typer mål, men det sier seg selv at de hardeste målene krever de største og mest kostbare våpen som et svært begrenset antall land har. Berganlegg overgår alle andre mål i evne til å motstå våpenvirkninger. Slike anlegg vil også, fortsatt, målt i kroner i forhold til oppnådd beskyttelse, være alle andre materialer og løsninger fullstendig overlegne.

Det kan nevnes at Norge har i mange år hatt god kontakt med de som utvikler slike penetrerende presisjonsvåpen i USA, og ved flere ganger har de vært her for å gi oss råd om hvordan vi skal beskytte oss mot slike våpen ved konstruksjon av nye fjellanlegg. Ved ferdigbefaringen av det siste av slike anlegg for Forsvaret, torpedobatteriet i Malangen i 2001, som forresten ble lagt ned rett etter overtakelsen, var våpenutvikleren fra USA tilstede, og han ble spurt hva han ville svare sin sjef hvis han fikk i oppdrag om å lage et våpen som skulle slå ut dette anlegget. "Sir, I can't do it with conventional weapons" var svaret.

Figur 16

Amerikansk superbombe med 11 tonn eksplosiver.

Et riktig bygget norsk fortifikatorisk anlegg i berg vil motstå denne.

Mange mener nedleggelsen av en mengde førsteklasses fjellanlegg i Forsvaret, og det styrte forfallet av tilfluktsrom, var forhastede vedtak. Hva man mener om dette vil naturligvis bestemmes av hva man tror om fremtidens trusler mot norsk jord. Vil vi for all fremtid være forskånet mot direkte angrep mot norsk jord? Russerne fremstår fortsatt som den eneste mulige rent militære trussel, men terror i form av bomber, elektromagnetisk puls, biologiske stridsmidler, etc, er trusler som kan komme fra flere hold. Trussel mot samfunnsfunksjoner som vann, strømforsyning, tele- og IT, finans vil ramme et moderne samfunn svært hardt, og dermed kunne være aktuelle terrormål. Bruk av atomvåpen andre steder på kloden vil kunne gi virkninger i form av nedfall, også i Norge.

Våre berganlegg utgjør en betydelig ressurs i forhold til beskyttelse mot mulige trusler, og det bør gjøres vurderinger av hvilke anlegg som ikke lenger er i bruk, som kan oppgraderes til å beskytte viktige funksjoner. Behov for oppgradering og økning av tilfluktsroms-kapasiteten bør kanskje være lettest å enes om. Dette vil kreve store investeringer, og bør aktualisere kombinasjon med idrettsanlegg slik at man, som da de eksisterende slike anlegg ble bygget, reduserer de totale kostnadene.

Til sist: Vurderingene av hvilke trusler som foreligger i dag og i fremtiden vil variere, men fysisk beskyttelse av viktige samfunnsfunksjoner mot ulike typer angrep og anslag vil uansett være nødvendig. Effektive mottiltak mot våpenvirkninger og andre ekstreme laster krever spesialkunnskap. Fagområdet *Fortifikasjon,* som ble sterkt svekket i takt med nedbyggingen av berganlegg og andre beskyttende anlegg, bør revitaliseres for å sikre at nye investeringer i slike anlegg holder like høy standard som de siste som ble bygget før den kalde krigens slutt for på den måten for all fremtid å bli et viktig bidrag i forsvaret av landet.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2017

Anne Kathrine Kalager
Bane NOR

NYTT FRA AKTIVITETEN I NFF – inkl NFF-Young Members

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

Fotokonkurranse om norsk fjellsprengning

Kjersti Kvalheim Dunham, Statens vegvesen
Arve Brekkhus, Byggeindustrien/bygg.no

Det norske fjell- og tunnelmiljøet har en innholdsrik og mangfoldig historie. Opp gjennom årene er det gjennomført en lang rekke både kompliserte og banebrytende prosjekter - og den norske fjellsprengeren har utviklet seg til å besitte kompetanse i verdensklasse.

Utbyggingstakten har gått i noen bølgedaler – men nå er vi inne i tidenes topp i anleggsbransjen. Aldri før har vi hatt et anleggsmarked som vi nå ser i Norge. Anleggsmaskinene går for fullt over hele landet – og det bygges både vei, bane og kraftverk i høyt tempo.

For å ta vare på fortidens bragder og dokumentere nåtidens prosjekter for fremtiden – er det viktig innimellom å stoppe opp og se hva som er utrettet opp gjennom historien – og hva som bygges i dag. Hvordan har bransjen utviklet seg – og ikke minst hvordan har hverdagen til arbeiderne stadig bedret seg gjennom ny teknikk og mer moderne utstyr?

For å bidra til å ta vare på viktige historiske minner - og ikke minst vise frem hvordan dagens bransje arbeider - ønsket flere ildsjeler i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk (NFF) å invitere til en fotokonkurranse for å vise frem bransjen vår på en noe utradisjonell måte. Med seg på laget fikk de Byggeindustrien/bygg.no – og sammen har de invitert inn til en fotokonkurranse - og resultatet skal presenteres på Fjellsprengningskonferansen 2017.

Temaet for konkurransen har vært bergsprenging over og under jord og bildene skulle gjenspeile dette. Konkurransen har to kategorier - en kategori for historiske bilder og en åpen kategori.

Juryen startet arbeidet i løpet av sommeren 2016 og inviterte interesserte til å sende inn bilder til konkurransen. Dette skjedde via Byggeindustrien og bygg.no – samt via andre kanaler gjennom NFF. Det er kommet inn en rekke bilder til konkurransen, spesielt i kategorien åpen klasse. I kategorien historiske bilder kom det inn noe færre bilder - men likevel nok til at vi har funnet flere gode kandidater til finalen. I åpen klasse var det mange å velge blant, og variasjonen var stor både i tematikk, type prosjekt og kvalitet.

Det er gjennomført 7-8 møter i juryen, som har brukt mye tid på å gå gjennom de innsendte bildene i sin vurdering, og man har kommet frem til hvilke kandidater som skal gå til finalen samt kåret en vinner i hver av de to klassene. I sin vurdering har de blant annet lagt vekt på helhelsintrykket av både bilde og motiv. Det er ikke kvaliteten på bildet, komposisjonen, tematikken eller prosjekttype alene som har vært avgjørende for hvilke bilder som er plukket ut. Juryen har sett på helheten rundt det enkelte bildet - ikke minst at fotografen har klart å fange stemmingen i situasjonen gjennom bildet - og dermed også klart å formidle et øyeblikk som beskriver anleggsbransjen.

Fem bilder i hver kategori er plukket ut til finalen og disse bidragene stilles ut under Fjellsprengningskonferansen 2017 og er tidligere gjort kjent i Byggeindustriens utgave som utkommer til konferansen - samt på bygg.no.

Vinnerne blir offentliggjort 23. november 2017, i forbindelse med Fjellsprengningskonferansen.

Premiering
Åpen kategori:
1. premie: Fotoutstyr til en verdi av kr. 10.000
2. premie: Fotoutstyr til en verdi av kr. 5.000

Historiske bilder:
1. premie: Fotoutstyr til en verdi av kr. 10.000
2. premie: Fotoutstyr til en verdi av kr. 5.000

Juryen har bestått av:
Kjersti Kvalheim Dunham, Ola Jegleim, Nils Røren og Arve Brekkhus.

Innsendte bilder skal kunne brukes vederlagsfritt av NFF og Byggeindustrien til omtale i ulike media i forbindelse med konkurransen samt til annet bruk i regi av NFF og Norsk fjellsprengningsmuesum.

Disse fem bildene er i finalen i kategorien for historiske bilder (i tilfeldig rekkefølge):

1 – Fra arkivet til Høyer-Ellefsen, og viser tunneldrift fra Svartevandsdam/Dam Holmevand/Dam Storli/Søndenå Kraftstasjon. Bildet har påskrevet datoen 27.11.29. Ukjent fotograf.

2 - Fra en råsprengt fjellhall for Aurland I kraftanlegg i 1972. Foto: Per Olav Breifjell.

3 – Fra tilløpstunnelen Tokke 3 (Songa kraftverk) i regi av Statkraft. Foto: Statkraft

4 – Borearbeid med hjelp av en Atlas Diesel-maskin og veldressert bivåner. Ukjent fotograf.

5 – Borearbeid fra 1942. Ukjent fotograf.

Disse fem bildene er i finalen i kategorien åpen klasse (i tilfeldig rekkefølge):

1 – Fra et steinbrudd i Vestbygd i Nordland. Foto: Alf-Remi Fredriksen

2 – Fra arbeidet med Nye Ulriken i Bergen. Foto: Elisabeth Folkestad

3 – Fra Lemminkäinens arbeid med en fjellhall på Boliden i Odda. Foto Tomas Moss

4 – Fra arbeidet med fastlandsforbindelsen ved Lofast - Gullesfjordtunellen. Foto: Sandra Gundersen

5 – Fra arbeidet med portalen ut mot Hardangerbrua. Foto: Eivind Kolle

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2017

FIGHTING MYPHY'S LAW – SOUND PRACTICES FOR CONSTRUCTION SUPERVISON IN THE INTERNATIONAL MARKET – A CONSULTANTS PERSPECTIVE

Til kamp mot Muphy's Lov – God praksis for prosjekt og byggeledelse i det internasjonale markedet

E. Aamot, O. Ystgaard, Ø. Engelstad, Ø. Lilleland , K. Gullbrå - Norconsult AS

SUMMARY

For a number of reasons, large hydropower projects are particularly prone to the risks of costs overruns and time delays experienced by many large infrastructure projects. To mitigate this, owners often rely on the services of international consulting companies. However, due to distance from home office, use of short term personnel and necessity to adapt tools and systems to the particulars of each project, the consulting company's full institutional experience is frequently not fully leveraged. Success or failure of the project will then largely depend on the individual project manager, construction manager and other key staff. In this paper, we look at how owners and consultants can work together to overcome these issues and radically improve the success rate of their projects. We recommend improving the support structure for the project management team using inspiration from the Oil and Gas Industry. We then highlight the importance of project preparation and recommend specific elements that should be in place before start of the execution phase. Further, we define key roles that should be included in the project management team and point to some common mistakes in organization. Finally, we put emphasis of the importance of the owner and consultant to be a coherent team and look at key elements for ensuring effective cooperation.

SAMMENDRAG

Av flere årsaker er store vannkraftprosjekter spesielt utsatt for risikoen for kostnadsoverskridelser og tidsforsinkelser som ofte oppleves av store infrastrukturprosjekter. For å redusere denne risikoen, stoler ofte eiere på tjenester fra internasjonale konsulentselskaper. På grunn av blant annet lang avstand fra hjemmekontor, bruk av korttidspersonell og behovet for å tilpasse verktøy og systemer til hvert prosjekt, er konsulentfirmaets fulle institusjonelle erfaring ofte ikke fullt utnyttet. Suksess eller fiasko i prosjektet vil da i stor grad avhenge av den enkelte prosjektleder, byggeleder og annet nøkkelpersonell. I denne artikkelen ser vi på hvordan eiere og konsulenter kan jobbe sammen for å overvinne disse problemene og radikalt forbedre suksessraten til prosjektene sine. Vi anbefaler å forbedre støttestrukturen til prosjektledelsen med inspirasjon fra olje- og gassindustrien. Vi understreker deretter betydningen av prosjektforberedelse og anbefaler konkrete elementer som bør være på plass før utførelsesfasen starter. Videre definerer vi viktige roller som skal inkluderes i prosjektledelsen og peker på noen vanlige feil i prosjektorganiseringen. Til slutt legger vi vekt på at det er viktig at eier og konsulent fungerer som et enhetlig team, og vi ser på viktige elementer for å sikre et effektivt samarbeid.

BACKGROUND

It is well known that many major infrastructure projects experience large overruns and failed to meet project objectives. The reasons are many and diverse. Repeating causes are wrong choice of projects, lack of integrated plan for project execution, unclear roles and responsibilities, wrong choice of contract strategy, insufficient cost and time management, insufficient or bad risk management, poor estimating, inexperienced or unqualified project team and insufficient tools and project management infrastructure.1

The number of major hydropower construction projects in any given country is normally limited. This means that most public-, and many private, project owners will only be responsible for managing a relatively small number of projects. As a result, these owners/developers will often neither have significant institutional experience with large construction projects nor a pipeline of projects to justify building a large and professional project organization. Hydropower projects may therefore be particularly vulnerable to some of the risks mentioned above. This is confirmed by research, which shows that as many as three out of four greenfield hydropower projects experience significant cost overruns with mean cost escalation of 70 %. This is higher than any other types of infrastructure projects except nuclear.2

To build capacity of managing projects and mitigate these risks, owners normally source services from international consulting companies with long experience in construction management of large hydropower projects. However, the consultants' local project team is often far from the head office, and the tools and systems of the consultant are not always compatible with the requirements of the owner or the contract. In addition, and for many reasons (often limitations by contracts), key roles in the consultant's team needs to be filled by short-term personnel. As a result, the consulting company's institutional experience is frequently not fully leveraged, and success or failure of the project may largely depend on the individual project manager, construction manager and other key staff.

In response to these challenges, Norconsult has developed the Norconsult Construction Management System (NCOMS). NCOMS provides building blocks for quickly getting an effective project management system in place in individual construction projects and for ensuring that the management of the execution phase is consistent, based on best practices and less dependent on the individual team members.
Key principles of NCOMS are:

- A structure with systematic tracking of project deliverables
- Importance of strong project preparation
- Promoting clear roles and responsibilities and alignment of interests (of the project participants, including suppliers and contractors)

We will discuss each principle in the following sections. NCOMS does not aim to reinvent best practices of construction management, many of which are already well known in the industry and superbly expressed by institutions such as the Project Management Institute (PMI). However, time and again projects fail to implement these practices, with devastating effect, demonstrating that something needs to be done to improve the situation. What NCOMS brings to the table is a more practical approach and some specific tools that can help project teams consistently implement existing best practices. The system is developed based on recent experience with construction supervision on large hydropower projects on four continents with

various Clients and in-depth dialogue with developers as part of a structured lessons learned process.

STRUCTURE

Most reputable consultants are reasonably good at using best practices in hydropower design. However, as already mentioned. this does not extend to construction management for which best practices are generally not adequately applied. There are many excellent project managers and resident engineers with 25 or more years of in the hydro world, but due to the large variation in issues encountered, this does not always equate to applying best practices.
NCOMS seeks to provide structure to remedy this in several ways:

Guidance notes
At the core of NCOMS is a set of comprehensive guidance notes to key project staff. These notes are akin to a how-to manual for getting the project structure up and doing, and ensuring excellence and consistency with best practices during execution. Unlike traditional project management books, these notes are very practical in nature and consists of do's/don't and checklist for different aspects of construction management. To avoid overwhelming staff with documentation, the notes clearly identify which team member is responsible for each action, so that each team member can focus on the section for which they are responsible. It is further broken into five different project phases, pre-construction, construction, commissioning, taking over and close-out ensuring the team at any point in the project will focus on the most critical tasks for that phase.

Fig 1. Catalogue of guidance notes by project phase

Tracking of deliverables
The hydropower world has traditionally not been good at tracking the Contractor's deliverables throughout the project. As an illustration, in one project defects were discovered on a turbine runner during factory acceptance tests (FAT), but were not tracked and delivery slipped through. This led to a major issue and significant delays during the commissioning phase (Norconsult was not involved until commissioning). NCOMS' approach to this is introduction of proven elements from the Oil and Gas sector, primarily heavier focus on documentation and tracking – though adopted to the world of hydropower (simplifying and taking out some of the bureaucracy). The system requires each member of the core construction management team to map out and create action trackers for each of the Contractors project deliverables in their area of responsibility. This allows the project management team to know, at any point in time, what deliverables are not being met. Key deliverables are identified as hold points, meaning Contractor is not allowed to proceed with the works until the requirement is met. For instance, the project management team can decide that the Contractor is not allowed to commence construction until quality management and safety management plans are in place and approved. The action trackers can also be used as part of the as-built information, with closed out action trackers providing documentation that all deliverables have been met.

Completion Management System
One specific tool that forms part of the tracking of deliverables in NCOMS, is a completion management system (CMS) that ensures all non-conformities are tracked from FAT through installation, mechanical completion and taking over. It does this by registering all parts of the works in a database, and registering all non-conformities (punches) against the relevant part. No part is allowed to proceed to the next phase (for instance mechanical completion) before all major punches are cleared. The CMS system runs on specialized software developed by Norconsult and has been used with great effect on a number of large construction projects.

The NCOMS structure and specifically CMS along with the corresponding requirements must be described, in the execution contract(s) of the project. The contract shall guide and provide understanding on how the parties shall interact and such structure will be a predominant part of the Owners Requirements (Quality Management).

Document Control System
A typical large project will produce tens of thousands of documents spanning everything from design reports and construction drawings to method statements, progress reports and minutes of meetings. In addition, most Contracts set defined deadlines for responding to documents. For instance, an EPC Contractor's construction drawings will usually be deemed approved if the owner/consultant do not provide comments within 2-3 weeks. To ensure efficient and timely storage, distribution and response to all these documents, an efficient document management system is essential. NCOMS comes with a set of proven templates for such systems. These use a web-based solution that facilitate rapid sharing of documents across multiple locations. The document flows in the templates are set-up to comply with contractual procedures for the types of construction contracts most commonly used for hydropower, The templates can easily be modified with new templates or modified document flows to adapt to the owners requirements.

PROJECT PREPARATION

A well described and effective construction management system will only partly mitigate potential project failures unless the project is well planned and based on sound decision making. This paper is focused on Construction management, and will not go into detail on the best practices of project funnels and decision gates. We will however highlight some common failings that projects are subject to in what we have described above as the pre-construction phase. We find that once design is completed and decision to go for tendering is made, owners tend to rush the project through a tendering process to make sure construction starts as soon as possible. This is understandable, given the extremely long runup times of most hydropower projects – it is not uncommon for a decade or even several decades to pass from project inception to the start of construction, taking the project through pre-feasibility and feasibility, permitting, PPAs, detailed design etc. Yet, proceeding with contracting before sufficiently maturing the project is almost always a mistake as it invariably creates an unsound contractual basis with which to manage execution phase. Our experience is that by spending sufficient time to carefully prepare the documents and actions described below, project execution risk can be reduced considerably. These should be ready no later than at the signing of the construction contracts, though preparation will ideally start much earlier.

Project Execution Strategy (PES) (including Contract Strategy)

The PES outlines the overall strategy for how the owner will manage the execution phase, including management of stakeholders, Contractors, interfaces, design and supervision. For instance, will the owner have a strong project management team of their own, or will they rely on Consultants (as a minimum, owner must have sufficient personnel to evaluate consultant's recommendations and make timely decisions). The PES should be developed during feasibility stage and matured until decision to tender. Choices such as organization and contract types/split is a maturing process. A well-documented strategy will provide a solid basis for these and not leave important decisions, such as the choice of EPC or unit rate contracts, to chance.

Design Basis

By experience, the exercise of establishing a high-quality design basis delivers a tremendous reduction in risk exposure to a project. An immature design would be exposed to changes during detailed design which may constitute both schedule delays and cost increases. A high-quality design basis also helps establish a common understanding of the totality of the project between the different disciplines (civil, electrical, mechanical etc.). Design Basis is also a maturing process, being developed as the end result of a feasibility, and may be subject to discussions and changes before signing of contracts. Design Basis is "frozen" at signing of the contracts and changes thereafter shall be treated as variation/changes under project change management. Hence, a quality Design Basis establishes a benchmark for design change management and provide project with less exposure to changes.

Project Master Schedule (PMS)- Construction

Project Master Schedule (PMS) is an integrated schedule that includes not only construction schedule, but all deliverables and activities for the scope of the project and thereby also framing the complete project from start to operation. Without an integrated high-quality PMS, it becomes extremely challenging to adequately track schedule and cost development. Unclear schedules or milestone-based simple schedules in contracts may invite Contractors to strategic construction scheduling and avoid becoming committed to a PMS. A well-developed PMS as

part of the tender does not allow for low quality construction schedules, and with provisions in the contracts for limiting payments until the PMS is adjusted and signed by all parties the project schedule control risk will become significantly reduced

Cost and Schedule Risk Analysis (CRA)
A risk management exercise for the construction process which visualize contingencies in the construction budget is a key tool not only for understanding the probable total costs of the project and ensure an adequate budget, but also for reducing the risk level by eliminating or changing design or execution elements that drive indefensible costs.

Risk Management Plan/Risk register- Construction/execution
During construction, risks will change from day to day, and successful management of the risks is important to continuously mitigating risks as they emerge and with the right prioritization. Before commencement, a risk management plan should be established which is partly or fully produced before CRA. When construction commences, this will change and the Risk Management Plan needs to be converted into a dynamic risk register.

Team mobilization
From experience, the consultant's team is often mobilized at approximately the same time as the Contractor. Additionally, the initial consultant team mobilized is often limited to a very low number of individuals, typically the project manager, construction manager and site geologist. This may seem rational and cost efficient as the contractor's initial site activities are normally limited to preparatory and temporary works. However, all too often the owner (and sometimes consultants) underestimate the work required in this initial phase to put the structure and systems intended for the construction management are in place and early follow-up of the contractor. This can lead to non-conformities such as failure to ensure Contractor submission of key documents, inadequate quality assurance and failure to establish and follow prescribed procedures. This sets a negative precedent and put the owner and consultant on the defensive vis-a-vis the contractor(s), a position from which it is very difficult to recover. We therefore strongly recommend the invest the additional resources to ensure the above-mentioned issues are managed properly. The mobilization needs to be carefully aligned with the project activities to be in advance by a man hour projection plan (MPP), adequately (weeks) ahead of project schedule activities until full mobilization (and towards demobilization).

NCOMS Contribution
None of the actions or documents described were conceived through NCOMS. What NCOMS does is to put a framework in place whereby the project development team is reminded of the importance of pre-construction activities and provided with a systematic way of ensuring that all important project documents are in place at the right time. NCOMS also gives detailed guidelines for the early mobilization of the construction management team described above. In addition to giving additional time for putting systems and project specific plans in place, the early mobilization helps ensure alignment between the owner and the consultants site teams. It also allows the consultant's project management team time to conduct workshops with the, often locally employed, second and third level supervision team. We have found this can make a significant difference in improving contractual understanding and better performance of the whole owner/consultant team.

ROLES AND RESPONSIBILITIES

So far, we have talked about the structure that needs to be in place for the construction management team to function optimally and the preparations the team should go through before execution. However, all of this will matter little if the team does not have the right combination of competences. We recommend that the core construction management team should include the following roles or equivalent:

- Project Manager
- Construction Manager
- Quality Manager
- Healt and Safety Manager
- Contracts Manager
- Project Controls Manager
- Engineering Manager
- Chief Planner
- Document Control Manager
- Chief Engineering Geologist
- Social and Environmental Manager

The roles can be covered either entirely by the consultant or by the consultant and owner together in an integrated team. If Consultant is defined as the Engineer by FIDIC definition, we do recommend that Contracts manager and Engineering manager report through Consultnat (defined as The Engineer) in order ensure fairness of determinations as per contract. What is important however, is that each role is clearly defined. This includes reporting lines, interfaces between roles and above all, definition of responsibilities and authority. Unfortunately, it is not uncommon to define responsibilities without delegating the corresponding authority which often remains with the owner. Owners must decide whether they want their consultant to be mere advisors or whether to invest them with adequate authority. FIDIC types of Contracts provide a good framework for this, but other contract types can also be used as long as responsibility and authority go hand in hand.

Most of the roles listed above are usually covered in requests for proposals for consultancy services, but there are some that are often underestimated or not defined. We will discuss these in more detail below.

Quality Manager
We sometimes see that the quality manager role is made part of the construction manager's responsibility. However, the primary focus of the construction manager is usually progress/production, which can sometimes conflict with quality. Other times responsibility for quality management is distributed among technical personnel in the engineering manager's team. However, there is a need for a focal point to ensure a unified approach to quality management including for instance review of the contractor's overall quality plans, inspection and test plans etc., as well as a consistent non-conformity management and tracking. Add to this that quality and lack of adherence to international standards is one of the key challenges with many emerging international contractors. We are therefore strong advocates of a dedicated quality manager role.

H&S Manager
The Health and Safety (H&S) Manager ensures job safety and is extremely important to any professional owners. H&S-metrics such as fatalities and time-lost-injuries will often be among the KPIs for such owners, and rightly so.
The H&S manager is often a role that the owner has, but it is also not infrequent that the consultant is asked to take responsibility for H&S. In these cases, it is essential not only that the consultant is given budget for employing a dedicated H&S team with a H&S manager, but also that this team is given adequate authority. This should include authority to impose sanctions on the contractor for non-compliance with H&S requirements and even to stop the works in extreme cases with immediate risk of life or serious injury. For obvious reasons, the H&S manager should not report to the construction manager.

Chief Planner
Many requests for proposals do not include the role of planner or scheduler. Yet this role is essential to secure accurate progress reporting and continuous updating of the construction schedule. If a solid PMS has been made as part of the project preparations as described above, then it may be sufficient with a relatively young person in this role, skilled in scheduling and use of Primavera or equivalent software. This is assuming that the Project Manager and/or Construction manager have considerable planning knowledge; understanding of what needs to happen when, interfaces or resources needed to do different tasks or on a detailed level how many trucks, what scaffolding equipment, trucks etc. Without adequate staffing of the planning function the risk of losing control over progress is considerable resulting is potential delays and inability to adequately implement necessary acceleration measures.

Document Control Manager
While quality, H&S and planning may be underestimated, they are at least somewhere on owner's agenda most of the time. That is not the case with document management. This is surprising given the large and increasing importance of documentation in execution of hydropower project. We advocate web-based solutions like the ones described in section 2.4 coupled with the necessary investment in internet infrastructure - the few thousand USD a month required for this will pay for itself many times over through increased efficiency. However, even a good system needs good management to work, and a competent document controller (or a team thereof in the case of large projects) is key to avoiding that entropy or slowness erode the effectiveness of the system.

NCOMS Contribution
The roles described above are not unique to NCOMS and any professional hydropower developer asked would probably have come up with a similar list. Yet a surprising number of projects still move into the construction phase without several of the key roles listed. The value of NCOMS here is to put team composition on the agenda early (pre-construction), provide a framework for clarifying responsibilities and interfaces, and making sure these are coupled with appropriate authority.

ALIGNMENT OF INTERESTS
It may be stating the obvious, but any project is much more likely to succeed if all parties, owner, consultant and contractor pull in the same direction. Yet, personal interests, politics and bad preparations often lead to each party defending their own turf. We will here look at three key elements to ensure effective cooperation.

Contract
The foundation for the project execution is laid at the project preparation stage described in section 3 above with the Contract the main governing document. To ensure alignment between owner/consultant and contractor throughout, it is key that the contract is fair and transparent. A key element of this is price. Owners often put great emphasis on price, and rightly so: Price of course directly affects the project profitability. However, it is important to keep in mind that the contract price does not equate to the final amount paid to the contractor. If the contractor ends up with a contract price that is too low for them to make profit, they will invariably start engaging in contractual games to wriggle additional payments from the owner through claims and variations. The moment the contractor perceives that they stand to gain more from such games than from production the project is in trouble. This also extends to unit prices (in quantity adjusted contracts). In one example, a contractor who was losing money on each rock bolt installed tried every trick in the book to avoid placing the bolts including deliberate delays and proposing alternative (and much more expensive) rock support methods. The result was significant schedule and safety issues.
We therefore advice our clients to aim for a fair price rather than the lowest possible price.

Other key elements of the contract are the design basis and project master schedule described above. These make sure everybody is on the same page from the start and creates a clear baseline against which to measure the works. It also ensures that instead of spending time fighting with the contractor over what the best solutions are, the consultant can dedicate his energy to coaching the contractor on how to most effectively meet the already defined requirements.

Recommendations vs Decisions
To ensure good cooperation between owner and consultant it is important not to blur the line between recommendations and decisions. In FIDIC types of contracts the consultant (or Engineer) has no authority to amend the contract without the prior approval of the owner (Employer). This includes approval of variations. Hence if a variation is required, the procedure is for the consultant to provide a recommendation to the owner who then makes a decision. Unfortunately, both the owner and consultant tend to mess this up. Owners by failing to make decisions or by trying to create the appearance that the decision was made by the consultant. In one example, the owner referred to the consultant as the Owners Representative (who in FIDIC Silver book has authority to make determinations) in communication with the contractor while, in reality, the consultant had a purely advisory role. Consultants err by approving variations without consulting with the owner. Both issues create confusion, strains the relationship between the parties and can lead to unnecessary cost and time overruns. Clarification of roles and responsibilities and focus on contract awareness in the team, as already described, will help mitigate this. In addition, both consultant and owner must adopt a change of attitude: Consultant must be rigorous in documenting recommendations and owner's decisions, and owners must man up with personnel who dare make and stand up for decisions.

A related issue is rubberstamping where the consultant is requested to recommend solutions that have been prepared by the owner or contractor without doing its own evaluation. Consultant must resist this and provide their own candid recommendations of each issue, based on which owners can make their decisions.

Lines of Communication
In FIDIC Contracts, the owner has delegated authority to the consultant to manage all direct communication with the Contractor, including approval of documents, evaluation of claims,

construction meetings etc. However, if the Contractor gets into problems they will very often try to undermine and circumvent the consultant by opening direct lines of communication with the owner. This brings them closer to the money. However, by undermining the consultant, the contractor also undermines the whole system of progress and quality control and can more easily get away with non-conformities. Owners must therefore resist such attempts by the Contractor or risk losing control of the project.

NCOMS Contribution

Again, you can ask any consultant and probably get similar recommendations to the ones discussed in 5.1 to 5.3 above. NCOMS helps ensure that these are followed in several ways. 1) By describing a systematic approach to ensuring a solid contractual- and planning foundation for the execution phase as described in section 3. 2) By providing adaptable document management systems that help documenting consultant recommendations and employer decisions, and that helps enforcing compliance with the procedures for this set out in the contract and 3) In the heat of battle, far away from home office it is easy for a project manager to forget that close cooperation between owner and consultant is essential for success. NCOMS provides a continuous reminder of this through the guidance notes and make any deviation from this easier to discover through the web based document control system.

CONCLUSION

The risks in greenfield hydropower projects are many, and the percentage of projects failures high. The good news is that the reasons for failure are usually not black swan- or force majeure events that by definition are impossible to predict. Rather, projects fail because they are not adequately planned and managed. These shortcomings are possible to address. In this paper, we introduce a construction management system, NCOMS, that can help owners and consultants radically improve the success rate of their projects. The primary innovation in NCOMS is a comprehensive structure of practical guidance notes and a systematic approach to tracking the performance of both the consultant's site team and the contractor. This helps the project management team for any individual project quickly set up an effective construction management system adapted to the particular project, while ensuring that the the management of the execution phase is consistent, based on best practices and less dependent on the individual team members. We have further showed that this structure can be leveraged to ensure that best practice is followed in three key areas. The first is to invest more time and money in project preparation and a rigorous process for ensuring adequate project maturity before moving into execution. The second is to clearly define roles and responsibilities, with corresponding authority, and make sure that the project management team covers all the key positions and competences needed. The third is to align the interests of owner, consultant and contractor through a fair and transparent contract and adherence to the roles and communication lines set out there. We hope our five cents can contribute to more successful projects around the world.

REFERANSER

KMPG, "Building on success; learning from failure – Governance and executive management of major capital projects", 2016

Dr. B. Sovacool et al., "Construction Cost Overruns and Electricity Infrastructure: An Unavoidable Risk?", The Electricity Journal, Volume 27, Issue 4, May 2014.

B. Matthews, “Freelance Statistics: The Freelance Economy in Numbers”, https://benrmatthews.com/freelance-statistics/

P. Ryan, “Billions wasted on infrastructure projects from bad planning, bureaucracy”, The World Today, 8 Feb 2017

S. Murray, “65% of megaprojects fail; find out why and how to do them right”, Infrastructure-Intelligence, 24 September 2014.

H. Lando, “Why do large infrastructure projects often fail?”, SSRN Electric Journal, 2011.

M. Rathbone et al, “Providing Confidence in Infrastructure Projects”, PWC, 2015

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2017

OREA - UTVIDELSE AV EKSISTERENDE RENSEANLEGG I STRØMMEN – RISIKOSTYRING OG GODT LAGSPILL I ET UTFORDRENDE PROSJEKT.

OREA- Expansion of existing wastewater treatment plant – risk management and good teamwork in a challenging project.

Jan K.G.Rohde, Siv.ing., Sweco Norge AS

Endre Skavhaug Vik, Siv.ing., Sweco Norge AS

SAMMENDRAG

Blant store utfordringer ved OREA kan nevnes:

- Begrenset og usikker bergoverdekning, store spennvidder og stabilitet
- Strømmen videregående skole rett over, nærliggende bebyggelse, sprengningsrystelser og strukturlyd
- Tung anleggsdrift i urbant strøk, trafikksikkerhet, støy fra ventilasjonsvifter og luftsjokk fra tunnelsprengning
- Tekniske installasjoner, sprengningsarbeider og renseanlegg i full drift
- Gjennomslag til eksisterende tilførselstunnel, og overløpstunnel med pumpeledning i full drift
- HMS i forhold til driftspersonale ved NRA

Takket være profesjonelle aktører, grundig planlegging med kartlegging av risiko og usikkerhet, forberedte tiltak, godt samarbeide, god kommunikasjon og tett oppfølging i byggeperioden, ble usikkerhet og risikofaktorer håndtert fortløpende og arbeidene utført på en sikker og vellykket måte.

Nærområgivelser og beboere ble holdt løpende orientert og det var et minimum av klager på grunn av anleggsarbeidene.

SUMMARY

Among great challenges during the construction period of OREA, the following were in focus:

- Shallow and uncertain rock cover, large caverns with wide spans and rock stability
- Tunnel excavation with blasting right underneath the Strømmen college, near buildings and houses, vibrations and structural noise
- Heavy construction works in urban area, traffic safety, noise from ventilation fans, and air shock from tunnel blasting
- Technical installations, rock blasting near treatment plant in full operation
- Breakthrough to existing sewer tunnels in full operation
- H&S issues related to operators of the sewer treatment plant

Due to professional attitude from involved parties, thorough planning with focus on potential risks, preparation of mitigation measures, close cooperation, communication and follow-up during construction, uncertainties and risk factors were handled continuously and the construction works were handled in a safe way.

The surrounding environment with its inhabitants, employees and students at the college were continuously informed, and a minimum of complaints from the environment was received during the construction works.

INNLEDNING

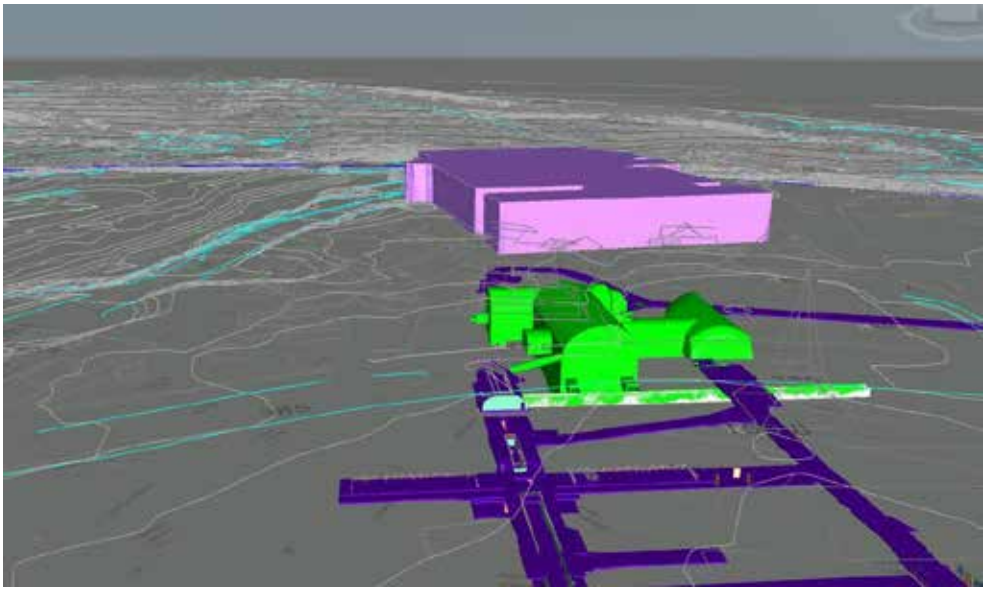
OREA står for OvervannsREnseAnlegg. Bakgrunnen for/formålet med prosjektet er å etablere ett nytt rensetrinn for overløpsvann i tilknytning til eksisterende renseanlegg.

Renseanlegget i Strømmen med tilhørende rør- og tunnelsystem eies og driftes av Nedre Romerike Avløpsselskap IKS, som eies av fire kommuner, Lørenskog, Nittedal (fra 2017), Rælingen og Skedsmo. NRA ble stiftet i 1965.

Den eldste del av renseanlegget ble påbegynt i siste halvdel av 1960 tallet, og anlegget sto ferdig i 1972. Anlegget ble utvidet for fjerning av nitrogen i perioden 2001 – 2003. Gjennomsnittlig renner ca. 500 liter avløpsvann i sekundet gjennom renseanlegget, fra ca. 130.000 personer, offentlige institusjoner, næring og industri. I tillegg til rensing av avløpsvann, som ellers går i overløp i regntunge perioder, vil OREA's kapasitet gjøre det mulig å stenge ned eksisterende renseanlegg for oppgradering og vedlikehold.

Dagens renseanlegg ligger i undergrunnen under deler av Strømmen, og overdekning samt avstand til bebyggelse er liten (figur 1). OREA er plassert i den eldste del av renseanlegget, og ligger rett under Strømmen videregående skole (høyre del i figur 1 og i 3D-modell i figur 2).

Figur 1. Eksisterende renseanlegg under Strømmen. OREA er plassert til høyre.



Figur 2. OREA (grønn) er plassert rett under Strømmen VGS (Lilla).

Bygging av OREA er delt i seks entrepriser, 1) Bergarbeider, 2) Byggentreprise, 3) Rørentreprise, 4) Ventilasjonsentreprise, 5) Elektroentreprise og 6) Maskin og Prosessentreprise.

Bergentreprisen er utført av Skanska Norge AS (påbegynt august 2016 og ferdig mai 2017), betongentreprisen av NCC (pågår) og maskin og prosessentreprisen, som for øvrig er en totalentreprise, utføres av Krüger Kaldnes AS. Totalentreprenør ble kontrahert våren 2016 og har sammen med byggherrens prosjektledelse, ledet av Lars Enander og fagrådgivere fra Sweco, dannet prosjekteringsgrunnlaget for de andre entreprisene.

Bygge- og montasjearbeidene på renseanlegget skal være ferdig høsten 2018 og testing og innkjøring av anlegget starter i slutten av 2018. Samlet kostnadsramme for prosjektet ligger i størrelsesorden 250 mill. NOK.

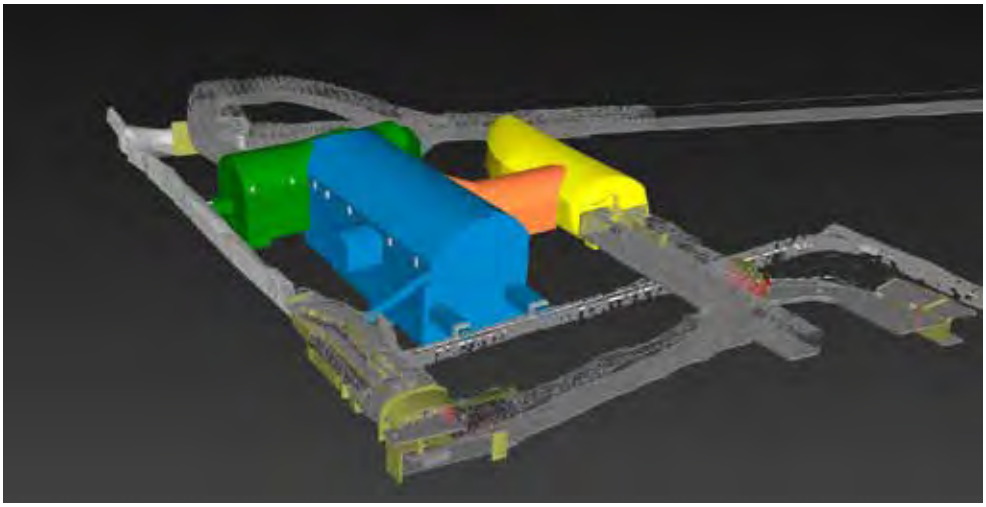
Rådgivende ingeniør (RIG) for bergarbeidene har vært Sweco Norge AS. På grunn av anleggets kompleksitet og utfordringer, har Multiconsult AS bistått med uavhengig kontroll.

Rådgiver for resterende entrepriser er Norconsult AS (RIB, RIE) og Sweco Norge AS (RIV).

PLANLEGGING OG PROSJEKTERING

Berganleggets utforming er styrt av plassbehovet for tekniske installasjoner og prosessutstyr. I planprosessen har det vært tett dialog og samarbeide mellom RIG og totalentreprenør prosess for å tilpasse anleggets plassering og utforming på best mulig måte i forhold til geologi og bergforhold.

For å kartlegge grunnforhold og potensielle miljøulemper i anleggsperioden ble det igangsatt et relativt omfattende program med grunnundersøkelser, samt risiko- og sårbarhetsanalyse (ROS-analyse).



Figur 3. 3D modell av nye bergrom for OREA.

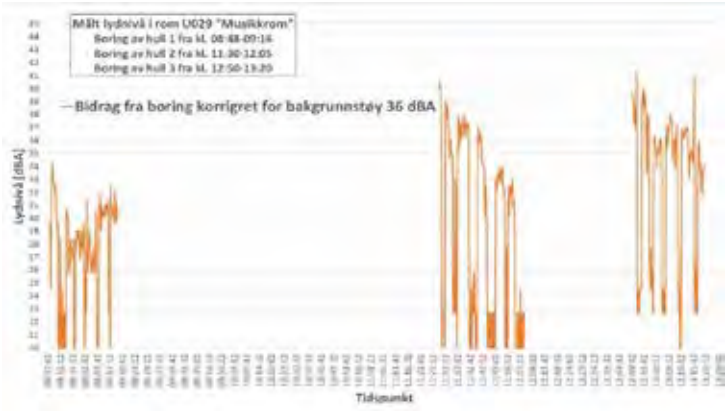
OREA består som en kan se av modellen over i hovedtrekk av 4 deler; forbehandlingshall med tilknytning til dagens tilførselstunnel(grønn), hovedhall (blå), forbindelsestunnel (oransje) og teknisk rom (gul). Hovedhallen har en lengde på ca. 60m, bredde på ca. 21m og maksimal høyde på ca. 25m. I kryss mellom bergrom er spennvidden til dels meget stor. Total overdekning over anlegget (berg og løsmasser) er ca. 20m. På grunn av ujevn bergoverflate, varierer bergoverdekningen i størrelsesorden 10 – 15m.

Av grunnundersøkelser ble det utført fjellkontrollboringer og seismisk profilering for å kartlegge bergoverflate og indikasjoner på bergkvalitet, måling av grunnvannstand, kartlegging av bergkvalitet og kjerneboringer i eksisterende anlegg samt utført bergmekanisk modellering og analyse. På grunn av skolens bygningsmasse var det begrenset tilkomstmulighet for å utføre grunnundersøkelser fra terreng. Dette førte blant annet til at en viss restusikkerhet måtte tas med i byggeperioden. En nærmere omtale av dette er gitt i foredrag nr. 25, sesjon bergmekanikk.

Ved gjennomføring av ROS-analysen for anleggsperioden, var det fokus på skaderisiko på grunn av sprengningsrystelser og grunnvanns-senkning, strukturlyd ved boring og pigging, støy fra vifter, støy og støv fra massetransport og utendørs anleggstrafikk, og ikke minst trafikksikkerhet og skaderisiko ved massetransport. Kryssende gang/sykkelveg foran tunnelportalen ble identifisert som spesielt risikoområde for transport inn og ut av anlegget.

Faren for innsig av urenset avløpsvann i bunn av berganlegget ble ansett som en risiko i prosjektet. For å hindre innsig gjennom bergsprekker, ble det lagt opp til etablering av injeksjonsskjerm mellom nytt bergrom og tilførsels-/overløpstunneler. Likeledes ble gjennomslag mot overløpstunnelen vurdert som meget kritisk.

Strukturlyd ved boring ble vurdert som en potensiell plage, spesielt i forhold til undervisning ved Strømmen VGS. For å kartlegge faren for strukturlyd, ble det foretatt prøveboring med pallboremaskin i eksisterende anlegg som viste at maksimale utslag målt i skolen, lå innenfor kravet i forskriftene (T1442/2012).



Figur 4. Måleverdier fra prøveboring for støy.

Krav for å overholde krav til ytre miljø i anleggsperioden ble innarbeidet i kontrakt og det ble opprettet prisbærende poster for avbøtende tiltak. Kontrakten var en enhetspriskontrakt basert på NS3420 med prinsipp der byggherren hadde risiko for mengder og entreprenøren hadde risiko for utførelse og metoder.

Det ble avholdt beboermøter i både planleggingsfasen og anleggsperioden. Informasjonsflyten til naboer og personalet ved Strømmen videregående skole ble høyt prioriter, og det ble også laget en informasjonsfilm som ble lagt på nett. Elever ved skolen ble invitert til anlegget på ekskursjon for å oppleve sprengningsarbeider på nært hold.

ANNLEGGSFASEN

Høsten 2016 rigget Skanska Norge AS seg til og startet opp arbeidet med berganlegget. I og med at dette var en utvidelse av eksisterende tunneler og fjellanlegg var det også mye etablert infrastruktur i tunnelene å ta hensyn til. Det første som måtte settes i gang, var grøftesprengning og omlegging av både fjernvarme og fiber-forbindelser som til enhver tid skulle være i drift. Denne del av infrastrukturen krysset gjennom anlegget der sprengning og tung anleggsdrift skulle foregå. Ledningene ble derfor lagt i grøfter i tunnelens såle og beskyttet med et tykt betongdekke mot nedfall fra strossingen og anleggstrafikk.

Med store spennvidder, liten bergoverdekning, til dels meget kort avstand til Strømmen videregående skole, annen bebyggelse, og, ikke minst, til kritiske installasjoner i eksisterende anlegg under full drift, var stabilitetsforhold og rystelser ved utsprengning av OREA ansett som meget store utfordringer i anleggsperioden.

Utsprengning av bergrom

Bergrommene skulle drives fra eksisterende vendesløyfe. Det ble strosset ut for å danne stuff til forbehandlingshallen og videre fra denne inn i hovedhallen. Anleggets utforming gjorde at dette var tidkrevende og krevde mye tilpasning for å etablere stuffer. Når disse først var etablert, ble det ble relativt korte perioder med effektiv drift, på grunn av korte lengder på hallene.

På grunn av restusikkerhet med hensyn til bergoverdekning ble det sonderboret for hver 10. meter. Anlegget ble også fulgt tett opp av ingeniørgeologer under drivingen.

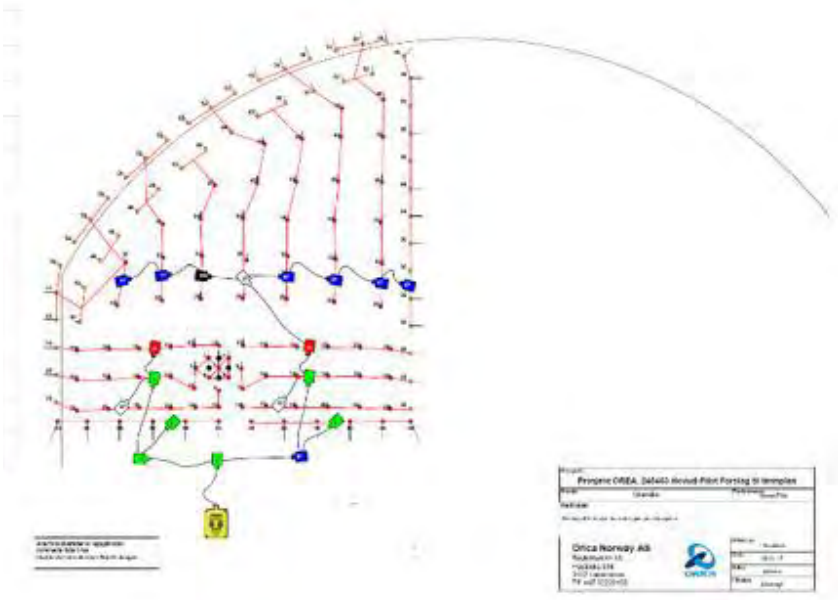
Rett over kryssområdet mellom hallene ligger skolens serverrom. Det var i dette rommet plassert diverse rystelsessensitivt utstyr med relativt strenge akselerasjonskrav. Her var skolen fundamentert med peler til berg og det var ned mot 12m bergoverdekning til OREA. Dette satte sprengningsledelsen på prøve, som med nøye planlagte salver fikk gjennomført arbeidene på en trygg og sikker måte uten store rystelsesoverskridelser.

Figur 5. Boring i fjellhallen ble gjort med 3-boms borerigg.

I kontakten med entreprenøren ble det i utgangspunktet lagt føringer for å ivareta stabilitet under drivingen. Det ble lagt opp til oppdeling av takskive i pilottunnel og sidestrosser i tillegg til nedpalling med tunnelrigg. Utførende entreprenør mente de kunne programmere større salver, uten å overskride rystelseskravene i prosjektet. Med nøye beregnede salver ble det forsøkt å skyte takskiven todelt med en pilot på ca. 70m^2 og sidestross på ca. 120m^2. Dette ga gode resultater og det kunne stort sett bores og skytes med full inndrift uten store rystelsesutfordringer. Kun helt inn mot inntakskammeret og eksisterende konstruksjoner i berganlegget oppsto utfordringer med rystelsesbegrensningen mot byggherrens egne installasjoner. Blast Manager ble benyttet ved oppfølging av sprengningsarbeider og rystelser (figur 6).

Figur 6. Utskrift av Blast Manager, stor sidestross med full inndrift.

Totalt ble det skutt 145 salver i prosjektet og sprengt ut ca. 32.000 faste kubikkmeter berg.



Figur 7. Programmering av pilotsalve i hovedhall.

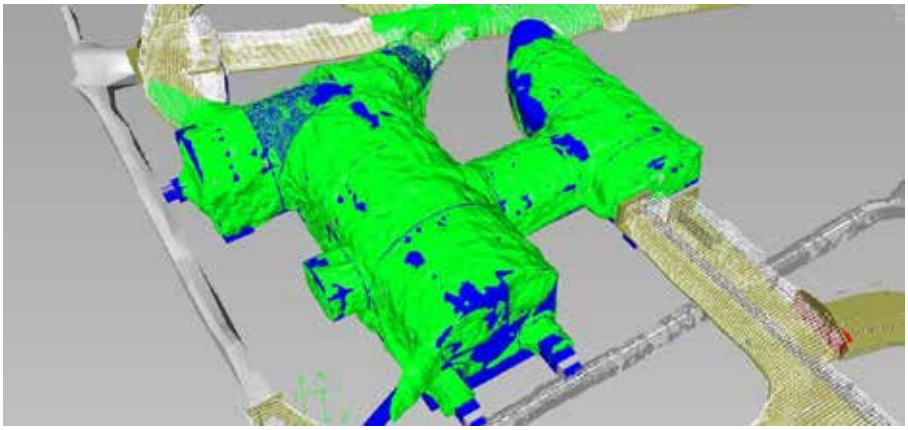
For å begrense breddene i takskiva for plass til pallborerigg, ble det i samråd med Skanska valgt å benytte tunnelrigg til nedpalling. Takskivens bredde er dermed like smal som den styrende bredden i bunn av anlegget og spennvidden kunne dermed begrenses til ca. 21m.

Etter hvert som takskivene ble drevet kom bergsikringen etter. Det ble stort sett sikret med 5 og 6 meters kombinasjonsbolter i heng, og 4meters bolter i vegger i tillegg til 8-10cm sprutbetong på alle flater.

Figur 8. Nedpalling med tunnelrigg.

Løpende kontroll mot prosjektert

I planleggingen av OREA har alle fag etablert 3D modeller. Dette har gjort at vi har kunnet minimere størrelsen på bergrommet. I 3D-modellen har alle rør og komponenter blitt vist slik at rådgiver og entreprenør i samarbeid har kunnet vurdere tiltakene som må gjøre på f.eks. knølkontroll. Det har vært fokus på å minimere utsprengt volum så det har vært mer effektivt å kunne la noe berg stikke utover konturen på steder det ikke har hatt noen betydning for anleggets funksjon. Resultatet av dette kan en se på figur 8 som viser utsprengt scannet bergrom (grønt) mot teoretisk planlagt bergrom (blått).



Figur 9. Bergrom scannet og sammenlignet med planlagt utsprengt 3D-modell.

Tilkobling til eksisterende tunneler

Av figur 3 (avsnitt vedr. planlegging) kan en se hvordan anlegget er koblet til innløpstunnelen oppstrøms innløpskammeret, og med to påkoblingspunkt til eksisterende overløpstunnel nedstrøms innløpskammeret. Renseanlegget skulle være i drift til enhver tid så alle arbeider med påkobling av tunnelene måtte gjøres i perioder med minimal belastning fra avløpsnettet.

Det ble vurdert flere teknikker for påkobling av tunnelene. Fullprofilboring eller forsiktig gjennomslagssalve med tetting på innsiden ble vurdert, men konklusjonen falt på et system med sprengning til det sto igjen 2-3m berg, støping av slette stuffer og vaiersaging av de siste meterne. Med stålplate og tettepakning kunne disse raskt gjøres tette etter at «proppene» var trukket ut.

Figur 10. Betongstuff for tetteplate etter vaiersaging.

Figur 11. Uttrekte plugger fra utløpstunnelene.

Figur 12. Uttrekking av vaiersaget propp.

I overløpstunnelen kunne arbeidene planlegges i perioder uten overløp,

Klossene ble saget ut i full størrelse og Skanska måtte til med ekstra tung tunnellaster for å greie å trekke de store klossene ut før åpningene raskt ble tettet igjen med stålplater som ble boltet mot betongstuffen med tettepakning.

For tilkobling av OREA til tilførselstunnelen for urenset avløpsvann måtte det etableres tette-arrangement på våt side. Det ble derfor bygget en barriere av tre og sandsekker med store lensepumper i som sikret tørre forhold. Ved regnvær stiger vannet i tunnelene meget raskt så arbeidene måtte planlegges i tørre perioder og de måtte avbrytes så raskt vannet steg over fangdammen (figur 12).

Figur 13. Betongarbeider for tetteplate i tilførselstunnel for urenset kloakk.

Så fort betongveggen var ferdig kunne det kjernebores fra innsiden på OREA og ut i tilførselstunnelen. Så fort dette var gjort ble vaieren trekt og «pluggen» saget ut i ett stykke. Dette var heldigvis den minste pluggen i prosjektet så det var en enkel sak å trekke denne ut før stålplate og tettepakning ble montert og anlegget igjen var sikret mot innrenging av avløpsvann.

Metoden med vaiersaging av de siste metrene inn mot eksisterende tunneler ble valgt da det i innledende ROS-analyser ble identifisert et stort skadepotensiale ved disse tilkoblingene. Prosjektet var redd for at sprengning inn mot tunnelen ville skade essensiell infrastruktur. Vaiersaging er en forsiktig måte å ta ut berg på, men man må være oppmerksom på mulighet for uheldig kombinasjon mellom sagesnitt og naturlige sprekker.

Dette fikk prosjeket smertelig erfare da det ved saging av et sidesnitt i den ene overløpstunnelen brakk ut en blokk i et naturlig sprekkeplan. Blokken på ca. $1m^3$ skled ned og skadet en viktig pumpeledning som var i drift i renseanlegget. Dette skjedde selvfølgelig midt i påskeferien 2017. Dette førte til kraftig mobilisering hos byggherren og ødeleggelsene ble etter noen timer intensiv jobb reparert. ROS-analysen hadde heldigvis som et tiltak at reservedeler og tetteprop til pumpeledningen skulle være på plass før sprengingsarbeidene startet opp.

Figur 14. Erfaring med nedfall fra vaiersaging.

Figur 15. Blokk som raste ut under vaiersaging.

Oppfølging av miljøpåvirkningen

Med Strømmen videregående skole rett over, vitale installasjoner innen kort avstand i eksisterende anlegg og nærliggende bebyggelse, ble skaderisiko på grunn av sprengning ansett som meget stor. Det ble foretatt bygningsbesiktigelse og etablert program for måling av sprengningsrystelser.

Av hensyn til naboer valgte byggherren selv å håndtere vibrasjonsoppfølgingen fra arbeidene. Rambøll som bisto prosjektet med bygningsbesiktigelse sørget også for rystelsesoppfølgingen og plassering av målere på aktuelle bygninger og konstruksjoner på overflaten. Det ble plassert ut noen få målere i eksisterende anlegg og ca. 20 målere på bakkeplan (Figur 5). Målerne på server-rack i kjelleren på Strømmen VGS og sensitive installasjoner i eksisterende anlegg ble styrende for selve utførelsen av sprengningsarbeidene.

Krav til rystelser var basert på NS8141-2001 og begrensninger for støy fra anleggsarbeidene var basert på T1442/2012.

Figur 16. Område for rystelsesoppfølging av sprengningsarbeidene.

Det har i etterkant av sprengningsarbeidene vært noen få henvendelser fra naboer angående oppdagede sprekker og lignende etter sprengningsarbeidene. Den omfattende videodokumentasjonen som ble utført i forkant har da vist seg meget verdifull og alt som har blitt oppdaget, har vist seg å være skader som eksisterte fra før sprengningsarbeidene til OREA startet opp.

Figur 17. Måler i eksisterende anlegg.

Fare for grunnvanns-senkning ved utvidelse av anlegget ble ansett som liten da eksisterende anlegg er tørt og løsmasser over anlegget sannsynligvis er godt drenert, både naturlig og på grunn av eksisterende anlegg. Det ble ikke registrert grunnvann i de borhullene som var etablert, men fluktuerende vannstand avhengig av årstid og nedbør. Det ble likevel iverksatt setningsoppfølging av bebyggelsen i umiddelbar nærhet til OREA. Det ble etablert målepunkter på ca. 30 bygninger og disse ble innmålt 4 ganger i løpet av prosjektet. Dette viste ingen påvirkning på løsmasselaget og resulterte dermed heller ikke i setningsskader på bebyggelsen.

Som forventet var det lite innsig av vann i bergrommet. Antagelsene om at området over var godt drenert og berget lite permeabelt var riktige, og det blir kun pumpet et begrenset volum vann fra de etablerte pumpesumpene inne i anlegget.

Strukturlyd fra boring utgjorde et betydelig mindre problem enn forventet. Dette var knapt merkbart på overflaten og utgjorde aldri noen større plage for undervisningen, eller for andre naboer.

Bruk av steinmasser

OREA- prosjektet alene produserte ca. 30.000fm^3 tunnelmasser i overskudd. Det ble jobbet med å minimere belastningen på lokalveiene i området og sett på alternativ bruk av steinen. Det er i området utenfor Strandveien 22 planlagt et stort boligprosjekt. Dette er planlagt med en omfattende utfylling i Nitelva.

På grunn av forsinkelser i politisk behandling, ble første del av tunnelsteinen transportert til Feiring Bruk, mens resten av steinmassene fra OREA er kjørt rett ut av anlegget og tippet på tomten til dette fremtidige prosjektet (figur 18). På denne måten er miljøet godt ivaretatt, også med gjenbruk av kortreist tunnelstein.

Figur 18. Tunnelstein lagres rett utenfor anlegget og skal benyttes til utfylling for boligformål.

SLUTTBEMERKNINGER

Til tross for meget store utfordringer, er anleggsarbeidene knyttet til bergentreprisen ved OREA gjennomført med minimal sjenanse i forhold til ytre miljø, og stor grad av sikkerhet i forhold til bergmasser og stabilitet. Arbeidene er utført på en meget profesjonell måte

Beboere samt ansatte og elever ved Strømmen VGS er holdt løpende orientert, det har vært beboermøter i plan- og utførelsesfasen. Dessuten har elever og ansatte ved Strømmen VGS vært invitert til ekskursjon i berganlegget. Det har vært ubetydelig med klager fra beboere.

Usikkerhet med bergoverdekning og bergets stabilitet i forhold til store spennvidder er tatt på alvor, og nødvendige tiltak er iverksatt for å sikre stabilitet og sikkerhet under utførelse.

Takket være profesjonelle aktører og god kompetanse i alle ledd, er bergarbeider knyttet til OREA-anlegget gjennomført på en vellykket måte.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2017

TIGHT – ET FORSKNINGSPROSJEKT OM MODERNE TEKNIKKER INNEN BERGINJEKSJON

TIGHT – A Research Project on Modern Rock Mass Grouting Techniques

Eivind Grøv Sjefforsker/Professor II SINTEF/NTNU

SAMMENDRAG

Ett viktig element i tunnelbygging i urbane strøk eller andre steder hvor strenge krav gjelder for vannkontroll er teknikken innen berginjeksjon. Norge har vært en av pådriverne globalt for denne utviklingen, mens konseptet vårt hovedsakelig er basert på empirisk kunnskap. Årlig produksjon i den norske tunnelindustrien ligger i snitt på ca. 4 mill. m3 uttatt bergmasse, med et historisk høyt volum på over 7 mill. m3 tatt ut i 2016. Mye av dette er prosjekter lokalisert i urbane strøk med injeksjon som et viktig element.

I et slikt perspektiv må man se injeksjon som en integrert del av det å drive tunnel, altså som en del av det ferdig produktet, og ikke som en utelukkende fremdriftshemmende oppgave som fremtvinges av de facto at bergmassen faktisk bærer vann og vannbalansen skal bibeholdes. At omfattende injeksjonsarbeider vil være en del av tunneldrivingen i nær fremtid må tas for gitt.

Berginjeksjon er en vanlig metode for å redusere vanninnlekkasjer i tunnelprosjekter i hardt fjell, og utføres ved bruk av sementbaserte injeksjonsmasser under drivingen. Injeksjonsrelaterte kostnader utgjør 20-30% av tunneldrivekostnader i prosjekter hvor grunnvannstanden må opprettholdes på et visst nivå på grunn av bebyggelse og/eller for å forhindre miljøskader. Det er for alle involverte parter imidlertid en betydelig uforutsigbarhet ved injeksjon som må reduseres. Økt kunnskap er derfor helt vesentlig for å kunne optimalisere dagens injeksjonsmetoder ved å redusere material- og tidsforbruk ved injeksjonsarbeider.

Forskningsprosjektet TIGHT (True Improvement in Grouting High pressure Technology for tunnelling) vil medføre forskning som kan gi mer kostnads- og tidseffektive injeksjonsmetoder som vil komme alle deltakere i dette prosjektet til gode, herunder offentlige byggherrer som finansierer bygging av vei- og jernbanetunneler over statsbudsjettet. Andre eiere og tunnel- og bergromsoperatører vil også kunne dra nytte av prosjektets resultater.

TIGHT er finansiert gjennom Norges Forskningsråd som et KPN (Kompetanseprosjekt for Næringslivet) innenfor BIA-programmet (Brukerstyrt Innovasjonsarena) og inkluderer flere deltakere fra tunnelindustrien i Norge: Statens vegvesen, Jernbaneverket, BASF, Mapei, Geovita, LNS, ITS, Normet, Bever Control, AMV, samt Veidekke sammen med NGI, NTNU og SINTEF.

SUMMARY

One important element of tunnelling in urban areas or elsewhere where a strict requirement applies for water control is the technique of rock mass grouting. Norway is one of the countries globally that has been the driver for this development whilst on the other hand the technology

is mainly empirical based. The annual output in the Norwegian tunnelling industry is in average around 4 million m3 of solid rock, all time high in 2016 reached above 7 million m3.

Rock mass grouting is a common method for reducing water inflow in tunnelling projects in hard rock, using cementitious grouts being carried out during excavation. The cost related to grouting constitute 20-30% of the tunnelling costs in projects where the groundwater level must be maintained at a certain level due to urban areas and/or in order to prevent damage to the environment. However, there is a significant unforeseeable aspect of grouting for all parties involved which needs to reduced. Increased knowledge is therefore crucial for optimising the existing grouting methods by reducing the amount of grouting materials used and the time spent on grouting operations.

The research project TIGHT (True Improvement in Grouting High pressure Technology for tunnelling) will result in research that produces more cost- and time-effective grouting methods that will benefit all the participants in this research project, including the public owners who finance the building of road- and railway tunnels through the national budget. Other owners and operators of tunnels and underground openings will benefit from the results of TIGHT as well.

TIGHT is a project financed by the Norwegian Research Council as a competence building project (KPN-BIA) involving a number of participants from the tunnelling industry in Norway; Statens Vegvesen, Jernbaneverket, BASF, Mapei, Geovita, LNS, ITS, Normet, Bever Control, AMV and Veidekke together with NGI, NTNU and SINTEF.

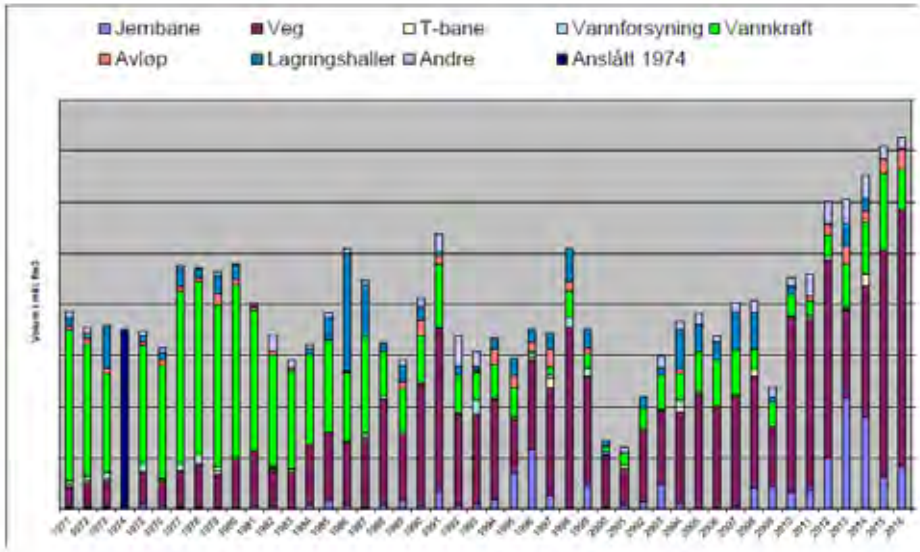
INNLEDNING

Utgangspunktet for prosjektet er måten berginjeksjon har utviklet seg på i Norge i løpet av de siste tiår med svært mye tunnelbygging. Det er imidlertid viktig å huske på at tunnelbygging har gått fra å være en aktivitet som utføres langt borte fra vanlige folk, samt den politiske arena og media til å være noe som skjer like utenfor stuedøren til politikere, pressefolk og allmennheten. Tidligere var det tunnelbygging i forbindelse med vannkraftutbygging som dominerte, mens i dag synes jernbane- og veitunneler å være de vesentligste produkter i vår bransje. Se figur 1 som oppsummerer tunnelaktivitet i Norge siden 1973.

I hennes artikkel for det nordiske symposiet i 2016 i Oslo innen berginjeksjon, gir Helene Strømsvik en meget bra oppsummering av dagens praksis for berginjeksjon i Norge, og for korthetens skyld siteres noen linjer fra hennes artikkel nedenfor. Ifølge Strømsvik kan dagens metode beskrives slik:

"*I tunnelbygging i Norge har forinjeksjon for vannsikring av tunneler vært utviklet over mange år med praktisk erfaring. Dagens praksis er derfor hovedsakelig basert på empirisk kunnskap. Norge er kjent i industrien for sitt bruk av høye injeksjonstrykk, ofte sammenliknet med svensk og US praksis ([1] [2]). Den oppgitte begrunnelsen for å anvende høye trykk er hovedsakelig for å kunne presse injeksjonsmassen inn i de mindre sprekkene ([3]). For forinjeksjonsprosedyren som brukes i Norge finnes det ingen estimat over injeksjonsmassen som fordeles, og stoppkriterier i kontraktene fra byggherre er basert på erfaring fra andre liknende prosjekter hvor tunnelen har vært tettet med godt resultat. Stoppkriteriene er som oftest basert på det å oppnå et forhåndsbestemt trykk og opprettholde dette trykket i en bestemt periode. Hvis det forhåndsbestemte trykket ikke oppnås etter at et bestemt volum er injisert, minskes vann/sement forholdet (v/c-forhold). Hvis ønsket trykk fortsatt ikke er*

oppnådd etter at et bestemt volum er injisert, er et siste forsøk å tilsette akselerator i injeksjonsmassen." Sitat slutt. Referanser 1, 2 og 3 i artikkelen er henholdsvis Grøv et al. (2014), Rafi et al. (2014) og Aarset et al. (2011).



Figur 1. Tunnelaktivitet i Norge, en kjente figur for mange, som fremlagt av Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk.

KUNNSKAPSBEHOV

Over hele verden er man på leting etter nye arealer til utbygging av byer og tettsteder. Over halvparten av verdens befolkning bor nå i urbane områder, og i industrialiserte land er tallet nærmere 80%. Undergrunnen har til en viss grad gitt en løsning for å takle økt urbanisering og et stadig økende antall "megabyer" rundt om i verden, særlig i forhold til trafikkproblemer. Tunnelbygging og tilhørende prosesser er i ferd med å bli viktige temaer for å kunne realisere utviklingen av en slik anvendelse av undergrunnen. Ett viktig element i tunnelbygging i urbane strøk eller andre steder hvor strenge krav gjelder for vannkontroll er berginjeksjons-teknikk. Norge har vært en av pådriverne globalt for denne utviklingen, mens teknologien imidlertid er hovedsakelig basert på empirisk kunnskap. Årlig produksjon i den norske tunnel-industrien er på snitt ca. 4 mill. m^3 uttatt bergmasse, med et historisk høyt volum på over 7 mill. m^3 tatt ut i 2016. Det er ca. 10.000 ansatte i industrien, som har en årlig omsetning på ca. NOK 30 milliarder.

Berginjeksjon er en vanlig metode for å redusere innlekkasje av vann i tunnelprosjekter i hardt fjell, ved bruk av forinjeksjon av sementbaserte injeksjonsmasser under tunneldrivingen. Injeksjonskostnader utgjør 20-30% (Woldmo et al. 2012) av tunneldrivekostnadene i prosjekter hvor grunnvannstanden må opprettholdes på et visst nivå på grunn av bebyggelse og/eller for å forhindre miljøskader. For alle involverte parter er det imidlertid en betydelig uforutsigbarhet ved injeksjon som må reduseres. Økt kunnskap er derfor helt vesentlig for å optimalisere eksisterende injeksjonsmetoder ved å redusere material- og tidsforbruk i forbindelse med injeksjonsarbeid. Forskningsprosjektet TIGHT (**T**rue **I**mprovement in **G**routing **H**igh pressure **T**echnology for tunnelling) vil gi mer kostnads- og tidseffektive

injeksjonsmetoder som kan komme alle deltakere i dette forskningsprosjektet til gode, herunder offentlige byggherrer som finansierer bygging av vei- og jernbanetunneler over statsbudsjettet. Andre tunnel- og bergromseiere og -operatører vil også kunne dra nytte av TIGHT.

Håndtering av store vanninnlekkasjer er en vesentlig utfordring for norsk tunnelindustri. Vanninntrengning har forårsaket ekstra kostnader og lange forsinkelser. Ved bygging av Atlanterhavstunnelen oppsto det en forsinkelse på et halvår etter at man traff på innlekkasje med høyt trykk i dårlig bergmasse. Dette eksemplet, samt flere andre, illustrerer behovet for forskning i dette området, særlig med tanke på planlegging av fremtidige, svært utfordrende tunneler som Rogfast. Det finnes et kompetansebehov for å klargjøre aspekter relatert til høytrykksinjeksjon (100 bar eller mer) som normalt brukes i tunnelbygging i Norge, og det er tre overordnete spørsmål som må besvares: Hvordan fungerer injeksjonsutstyret? Hvordan oppfører injeksjonsmassen seg? Og hvordan reagerer bergmassen?

Samtidig ser man en jevn utvikling der injeksjon ikke er noe man gjør fra tid til annen, men at det faktisk blir en integrert del av selve det å drive tunnel. Injeksjon er med andre ord ikke noe man er tvunget til å gjøre fordi det av praktiske grunner er behov for å stoppe eller redusere lekkasjer, men at det ligger i tunnelkonseptet at injeksjon skal gjøres systematisk. Da er det om å gjøre at man har et strømlinjeformet system som ikke ødsler med tid og penger.

I Norge og i andre skandinaviske land har berginjeksjon vært anvendt som en integrert del av tunnelbyggeprosessen. Tilnærmingen er imidlertid forskjellig. Grøv et al. (2013) beskriver likheter og forskjeller av injeksjonsarbeider slik som de utføres i nabolandene Sverige og Norge, og konkluderer med bl.a.: "Kort sagt er det mulig å trekke noen klare forskjeller mellom praksis i Sverige og Norge, og nedenfor foreslår vi at:

1. Den svenske tilnærmingen er i stor grad basert på teoretiske kunnskaper
2. Den norske tilnærmingen er i stor grad basert på empirisk kunnskap. Dette er også tilfelle i Finland, hvor målinger spiller en viktig rolle."

I Sverige er et 10-års program faktisk i gang hvor bl.a. flere PhD-kandidater har fullført sine grader i berginjeksjon. I Norge utførte tunnelindustrien, herunder offentlige byggherrer som for eksempel Statens vegvesen og Jernbaneverket i årene 2000-2003 et forskningsprosjekt som het "Miljø- og samfunnstjenlige tunneler". Dette inkluderte en PhD med hovedfokus på betydningen av geologiske parametere for innlekkasje i tunneler gjennom hardt fjell (Holmøy 2008). Norges Forskningsråd delfinansierte dette prosjektet, som fortsatt tilbyr en unik mulighet for dannelse av "state of the art" for tunnelindustrien i Norge for å øke kunnskapen om hvordan optimal berginjeksjon skal utføres. Det er for mange svært ønskelig med denne kompetansebyggingen: leverandører av injeksjonsmaterialer og -rigger, konsulenter beskriver injeksjonsprosedyrer i anbudsdokumenter, entreprenører som utfører selve injeksjonen og de offentlige byggherrer som er økonomisk ansvarlige for tunnelprosjektene. TIGHT vil fylle tomrommet som har oppstått de siste tiårene og er helt vesentlig for å gjenvinne den norske tunnelindustriens stilling som ledende i injeksjonsteknologi.

Behovet for kompetansebygging innen berginjeksjon som en integrert del av tunnelkonseptet gjenspeiles godt i industrien. En komplementær innsats som er i gang er et kurs i praktisk berginjeksjon som avholdes to ganger i året over flere år. Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk (NFF) arrangerer kurset som er et eksamensrelatert kurs. Dette supplerer den

praktiske kompetansebygging i industrien som sådan, og flere forelesere rekrutteres fra industripartnere i TIGHT.

KUNNSKAPS- OG TEKNOLOGIGRENSER

Dagens forståelse av hvordan berginjeksjon utføres effektivt er begrenset. Det er ennå mange spørsmål som må klargjøres, slik som: Hvordan er det faktiske trykket i injeksjonshullene og i den omkringliggende bergmasse relatert til trykket ved manometer på injeksjonsrigg? Hva skjer i bergmassen når injeksjonstrykket overstiger in-situ bergspenninger? Hva er optimale reologiske egenskaper av et injeksjonsmateriale? Tendensen i Norge har vært å beskrive praktiske injeksjonsmetoder basert på empiriske data, mens i Sverige har til-nærmingen vært vitenskapelig eller teoretisk. Siden forskningsprosjektet "Miljø- og samfunnstjenlige tunneler" har NFF utgitt en håndbok med tittelen "Berginjeksjon" (Aarset et al. 2011). Denne håndboken beskriver "state of the art" i praktisk injeksjon i Norge. Berg-artene i Norge er hovedsakelig harde, magmatiske, metamorfe eller sedimentære, og injeksjon i slike bergarter medfører fylling av sprekker med injeksjonsmiddel ved høyt trykk for å redusere permeabilitet. Ofte er byggemetodene som benyttes internasjonalt forskjellige fra metodene som brukes i de nordiske land, noe som innebærer at prinsippene som anvendes i berginjeksjon også kan være ulike.

Liknende bergmasseforhold som i de nordiske land finnes i en del andre land med en godt utviklet tunnelindustri, som Hong Kong og Fastlands-Kina, Singapore, sørøstasiatiske land, samt land i Sør-Amerika som Chile. Korea, for eksempel, har tradisjon for universitetsbasert forskning innen området tunnelbygging og store statsfinansierte programmer.

Sverige har deltatt aktivt i forskning på injeksjon i hardt fjell, som har bidratt til å skape deres tilnærming i dag. Deres arbeid innen dette området er organisert gjennom BeFo (Svensk Bergforskning) hvor en tiårsplan rettet mot spørsmål rundt berginjeksjon nylig ble publisert. Forskningsgrupper i Sverige har utført forskning innen berginjeksjon, og flere lisensiat/PhD-avhandlinger har vært utgitt ved Chalmers tekniske høgskole i Gøteborg og ved den kongelige tekniske høgskolen i Stockholm. Dessuten har forskningsgruppene i Sverige i mange år arbeidet sammen på flere bergmekaniske spørsmål, herunder injeksjon ved SKBs (Svensk Kärnbränslehantering) berglaboratorium på Äspö.

TIGHT-konseptet er å videreutvikle kunnskapen innen området berginjeksjon i hardt fjell. Dette skal oppnås ved forskningssamarbeid mellom SINTEF, NTNU og NGI, samt selskaper innen tunnelindustrien i Norge og offentlige byggherrer. TIGHTs sammensetning vil sikre 1) bred ekspertise, både teoretisk og praktisk, som inkluderer en fullverdig kjede med industripartnere, 2) en sterk forbindelse mellom forskningspartnere, og 3) aktiv deltakelse av sluttbrukere av den oppnådde kunnskapen (Statens vegvesen og Jernbaneverket). Dette samarbeidet tilbyr en unik mulighet for å utføre forskning som vil gi industripartnere et solid grunnlag for å kunne utvikle deres individuelle innovasjoner basert på en forbedret forståelse av sluttbrukeres behov og eksisterende begrensninger på det teknologiske nivået.

FORSKNINGSOPPGAVER OG VITENSKAPELIGE METODER

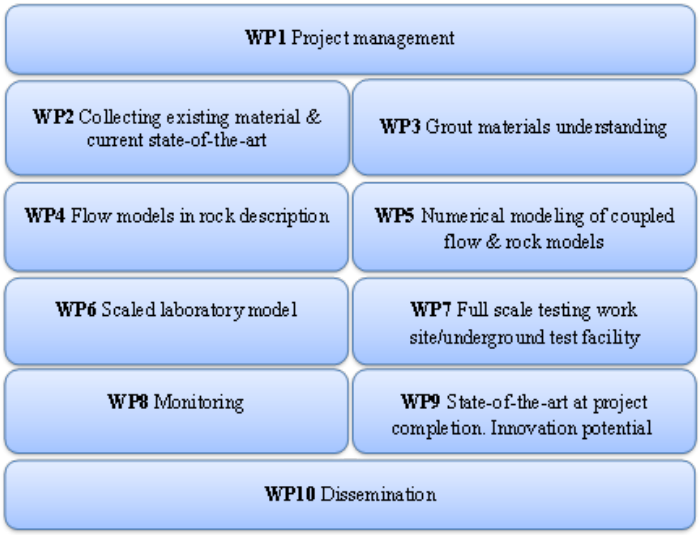
Prosjektet er organisert i arbeidspakker (AP), se figur 2 nedenfor. Hver AP beskrives kort i det følgende og viser både begrensninger og vesentlige forskningsoppgaver i TIGHT.

AP1: Prosjektstyring. En overordnet prosjektstyringsplan for utførelse av forskingsprosjektet er nødvendig og skal etableres etter at prosjektet er innvilget finansiering. Dette inkluderer også utarbeidelse av prosedyrer og interne styringsdokumenter for prosjektet.

AP2: Innsamling av eksisterende materiale og "state of the art". Utgangspunktet skal etableres, noe som også vil identifisere og innsnevre forskningsbanen som skal følges i TIGHT.

AP3 Forståelse av injeksjonsmasser. Forskningsgruppen skal fokusere på en grundig forståelse av fluidmekanikk relatert til injeksjonsmasser. Dette vil innebære litteraturstudier og laboratorietesting.

AP4: Strømnings- og trykkfordeling i bergmasse er kompleks. Injeksjon er strømning fra pumpe gjennom injeksjonshull og inn i et nettverk av sprekker som krysser borhullet. Sprekkenettverk må beskrives statistisk basert på observasjoner. Storskala sirkulasjon av væske inn i bergmasse kan modelleres ved bruk av CFD-koder, strømningsfordeling innen småskala sprekkenettverk må vurderes i detalj. Strømning avhenger av nettverkets kombinerte hydrauliske funksjon sett fra borhullet, og dermed vil injeksjonsfluidets mobilitet og fordeling inn i en bestemt sprekk avhenge av hele nettverkets kombinerte respons. Rammeverk for modellering av fluidstrømning fra pumpe til sprekkenettverk skal undersøkes og den makroskopiske strømning i slanger og borhull sammen med strømning og mobilitet i sprekkenettverk skal evalueres, også for å samle gode data om sprekkenettverk-statistikk (bergmassekvalitet). For høytrykksinjeksjon vil bergmekanikk/oppsprekkingsprosesser kobles til hydrodynamiske strømningssimuleringer.



Figur 2. Organisering av arbeidspakker i TIGHT-prosjektet. (WP – Work Package = AP)

AP5: Numeriske modeller på forskjellige abstraksjonsnivåer vil måtte undersøkes, f.eks. for systemfunksjon vil kompaktmodeller (avhengig av konstitutive modelleringsantagelser) måtte brukes. For detaljerte studier på strømning og avsetting av f.eks. mikrosilika i mindre sprekker kan 3D-modeller med høy oppløsning brukes. Hensikten med denne arbeidspakken vil være å bygge på undersøkelsen i f.eks. AP4 for å etablere et arsenal av modellerings-

verktøy for forskjellige aspekter av problemstillingen og integrere dem i en strukturert arbeidsflyt som kan brukes for forskning og til slutt for konstruksjonsberegninger, både kommersielle koder og interne verktøy/koder. En prøvebenk for simulering skal etableres og vil bestå av en serie med definerte normaltilfeller med representativ bergmassekvalitet og for testing av syntetiske modeller under laboratorieforhold.

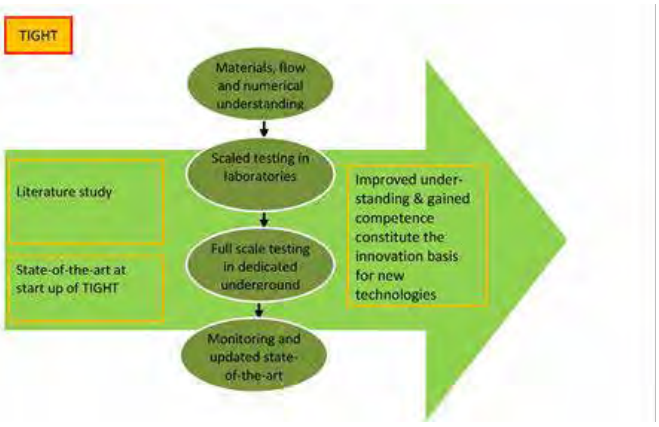
AP6: Utvikle en modell for å bestemme behovet for injeksjon og hvilken dekning og metode som er nødvendig for å oppfylle spesifikke krav når det gjelder tunneltetthet.

AP7: Fullskala testing av inntrengingsevner til forskjellige materialer i forskjellige bergmasser ved forskjellige trykk og vanninnholdsverdier, påvirkning av sprekkeåpning i forhold til kornstørrelse av sementen som brukes i injeksjonsmassen, viskositet, trykkfall, etc.

AP8: Hensikten er å utvikle et instrument som kan måle trykk og overføre data fra forskjellige dybder i lange borhull for å dokumentere faktisk injeksjonstrykk inne i bergmassen. Dette vil være et viktig verktøy for å bestemme injeksjonsmaterialer og trykk som vil gi de beste resultater under forskjellige forhold.

Fullførelsen av prosjektet er planlagt som en "state-of-the-art"-rapport som både oppsummerer resultatene fra prosjektet og identifiserer innovasjonspotensiale for industri-partnere som er med i prosjektet.

Figur 3 under viser TIGHTS forskningstilnærming. Forskningsmetodene som anvendes i TIGHT inkluderer samling av erfaringer, laboratorietesting og numerisk modellering for å utvikle nye løsninger og bedre forståelse, samt fullskala testing for verifisering og dokumentasjon. Selve bergmassen er stort sett et homogent og isotropisk materiale, dermed er det viktig å få kunnskap fra laboratoriet og modellering før fullskala testing. Verdikjeden i prosjektet tillater en slik tilnærming fordi prosjektet har tilgang til alle disse mulighetene gjennom diversiteten av ressurser hos deltakerne.

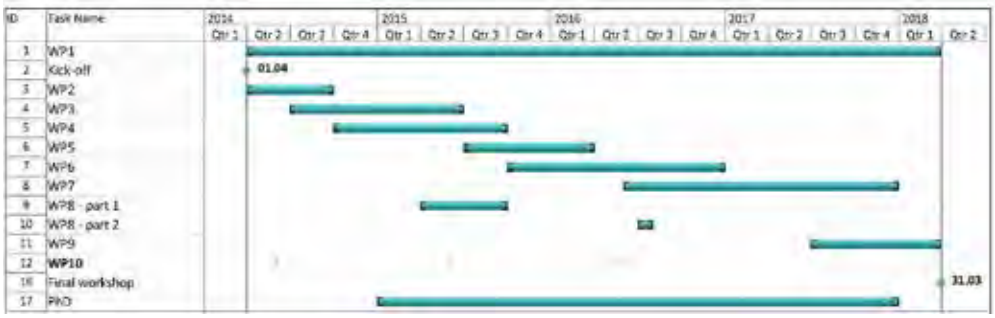


.
Figur 3. Overordnet forskningstilnærming for TIGHT.

Det er rikelig med erfaring fra norske tunnelarbeider. Laboratoriefasiliteter er tilgjengelig på NTNU og hos industripartnere. Forskningspartnerne har lang erfaring med å bruke og utvikle programvarekoder for numerisk modellering, og til slutt er fullskala testing planlagt i tunneler og ved spesielle underjordiske testanlegg. Dette er en godt definert metode for vitenskapelige

arbeider som anvendes i en del andre slike forskningsprosjekt. Institutt for Geologi og Bergteknikk (IGB) ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU) deltar aktivt og er ansvarlig for organisering og veiledning av avhandlinger på master- og PhD-nivå. TIGHT finansierer én PhD. Fokuset til dette avhandlingsarbeidet er eksperimentell, undersøkende og numerisk, og sammenfaller dermed med behovene til arbeidspakkene.

Tidsskjemaet til TIGHT-prosjektet vises i figur 4. Ett hovedaspekt av et kompetansebyggende prosjekt er å spre resultatene til tunnelindustrien. Forskningspartnerne og prosjektdeltakerne skal derfor utgi sin rapport gjennom en anerkjent referansebasert publikasjon som "Tunnelling and Underground Space Technology" (nivå 1) og "Rock Mechanics and Rock Engineering" (nivå 2), men også på nasjonale og internasjonale tunnelkonferanser. Ved tidspunktet for skriving av denne artikkelen er bare én AP faktisk fullført, noen er i sluttstadiet, mens andre ennå ikke er påbegynt, i overensstemmelse med tidsskjemaet.



Figur 4. Prosjektets tidsplan

NOEN FUNN SÅ LANGT I PROSJEKTET

I det følgende vil det beskrives kort noen funn fra prosjektet slik de er blitt presentert at de enkelte arbeidsgruppene og deltakerne i prosjektet med spesiell fokus på studentene, både PhD-kandidaten og MSc-kandidatene så langt.

WP1 – Arbeidspakke 1 knyttet til prosjektoppfølging

Dette er en ren administrativ oppgave som består i å lede og styre prosjektet og som i for seg ikke produserer noen konkrete resultat som sådan. Det er imidlertid viktig i et slikt prosjekt som er kompetansebyggende prosjekt å sørge for at ny kunnskap og kompetanse som er forsket frem i prosjektet kommer prosjektets deltakere til del så snart de foreligger. Derved kan deltakerne ta i bruk ny kunnskap når de eventuelt utvikler nye konsepter, nye materialer, nytt utstyr eller for den saks skyld tar dette i bruk på tunnelprosjektet de er en del av.

Derfor har vi avholdt 2 'Works-shops' hvert eneste år i prosjektets levetid, ett i desember / januar og ett i juni måned. Her får hver enkelt arbeidsgruppe anledning til å presentere hva de har gjort det siste halve året, og teste dette opp mot de andre deltakerne, få tilbakemelding og konstruktiv kritikk på arbeidet slik at man hele tiden stiler fremover.

I forbindelse med hver slik 'Works-shop' så avholdes det også møte i styringsgruppen som er nedsatt for å sørge for at prosjektet skrider frem i henhold til avtalte planer, at tidsskjemaet holder og at kostnaden blir som planlagt. Og ikke minst at den teknologiske røde tråden følges hele tiden., eventuelle avvik på det faglige skal evalueres av Styringsgruppen.

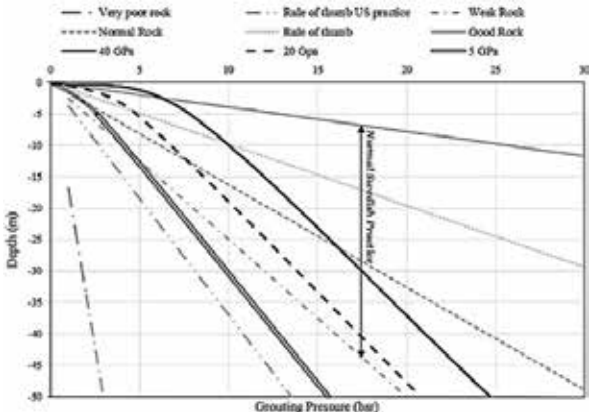
WP2 – Arbeidspakke 2 knyttet til State-of-the-art report

Fra denne arbeidspakken så refereres det kun til det som står skrevet om trykk som anvendes i norsk berginjeksjon og en figur som sammenligner trykknivå i ulike praksiser. Arbeidspakken var den første som ble startet og avsluttet sitt arbeid tidlig i prosjektet og ble Kristin H. Holmøy i SINTEF.

Diskusjonen rundt hvilket injeksjonstrykk som er mest gunstig har sannsynligvis vart like lenge som man har drevet med berginjeksjon (Holmøy et al, 2015). Noen mener man bør benytte høyt injeksjonstrykk for å utvide sprekker i bergmassen, såkalt jekking, slik at injeksjonsmassen slipper gjennom. Andre mener høyt injeksjonstrykk kan skade berget ved å redusere styrken og indusere nye vannførende sprekker. Atter andre hevder at jekking kan aksepteres, men at utførende må ha kontroll på injeksjonsparametere som trykk, mengde og blandingsforhold.

Siden "in situ" spenning og bergmassens egenskaper varierer, finnes det ingen fast verdi for betegnelsen høyt trykk. En metode for å vurdere injeksjonstrykket er å sammenligne det med rene gravitative spenninger, eller minste "in situ" hovedspenning, med et tillegg for strekkfastheten til bergmassen. Ved injeksjon med for høyt trykk vil man kunne spre injeksjonsmassen lengere enn ønsket og hvis trykket er høyre enn minimum "in situ" spenning i bergmassen kan man risikere jekking av sprekkene. Dette kan resultere i ukontrollert oppløfting av bergmassen og fullstendig ukontrollert utgang av injeksjonsmasser. Figur 5 viser en oversikt over ulike praksiser i forhold til injeksjonstrykk.

Norge har vært kjent for å benytte høyt trykk, opptil 100 bar, om forholdene tillater det. begrunnes dette med at det er viktig at injeksjonstrykket overvinner sprekkevannstrykket, motstand mot masseinntrengning på grunn av begrenset sprekkeåpning, ruhet, sprekkefyllinger og "in situ" spenninger.



Figur 5. Grafen viser en oversikt over ulike praksiser i forhold til injeksjonstrykk og dybde av et bergrom. (Rafi et.al, 2015)

Med vanlig norsk trykkanvendelse vil vi få en graf som vil ligge godt utenfor også svensk tilpasning i høyre side.

For øvrig vises det til de funnene som ble gjort i Samfunnstjenlige Tunneler, der blant annet begrepet 'Aktiv Injeksjon' ble skapt i 2004. Dette gikk i korthet ut på å følge den prosessen som er beskrevet i det følgende med 1) gradvis trykkoppbygging, 2) så høyt trykk som praktisk mulig – stoppkriterie, 3) opp til 100 bar om mulig (1000m vannsøyle), 4) gradvis trykkoppbygging balansert mot W/C-tall, 5) så lavt W/C-tall som praktisk mulig, 6) krever fortløpende monitorering og oppfølging, 7) lavt W/C-tall gir trykktap for å hindre at injeksjons-massen tar langt avgårde og skader omgivelser, 8) injisere også hull i stuffen. Dette er dagens praksis i norsk berginjeksjon i et nøtteskall.

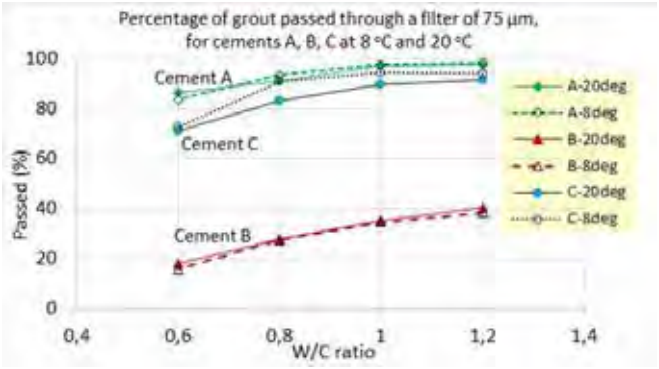
WP3 – Arbeidspakke 3 knyttet til materialkunnskap

Arbeidspakken ledes av Bahman Bohloli ved NGI som er godt støttet av deltakelse fra SINTEF Byggforsk ved Ola Skjølsvold. I tillegg har deltakere fra de tre produktleverandørene BASF, Mapei og Normet deltatt aktivt i denne arbeidspakken og bidratt til at arbeidspakken har fått levert en rekke rapporter og artikler av høy kvalitet.

Vi karakteriserte de tre sementene i form av kornstørrelsesfordeling og spesifikt overflateareal og deretter testet strømningsegenskaper til massen og mekanisk styrke av de herdede injeksjonsprøvene. Testene består av tre sementer ved to forskjellige temperaturer på 8°C og 20°C for å representere henholdsvis den faktiske tunneltemperaturen i Skandinavia og standard romtemperatur. Det eksperimentelle programmet besto av totalt 590 tester. Forsøkene inkluderer kornstørrelsesfordeling, spesifikt overflateareal, viskositet, bleeding, filtreringsstabilitet, hydratiseringstemperatur, herdetid og styrke av injeksjonsmaterialet. Fire forskjellige sementforhold (w/c) på 0,6, 0,8, 1,0 og 1,2 ble brukt i testene. Resultatene viste at de tre sementblandingene hadde ganske forskjellig oppførsel i form av reologi, flyt og mekaniske egenskaper. Selv om alle tre sementene oppfyller kravene til bleeding ved w/c-forhold opptil 1,0, kvalifiserer sement A bare for w/c-forhold på over 1,0. Sement A herder mye raskere enn sement B og C, som vist ved Vicat nåltest og varmebehandling. Det er vist at det er en negativ sterk sammenheng mellom hydratiseringsvarmen og den ensaksiale trykkfastheten til sementmørtelprøver. (Bahman et al 2018)

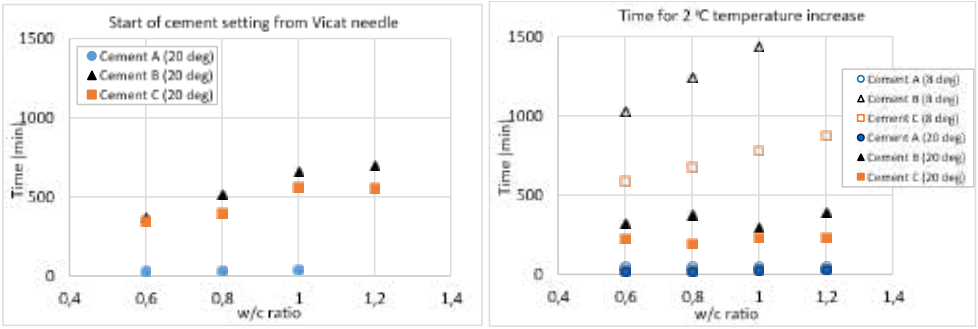
UCS-testingen. Styrken av sementblandingen ved 4 dager alder med w/c-forhold på 0,6 er ca. 18-20 MPa ved 8 ºC mens den er mellom 1-6 MPa ved vektforhold på 1,2 for alle sementblandingene. Resultatene fra laboratorietester viser at styrken av prøver herdet ved 8°C er lavere enn de som er herdet ved 20°C. Resultatene fra UCS-testen og permeabilitetsmåling indikerer at injeksjonsmasse av finkornet sement (A) har høyest porøsitet, mens den av grovkornet sement (B) har lavest porøsitet. Injeksjonsmasse A har høyest permeabilitet og laveste styrke, mens injeksjonsmasse B har lavest permeabilitet og høyeste styrke.

Filtreringsstabiliteten av sement ved 8ºC er nesten den samme som for 20ºC. Sement A hadde den beste filtreringsstabiliteten, hvor ca. 90% av massen passerte gjennom et 63 μm filter, mens sement B hadde den laveste filtreringsstabilitet hvor mindre enn 40% av injeksjonsmassen passerte gjennom filteret. Filtreringsstabilitet av sementforsterkninger påvirkes av v/c-forhold og kornstørrelsesfordeling av sement, men ikke mye av temperaturen.



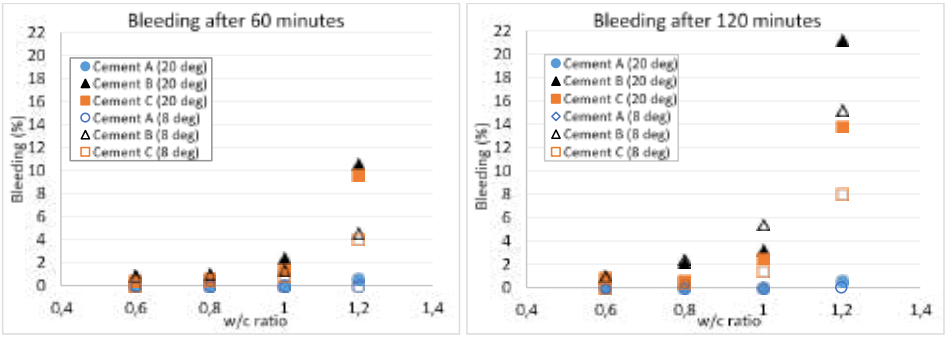
Figur 6. Resultater fra filtreringstesten av tre ulike sementer som er blandet og testet ved 8ºC and 20ºC.

Det er stor forskjell mellom start av herding for ulike sementblandinger og -typer; sement A starter herding veldig raskt mens for sement B og C det tar flere timer før herdingen starter. Sementtype A har den korteste og sementtype B har lengste tid for herding starter. For sementtype A er det svært liten forskjell mellom de ved 8°C og 20°C, noe som innebærer at herdetidspunktet for sementtype A vil være omtrent det samme i laboratorium som i tunnelforhold. For sementtype B og C er det stor forskjell mellom disse ved 8°C og 20°C. Det tar mye lengre tid før herding starter i kalde forhold enn under varme forhold. Sementtype B er den med lengst tid til herding starter. Dermed vil tid det for sement B og C før herding initieres sannsynligvis være mye lengre i tunnelforhold enn den tiden det tar i standard romtemperatur.



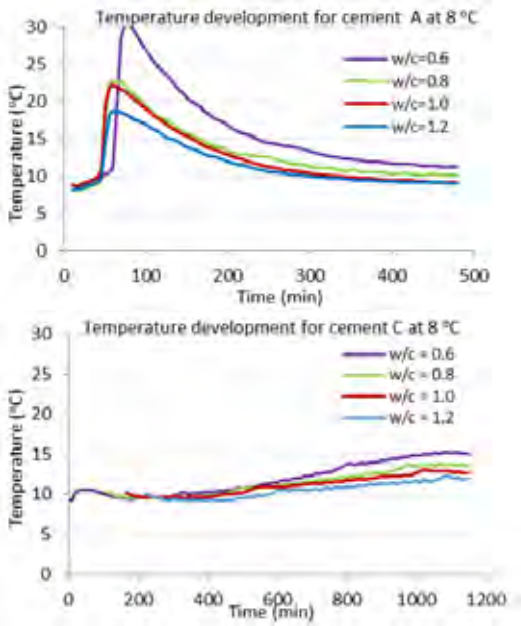
Figur 7. Start herdetid for ulike sementtyper malt ved Vicat apparatus (a) og malt ved 2º C med kalorimeter som en indikasjon start herding (b).

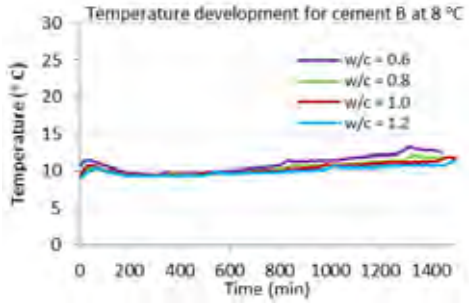
Bleeding av sement øker ikke-lineært med økende w/c-forhold for alle sementer. Sement A har minimum bleeding og sement B har maksimal bleeding i alle w/c-forhold. Bleeding ved 8°C er vanligvis lavere enn 20°C. Det er et positivt funn at bleeding av injeksjonssementer i tunnelforhold er mindre enn verdiene målt i standard romtemperatur, og dermed vil flere sementkorn trenge inn i den injiserte massen. Med hensyn til kravene til bleeding av injeksjonsmasse for tunnelinjeksjon; nesten alle sementer kvalifisert til w/c-forhold opp til 1,0, mens ved w/c-forhold 1,2 oppfylles kravet kun av sementtype A.



Figur 8. Bleeding for alle tested sementer ved 8°C versus 20°C etter 60 minutter (venstre) og etter 120 minutter fra miksetidspunktet.

Hydratiseringsvarme. Når vann legges til sement, opptrer en eksoterm reaksjon og varme produseres. Hastigheten varmen produseres er høyere i de første trinnene av herdingen og reduseres gradvis. Det er ønskelig at økningen av stivhet i betong er så rask som mulig, og frigjøringen av hydreringsvarmen er så sen som mulig for å redusere risikoen for termisk sprekkdannelse. Varmeproduksjonen for sement A er høyest og lavest for sement B. En god korrelasjon ble funnet mellom hydratiseringsvarmen og styrken av sementmørtelprøver. Jo høyere varmesats under herdeprosessen, jo lavere blir styrken på prøven. Dette skyldes generasjon av sprekker i sementmørtelprøver. Dette forholdet ble undersøkt og gjelder for alle injeksjonsmasser ved både 8°C og 20°C.





Figur 9. Hydratiseringsvarme ved tre forskjellige sementer ved tunneltemperatur 8° C

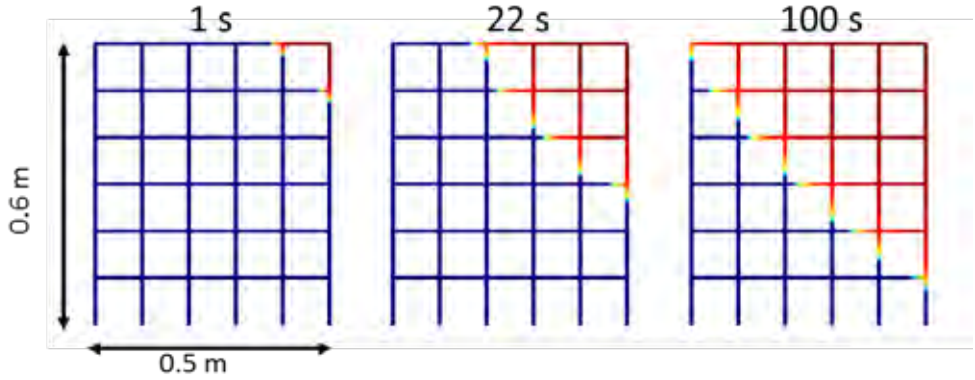
WP4 – Arbeidspakke 4 knyttet til numerisk modellering

I arbeidspakke 4, der John Morud ved SINTEF har vært leder, har man benyttet numerisk modellering som et verktøy til å kunne karakterisere injeksjonsforløp. Kan man eksempelvis identifisere trykk- og strømnings-adferden og gi en signatur for hydraulisk jekking, eller kan det være andre hendelser i løpet av injeksjonsforløpet som kan vise den samme oppførselen?

WP5 – Arbeidspakke knyttet til koplede modeller

Som kjent er en typisk sement som benyttes for berginjeksjon å regne som en Bingham-væske og ikke en Newtonsk væske slik vann er. Det er derfor blitt gjort ulike numeriske tester for å lære mer om hvordan en ikke-Newtonsk eller Bingham-væske penetrerer sprekker i berg som en injeksjonsmasse vil gjøre. Derfor har man i denne arbeidsgruppen sett på enkle 'Pipe flow-modeller' med diskrete sprekkestrømning (1D-3D) for både Newtonske væsker og ikke-Newtonske væsker (Bingham). Man har også her hatt et fokus på hva som får hydraulisk jekking til å finne sted. Denne arbeidspakken er ledet av Tore Bjørnaå ved NGI.

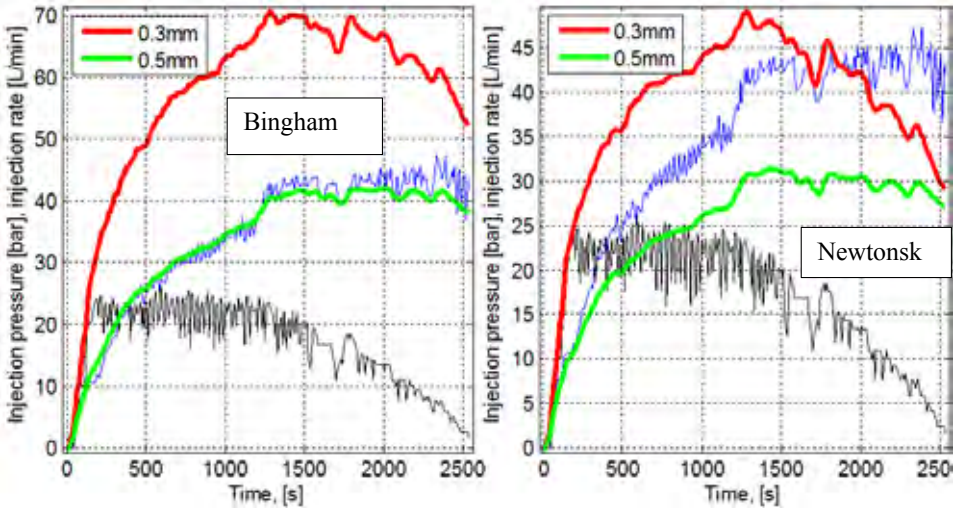
En enkel test er vist i figur 10 under. Her er vist hvordan injeksjon med sementmasse (Bingham væske) finner sted fra hjørnet oppe til høyre og inn i et rute-nettverk av kanaler. De tre figuren viser utviklingen fra 1 sek til 100 sek, rutenettverket har tverrsnitt 1mm x 5mm. Denne numeriske modellen er så blitt sammenlignet mot en tilsvarende eksperimental test.



Figur 10. Utbredelse av injeksjonsmasse i et rutenettverk av sprekker for en Binghamvæske

Arbeidsgruppen har også forsøkt å gjøre en valideringstest mot virkelige injeksjonsdata (feltdata). Den svarte kurven i de to plottene i figur 12 under injeksjonsdata fra felt. Den blå kurven er injeksjonstrykk fra felt, mens den røde og den grønne kurven i begge plottene er fra den numeriske modellen.

Som det fremgår så er ikke modellen med Newton-væske i stand tik å reprodusere feltdata, uavhengig av sprekkeåpning i modellen. Bingham-væske derimot gir en rimelig god pass-form ved "rett" sprekkeåpning, ca. 0.5 mm og den grønne kurven i plottet.



Figur 11. Validering mot injeksjonsdata Bingham-væske til venstre og Newtonsk væske til høyre

Det gjenstår nok fortsatt mye arbeid når det gjelder å knytte numerisk modellering med koplede modeller til virkelig feltdata for å forstå det fysiske som finner sted når en Bingham-væske trenger inn på sprekker i bergmassen og fortrenger vann i systemet og eventuelle sprekkefyllinger på sprekkeåpningene.

WP6 – Arbeidspakke knyttet til utarbeidelse av laboratorium test

Basert på det samlede omfanget av dagens forskningsprosjekt og erfaring fra tidligere laboratorietesting som beskrevet over er en skalert laboratoriemodell for TIGHT blitt planlagt og bygget. Arbeidspakken ledes av Gunnar Vistnes ved NTNU. Apparatet er tenkt utformet i samsvar med omfanget av WP6, som er å utvikle en metode for å karakterisere inntrengnings-evne for forskjellige injeksjonstyper og blandinger, og for å analysere effektene av utvalgte parametere knyttet til injeksjon i berg. Inntrengnings-evne vil i modellen måles med strømningsevne og som i forsøkene vil bli påvirket av følgende parametere:

- Trykk
- Sprekkeåpning
- Blanding (rpm, varighet)
- Temperatur

- Trykkpulsfrekvens og amplitude (til slutt)

Testapparatet består av to plater som koples sammen, bunnplate og topplate. Bunnplaten har en gitt sprekkegeometri. Blander og omrører er av vanlig kommersiell type og kan ses som en egen enhet.

Laboratorieapparatet er basert på følgende kriterier:

- Injeksjonstrykk opptil 80 bar
- Langsgående sprekk

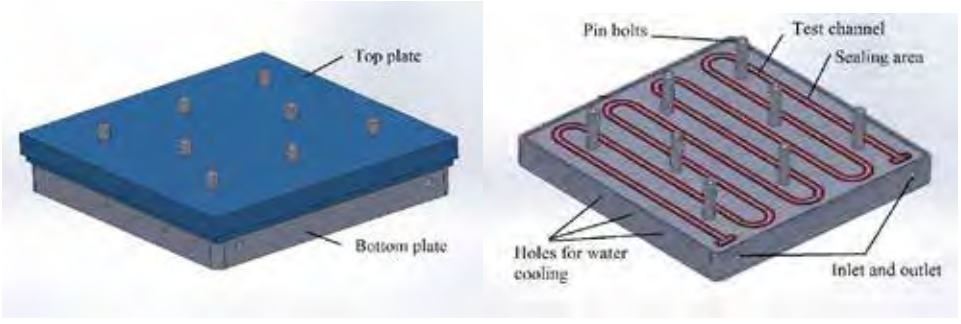
Bunnplaten må naturlig nok ha høy styrke og stivhet for å imøtekomme kombinasjon av høyt trykk og høy nøyaktighet i sprekkeåpningen. Sprekkegeometrien må være gjennomgående og jevn for å sikre god nøyaktighet ved testing av inntrenging av forskjellige injeksjonstyper og blandinger. Det er ingen aksept for lekkasje, og apparatet må være sikkert under drift.

To plater av stål 600 x 600 x 50 mm klemmes sammen med bolter. Boltene strammes med en momentnøkkel for å kontrollere klemmekraften og for å sikre jevn fordeling. Selve sprekke-åpningen er laget med presis maskinskjæring i bunnplaten, som også har innløp og utløp for injeksjonsmasse. Toppplaten har en plan overflate.

Testplaten har en kanal på 10 mm i bredde, 4,5 meter i lengde og en konstant sprekke-åpning. Andre bunnplater med annen geometri kan naturligvis lages. Det er behov for å gjøre et antall tester for å finne passende åpninger for å skille mellom de forskjellige injeksjons-typer og å finne blanderesepter for de forskjellige injeksjonstypene.

Sprekkeåpningen vil variere mellom 30-100 µm. Planen er å ha et sett bunnplater med forskjellige åpninger. Lengden bør være så lang som mulig for å finne penetrasjonsevnen hos ulike injeksjonstyper og blandinger.

Kontaktflaten mellom topp- og bunnplaten er ved den smale kanten, merket med rødt i figuren under. Tetningen er planlagt uten bruk av pakninger. Dette vil gjøre enheten mer holdbar med tanke på den grov behandlingen apparatet får under testing og rengjøring. Det er viktig at det ikke er glidende forhold mellom fugemasse og fellesveggene. Sprekken vil ha en konstant grovhet.



Figur 12. Berg- sprekk modell: sammensatt og bunnplatedetaljer

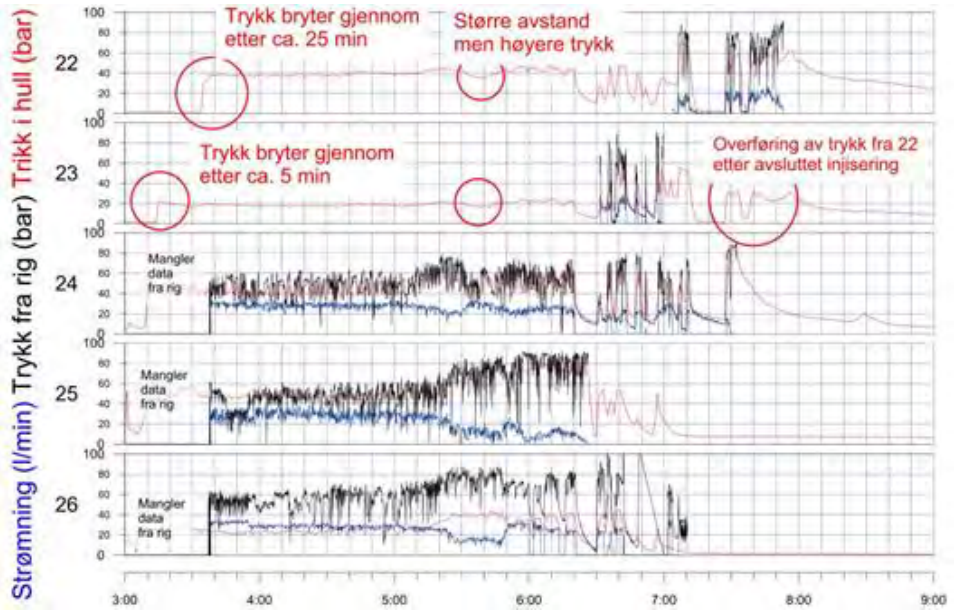
WP7 – Arbeidspakke knyttet til fullskalatesting

Det finnes lite dokumentasjon av trykk(oppbygging) i sprekkevannregimer knyttet til injeksjonsarbeider i borehull og nærliggende bergmasse før, under og etter injeksjon. Det har derfor vært en målsetting å utvikle målesystem for å måle trykk i injeksjonsmasse inn i injeksjonshull. Instrumentering ble utviklet for å registrere trykk på baksiden av pakkerne inne i borehullene under forinjeksjon. Ved bruk av dette utstyret, har målinger i flere injeksjonshull blitt gjort over flere runder av injeksjon i tunneler. Dataene har blitt analysert for å få en forståelse av oppførselen til berget og injeksjonsmassen under prosessen med berginjeksjons. Episoder med jekking av sprekker er identifisert, og dataene brukes til å se om in-situ bergspenning kan bestemmes. Arbeidspakken ledes av Lloyd Tunbridge ved NGI.

Flere forsøk i felt ved injeksjonsrunder under driving av tuneller ved pågående tunnelanlegg for vei og jernbane tuneller er blitt gjennomført. Under alle disse forsøk ble det utført måling av trykk inn i injeksjonshull i inntil 15 hull på hver injeksjonsrunde.

Følgende parametere ble undersøkt og vurdert:

- Måling av grunnvannstrykk inn i injeksjonshullene
- Måling av trykk inn i injeksjonshull før og etter injisering i hvert hull
- Maling av trykkfall mellom målinger på rig og faktisk trykk inn i injeksjonshullene avhengig av strømning.
- Måling av trykk variasjon inn i injeksjonshull gjennom hele pumpesyklus med 1 Hz målefrekvens mens på rig måles kun en gang hvert 10s.
- Måling av trykkoverslag fra et hull som injiseres til nabo injeksjonshull – noe som ikke kan måles fra injeksjonsrigg.
- Måling av tid det tar for overslag av trykk fra det ene hull til den andre.
- Måling av trykkfall fra det ene hull til den andre i tilfeller trykkoverslag.
- Måling av konduktivitet i bergmassen med vanntapsmåling – Lugeon test.
- Identifisering av jekking av sprekkene, eller oppløfting av overliggende bergmassen, under høytrykk injisering, og estimering av effektiv bergspenning.
- Sammenligning av sprekkenes injeksjonsparametrene etter jekking, etter at sprekkene har lukket igjen.
- Bruk av borehullsvideo kamera for å se hvordan sprekkene ser ut i injeksjonshullene.



Figur 13. Trykk- og strømningsplott fra Test 7, borhull 19 viser eksempler på jekking der trykket faller med økende strømningsrate. De sorte linjene er registrert trykk på injeksjons-riggen, blå linjer er strømning og røde linjer er trykke målt på måleinstrumentet vårt

Mye arbeidet fra WP7 er blitt presentert I ulike fora, Bergmekanikkdagen 2016 og ikke minst ved World Tunnel Conference både i 2016 og 2017. Se for eksempel (Tunbridge et al 2016).

WP8 – Arbeidspakke knyttet til måling og oppfølging

Dette er den siste arbeidspakken som ble satt i gang i prosjektet, nettopp for å kunne følge opp de funnene man har i de tidlige og mer teoretiske arbeidspakkene innledningsvis. Som et ledd i denne pakken fikk man også lyst til å se videre på den injeksjonspakken som Bever Control har utviklet. Arbeidspakken ledes av Yme Kvistedal ved NGI.

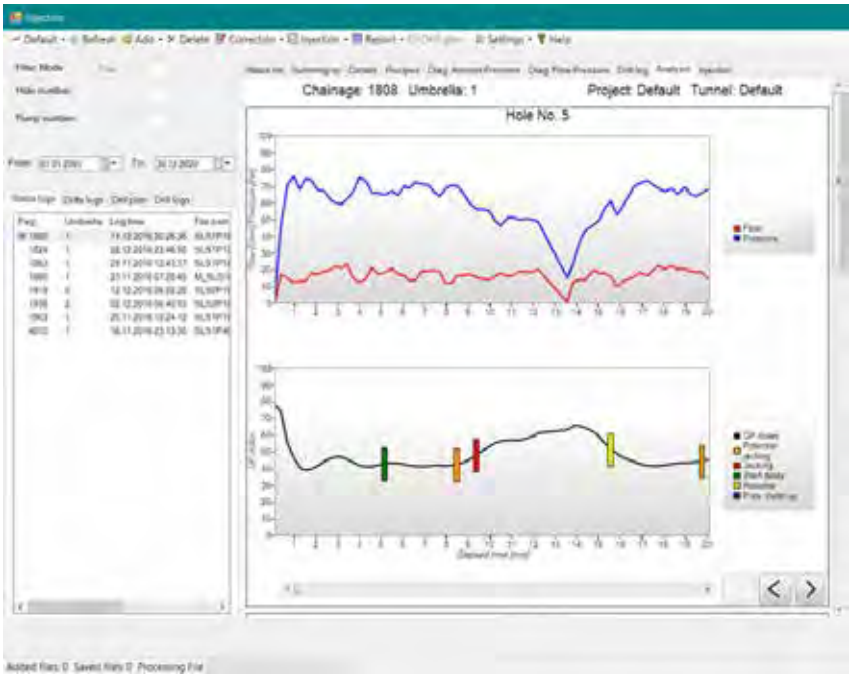
Som et ledd i denne arbeidspakken har Bever Control videreutviklet sitt system for elektronisk oppfølging og registrering av injeksjonsarbeider. PhD-kandidat Helene Strømsvik ser på trykk-tid-grafer sammen med Bever Control for å bestemme tilfeller av hydraulisk jekking, som av noen identifiseres som en ekstra tidkrevende og materialkonsumerende del av den norske injeksjonsprosessen. Samarbeidet har så langt ført til en software-utvidelse som er tenkt brukt direkte på injeksjonsriggen i tillegg til på kontoret, der tilfeller av hydraulisk jekking varsles i nær sanntid. Det kan tenkes at prosedyrene for injeksjon kan endres ved hjelp av informasjonen man får, og at varslede tilfeller utløser revurdering av strategi for å oppnå tettest mulig berg på den mest økonomisk gunstige måten. Denne analysen av data har også ført til erkjennelsen at loggeintervallet på injeksjonsriggene generelt er for langt til å oppnå gode tolkninger i nær sanntid. Dermed har AMV skrevet ny software som for tiden er under utprøving, som tar sikte på å redusere loggeintervallet kraftig, slik at man får tettere og dermed mer reelle registreringer av hva som foregår på injeksjonsriggen.

Figuren under viser et skjermbilde fra kontorsoftwaren, der det øverste diagrammet er et trykk-flow-diagram for de første 20 minuttene av injeksjonsforløpet i ett hull. Det nederste

diagrammet viser QP-indeks, som er en empirisk kalkulasjon utarbeidet av H. Strømsvik for å tydeliggjøre hvor en endring av den ene parameteren fører til uforventede endringer av den andre parameteren. For eksempel ville det være forventet at økning i flow fører til økning i trykk, men uforventet at økning i flow vil føre til trykkfall. Analyse av disse endringene over tid leder til identifisering av «hendelser».

Markørene på grafen tar sikte på å si noe om når registreringene av de uventede hendelsene begynner, samt å filtrere bort hendelser med kjent årsak. Grønn markør viser for eksempel starttid for analyse, da det antas at de første fem minuttene brukes på hullfylling og fortrengning av sedimentpropper mellom sammenhengende sprekker. På lignende vis settes gul markør for å vise starttid for analyse etter at pumpene har vært skrudd av. Oransje markør viser der en potensiell hendelse først detekteres, og rød markør viser hendelse som kan tenkes å tilsvare deformasjon.

Ser man på trykk-flow-diagrammet rundt minutt 9, ser man at en uforventet hendelse skjer, flow øker samtidig som trykket faller, og trykket fortsetter å falle selv om flow holder seg ganske stabil. Dette kan tyde på at noe har skjedd inne i hullet som gjør at injeksjonsmassen møter mindre motstand enn tidligere, for eksempel åpning mot en ny sprekk, eller utvidelsen av en eksisterende. Hvis dette skulle skje sent i injeksjonsforløpet, når man kan anta at alle sprekker nærmest tunnelen allerede er mettet, vil dette kunne være et eksempel på en uønsket hendelse, som fører til økt material- og tidsbruk uten å oppnå noen særlig bedre motstand mot vanninntrengning i tunnelen. Som nevnt vil varsling av disse kunne hjelpe til med å forbedre injeksjonsstrategien.



Figur 14. Skjermbilde av utskrift fra 'sanntidsregistrering' av trykk-strømning og QP-diagram med hendelser

WP9 – Arbeidspakke knyttet til State-of-the-art ved prosjektets avsluting

Denne arbeidspakken har så vidt startet sitt arbeid, det skal utarbeides en rapport som summerer de funnen man har fra 4 år med intensiv forskning knyttet til injeksjon. Dette vil først ferdigstilles i løpet av sommeren 2018. Prosjektet TIGHT løper frem til 1. september 2018, selv om ikke alle arbeider er komplett ferdigstilt til det tidspunktet, eksempelvis vil PhD-kandidaten som følge av barselpermisjon måtte forlenge avtaletiden. Alle hovedfunn vil beskrives i den avsluttende rapporten som vil kunne leses som et selvstendig dokument

WP10 – Arbeidspakke knyttet til kunnskapsdeling

Et viktig element i TIGHT, siden dette er et KPN-prosjekt i BIA, vil være den avsluttende prosjektpresentasjonen som vil bla avholdt i juni 2018 der samtlige delprosjektledere skal presentere sine funn for den norske tunnelbransjen. Dette vil være en glimrende anledning for prosjektet TIGHT å vise seg frem for bransjen og kan hende presentere funn som kan få en betydning for den retningen injeksjonsarbeider i Norge blir utført i fremtiden.

Så langt har det blitt produsert i størrelsesorden 30 artikler og presentasjoner som er kommet det norske og det internasjonale fagmiljøet til gode, med andre ord god kunnskapsdeling til bransjen fra TIGHT. Og det skal vi fortsette med.

I tillegg til det som blir utført i de ulike arbeidspakkene blir det også gjort arbeid av ulike studenter innenfor tematikk som er knyttet til TIGHT, dette gjelder både prosjekt- og masteroppgaver.
Følgende har vært, eller er tilknyttet til TIGHT som studenter:

Stine Merete Moe, 60 poengs MSc-oppgave over 2 semester, avsluttet våren 2016.
Sølve Utstøl Pettersen, 30 poengs MSc-oppgave og prosjekteoppgave, avsluttet våren 2016
Martin Haugsand, 30 poengs MSc-oppgave og prosjektoppgave, avsluttes våren 2018
Eivind Moe, 60 poengs MSc-oppgave over 2 semester, avsluttes våren 2018
Sondre Wenaas, 60 poengs MSc-oppgave oer 2 semester, avsluttes våren 2018

Informasjon fra PhD-kandidaten og MSc-studentene:

Stine Merete Moe utførte sin MSc-oppgave i 2015/2016 i prosjektet TIGHT og med tittelen "Hydraulisk jekking ved Høytrykksinjeksjon av berg", som var en oppgave over to semester og med 60 studiepoeng.

Moe konkluderte i sin oppgave som følger; sitat:" *Fordelt på 19 injeksjonsskjermer er det i denne masteroppgaven studert 775 injeksjonshull. Av disse er det tolket tilsynelatende jekking i 24,8 % av hullene. Hull der tilsynelatende jekking er tolket, har generelt et lengre tidsforbruk til injeksjon og mer masse injisert enn hull uten jekking. Hendelsene med tilsynelatende jekking er dessuten tolket relativt tidlig i injeksjonsprosessen. I tre av de studerte skjermene var sementinngangen totalt i hver skjerm over 80 tonn sement. I de samme skjermene er det tolket tilsynelatende jekking i over 40 % av hullene. Det er en større andel hull med jekking enn i noen av de andre 16 studerte injeksjonsskjermene.*

Teoretiske beregninger basert på formler som er utviklet for å estimere trykket som er forventet å føre til jekking i en bergmasse, er utført med to ulike formler. Formelen presentert av Gothäll og Stille (2009) ga resultater i overenstemmelse med tolkningen av tilfeller med

tilsynelatende jekking basert på trykk/tid-grafene i studien, og beregningsmetoden er derfor bekreftet i denne studien. " Sitat slutt.

En annen student, Sølve Utstøl Pettersen gjorde sin MSc-oppgave våren 2016 med basis i TIGHT og under tittelen; "Injeksjon på Bodøtunnelen, analyse av elektronisk injeksjonsdata", dette var en ett-semesterbesvarelse med 30 studiepoeng.

Fra Pettersen's besvarelse er sitert som følger, sitat:"*For å vurdere hvorvidt jekking har forekommet ble injeksjonsforløpet studert og reduksjon i trykk relativt til volumstrøm ble registrert som kritisk trykk. Undersøkelsene viste at hydraulisk jekking har forekommet i alle skjermene i studiet. Kritisk trykk lå i de fleste tilfeller over 35-40 bar for en overdekning på 35-40 meter.*

Analysen av injeksjonsforløpene ble utført ved en visuell kategorisering ut fra når i forløpet hoveddelen av trykkoppbyggingen fant sted. Det ble delt i seks typer forløp. Disse forløpene ble sammenlignet med andre injeksjonsparametere utledet av data fra injeksjonsloggen. Når i forløpet trykkoppbyginingen startet hadde tydelig sammenheng med volum injisert og gjennomsnittlig volumstrøm. Det ble funnet en tendens til at injeksjonsskjermer med stor andel forløp med tidlig trykkoppbygning hadde dårlig tetteresultat. Operatøravhengighet ble også vurdert og det ble funnet at operatøren har betydelig innvirkning på injeksjonsarbeidet. Ulike operatører viste også ulik fordeling av tilfeller med hydraulisk jekking.

Injeksjonsparametere ble også sammenlignet med geologisk data. Generelt var det dårlig korrelasjon mellom geologisk data og injeksjonsparameterne. Det ble imidlertid funnet sammenheng mellom type forløp og borsynk. Forløp med tidlig trykkoppbygning samsvarte med lav borsynk, mens forløp med trykkoppbygning sent i forløpet samsvarte med høyere borsynk. Borsynken viste også en viss korrelasjon med volum injisert." Sitat slutt.

Disse korte sitatene fra MSc-besvarelser som har studert injeksjonsforløp i mange injeksjonsskjermer og -hull er ganske enstemmig av den oppfatning at jekking finner sted, og mange ganger uten at det faktisk identifiseres som en jekking. Dette er viktig funn i våre streben etter å identifisere gode injeksjonsprosedyrer og prosesser som gjør at injeksjon utføres så tids- og kostnadseffektivt som mulig. Det gir definitivt ikke fullgod kreditt til forfatterne å kun kort gjengi oppsummeringen fra besvarelsene deres, men begrensninger på artikkelens omfang så gjøres det. Besvarelsene er åpen og kan lastes ned for de som ønsker mer omfattende materiale.

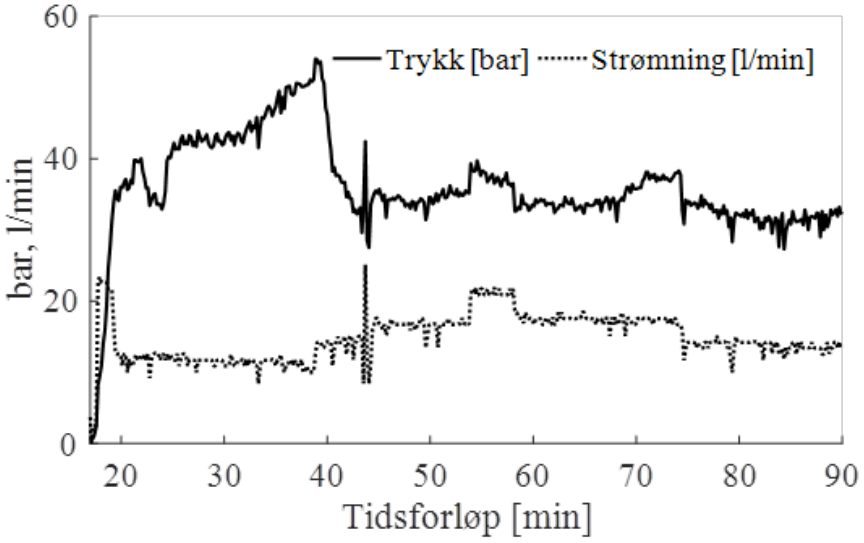
TIGHT har finansiert én PhD og arbeidstittelen på det arbeidet er gitt som "Studier av høytrykksinjeksjon i berg". Til å gjøre arbeidet ble Helene Strømsvik ansatt ved NTNU med finansiering av et 3-årig PhD-stipendium fra sensommeren 2015.

Fra prosjektets PhD-kandidat Helene Strømsvik kommer følgende innspill til diskusjonen:

Hun har analysert et stort antall injeksjonsskjermer og også sett på tilfeller som åpenbart er injisert feil på grunn av jekking i løpet av uken. Man ønsker jo utvilsomt å injisere med høyt injeksjonstrykk i nærheten av injeksjonshullet under en injeksjon. Det er dette som sørger for en effektiv injeksjon med fylling av små og store sprekker. I noen tilfeller faller trykket dramatisk ved jekking, mens strømningen har økt betydelig, som en følge av at de store sprekkene tar injeksjonsvolumet. Det resulterer i at mindre sprekker som ligger nær injeksjonshullet blir betydelig vanskeligere å injisere, da de trenger høyt trykk, i tillegg til at

injeksjonforbruket øker. Man høyner også risikoen for at injeksjonsmassen beveger seg til uønskede steder (overflaten etc.). Her finnes det et betydelig forbedringspotensial som kan spare tidsbruk, masseforbruk, og redusere skadepotensialet på omliggende strukturer og miljø.

I dette injeksjonshullet ville det nok ikke vært mulig å ligge noe særlig høyere i trykk enn 40 bar over tid, uten å jekke. Det som hadde vært en bedre løsning i dette tilfellet, er å pause injeksjonen etter jekkingen oppstod, slik at sprekken lukker seg. Ved oppstart kunne man ligge rett i underkant av 40 bar, men så lenge man ikke jekker, vil man kunne holde dette trykket med betydelig lavere strømning og man begrenser sementforbruket, samt det er mindre sannsynlig at massen sprer seg til områder der den ikke skal være. Dette beviser hvor viktig det er at man følger injeksjonen og i noen tilfeller redefinerer sluttrykket i hullet til et mer passende trykk for det tilfellet. Det er trykket over tid som teller for hvor vellykket injeksjonen er, definitivt ikke et oppnådd momentantrykk.



Figur 15. Et typisk eksempel på jekking ved et trykknivå på ca. 50 bar trykk (H. Strømsvik)

HVA LÆRTE VI AV OPPSUMMERINGEN PÅ NORDIC GROUTING SYMPOSIUM I OSLO I SEPTEMBER 2016

Norge stod gjennom NFF/NBG/Tekna som arrangør for Nordig Grouting Symposium i september 2016, dette er et arrangement som avholdes hvert tredje år og som går på rundgang mellom de nordiske landene. Under symposiet ble det arrangert en Workshop der deltakerne fikk utlevert 2 spørsmål som skulle besvares og presenteres i plenum. Spørsmålene var som følger:

1. Jacking when grouting – an incident of positive or negative impact – wanted or unwanted?
2. How can we balance high pressure as something required for good quality grouting with the risk of jacking?

En MSc-student som er tilknyttet TIGHT samlet alle svarene og laget et kort notat på det som ble besvart på disse to spørsmålene, Ref. 7. Dette er sammenstillet under som en oversettelse fra engelsk tekst til norsk:

Alle svar som ble mottatt under dette gruppearbeidet ble samlet og lagret, og disse danner grunnlaget for dette nevnte notatet. En umiddelbar observasjon fra gruppearbeidet er at alle grupper ser ut til å akseptere at jekking oppstår når injeksjonstrykket overskrider de normal-spenningene som virker over et brudd. I det følgende vil en mer omfattende oppsummering av observasjonene bli presentert.

1. Jacking when grouting – an incident of positive or negative impact – wanted or unwanted?

Det var en generell konsensus blant de fleste av gruppene at jekking normalt er uønsket. Mange grunner til hvorfor jekking er uønsket ble presentert, men noen grunner ble hyppigere nevnt enn andre. Disse var:

- Jekking resulterer i et større forbruk av fugemasse (67%).
- Risiko for skade på arbeidere og eller miljø (56%).
- Jekking fører til tap av injeksjonskontroll (45%).
- Jekking kan føre til åpning av nye store vannkanaler (22%).

På den annen side indikerte de fleste gruppene at bruk av høyt trykk også kan være forbundet med positive effekter. Noen av gruppene understreket at trykket må ligge under jekketrykket. 33% av gruppene påpekte at høyt trykk kan øke effektiviteten av injeksjon med hensyn til tid (kostnad) og inntrengning. Imidlertid indikerte de også at det er foretrukket å unngå jekking, samtidig som man opprettholder høyt trykk. En av gruppene hevdet at i noen tilfeller kan det være nødvendig med jekking for å oppnå tilfredsstillende tette-effekt.

Flere grupper foreslo at jekking kan aksepteres i landlige områder for å øke effektiviteten (22%). En gruppe påpekte at dersom jekking skal tillates, må det etableres et rimelig stoppkriterium for å forhindre høyt masseforbruk av injeksjonsmateriale.

Positive aspekter med injeksjon med høyt trykk:

- Hurtigere injeksjon (45%).

- Bedre inntrengning (45%).
- Større mengde er sikret (22%).
- Mindre risiko for tetting av hull uten effekt (11%).

Noen av gruppene indikerte at jekking, i visse situasjoner og omstendigheter, kan aksepteres. Det var enighet blant gruppene om at trykket skal være så høyt som mulig uten å medføre jekking.

2. How can we balance high pressure as something required for good quality grouting with the risk of jacking?

Det var mange svar på dette spørsmålet, noen grupper gikk mer i detalj enn andre. Men noen få poeng kom opp flere ganger, og disse vil bli nevnt.

- Påføring av høyt trykk over kort tid (45%).
- Måling og kontroll av strøm og trykk (45%).
- Bruk av høy kvalitet, stabil fugemasse (33%).
- En kort periode med høyere trykk ved starten av injeksjonen før trykket senkes (22%).
- Et stoppkriterium på mengde skal være obligatorisk (22%).

Ved å bruke høyt trykk uten å initiere jekking er det de fleste av gruppene kan enes om, og mange grupper foreslo at måling og styring av strømning og trykk er nøkkelen til å oppnå god kvalitet.

Kort oppsummert fra dette gruppearbeidet kan man si som følger:

Alt i alt er de fleste av gruppene enige om mye. Mest fremtredende er det faktum at jekking er omforent som uønsket. Videre er en annen konklusjon at ved å påføre høyt trykk, som ikke er så stort at det fører til jekking, kan det føre til god på injeksjonen. Noen svar er bare oppført en gang, og disse er ikke nevnt i dette notatet. Det betyr imidlertid ikke automatisk at disse svarene er mindre viktige enn de som ofte nevnes.

Det syntes å se ut til at alle de forskjellige svarene gjenspeiler de ulike opplevelsene deltakerne har med injeksjon. Det konkluderes, basert på gjennomgang av det mottatte materialet, at injeksjon er en kompleks prosess med mange usikkerheter, noe som igjen fører til mange svar på utfordringene som ble gitt i gruppeoppgavene. Det faktum at noen av svarene er oppført av mange av gruppene tyder på at det er visse generelle prinsipper som de fleste er enige om og følger.

I tillegg virker det som om begrepet høyt trykk brukes uten referanse til hva dette innebærer, bortsett fra at det er høyt. Betingelsene for en urban tunnel med svært lav bergoverdekning er ganske annerledes sammenlignet med forholdene for en landlig tunnel med rikelig bergoverdekning. Det virker helt klart at trykket påført bør justeres for å passe til forholdene på det aktuelle sted der injeksjons skal utføres. Spørsmålet da, hva om det er bestemt å bruke høyt trykk; ville det være det samme for en bytunnel som en landtunnel?

Dette fører til et problem som ikke ofte diskuteres i tunnelbransjen, nemlig effektivtrykket. Det effektive trykket vil bli mye lavere ved en landlig tunnel, som mest sannsynlig bygges i regimer med høyere in-situ hovedspenninger og bergoverdekning enn det som er normalt urbane tunneler.

Er høytrykk definert ved bare å se på pumpen eller hva menes egentlig med dette? Er det høyt i forhold til det antatte jekketrykket? Er det høyt i forhold til hovedspenningene i bergmassen? Eller er det bare høyt, det vil si mange bar uten å knytte det til noe? Å definere hva høyt trykk er, kan være noe for bransjen å se på. Identifisering og definisjon av motstanden som virker på inntrengningen av injeksjonsmasse vil være avgjørende for dette formålet. Det er akkurat her TIGHT kommer inn.

AVSLUTTENDE KOMMENTARER

TIGHTs ambisjon er å øke kompetansen innen berginjeksjon på et nasjonalt nivå i Norge og supplere vårt omfattende empiriske grunnlag med vitenskapelige resultater. Prosjektet gjennomføres i tett samarbeid med industripartnerne som bidrar med sin kompetanse, samt med behovs- og kravspesifikasjoner innen forskingsarbeidet. Disse prosjektmedlemmene vil gjennom deres engasjement i tunnelindustrien og tunnelprosjekter implementere sin kompetanse og innovasjoner for å bli konkurransedyktige i en krevende industri.

Tunnelprosjekteierne eller sluttbrukere vil bruke den oppnådde kompetanse for bedre å kunne spesifisere krav til arbeider og prosjektkrav/-spesifikasjoner. Videre vil resultatene av forskningsarbeidet spres innen tunnelindustrien i Norge, på forskjellige nasjonale og internasjonale kurs og konferanser, særlig gjennom eksamensrelaterte kurs om berginjeksjon arrangert av NFF. En åpen workshop er planlagt avholdt ved fullføringen av prosjektet for å presentere alle resultatene til tunnelindustrien. Prosjektet vil styrke og utvide forskning på berginjeksjon i Norge gjennom prosjektets samarbeid med norsk tunnelindustri.

Forskningspartnerne vil få kunnskaper som er viktige for tunnelindustrien. En PhD vil bidra til forskningsaktivitet i Norge og forskningspartnerne vil i stor grad bedre sine muligheter til å produsere forskningsartikler.

Den norske tunnelbyggemetoden ble utviklet i en tid hvor det var intens tunnelaktivitet for vannkraftutbygging i Norge. Senere, og i den siste tiden, har den vært utviklet for veisystemer med moderat trafikktetthet, hvor kravet til tids- og kostnadseffektiv driving av tunneler er av største betydning. Drivemetoden har inkludert både bore- og sprengningsteknikk og TBM, mens berginjeksjon utføres systematisk i tunneler i urbane strøk, mens behovsprøvd injeksjon gjøres andre steder. De største tunneleiere i Norge har egne standarder for bygging av tunneler (f.eks. JD 520 “Prosjektering og bygging”, HB021 “Vegtunneler”, HB 025 “Prosesskode 1 Standard beskrivelsestekster for vegkontrakter” mm). Disse standardene kombinert med utvikling av injeksjonsteknologi i Norge gjenspeiler kjernen i tunnelbyggemetoden og omstendighetene ved disse arbeider som trenger å utvikles innenfor denne rammen.

Verdiskapning som et resultat av TIGHT vil komme frem gjennom utvikling av nyskapende løsninger basert på den økte kunnskapen oppnådd i løpet av prosjektet. Prosjektet vil øke bevisstheten i industrien om at en optimal injeksjonsstrategi er viktig for å sikre kostnads- og tidseffektiv tunnelbygging. Denne kunnskapen har potensiale til å redusere mengden injeksjonsmasse og tiden som brukes til injeksjon. Denne oppnådde kunnskapen vil komme alle deltakende partnere til gode i form av optimalisert tunneldriving. Den økte kompetansen vil danne grunnlaget for innovasjon hos hver enkelt industripartner, som vil kunne kombinere dette med sin individuelle styrke for å kunne utvikle innovasjoner. For leverandører av materialer og utstyr vil ekspertisen bidra til utviklinger som forbedrer deres evne til å konkurrere i tunnelmarkedet. For forskningspartnerne vil prosjektet bidra til deres nasjonale rolle som forskningsinstitusjoner innen geovitenskap.

Selv om bergmasseforhold og konstruksjonsteknikker internasjonalt kan være ulikt det som finnes i Norge, er det mange land hvor den norske tunnelbyggemetoden anvendes eller vil kunne anvendes. Den norske tunnelindustrien har til hensikt å eksportere kunnskapen relatert til en kostnadseffektiv tunnelbyggemetode. Forbedringer i tunnelteknologier og -metoder hjelper ved eksport av denne kompetanse. Det vil kunne skje et økt fokus på eksport av tjenester og teknologi i et globalt marked som sees å ha stadig færre grenser og kan utvikle seg til å bli ett globalt marked med store muligheter for en konkurransedyktig, kompetent og nyskapende norsk tunnelindustri.

Funn i TIGHT tyder på at den norske tunnelbransjen bør, eller må, revurdere injeksjons-konseptet som er blitt benyttet så langt i Norge. Høyt trykk kan være bra for resultatet, men ikke ubetinget og til enhver tid. En større differensiering av injeksjonstrykket syntes å være nødvendig, det samme gjelder også bruken av injeksjonsmasse, grov- eller finmalt sement kan ha sine fordeler og ulemper. Alle tunnelprosjekter er unike, derfor må også injeksjons-prosedyrer og -opplegg tilpasses hvert enkelt prosjekt og dets omstendigheter.

Data fra norske tunnelanlegg tyder på at vi ikke helt forstår eller tar inn over oss konse-kvensen av høyt trykk til enhver tid, da jekking er en gjenganger ved mange anlegg. TIGHT vil forhåpentligvis gi oss kunnskap som gjør at vi kan bedre dette.

Alle funn i TIGHT kommer bransjen til gode når vi møtes 19. juni 2018 i Ingeniørenes hus og gjennom den avsluttende 'State-of-the-art'-rapport. Velkommen!

DELTAKERE I PROSJEKTET TIGHT

Denne artikkelen er produsert som en del av forskningsprosjektet “True Improvement in Grouting High pressure Technology for tunneling (TIGHT)”, som finansieres av Norges Forskningsråd (prosjektnr. 236676/O30), i samarbeid med Statens vegvesen, Jernbaneverket, samt industripartnerne BASF, Mapei, Geovita, LNS, ITS, Normet, Bever Control, AMV og Veidekke. Forskningspartnere som er med i TIGHT er NGI, NTNU og SINTEF, mens KIGAM i Korea, Nanyang universitet i Singapore og BeFo i Sverige er assosierte deltakere.

REFERANSELISTE

1. Strømsvik, H (2016). Investigation of parameters for on-site monitoring of pre-grouting in hard rock. Nordisk berginjeksjonskonferanse, Oslo.
2. Aarset, A., Backer, L., Fagermo, J.I., Frogner, E, Grøv, E., Hognestad, H.O., Kveen, A. (2011). Rock Mass Grouting, publikasjonsnr. 20, Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk, Oslo.
3. Grøv, E., Funehag, J., Janzon, T. (2012). Rock mass grouting in Sweden and Norway. A matter of cultural differences or factual causes? Nordisk berginjeksjonskonferanse, Gøteborg..
4. Holmøy, K. H., Strømsvik, H., Rise, T. (2015). State of the art for sementbasert forinjeksjon. ISBN: 978-82-14-05810-9
5. Nilsen, B. (2013). Characteristics of water ingress in Norwegian subsea tunnels. Rock Mechanics and Rock Engineering..
6. Woldmo, O., Grøv, E. (2012). Planning for water inflow control in tunnels and caverns. ACUUS-konferanse, Singapore.
7. Bohloli, B., Morgan, E.K., Grøv, E., Skjølsvold, O., Hognestad, H. O., (2018). Strength and filtration stability of cement grouts at room and true tunnelling temperatures. TUST 71, 2018
8. Moe, E, (2017). Jacking when grouting – an incident of positive or negative impact – wanted or unwanted? Intent notat i TIGHT
9. Tunbridge, L., Strømsvik, H. & Aarset, A, (2017) Results of in situ pressure measurements during pre-excavation grouting in rock tunnels. WTC Bergen 2017
10. Pettersen, S., U., (2016) Injeksjon på Bodøtunnelen, analyse av elektronisk injeksjonsdata. MSc-thesis NTNU
11. Moe, S., M. (2016) Hydraulisk jekking ved Høytrykksinjeksjon av berg. MSc-thesis NTNU
12. Rafi, J. Y. & Stille, H. 2015. Basic mechanism of elastic jacking and impact of fracture aperture change on grout spread, transmissivity and penetrability. Tunnelling and Underground Space Technology, 49

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2017

SEMENTBASERTE BRUK ELLER/OG KJEMIKALIER

Cementitious grouts or/and chemicals

Tomasz Najder, Senior Consultant, Najder Engineering AB Stockholm

SAMMENDRAG
Artikkelen presenterer krevende injisering i følgende 4 TBM og D&B tunnelprosjekter på Island i kompliserte geologiske forhold: Breiðalsheiði og Botnsheiði veiprosjekter i Ísafjörður (1993-1994), Kárahnjúkar vannkraftverk (2004-2008), Héðinsfjarðargöng veiprosjekt (2006-2008) mellom Siglufjörður og Ólafsfjörður og veitunnelen Vaðlaheiðargöng som er under bygging.
Total lengde av alle de 4 tunnelene er ca. 101 kilometer.
På Island sirkulerer grunnvannet hurtig, hovedsakelig langs forkastninger, ganger, og lagdelingsplan, spesielt langs scorialag mellom de enkelte basaltlagene. Forkastningssonene er vanligvis 0,5÷2 meter brede, preget av knust bergart og jord fyller, med kornstørrelser fra blokk til leire.
Ekstreme tilsig av kaldt og varmt vann (+ 2 ºC til + 65 ºC) med lekkasjer på 1 m^3/s på stuff eller 50 l/s i et individuelt borehull med trykk opptil ca. 60 bar har blitt behandlet med injeksjon.
På grunn av ekstreme hydrogeologiske og klimatiske forhold har ulike metoder til for- og etter-injeksjon blitt utviklet og utprøvet, i tillegg til pakkere egnet for høye vanntrykk. Sement-baserte materialer med forskjellige akseleratorer, tilslagsmaterialer og resiner som polyuretan og urea-silikater har blitt brukt for bedring av stabilitet, forsegling sprekker og fylling av hulrom.

SUMMARY
The paper presents grouting in 4 tunnelling TBM and D&B projects on Iceland in complicated geological conditions: Breiðalsheiði and Botnsheiði Road Project in Ísafjörður (1993-1994), Kárahnjúkar Hydroelectrical Project (2004-2008), Héðinsfjarðargöng Road Project (2006-2008) between Siglufjörður and Ólafsfjörður and on-going excavation of Road Tunnel Vaðlaheiðargöng.
Total length of all these tunnels is ca. 101 km.
In Iceland, water circulation with high water velocity occurs mainly along faults, dykes, joints and bedding planes, especially along the scoriaciaceous portions of the individual basalt layers. Fault zones are typically 0.5÷2 m wide, characterized by sheared, crushed rock and soil fills, with grain size distribution ranging from blocks down to clay.
Extremely inflows of cold and hot water (+2 ºC ÷ +65 ºC) like 1 m^3/s at the face or 50 l/s in one individual bore hole under pressure up to ca. 60 bars have been treated by grouting.
Thanks to extreme hydrogeological and climate conditions different methods for pre and post grouting have been developed and evaluated as well as types of packers suitable for high water pressure. Cement based grouts with different accelerators, fill materials and resins like polyurethanes and urea-silicates have been applied for rock stability, sealing of cracks and cavern filling.

INTRODUCTION

The author was as consultant responsible for effective application of grouting – both from technical and economical point of view. Important has been safe usage both for the environment and the grouting staff. It has been necessary to revise the traditional approach for grouting and to choose the most convenient materials to each different case. At the beginning, please note the short, simple and commonly known summary regarding different types of grouting materials for tunnelling based of their "chemistry" as presented in Figure 1.

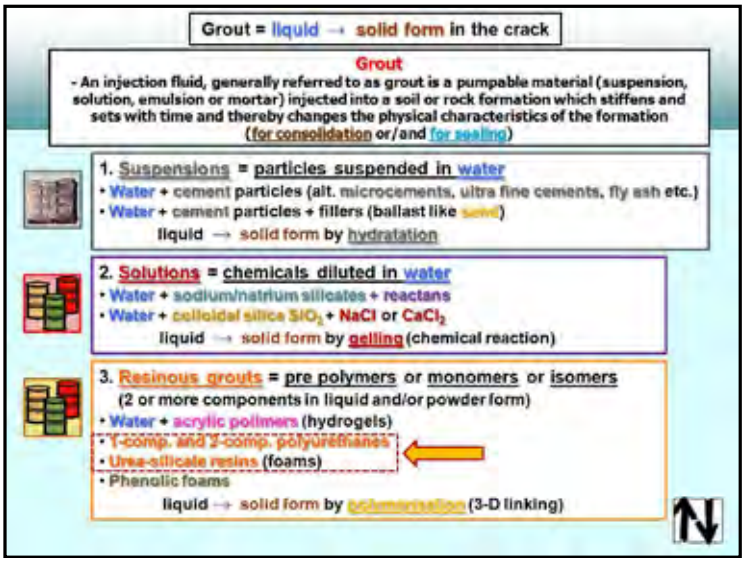


Figure 1: Different types of grouting materials for tunnelling

Commonly cementitious grouts are generally chosen at the start of evaluating the preparing method statement, at least for pre grouting. Other types like chemical solutions or since beginning of 1990-ties, resinous grouts have been an option to design and/or tender documents planned mainly for post grouting. Such approach is according to the author's experiences from Iceland and elsewhere, partially wrong.

For the most essential technical properties of different grouts, please note Figure 2. Usage of methacrylate gels (have nothing to do with acrylamides used in Hallandsås) due to low shear strength, might be problematic like colloidal silica. Methacrylate gels, colloidal silica and sodium/natrium silicates (water glass) shrink under dry conditions and cannot revert to a gel phase, and instead the shrunken specimens will break down if water is added again. Besides, due to phenomenon of syneresis, especially sodium/natrium silicates, have limited durability in tunnels if not finally protected by proofing membranes and concrete linings (as often is the case in Sweden).

The experience of the author is practical use of cementitious and resinous grouts and between the latter, so-called 2-component polyurethane resins, for rock consolidation and sealing, and organo-mineral resins (urea-silicate foams) for re-filling of cavities. For more details and differences between 1-component and 2-component PUR, see Figure 3. This first type here should never be used in rock grouting, but in concrete repairs like in the case of cracked linings and bearing parts of cut&cover tunnels only.

As principal criterions to choose materials for rock grouting, the author examines the following factors:

1. Groutability (conductivity) of the cracked/jointed rock mass.
2. Groundwater velocity and volume of water ingress in the leaking cracks.
3. Rock and groundwater temperature.

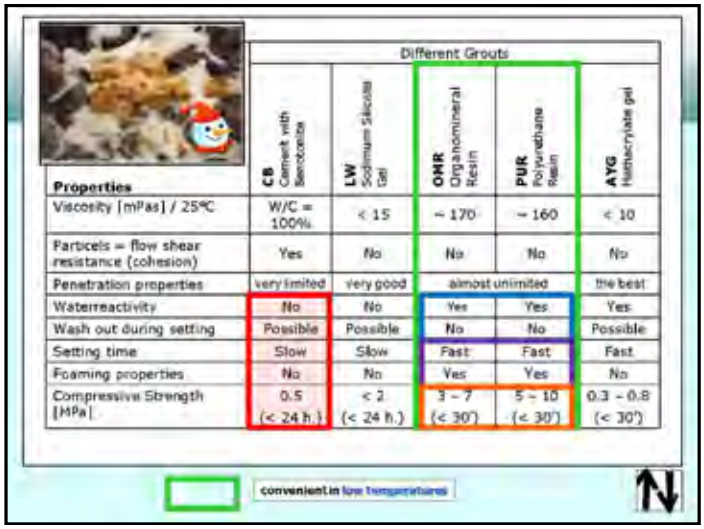


Figure 2: Properties of different types of grouting materials in tunnelling

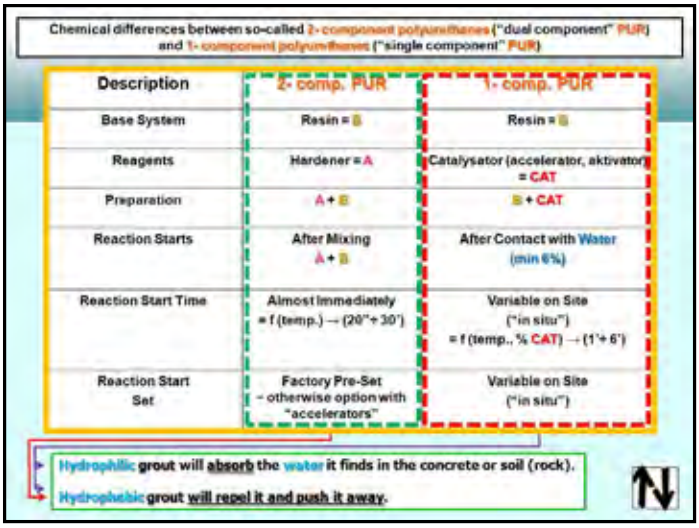


Figure 3: Differences between 1-component and 2-component PUR

GROUTABILITY OF THE CRACKED ROCK MASS

Penetration of different grouts can be related fundamentally to suspensions being Binghamian fluids to proportions of material's particle sizes (or rather bigger conglomerates build “thanks” to coagulation) and to width (aperture) of cracks. In the case of chemicals and resins

(solutions being Newtonian fluids, like water) such comparison should be based on dimension of molecules and polymeric chains, and crack width. Penetration range of cementitious grouts in cracked rock mass and faults filled by soil is strongly limited compared with chemicals and resins – note Figure 4.

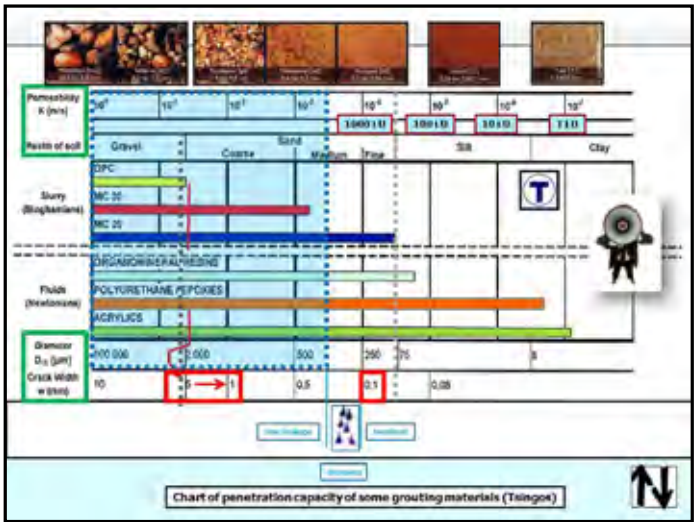


Figure 4: Penetration ability of different grouting materials and water

The fact is that cement based grouts are often not suitable in jointed rocks at reasonable grouting pressure without causing widening of existing joints or rock fracturing. Despite this, the author has in several projects observed even higher permeability and hence higher water infiltration after grouting – note Figure 5.

Figure 5: Non satisfactory grouting result from the use of cementitious grouts

Please note even author's conclusions based on experiences in tunnelling in Scandinavia regarding facts influencing grouting result (Figure 6) and remarks regarding groutability of rock – Figure 7.

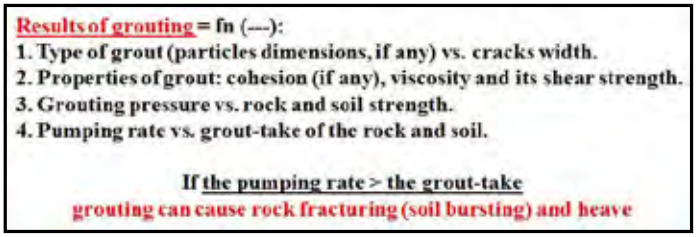


Figure 6: Facts influencing grouting result

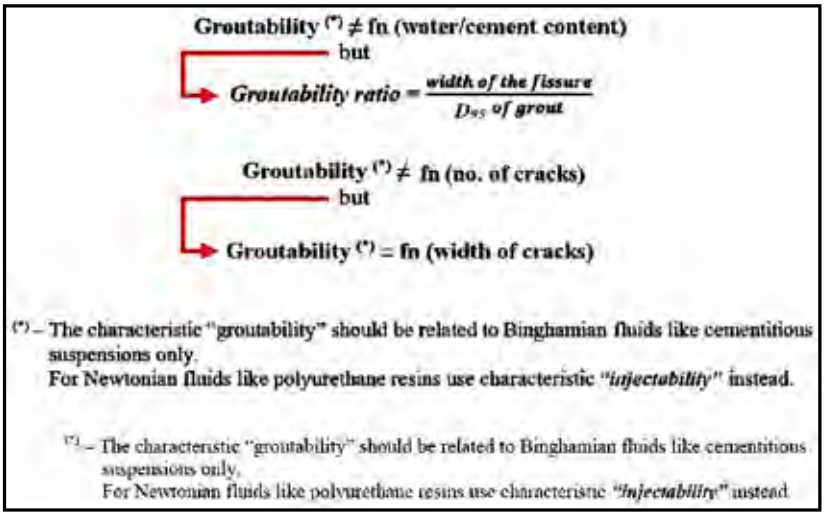


Figure 7: Author's remarks regarding groutability of rock

Often the choice of grouting materials is based on result of the Lugeon-values measured during Water Pressure Tests (WPT). Often, during Lugeon tests the pressure applied is 10 bars or even higher above in-situ groundwater pressure, contributing sometimes to rock fracturing. Both give false estimation of hydraulic conductivity of rock and consequently it is fundamentally wrong to use Binghamian cementitious suspensions, instead of Newtonian chemical solutions or resins. The fact here is that the test is based on water, a Newtonian fluid, with much lower viscosity and without cohesion, different to the OPC. Therefore, water can easily penetrate fine fissures, but not Binghamian cementitious suspensions having different rheology and tendency for flocculation and presso-filtration.
High demand of low final inflow (below 5 to 10 Lugeon) of road tunnels to avoid icicle building and for railway or subway tunnels with electrical units is not possible to achieve with OPC, and even microcements – note Figure 4.
Lugeon tests cannot even answer clearly whether cementitious suspensions should be used, or chemicals and resins instead. Certain water inflow might be caused by few large cracks available for cement, but the same Lugeon value can be caused from plenty of small fissures available for resins only – note Figure 8.

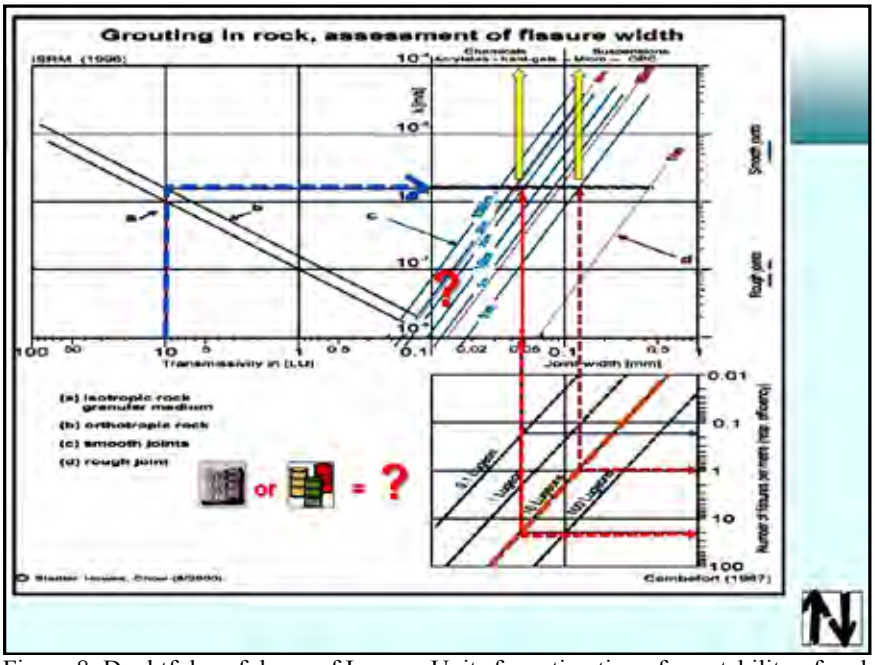


Figure 8: Doubtful usefulness of Lugeon Units for estimation of groutability of rock and its aperture system using different types of injection materials

Before starting injections, the author uses a simple system of rock classification vs. its groutability presented as Figure 9. Rock is namely classified from its availability for different types of grouting materials.

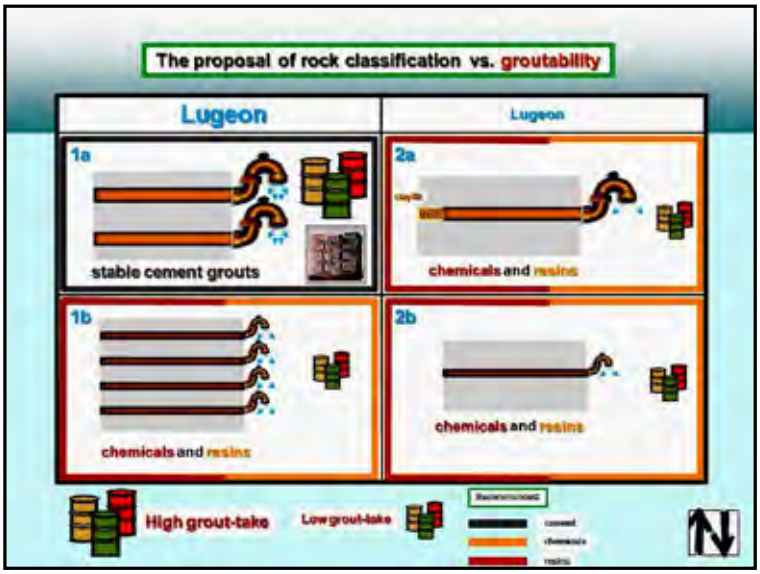


Figure 9: Rock classification from groutability viewpoint

Measured relatively higher Lugeon values (like > 30÷50) commonly correspond with wide joints where cementitious mixes might be considered – note **case 1a**. This, however, should be confirmed by so-called amenability test which is like Lugeon test, but using both water and chosen grout to compare results – note Figure 10. If the Lu value this time for the previously chosen grout differs more than approximately 25% (the Lu value for grout will be smaller of course), the much higher Lu values using water can be explained by large amount but smaller fissures discharging water but not available for cementitious grouts (of course if too high grouting pressure is not planned to avoid rock fracturing or heave) – note **case 1b**.
In the case of low Lu values using water (like < 30÷50), single and sporadic fissures with low width might be expected or larger but filled e.g. with clay. Even from the first beginning, cementitious grouts should be not taken as an alternative – note **cases 2a** and **2b in Figure 9**.

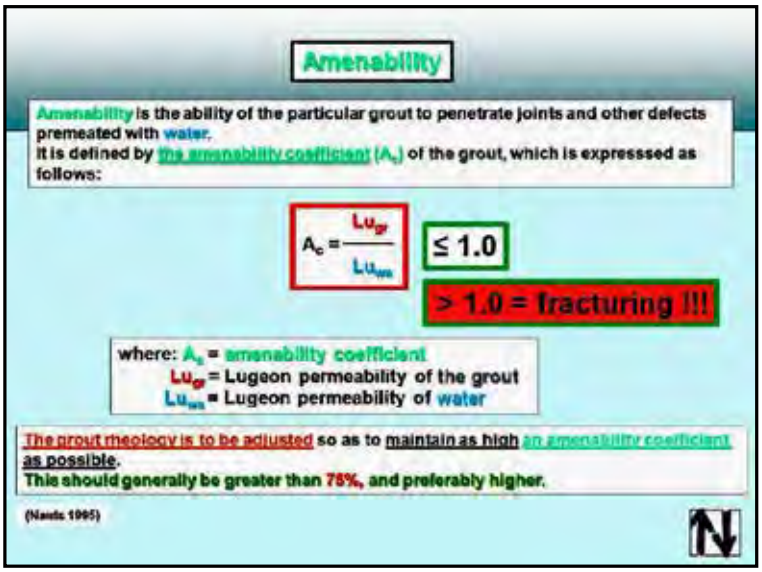


Figure 10: Principles of Amenability Tests

GROUNDWATER VELOCITY AND VOLUME OF WATER INGRESS IN THE LEAKING CRACKS

In tunnel excavations on Iceland, extreme inflows of cold and hot water (+2 ºC to +65 ºC) with up to 1 m^3/s at the face or 50 l/s in one individual bore hole under pressure up to ca. 60 bars, have been treated by grouting – note Figure 11. High water velocity like 3m/s caused wash-out of cementitious grouts immediately; 2-component polyurethane resins (PUR) with very short start of foaming, like 20 seconds, and high foaming factor, like more than 5÷8, had to be applied instead. Resins were used both for sealing and for rock consolidation of totally collapsed faces and for re-filling of cavities using Organo-Mineral resins with foaming factor like 20÷30 – note Figures 12, 13 and 14. In many cases cementitious grouts, even with accelerated curing, were completely useless.
In contrary, 2-component polyurethane resins (PUR) thanks so-called “hockey stick” reaction were the only solution – note Figure 15. For non-foaming cement based suspensions and chemical solutions, so-called critical velocity for wash-out phenomenon is relatively very low, like merely ca 15 mm/s – note Figures 2 and 16.

Figure 11: Ólafsfjörður Tunnel. Water in front of the face: water ingress ca. 50 l/s from the single hole

Figure 12: Ólafsfjörður Tunnel – face collapse

Figure 13: Ólafsfjörður Tunnel – soil fill collapse within the fault none detected during umbrella drilling

Figure 14: Vaðlaheiðargöng Tunnel – collapse of fault breccias (ca 1 500 m^3)

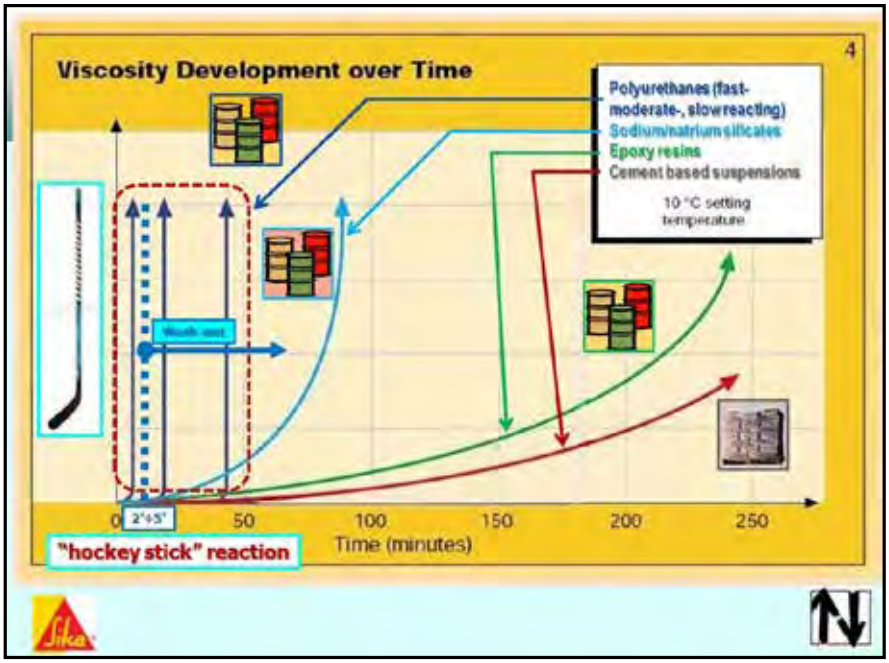


Figure 15: Reaction mode for different grouting materials

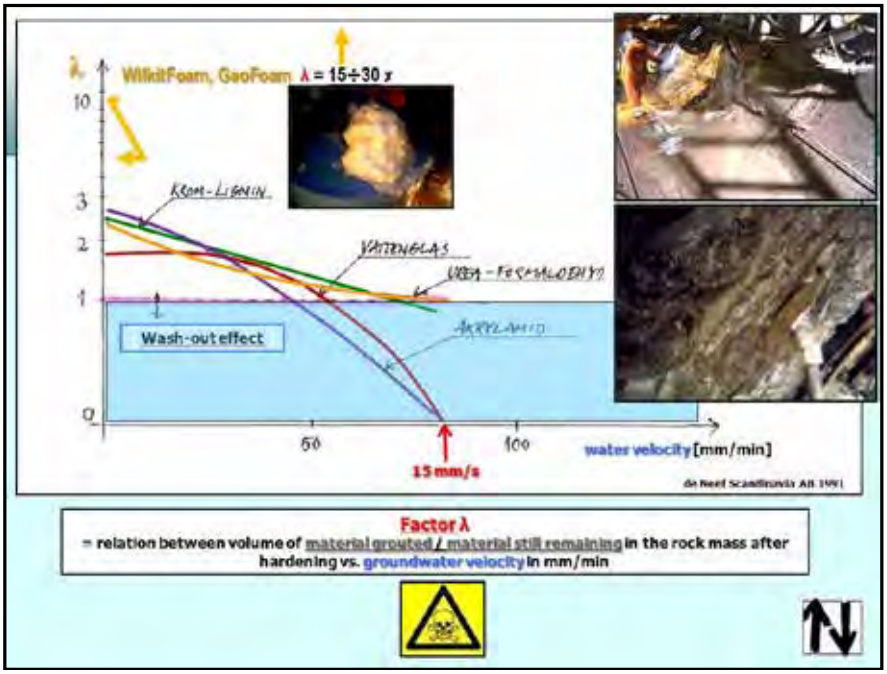


Figure 16: Critical leaking water velocity for different grouting materials

ROCK AND GROUNDWATER TEMPERATURE

The extreme climate conditions during winter time in Scandinavia are well known. Middle temperatures in Kárahnjúkar Tunnel System are presented as Figure 17. That is obvious that even without high groundwater velocity and almost dry conditions, cement hydratation below + 5 ºC is practically absent, and consequently the next blasting considerably delayed. Polyurethane resins can effectively be used (with some formulations) down to - 20 ºC. That is, however, recommended to heat both components to ca + 15 ºC to decrease their viscosity. The only limitation for grouting in winter conditions is that the joints should be free from ice.

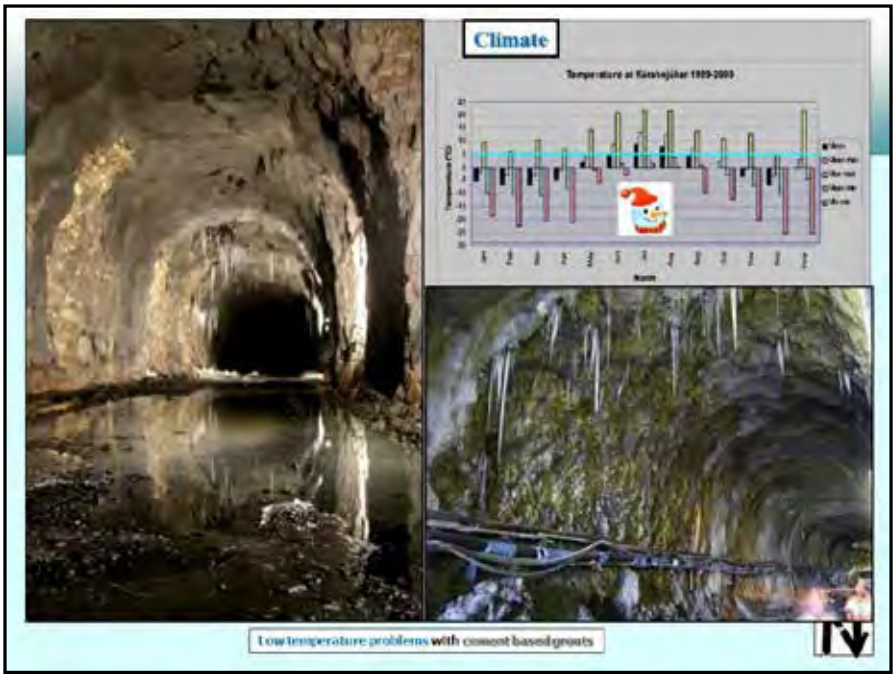


Figure 17: Middle temperatures in Kárahnjúkar Tunnel System. Grouting with OPC cannot work in such conditions

CONCLUSIONS

The author's clear recommendations when to use 2-component polyurethane resins (PUR) and Organo-Mineral resins (urea-silicate foams) are summarized in Figure 18. The author has used about 1 500 tons of these materials in ca 130 km of tunnels since the year 1984 with good results, and without any environmental incidents (including grouting in Hallandsås Tunnels in 2010 using 2-component polyurethane resins and for repairs of cracked lining elements there using 1-component polyurethane resins).

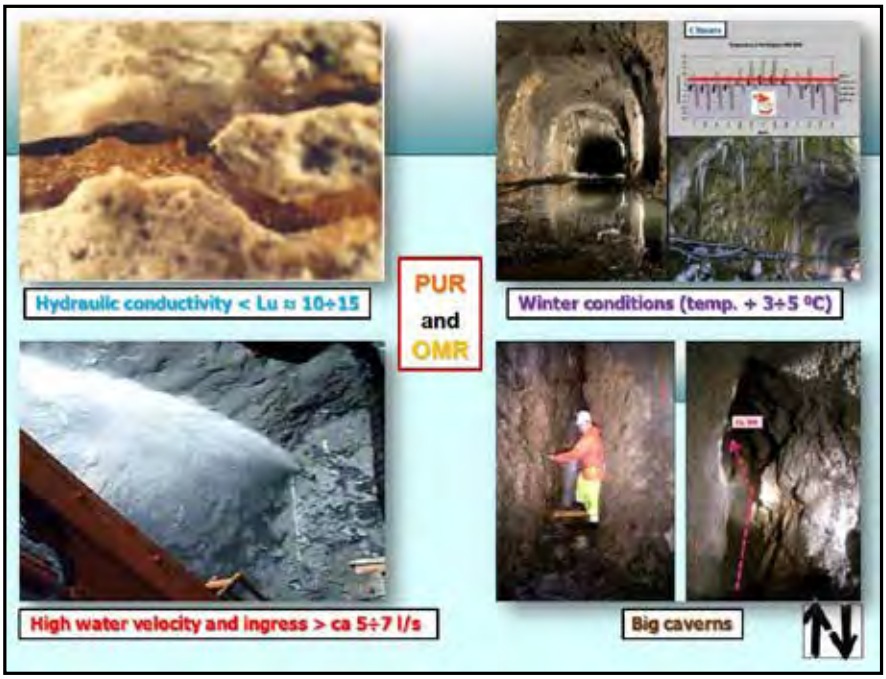


Figure 18: Recommended cases to use polyurethane resins and urea-silicate foams instead of cementitious grouts

REFERENCES

Cornely, W. "Polyurethane Grouts for Waterstop in Tunnels and Tunnelling". Int. Congress on Tunnels and Water, Madrid: 413-418. (1988).

Cyroň, D., Kučera P. "Iceland - Sealing water in Siglufjörður and Ólafsfjörður road tunnel excavation". Company Bulletin – Metrostav a.s., Minova Bohemia s.r.o. (2009).

Kaplan, Ph. Personal communications (Minova CarboTech - 2006)

Landry, E., Lees, D., and Naudts, A. "New Developments in Rock and Soil Grouting: Design and Evaluation". Geotechnical News. September 2000: 38-44.

Najder, T. "Polyuretanresiner (harts) i berginjektering och tunnelreparationer". Kursdagene 2010 - Berginjeksjon i praksis, Trondheim. Available on www.najder.se

Najder, T. "Injekteringsprinciper vid användning av traditionella cementbaserade bruk och hydroaktiva polyuretan harts" (2012). Available on www.najder.se

Najder, T. "Rock grouting using PUR in extreme geological and weather conditions on Iceland and Turkey". 4th International Conference on Grouting and Deep Mixing, New Orleans. 2012.

Najder, T. "Rock grouting using PUR in extreme geological conditions on Iceland – Road Tunnel Vaðlaheiðargöng". 21st International Colloquium in Ostrava, 2017.

Najder, T. "Pressure losses during grouting with polyurethane resins and urea-silicate foams" (2016). Available on www.najder.se

Najder, T. "Comments regarding grouting procedures for tunnels and dams" (in 4 parts – 2016). Available on www.najder.se

Najder, T. “Rock grouting for tunnels in difficult hydrogeological conditions". Bergmekanikdag in Stockholm, 2016. Available on www.najder.se

Najder, T. “Tunneling in extreme hydrogeological conditions – restoring of collapsed fault at Vadlaheidargöng Tunnel on Iceland”. 22nd International Colloquium in Ostrava, 2017. Not published.

Simon, P. Personal communications (Minova CarboTech - 2006).

Stehlik, E., Hardarson, B. (2009). “An Icelandic struggle.” Tunnels & Tunnelling International (2009).

Velez, D. Personal communications (Minova CarboTech - 2008).

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/ GEOTEKNIKK 2017

MÆLEFJELLTUNNELEN – HØYE VANNLEKKASJER, HØYT VANNTRYKK OG UTFORDRENDE INJEKSJON

The Mælefjell tunnel – high water ingress, high water pressure and challenging pregrouting

PhD Kristin H. Holmøy, SINTEF Byggforsk, Siv ing. Morten Thorbjørnsen, Statens vegvesen Region sør

SAMMENDRAG

I forbindelse med drivingen av Mælefjelltunnelen, mellom Gvammen og Århus, har det vært store utfordringer med mye vannlekkasjer og høyt vanntrykk. Injeksjonen har vært utfordrende på grunn av varierende strukturgeologiske forhold. I noen forkastningssoner har det vært åpne sprekker og hulrom som har ført til store injeksjonsmengder. Mens i andre områder har det vært utfordringer med svært tynne sprekker/kanaler med leire og høyt vanntrykk som har gitt problemer med å oppnå inntrengning og tetting.

Det ble i desember 2016 laget en prognose for vannlekkasjer og fremdrift for den gjenstående tunnelstrekningen. Prognosen er presentert og sammenlignet med faktiske forhold påtruffet.

I foreliggende artikkel er erfaringer med utført injeksjon oppsummert. Det har vært fokus på spesielt to svakhetssoner; breksjesonen (pel nr. 14914 – 14880) og gropasonen (pel nr. 13452 – 13235). I foreliggende rapport er de strukturgeologiske forholdene i sonene samt utfordringer med injeksjonsopplegget beskrevet.

SUMMARY

During excavation of the Mælefjell road tunnel, located between Gvammen and Århus, high water ingress with high-pressure has been encountered. In the Mælefjell tunnel it is found a connection between geological conditions, water ingress and challenging pregrouting. Two different geological situations have given challenges; open joints and cavities, and thin joints/channels with clayey filling. In addition, in some weakness zones these two situations have alternated over short distances.

In December 2016, a prognosis of how much water ingress was expected for the remaining distance of 1250 m per 2nd November 2016. The prognosis is presented and evaluated to see how the prognosis fits with the water ingress encountered in the last part of the Mælefjell tunnel.

A summary of grouting technique used and geological conditions in the most challenging weakness zones will be given. Two weakness zones are described in detail; the breccia zone and the Gropa zone.

INNLEDNING

I forbindelse med drivingen av Mælefjelltunnelen har det vært store utfordringer med mye vannlekkasjer og høyt vanntrykk. Injeksjonen har vært utfordrende, og flere metoder og injeksjonsmidler har vært prøvd.

Prosjekt E134 Gvammen-Århus består av en tunnel og tilførselsveger mellom Gvammen i Hjartdal kommune og Århus i Seljord kommune i Telemark. Tunnelen under Mælefjell er 9.4 km lang. Figur 1 viser oversiktskart over prosjektområdet.

Figur 1 Oversiktskart som viser lokalitet av Mælefjelltunnelen

Den nye tunnelen vil korte inn strekningen med 10 km og redusere kjøretida med ca. 18 minutt for tyngre kjøretøy.

INJEKSJONSOMFANG

Tunneldrivingen har foregått fra begge sider, Århus og Gvammen, med gjennomslagssalve ved profil nr. 12069,5 – 12065,6 den 3. mai 2017. Etter gjennomslag ble erfaringer med injeksjon utført ved Mælefjelltunnelen oppsummert i en SINTEF-rapport (SINTEF, 2016b)

Størst utfordringer med vann og omfattende injeksjon har det vært på Århus-stuffen. På Gvammen-stuffen er det utført 28 skjermer og totalt 352 m har blitt injisert, det vil si 6% av tunnelstrekningen på Gvammen-sida. På Århus-stuffen derimot er det utført totalt 147 skjermer og 1231 m har blitt injisert, det vil si 37% av tunnelstrekningen på Århus-sida. Totalt har 17% av tunnellengden blitt injisert.

Totalt for hele tunnelen er det medgått 2 937,6 tonn industrisement, 1 520,5 tonn mikrofin sement og 224 tonn ultrafin sement. I Tabell 1 er medgåtte mengder for injeksjonssementer for Århus og Gvammen-stuffen gitt. I konkurransegrunnlaget lå det inne kun 200 tonn industrisement og 5 tonn av henholdsvis mikro- og ultrafin sement. Det har blitt brukt størst mengder injeksjonssement på Århus-stuffen.

Tabell 1 Medgåtte mengder injeksjonssementer ved Mælefjelltunnelen (i tonn)

Stuff	Industrisement	Mikrofin sement	Ultrafin sement	Totalt
Gvammen	162 tonn	157 tonn	60,5 tonn	379,4 tonn
Århus	2 775,6 tonn	1 363,5 tonn	163,5 tonn	4 302,7 tonn
Totalt	2 937,6 tonn	1 520,5 tonn	224 tonn	4 682,1 tonn

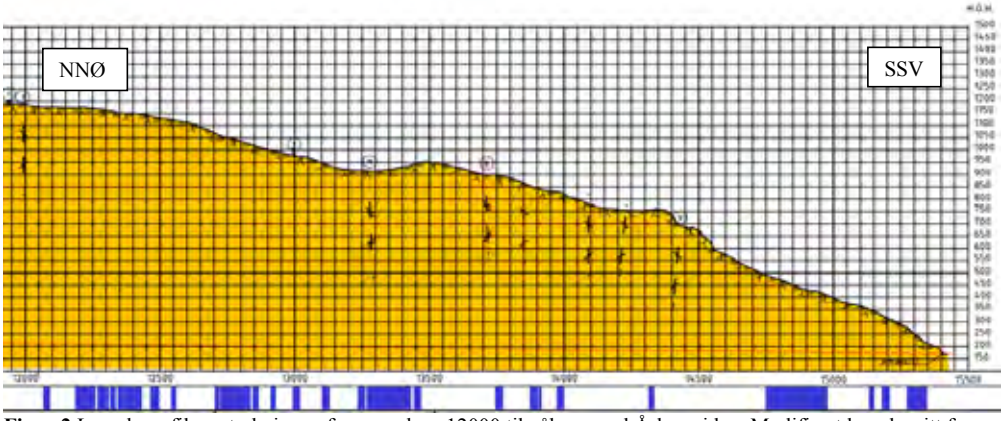
GEOLOGI

Bergmassen i Mælefjell består hovedsakelig av kvartsitt, gjennomsatt av sporadiske større eller mindre intrusjoner av metagabbro og diabas. Det er to dominerende sprekkesett i tunnelen i tillegg til sporadiske sprekker:

- Sprekkesett 1 er den opprinnelige benkningen i kvartsitten, og den har strøk N40°-50°Ø med fall 35°- 45° grader mot SØ
- Sprekkesett 2 har sørøstlig strøk N120°-140°Ø med steilt fall mot SV

Sprekkeflatene har ofte leirbelegg eller mineralfylling (kloritt, glimmer, kvarts). I nærheten av de tektoniske bruddsonene ble det under tunneldrivingen registrert opp til 3-4 sprekkesett. Bergmassen i tunnelen varierer fra meget massiv til middels til sterkt oppsprukket, og kvartsittens fysiske egenskaper (høy stivhet og sprøhet) gjør at sprekker er utholdende og kan fortsette helt til terrengoverflaten. Dette fører til at det på strekninger i tunnelen har vært store vannlekkasjer og høyt vanntrykk. Bergmassekvaliteten har i store deler av tunnelen vært bra til svært bra med Q-verdier typisk mellom 10 og 100.

Under driving av Mælefjelltunnelen fra Århus-stuffen ble det påtruffet flere vannførende soner med varierende mektighet, innlekkasjemengder og vanntrykk. Figur 2 viser lengde-profilet for strekningen mellom pel nr. 12000 til 15404 fra Århus-siden med antatte svakhets-soner, der strekninger med høy innlekkasje er merket med blå farge. Lengdesnittet er hentet fra SWECO's ingeniørgeologiske rapport (SWECO, 2014). Som det fremgår er det påtruffet vannlekkasjer i partier av tunnelen med varierende overdekning og de to svakhetssonene som er beskrevet i denne rapporten har høyst ulik overdekning.

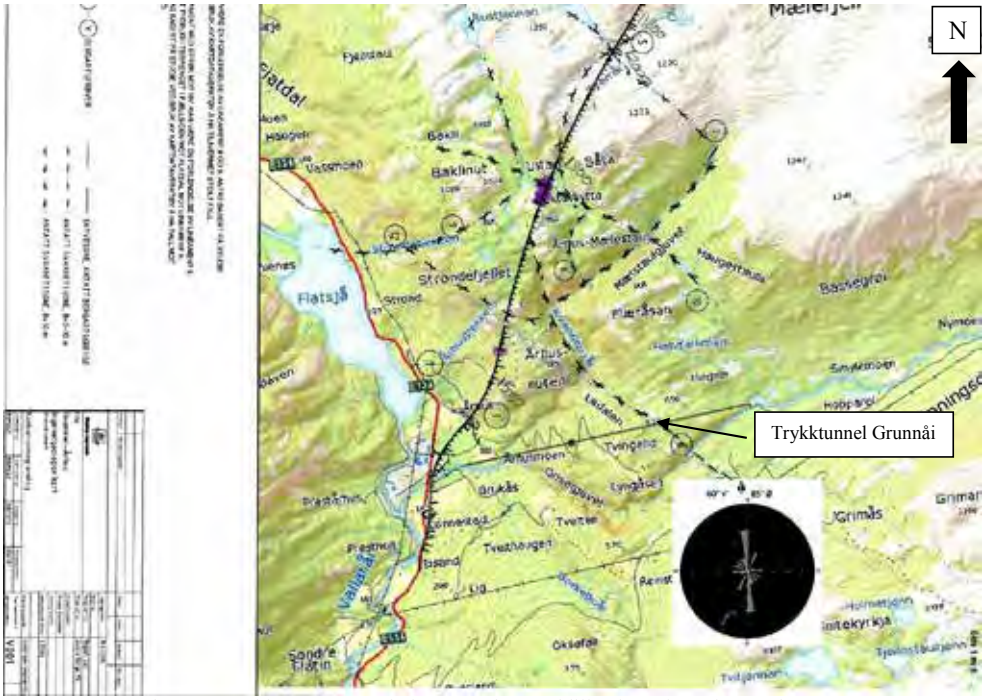


Figur 2 Lengdeprofil av strekningen fra ca. pel nr. 12000 til påhugg ved Århus-siden. Modifisert lengdesnitt fra SWECO (2014)

I foreliggende artikkel beskrives driving og injeksjon i de to mest utfordrende sonene med høyt vanntrykk:

1. Svakhetssone pel nr. 14914-14880
2. Sone pel nr. 13452-13235

I Figur 3 vises plassering av de to sonene på plankart (SWECO, 2014). På samme kart vises også beliggenheten av trykktunnelen ved Grunnåi kraftverk der det i 2004/2005 ble erfart store utfordringer med vannlekkasjer og svakhetssoner. Disse vannlekkasjene ble påtruffet der svakhetssone 8 (kalt Kvennhusåi) krysser trykktunnelen (ved pilspissen i Figur 3).



Figur 3 Kart med antatte svakhetssoner, strekninger merket med lilla viser plassering av det to sonene som er studert i denne rapporten. Kart og sprekkerose er fra SWECO (2014)

Svakhetssone pel nr. 14914-14880 (breksjesonen)

Innenfor dette nært 35m lange partiet av tunnelen ble det påtruffet en svakhetssone som bestod av en tett oppsprukket og porøs kvartsittbreksje der porene var fylt med kvartskrystaller og leirmineraler se bilde til venstre i Figur 4. Svakhetssonen har retning N120-140Ø med steilt fall mot sørvest. Sprekker i denne retningen viste seg å være spesielt vannførende. Bergmassen var gjennomsatt av tilfeldige åpne sprekker fylt med sterkt oppknust og desintegrert brunfarget knusningsmateriale, som vist til høyre i Fig. 4. Bergmassen i sonen er sannsynligvis resultat av hydrotermal omdanning i forbindelse med forkastningsaktivitet og vulkanske inntrengninger i området. Antatt Q-verdi for denne sonen er 0,50 med følgende registrerte parametere: RQD=45, Jn=15, Jr=2, Ja=8, Jw=0,66 og SRF=1. Sonen krysser tunnelen omtrent vinkelrett på traseen, og har en utstrekning (Q-verdi lik 0,5) på ca. 13 meter. Overdekning over svakhetssonen er omtrent 250m. Denne svakhetssonen var ikke eksplisitt beskrevet i ingeniørgeologisk rapport (SWECO, 2014).

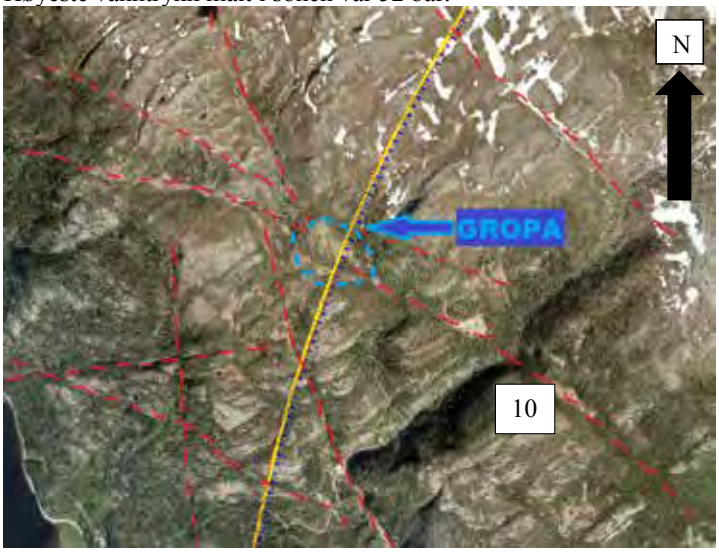
En sone som ble påtruffet ved driving av Grunnåi kraftverk ga også store mengder vann, og ut fra flyfoto og erfaringer og observasjoner både i dagen og i Mælefjelltunnelen ser det ut som de fleste svakhetssoner i området har samme retning med vestnordvestlig strøk og steilt fall.

Figur 4 Eksempel på porøs bergmasse og knusningsmateriale fra breksjesonen

Svakhetssone pel nr. 13452-13235 (gropasonen)

Over denne strekningen ble tunnelen drevet gjennom parti bestående av flere store og mindre tektoniske bruddsoner som krysser hverandre og topografiske har dette området dermed fasong som en grop i terrenget. Hovedbruddsonen er påvist ved strukturgeologiske kartlegging og er merket som lineament nr. 10 i den ingeniørgeologiske rapporten (SWECO, 2014). Hovedbruddsonen ser ut til å være en kraftig sidelengsforkastning (wrench fault) som strekker seg fra Lifjell i sørøst til Flatdal i nordvest. Den har fall på 80-85 grader mot sørvest, og påvirket bergmassen i en strekning på ca. 200m i tunnelen. Sonen er komplisert med sekundære forkastninger og mindre tektoniske brudd, se Figur 5.

Bergoverdekningen over sonen er rundt 700-750m. Den første innlekkasjen ble truffet ved sonderboring fra pel nr. 13462 den 4.mars 2016, der det var målt vanntrykk på 48 bar. Høyeste vanntrykk målt i sonen var 52 bar.

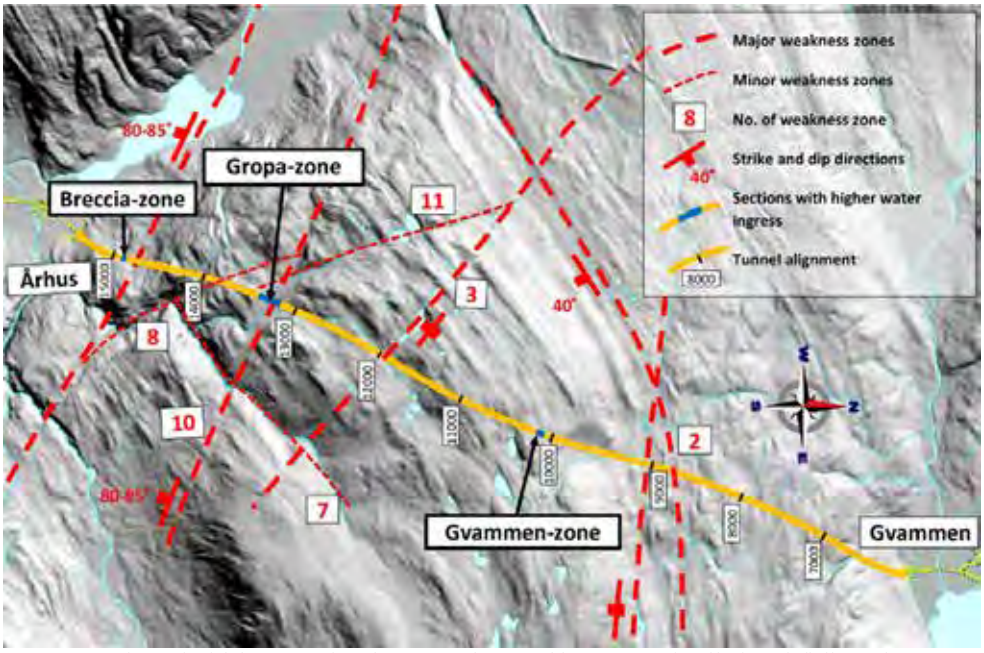


Figur 5 Strukturgeologisk tegning fra SVV

Sonen danner en forsenkning, og er veldig godt synlig i terrenget. Vannførende sprekkesett er orientert stort sett parallelt med hovedforkastningen, og består av steiltstående sprekker med varierende tetthet og permeabilitet.

Bergmassen i sonen varierer fra nesten uomdannet kvartsitt med sjeldne sporadiske sprekker til sterkt oppknust leirinfisert bergmasse. Det finnes også flere gabbrointrusjoner i området, som skapte problemer for injeksjonsarbeidene. De leirfylte sprekkene begrenset vannlekkasjene til tynne kanaler. Kombinert med høyt vanntrykk gjorde det injeksjonsarbeidene svært utfordrende

Et nytt ingeniørgeologisk kart med informasjon fra tunneldrivingen viser de mest markerte svakhetssonene, se Figur 6.



Figur 6 Ingeniørgeologisk kart som viser de mest markerte svakhetssonene påtruffet i Mælefjelltunnelen. (Holmøy og Lindvåg, 2017).

GJENNOMFØRING AV INJEKSJONEN

Sonderboring

I prosess 31.6 i kapittel D i kontrakt står det at "Dersom flere hull i en sonderboringsskjerm gir innlekkasje og totallekkasje fra alle hull i skjermen er mer enn 6 l/min, skal byggherren varsles og injeksjon foretas. Dersom kun et hull gir lekkasje er grensen for varsling 4 l/min. Byggherre avgjør om det skal injiseres."

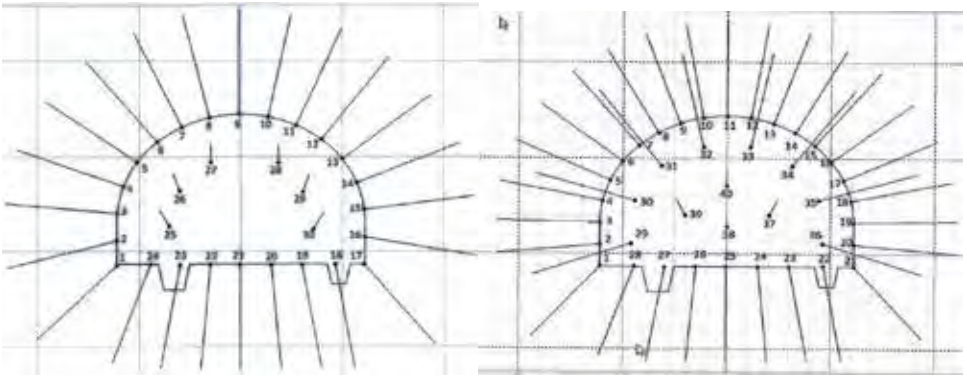
I kontrakt står det at byggherren skal varsles om flere hull i en sonderboringsskjerm gir innlekkasje og totallekkasje fra alle hull i skjermen er mer enn 6 l/min. Dersom kun et hull gir lekkasje er grensen for varsling 4 l/min. I praksis ble det som oftest boret 4 sonderhull. Erfaring har vist at påtruffet innlekkasje på 4 sonderhull ofte enten er tørt/ubetydelig sig eller

det er godt over 6 l/min totalt slik at antallet sonderhull har minimal innflytelse på resultatet av innlekkasjekravet. Vannlekkasjene ble målt enten via en slange i en bøtte eller gjennom en montert stav. Vanntrykket måles som oftest også gjennom en montert stav og påkoblet manometer. Ved store vannmengder har det vist seg å ikke være mulig å måle med manometer, da har man måttet lese av mottrykket på injeksjonsriggen ved oppstart injeksjon.

Injeksjonsskjermer
Hull-lengde på injeksjonsskjermene har variert fra 18m til 30m og ble tilpasset etter forholdene.

Ved innlekkasjemengder på noen hundre l/min ble det boret skjermer på 24 meters lengde. Dersom innlekkasjemengdene var over 500 til flere tusen l/min, ble det stort sett boret skjermer med kortere hull-lengder (18m). Stikning på skjermene var 5-6m, 6m ved store innlekkasjer og høyt trykk.

Det har stort sett vært benyttet to borplaner for injeksjonsskjermer:
Sonder 1 (30 hull) ble mest benyttet; typisk ved vannlekkasjer mellom 10 og 500 l/min.
Sonder 2 (40 hull) ble brukt der det var vanskelig å få inn injeksjonsmasse pga. tynne sprekker og høyt trykk. Begge skjermtypene har borhull i stuffen, se Figur 7.



Figur 7 Injeksjonsskjermer; Sonder 1 til venstre og sonder 2 til høyre

Ved store innlekkasjer (eksempelvis mellom 500 og 1000 l/min) under høyt trykk ble det boret færre hull i første injeksjonsomgang (kuttet ut borhull i stuffen også) for å redusere innlekkasjene og lette arbeidet ved neste injeksjonsomgang. Borplan Sonder 2 ble ofte benyttet på siste omgang, med tanke på å tette de siste små sprekkene. Ved bruk av ultrafin sement ble også Sonder 2 benyttet.

Akselerert herding
Ved å tilsette akselerator kan man styre og fremskynde herding i sementblandinga. Type akselerator som er brukt er Master Roc SA168. Mengde som kan tilsettes er mellom 0,5 og 11%. I Mælefjelltunnelen har mengden vanligvis variert mellom 2 og 5%. Akseleratoren blir tilsatt gjennom et akseleratormunnstykke som er montert fremme på injeksjonsstaven. Akseleratorpumpa er en slave av injeksjonspumpa, men kan også styres manuelt ved behov.

Styrt herding ble hovedsakelig benyttet i svakhetssonen ved pel nr. 14914-14880. På grunn av kort avstand til sonen (3-5m) kom injeksjonsmassen raskt inn i sonen og det var mulig å bruke maksimal innblanding av akselerator. Siden styrt herding med akselerator ikke er blitt brukt

mye var det variasjoner i kunnskapsnivå mellom stufflagene. Men det opplyses om at BASF sto for opplæring av mannskap i starten av injeksjonsarbeidet på Århus-stuffen. Flere har også vært på injeksjonskurs i regi av NFF.

Under injeksjon med hull-lengder på 15 til 24m har akselerator gitt dårlig resultat på grunn av groing/tidlig herding i hull. Bruk av styrt herding førte ofte til at flere nabohull ble støpt igjen og ødelagt dersom det var forbindelse mellom hullene. Styrt herding er også blitt brukt ved etterinjeksjon for å tette lekkasjer i boltehull og ved større utganger i stuff.

Stoppkriterier
Sluttrykk er benyttet som eneste stoppkriterium ved store innlekkasjemengder og høyt vanntrykk. Det synes som både byggherre og entreprenør har en felles oppfatning om at akseptabelt mottrykk/ståtrykk må oppnås for å få skjermene til å virke/bli tette. Bestilt trykk ved avslutning injeksjon har variert, oftest har det vært 70 til 80 bar. Da vanntrykket økte opp mot 75 til 80 bar ble det bestilt sluttrykk opp mot 110 bar. Effektivt injeksjonstrykk ble da 20-25 bar.

Ved innlekkasjer på flere tusen liter pr minutt ble det boret 8-9 hull rundt profilet for å unngå å få for mye vann mot stuffen og for å redusere mesteparten av innlekkasjemengden. Ved å bore for mange injeksjonshull i områder med høyt vanntrykk kan det komme alvorlig mye vann fra stuffen, siden pakkere står kun 3-4 m inne.

Erfaring har vist at det var behov for å bruke flere skjermer ved store vannmengder og høyt trykk på vannet, der den første skjermen med få hull kun reduserer innlekkasjen. Borplan Sonder 2 kan benyttes på slutten, for å tette de tynneste sprekkene.

Utstyr
Det ble benyttet 2 injeksjonsrigger fra Atlas Copco, med 3 og 4 linjer.
Injeksjonspumpene 110-B22, maksimum trykk på disse er 110 bar.
Pumpekapasitet på 1 pumpe er 120 l/min, men blandekapasitet begrenser det til 25 l/min på riggen med 4 linjer og til 35 l/min på den med 3 linjer.
Injeksjonsstavene er levert av Codan, 3 og 4 meters lengde, med godkjente kraner og koblinger. Det er blitt brukt mest 3 meters lange staver, men mot slutten av prosjektet ble 4 meters staver blitt brukt mer og mer.
Injeksjonspakkere Codan, Ø64mm for injeksjonshull og Ø48mm for salvehull.
Injeksjonsslangene – 2 lags hydrauliske slanger med maksimum trykk 400 bar.

Ombygging av utstyr på grunn av høyt vanntrykk
Da det har vært store mengder vann og høyt vanntrykk over tid, ble det nødvendig å gjøre tiltak for å øke sikkerheten for arbeiderne og forbedre gjennomføringen av injeksjonen. Det høye vanntrykket medførte problemer med injeksjonsutstyret som for eksempel injeksjonspakkere og staver. Det var problemer med å få ført injeksjonsstavene inn i injeksjonshullet og det var flere tilfeller hvor stavene bøyde seg. Pakkerne tålte heller ikke det høye vanntrykket; gummien på pakkeren var for dårlig festa på innerrøret og ble pressa over skive bak på pakkeren og inn på staven av vanntrykket.

Det ble derfor i samarbeid med leverandører gjort forbedringer både på injeksjonsstaver og pakkere:

- forsterka staver med tykkere stål som tåler mer
- påsveisa styrepinner for å lede pakker og stav inn i injeksjonshull (se Figur 8)

- bedre festing i fremkant av gummien på pakkere for å låse den fast til innerrøret
- forsterka låsing (låsebrikke) av pakker (se Figur 8)

Figur 8 Forsterka låsing av gummi på pakker til venstre og påsveisa styrepinner til høyre.

Det var også utfordrende å få komme til å stramme til pakkeren med muttertrekker eller fastnøkkel. Det ble derfor laget en overgang som ble montert på boreriggen. Dermed ble det mulig å stramme til injeksjonsstavene forsiktig med rotasjonen på boremaskina. Dette økte sikkerheten for arbeiderne i stor grad.

SAMMENSTILLING AV VANNLEKKASJER I DE TO SONENE SOM ER STUDERT

Det er ikke registrert systematisk hvor mye vannlekkasje som er påtruffet i de forskjellige injeksjonsskjermene. Heller ikke for sonderboring er det registrert eksakte mengder innlekkasje på alle stuffene. Dette kommer delvis av at det er praktisk vanskelig og enkelte ganger umulig å utføre målinger av mengder som overskrider et par 100 l/min.

Det ble derfor valgt å dele innlekkasjer på injeksjonsskjermene inn i 3 kategorier: 100-400 l/min, 400-1000 l/min og >1000 l/min. I tillegg er det lagt til informasjon om hvor høyt vanntrykk som ble registrert samt korte kommentarer om geologi, se Tabell 2 og 3. Dette gir følgende oversikt for de to sonene:

Tabell 2: Oversikt over vannlekkasjer for sone mellom pel nr. 14914 og 14880 (breksjesonen)

Sone 14914-14880				
Pel nr.	l/min	Vanntrykk (bar)	Kategori	Kommentar
14914	flere tusen l/min	8	>1000	Svakhetssone (Q-verdi 0,5-3,3)
14902	flere tusen l/min	8	>1000	Svakhetssone (Q-verdi 0,5-3,3)
14892	800-1000 l/min		400-1000	Svakhetssone (Q-verdi 0,5-3,3)

Tabell 3 Oversikt over vannlekkasjer for sone mellom pel nr. 13452 og 13235 (Gropa-sonen)

Sone 13452-13235				
Pel nr.	l/min	Vanntrykk (bar)	Kategori	Kommentar
13462	flere tusen l/min	48	>1000	
13425	150-200 l/min	ikke trykk	100-400	
13408	200-400 l/min	52	100-400	tynne sprekker
13403	200-400 l/min	36-40	100-400	tynne sprekker
13385	flere tusen l/min	45	>1000	store åpne sprekker
13380	flere tusen l/min	45	>1000	store åpne sprekker
13348	100-200 l/min	ikke målt	100-400	tynne sprekker
13327	flere tusen l/min	50	>1000	åpne sprekker
13314	>1000 l/min	45	>1000	trange innganger i øvre del av skjermen
13308	200-400 l/min	høyt, ikke målt	100-400	trange sprekker
13302	flere hundre l/min	høyt, ikke målt	400-1000	
13296	flere tusen l/min	høyt, ikke målt	>1000	
13292	over tusen l/min	høyt, ikke målt	>1000	
13288	over tusen l/min	høyt, ikke målt	>1000	
13277	flere hundre l/min	høyt, ikke målt	100-400	svakhetssone

For sone 13452-13235 er det registrert Q-verdi mellom 6 og 17 som tilsvarer middels til godt berg. I tillegg er det noen gabbroganger. I artikkelen som ble presentert på World Tunnel Conference i Bergen er sammenhengen mellom geologi og vannlekkasjer studert mer i detalj (Holmøy og Lindvåg, 2017).

GJENNOMFØRING AV INJEKSJON I SVAKHETSSONE PEL NR. 14914-14880

Under driving av Mælefjelltunnelen fra Århus-stuffen ble det påtruffet en vannførende svakhetssone med svært stor innlekkasje i slutten av mai 2015. Figur 9 viser eksempel på innlekkasje påtruffet ved pel nr. 14914. Sonen måtte injiseres med 11 skjermer, hvorav 7 av disse skjermene ble utført på pel nr. 14898 alene. Totalt ble det brukt i overkant av en måned å passere svakhetssonen (pel nr. 14914-14880). Innlekkasjemengden på de første skjermene var opptil 1000 l/min pr hull, med vanntrykk målt til 8-10 bar (tilsvarende 80-100 meter vanntrykk). Det ble brukt over 915 tonn injeksjonsmasse (ca. 685 tonn industrisement og ca. 230 tonn mikrosement) fordelt på 11 skjermer. Det ble ikke brukt ultrafin sement eller kjemisk injeksjon i sonen.

Figur 9 Eksempel på innlekkasje påtruffet ved pel nr. 14914

Bergmassen i svakhetssonen mellom pel nr. 14914 og 14880 er kjennetegnet av store åpne sprekker/hulrom som krever store injeksjonsmengder for å tette bergmassen. Det mest ekstreme eksempelet er en injeksjonsomgang der det ble injisert 240 tonn på en skjerm (pel nr. 14898) og medgått tid var 135 timer.

GJENNOMFØRING AV INJEKSJON I SVAKHETSSONE PEL NR. 13452-13235

For å komme gjennom sonen ble det utført totalt 39 injeksjonsskjermer fra 19 stuffer fra 5.mars 2016 til 16.juni 2016. Totalt ble det brukt 443 tonn industrisement, 170 tonn mikrosement og 44,8 tonn ultrafin sement i denne sonen. I tillegg ble totalt ca. 3000 l kolloidal silika brukt på to skjermer.

I forbindelse med driving gjennom svakhetssone pel 13452-13235 (også kalt gropa) er det to typer bergmasse med forskjellig karakteristika og utfordringer:

- Åpne sprekker, innlekkasje over 1000 l/min pr. skjerm, leirfylling, høyt vanntrykk – høyt forbruk pr skjerm opptil 40-100 tonn sement.
- Tynne leirfylte sprekker, høyt trykk, innlekkasje noen hundre l/min pr. skjerm – problemer med å få inn masse, mindre forbruk. Vanlig type bergmasse lokalisert på sidene av hovedforkastningen.

I den videre beskrivelsen er det valgt å beskrive injeksjonen utført på en strekning hvor det ble erfart jekking av stuffen. Jekkingen skjedde i forbindelse med en oppsprukket gabbrogang der det ble boret på flere tusen liter/minutt på sonderhull. Det ble ikke observert jekking i vegger eller heng.

Utrasing fra gabbrogang – pel nr. 13302 - 13290

Langs en sterkt forvitret gabbrogang fra ca. pel 13302 til 13285 ble det påtruffet vannlekkasjer. Gabbrogangen ligger tilnærmet konformt med omgivende kvartsitt. Sideberget

(kontaktssonen) til intrusjonen var også omdannet, og vertikalsprekkene i kvartsitten var fylt med bløt leire.

Den 11.mai 2016 ble det problemer med mindre utfall fra stuffen i forbindelse med injeksjon. Det ble bestemt å pumpe resterende hull med lavere "flow" og trykk. Etter injeksjonen ble det tatt en opprettingssalve.

Etter opprettingssalva (pel nr. 13297) skjærer gabbrogangen stuffen i venstre side (se Figur 10). Stuffen var tørr og jevn i begynnelsen. Gabbrogangen så normal ut, det var ikke tegn til svakhet. Det ble boret sonderhull, og det ble påtruffet innlekkasje (flere tusen l/min) på 18m i høyre side. Det ble bestilt skjerm med 30 hull a 24 m (borplan Sonder 1). Det ble brukt industrisement på høyre side og mikrosement på venstre side. Det oppstod utrasing fra gabbrogangen under injeksjonen, og det utviklet seg et stort hull i stuffen, se Figur 10.

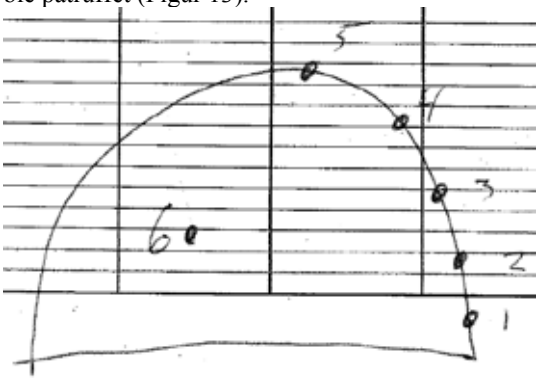
Figur 10 Utfall av forvitret bergmasse fra gabbrogang pel nr. 13297 (13. mai)

Det ble boret kontrollhull, og det var ca. 10 l/min pr. hull fra 18m, deretter ble det tatt en opprettingssalve. Etter opprettingssalva ble det bestilt skjerm, 30 hull a 24 m siden lekkasjen på kontrollhull var forholdsvis liten. Injeksjonen startet kl. 20.00 den 18.mai, etter ca.4 timer oppstod det en kraftig lekkasje fra gabbrogangen i stuffen opptil 1000 l/min. Se Figur 11.

Figur 11 Pigging etter opprettingssalve ved pel nr. 13292 til venstre. Lekkasje fra gabbrogang til høyre

Det viste seg å være vanskelig å få tettet lekkasjen. Det ble prøvd med styrt herding, men det fungerte hverken med styrt herding eller med tykk injeksjonsmasse (v/c lik 0,5 eller lavere). Det ble også brukt sagflis i et forsøk på å stoppe lekkasjen.

Etter denne skjermen ble det bestilt en ny skjerm med tilpasset utforming for å avlaste lekkasjen i stuffen, se Figur 12. Det ble også boret ett hull nr. 6 inn mot kontaktsonen i gabbrogangen som førte vann i stuffen. Kilden til lekkasjen ble påtruffet på 18-19 meter i høyre side. Lekkasjen i stuffen ble nesten borte da lekkasjen i avlastningshull på høyre side ble påtruffet (Figur 13).

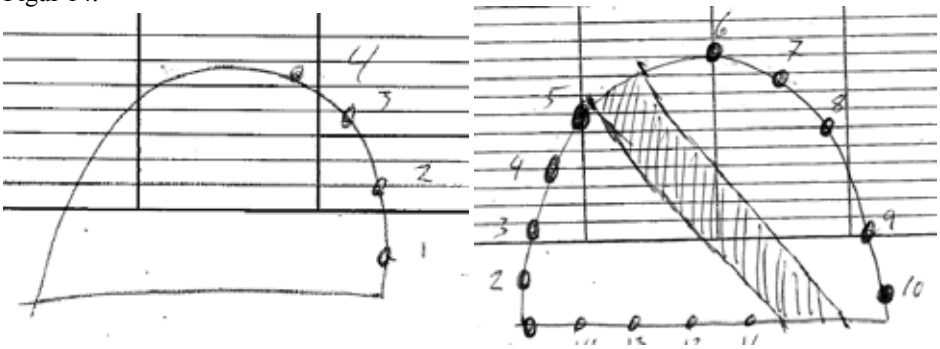


Figur 12 Skjerm pel nr. 13392 (20. mai)

Figur 13 Mye lekkasje i avlastningshull på høyre side

Det ble også bestemt å sprute inn hull i stuffen med 10m^3 fiberarmert E1000 sprøytebetong for å forsterke gabbrogangen.

Etter pumping av 2 skjermer med tilpasset utforming ble utgangene i stuffen borte og hovedlekkasjen på 18m betydelig redusert. Utforming av skjermer på pel nr. 13292 er vist i Figur 14.



Figur 14 Utforming av skjerm nr. 2 pel nr. 13292 (21.mai) til venstre. Skjerm nr. 5 pel nr. 13292 (24.mai) til høyre

Den 24.mai ble det boret 14 hull rundt i profilet for å unngå utganger i stuffen, total innlekkasje var betydelig mindre på denne skjermen.

Etter denne skjermen ble det tatt ei opprettingssalve og stuffen ble sprutet med 15m^3 E1000 sprøytebetong for å unngå utrasing og utganger.

Kjemisk injeksjon ved pel nr. 13408

MasterRoc MP 325 er et en-komponents injeksjonssystem basert på nanometrisk kolloidalsilikasuspensjon som blir brukt for å tette fine sprekker i berg. Dette kjemiske injeksjonsmidlet ble testet i svakhetssonen ved pel nr. 13408.

I dette området ble det erfart utfordringer med å få injeksjonssementen inn i bergmassen. Det ble registrert 35-40 bar vanntrykk og bergmassen bestod av tynne leirfylte sprekker som gav små vannmengder. Det ble observert tynne vannstråler både fra stuffen og helt nede i liggen og i grøftene.

På den første skjermen var det totalt 14 hull, og det ble pumpet inn fra 0 til 946 l pr. hull, men det var problemer med å oppnå inntrengning i bergmassen. Totalt forbruk var 2300 liter. På den andre skjermen ble det pumpet på 5 hull med totalt forbruk 700 l.

Det ble prøvd å pumpe rent vann også, men det var ikke mulig å få inntrengning med vann heller. Det ble også prøvd å pumpe inn tynn mikrosement på denne stuffen, men det var heller ikke mulig. Til slutt ble det brukt ultrafin sement med diverse resepter og lav flow/strømning.

Etter at salve ble skutt, ble det observert at kolloidal silikaen kom tytende ut igjen av tynne sprekker. Det er fortsatt en god del drypp i dette området etter at injeksjonen ble avsluttet.

PROGNOSE FOR VANNLEKKASJER OG FREMDRIFT DE SISTE 1250M AV TUNNELEN

Høsten 2016 ble SINTEF bedt om å lage en prognose for hvor mye vannlekkasjer som kunne forventes på gjenstående tunnelstrekning (SINTEF, 2016a). Rapporten tok utgangspunkt i status den 2. desember 2016 da var tunneldrivingen kommet til pel nr. 11457 (Gvammen) og 12712 (Århus). Basert på prognosen for vannlekkasje ble det også utarbeidet et estimat for fremdrift på begge stuffene. Prognosen ble brukt som grunnlag for planlegging og optimalisering frem mot gjennomslag (1250 m gjensto). I dette kapittelet blir hovedpunktene i prognosen presentert først og deretter blir prognosen sammenlignet med virkelige forhold påtruffet i tunnelen.

Bakgrunn og oppsummering av prognosen

Det ble foretatt en gjennomgang av tilgjengelig informasjon om strukturgeologiske forhold i området Gvammen-Århus. I tillegg ble det utført en studie av hvor det ble påtruffet vannlekkasjer i tunnelen frem til desember 2016. Dette for å se om det fantes noen forklaring på hvorfor det er møtt vannlekkasjer akkurat der. Det ble tatt utgangspunkt i at det for dype tunneler ofte oppstår store vannlekkasjer langs markerte forkastningssoner (Holmøy, 2008).

Det er vanskelig å lage prognoser for vannlekkasjer i tunneler, det ble derfor valgt å dele inn forventa vannlekkasjer i klasser med intervall gitt i l/min innlekkasje påtruffet på sonder- og injeksjonshull (før injeksjon blir utført). Klassene ble her satt til:

- Lite vann: 0-50 l/min
- Medium vann: 50-400 l/min
- Mye vann: 400-1000 l/min
- Veldig mye vann: > 1000 l/min

De mest vannførende sonene og sprekkene i Mælefjelltunnelen er påtruffet i svakhetssoner som er parallelt eller tilnærmet parallelt N120°-140°Ø, og gjerne hvor flere svakhetssoner krysses, som for eksempel i gropa (pel nr. 13452-13235). Strøkretningen N120°-140°Ø er sammenfallende med strøkretningen på forkastningssonen hvor det ble påtruffet mye vann i trykktunnelen ved Grunnåikraftverk (Buen og Halvorsen, 2005). Den andre strøkretningen er parallelt lagdelingen i kvartsitten; denne sprekkeretningen har imidlertid ikke vært spesielt vannførende.

Om man studerer denne strekningen i stereoskop kan man tegne opp og tolke svakhetssonene som vist i Figur 15. Her er de tolkede strukturene tegnet inn på et utsnitt hentet fra norgei3d.no. Den tykke svarte streken er tunneltraseen. Svakhetssone 3 antas å ha vertikalt fall og krysse tunnelen ved pel nr. 11950.

Figur 15 Tolkning av strukturgeologien i området, (tykk svart strek er tunneltraseen).

Ut fra den strukturgeologiske tolkningen kan det se ut som det er et skille ved Langetjønnan og svakhetssone 3. Det ble forventet ut fra erfaringer fra tidligere krysninger av svakhetssoner i Mælefjelltunnelen med retning NV-SØ at det kunne bli vannlekkasjer i svakhetssone 3. På Århus-stuffen ble det forventet at det ville fortsette med middels store vannlekkasjer (50 til 400 l/min) inntil man nærmet seg svakhetssone 3.

På Gvammen-stuffen ble det forventet lite vann (0 til 50 l/min) frem til ca. pel nr. 11800. Derfra kunne man forvente en gradvis økning av vannlekkasjer (50 til 400 l/min) frem til 11900. Mellom pel nr. 11900 og 12050 kan bergmassen være påvirket av svakhetssone 3 og kryssingen med svakhetssone 5. Det ble derfor forventet at denne strekningen kunne påtreffe veldig mye vann (>1000 l/min) over en strekning på ca. 150 m.

Deretter ble fremdrift og injisert sementmengde (gitt i tonn) per uke for begge stuffene satt opp i et XY-plott, ett for hver stuff. En trendlinje ble kalkulert i Excel, og denne ble anvendt for å estimere hvilken fremdrift som kunne forventes ut fra injeksjonsinnsats (SINTEF, 2016a).

Om man illustrerer prognose for vannlekkasjer og fremdrift fordelt på gjenstående tunnelstrekning den 2. desember 2016 ble det som vist i tabell 4.

Tabell 4 Prognose for vannlekkasje og fremdrift langs gjenstående tunnelstrekning (SINTEF, 2016a)

Pel nr (*1000)	11,4	11,5	11,6	11,7	11,8	11,9	12	12,1	12,2	12,3	12,4	12,5	12,6	12,7
Vann (l/min)	0-50				50-400		>1000	400-1000	50-400					
Fremdrift (m/uke)	65				35		7,5	15	35					
Uker på strekning	5-6				3		20	6-7	16					

SAMMENLIGNING MELLOM PROGNOSE OG VIRKELIGE FORHOLD

Gvammen (pel nr. 11457-12065)
På Gvammen-stuffen ble det injisert 2 skjermer mellom profil nr. 11590 og 11685. Fra profil nr. 11739 ble det påtruffet økende mengde innlekkasje av vann og injeksjon (11 skjermer) frem til tunnelen kom inn i gabbro ved ca. profil nr. 11800. I gabbroen var det ingen nevneverdig innlekkasje, men vann ble igjen påtruffet i overgangen til kvartsitt ved profil nr. 11866. Det er ikke utført nøyaktige målinger av mengde vann som er påtruffet i injeksjonshullene. Videre har det vært lite vann, og det er kun utført en injeksjonsskjerm ved profil nr. 12059 før drivingen ble avsluttet den 19. mars.

Fremdriften var noe lavere enn estimert i forbindelse med vannlekkasjer påtruffet rundt pel nr. 11600 (ved juletider). Ved pel nr. 11739 og videre frem mot pel nr. 11800 var det økende innlekkasje og fremdriften fortsatte å ligge lavere enn prognosen tilsa. Fremdriften på Gvammen-stuffen lå på mellom 20 og 35 m/uke for strekninger med vannlekkasjer. Strekningen med vannlekkasjer kom noe tidligere enn forventet. Mellom pel nr. 11900 og 12050 var det prognostisert fremdrift ned i 7,5 m/uke. På denne strekningen er virkelig fremdrift god. Det ble registrert en sone med noe redusert bergmassekvalitet (Q-verdi lik 20) mellom pel nr. 11870 og 11910 der det ble injisert 4 injeksjonsskjermer. Det var også en grense mellom metagabbro og kvartsitt her. Det må derfor sies at svakhetssone 3 ikke medførte så store utfordringer hverken i form av dårlig bergmassekvalitet eller vannlekkasjer.

Totalt ble det brukt 15 uker å drive tunnelen fra pel nr. 11457 til pel nr. 12065 mot 29 uker som prognostisert. Det ble påtruffet en svakhetssone mellom pel nr. 12040 og 12090 med Q-verdi mellom 4 og 9, men her ble det kun injisert to skjermer. Hovedgrunnen til det positive avviket er at vannlekkasjene ikke skapte så store utfordringer som man fryktet, med en inndrift ned mot 7,5 m/uke som ble prognostisert mellom pel nr. 11900 til 12050. Om denne sonen hadde blitt vurdert mindre omfattende og med en inndrift på 20 m/uke ville prognosen og faktisk fremdrift omtrent stemt overens.

Århus (pel nr. 12694-12065)
Mellom profil nr. 12717 til 12488 var det tilnærmet tørt, og ikke behov for injeksjon, med unntak av en skjerm ved profil nr. 12552. Fra profil nr. 12488 ble det igjen behov for injeksjon, og på flere stuffer ble det nødvendig med to skjermer for å tilfredsstille tetthetskravet. Vannlekkasjene fortsatte med størst utfordringer mellom profil nr. 12259 og 12184.

Fremdriften lå noe høyere enn prognostisert et godt stykke, men da det igjen ble behov for injeksjon gikk fremdriften ned mot rundt 20 m/uke, og fra ca. pel nr. 12400 ble prognostisert fremdrift og faktisk fremdrift omtrent like. På strekningen med størst utfordringer med injeksjon rundt pel nr. 12200 var fremdriften 27 m bak prognostisert. Ved avslutning av tunneldrivingen var virkelig fremdrift 26 m foran prognostisert. Totalt ble det brukt 22 uker å drive Århus-stuffen fra pel nr. 12694 til 12065 mot 21 uker som prognostisert. Prognosen stemte veldig godt for Århus-stuffen totalt sett.

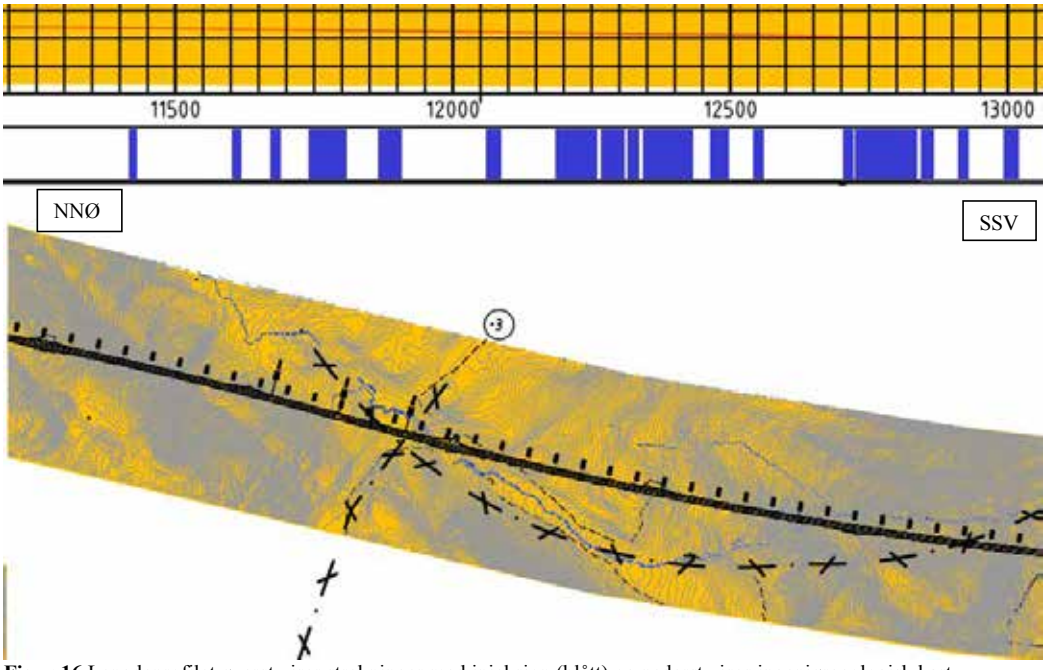
ERFARING MED PROGNOSEN

Dessverre ble det ikke registrert hvor mye vannlekkasjer som ble påtruffet på alle sonderboringshull eller injeksjonshull. Dermed er det ikke mulig å finne eksakt hvilke strekninger som utmerket seg med ekstra mye vannlekkasjer. Dette gjør det også vanskelig å

få lærdom om hvilke geologiske parametere som gir størst vannlekkasjer og utfordringer med å tette bergmassen.

For Mælefjelltunnelen er det på strekningen for prognosen to svakhetssoner som ut fra utført geologisk kartlegging i dagen dominerer; svakhetssone 3 og 5 (buet), se ingeniørgeologisk kart og lengdeprofil i Figur 16. På lengdeprofilet er strekningene hvor det ble utført injeksjon markert med blått. Bergoverdekningen på denne strekningen er rundt 1000 m. Det er derfor svært vanskelig å forutsi hvor svakhetssoner faktisk vil krysse tunnelen. Et lite avvik i forhold til forventet fall vil gi stor variasjon i hvor svakhetssonen vil treffe tunnelen. (En grad feil gir nesten 20 m forskyvning på tunnelnivå).

Svakhetssone 5 er buet med sannsynlig fall mot ØSØ, og svakhetssonen kan se ut som den har tilnærmet samme orientering som benkningen i kvartsitten. Om fallet er moderat (35°-45°) som i kvartsitten vil svakhetssonen krysse over tunnelnivået. Det er dermed sannsynlig at det er svakhetssoner som er parallell svakhetssone 3 som har gitt mest vannlekkasjer, eller det kan være en svakhetssone som følger elveleiet og har steilt fall.



Figur 16 Lengdeprofilet øverst viser strekninger med injeksjon (blått) og nederst vises ingeniørgeologisk kart med inntegnede svakhetssoner (Sweco, 2014)

Ingeniørgeologisk kartlegging utført i tunnelen viser at vannlekkasjene oppsto i bergartsgrenser mellom metagabbro og kvartsitt samt i sprekker/slepper med NV-SØ retning (parallelt svakhetssone 3).

Selv om det viser seg å være svært vanskelig å treffe 100% på prognose for vannlekkasjer og fremdrift mener byggeledelsen at det var svært nyttig at det ble laget en prognose for vannlekkasjer og fremdrift, da dette gav god støtte i form av at det var forventet vannlekkasjer og strekninger med utfordrende injeksjon. Og det opplevdes som positivt når fremdriften var bedre enn prognostisert.

DISKUSJON OG OPPSUMMERING

Studier av de to svakhetssonene mellom pel nr. 14914-14880 (breksjesonen) og pel nr. 13452-13235 (gropa) samt noen andre eksempler viser at injeksjonen har vært utfordrende. Det er to naturgitte forhold som har medført utfordringer ved injeksjonsarbeidet:

- Åpne sprekker / hulrom kombinert med høyt trykk som har ført til store injeksjonsmengder
- Tynne sprekker / kanaler kombinert med leire og høyt trykk

Så store lekkasjer og trykk har vært erfart at det er på grensen av hva utstyret kan tåle (problemer med å få satt inn staver) samt at det er utfordrende i forhold til HMS. Åpne sprekker og høyt forbruk av injeksjonsmasse ble eksempelvis erfart i tilknytning til breksjesonen mellom pel nr. 14914 og 14880 samt i kjernesonen av gropa pel nr. 13350 til 13400. I strekningene rett før og etter kjernesonen ble det derimot registrert at det i flere skjermer var tynne og leirfylte sprekker som var vanskelige å tette. Disse relativt raske endringene i geologien gjør det ekstra utfordrende å følge opp og optimalisere injeksjonen.

Ved store lekkasjer og høyt trykk har det også vært erfart at det i første injeksjonsrunde er lurt å ikke bore for mange hull totalt samt unngå/redusere antall injeksjonshull i stuffen. Dette fordi det har oppstått problemer når stavene er plassert og stengt ved at vannet finner seg nye veier ut i stuffen. I tillegg er det viktig at selve stuffen er mest mulig rett, fordi en slik fasong reduserer faren for at vannlekkasjer kommer ut i stuffen. Ved første injeksjonsomgang går det ofte lett inn injeksjonsmasse, men ved kontrollboring er vannlekkasjene fortsatt store. Ved andre omgang er de største sprekkene/kanalene fylt opp, og inngangen noe lavere.

Utfordringer ved høye trykk og store vannlekkasjer har satt både utstyr og mannskap på prøve. Det er gjort tilpasninger både på pakkere og staver for å klare å få de plassert i injeksjonshullene. Det er også erfart at det er nødvendig å bruke 4 meter lange staver for å redusere faren for injeksjonsutganger på stuff.

Det er blitt forsøkt å bruke kolloidal silika for å tette de aller tynneste sprekkene/kanalene, men dette var ikke vellykket. Kolloidal silika ga ikke så god inntrengning som forventet samt at materialet sannsynligvis ble delvis utvasket og dermed fikk man ufullstendig herding i bergmassen.

Erfaringer med BASF sin mikrosement når den injiseres på tynne sprekker indikerer at den herder for fort når strømningen blir lav. Utover dette har produktet vist at det fungerer bra. Det ble prøvd med Norcem sin mikrosement (nedmalt industrisement) som er finere og silikabasert. Det har imidlertid ikke lyktes å få inn større mengder av dette produktet enn BASF's produkt. Norcem sitt produkt har lang herdetid, 12 til 18 timer, som er for lenge i den gitte situasjon. Ultrafin sement er blitt benyttet i mindre mengder i noen områder, men det som har fungert best er en kombinasjon av vanlig industrisement og BASF sin mikrosement.

Problemene ved driving av trykktunnelen til Grunnåi kraftverk er beskrevet i en artikkel presentert på bergmekanikkdagen 2005 (Buen og Halvorsen, 2005). Også her ble det rapportert om store utfordringer i forbindelse med drivingen gjennom to forkastningssoner med høyt vanntrykk og dårlig bergmassekvalitet med leire som medførte at det måtte injiseres i flere omganger på samme stuff. Ved en anledning måtte de gi opp stuffen og drive en "by-pass" for å komme gjennom. Buen og Halvorsen mente at grunnen til at injeksjonen var så vanskelig var tilstedeværelse av leirmateriale i sonene. Det ble konkludert med at det var nødvendig med mikrosement for å tette de fineste kanalene. Også i Grunnåi ble det registrert pulserende innlekkasje: "Pulserende lekkasje og ny lekkasje i tidligere tørre hull indikerer at

leirmaterialet eroderes. At det bygges opp og brytes ned filtre og at erosjon kan starte på kanaler som er så fine at heller ikke mikrosement har blokkert disse." Dette er interessant og situasjonen som er beskrevet her kan være det samme fenomenet som er erfart i Mælefjellet.

Det diskuteres i fagmiljøet om hydraulisk jekking er positivt eller negativt. I Norge har den dominerende oppfatningen vært at høyt injeksjonstrykk er påkrevet for å oppnå inntrengning og tetting, uavhengig av om det medfører hydraulisk jekking. Ved injeksjon mot høyt vanntrykk er det viktig å overskride vanntrykket, det er det effektive injeksjonstrykket som er avgjørende. Ved Mælefjelltunnelen har vanntrykket gjennomgående vært høyt, ved flere anledninger er det målt opp i 80 til 85 bar. Ved så høyt vanntrykk blir det effektivt injeksjonstrykk kun 25 til 30 bar med 110 bar maksimaltrykk på injeksjonspumpa.

Det man kan se fra eksemplene som viser strømning og utvikling av trykk er at det er store forskjeller på hvordan de forskjellige stufflagene utfører injeksjonen. Det kan være mye å lære både for entreprenør og byggherre ved å anvende den informasjonen som man har tilgjengelig gjennom de ulike registreringer som blir gjort under arbeidets gang. PhD kandidat ved NTNU Helene Strømsvik jobber med en doktorgrad innenfor injeksjon der hun ser spesielt på forståelsen av hva som skjer i bergmassen ved injeksjon, og hvordan man kan optimalisere injeksjonsinnsatsen (Strømsvik og Grøv, 2017). Gjennom arbeidet samarbeider hun med Bevercontrol for å utvikle en metode/programvare for å ta ut strømnings- og trykkdata som skal være til hjelp for å forstå injeksjonsprosessen bedre.

Det er ved Mælefjelltunnelen erfart store utfordringer og raske variasjoner i påtruffet bergmasse; fra tynne sprekker og lite inngang til åpne sprekker/hulrom og store innganger. Det har blitt utført flere omganger med totale injeksjonsmengder rundt 300 tonn sement fra samme stuff.

Om man regner med at bergmassen har fra 0,004 til 0,1% sprekkevolum som kan fylles med injeksjonsmasse (Klüver og Kveen, 2004) kan man utføre et regnestykke for å finne ut hvor stor prosent av bergmassen som er fylt med injeksjonsmasse ved et eksempel fra Mælefjelltunnelen. Under er det tatt utgangspunkt i 300 tonn injeksjonssement injisert fra samme stuff med 3 stk. 24 m lange skjermer (tre omganger) og 30 hull i hver skjerm. Det tas hensyn til at injeksjonshullene også fylles med injeksjonsmasse. Trekker derfor fra 2 m^3 injeksjonsmasse per omgang (fylling av 30 stk. 24 m lange borehullx3 omganger). Totalt areal som skal injiseres er forenklet til en sirkelformet tunnel med radius lik 11 m. Det vil si at det injiseres 6 meter utenfor teoretisk sprengningsprofil (som tilsvarer ca. en tunnel med radius 5 meter). Det antas et v/c-forhold på 0,8, og for industrisement vil det si en egenvekt på 1,6 kg/l, se Tabell 5 for utregning av areal og volum ved injeksjon.

Tabell 5 Utregning av areal og volum ved injeksjon

Forklaring	Areal (πr^2) (r=11m) (m^2)	Volum (AxL) (m^3) – 6 m^3 *	Injeksjonsmengde (kg)	Omregning til l og m^3 (antar v/c 0,8/1,6 kg/l)
Utregnet resultat	380 m^2	9 117 m^3	300 000	187 500 l / 187,5 m^3

*fylling av 3 omganger med 30 stk. 24 m lange borehull

Om man antar at all injeksjonsmassen er brukt innenfor en radius på 6 meter utenfor teoretisk sprengningsprofil får man at injeksjonsmassen fyller 2% av det totale volumet (181,5/9

117*100). Det er 20 ganger mer enn det som er sannsynlig tilgjengelig sprekkevolum i massen som ønskes tettet.

AVSLUTTENDE KOMMENTARER

En viktig erfaring ved høye trykk er at man alltid må passe på å ha tilstrekkelig avstand (to til tre salvelengder) frem til den vannførende sonen samt ha 4 eller 5 meter lange injeksjonsstaver. Ved store vannlekkasjer og høyt vanntrykk bør det vurderes å bore færre injeksjonshull på første skjerm, samt å bore avlastningshull for å klare å starte injeksjonen på en trygg måte. Flere forbedringer på injeksjonsutstyret er blitt gjort for å øke sikkerheten for arbeiderne på stuff.

Det kan stilles spørsmål ved om det kunne vært mulig å redusere antall injeksjonsomganger eller redusere injeksjonsmengdene, og hvordan skulle dette så utføres. Det rapporteres fra anlegget at styrt herding og akselerator er blitt testet uten at det ga ønsket resultat. Man kunne og se på muligheten for å bruke teknikken med sperreskjerm. Alternativt bruke en kombinasjon av polyuretan og mikrosement (også kalt flex/mix-metoden) som gjør at injeksjonsmassen ikke trenger for langt vekk fra tunnelen og området som er ønsket tettet.

Hovedforfatters mening er at byggherrer bør styre injeksjonen noe tettere, og kanskje ikke kun fokusere på sluttrykk som eneste sluttkriterie, men at tid og/eller mengde også kan være sluttkriterier. Dagens registreringsmuligheter på injeksjonsrigger gir gode muligheter for å følge opp arbeidene og bergets respons, for derigjennom å optimalisere injeksjonsarbeidene.

Situasjonen ved Mælefjelltunnelen er spesiell, med et potensielt hydrostatisk vanntrykk på opp mot 1000 m, og man har ved flere anledninger registrert 70 til 85 bars vanntrykk. Ved slike mottrykk i bergmassen er det et reelt behov for et pumpetrykk på 120 bar eller høyere for å ha kraft til å flytte vann bakover og erstatte det med injeksjonsmasse.

Forsøk med styrt herding og/eller flex/mix metoden kunne vært testet ut (i større grad) på strekninger med store innganger. Innhenting av ekstern hjelp kunne med fordel vært gjort tidligere. Ved Mælefjelltunnelen ble enigheten mellom byggherre og entreprenør for stor, og det ble vanskelig å gjøre endringer av injeksjonsopplegget mot slutten av driveperioden.

Det er fordelaktig å lage prognoser for vannlekkasjer og fremdrift. Dette fører til fokus på vannlekkasjer og injeksjon, og bedre kontroll av fremdriften. Fremtidige tunnelprosjekter vil kunne ha mer detaljerte registreringer av mengde vannlekkasjer i sonderhull og injeksjonshull. Ved store lekkasjer kan lekkasjemengder gis i intervall som vist i SINTEF rapport (SINTEF, 2016a). Det foreslås at det lages en veileder for hvordan lage prognose for vannlekkasjer i tunneler.

SLUTTORD

En stor takk rettes til statens vegvesen Region sør som har gjort det mulig for meg å få tilgang på relevant og bra dokumentasjon fra Mælefjell tunnelen. Ingeniørgeologene Valeria Lindvåg og Morten Thorbjørnsen samt kontrollingeniørene Arvid Eikeland og Magne Heggem har bidratt med innspill og dokumentasjon til denne artikkelen. Sammenstilling og analyser er utført av SINTEF Byggforsk v/senior forsker Kristin H. Holmøy. Holmøy takker SVV for godt samarbeid.

REFERANSER

Buen B. og Halvorsen A., 2005: "Vanskelig driving gjennom lavkonsoliderte leirsoner med vann under høyt trykk – Grunnåi kraftverk". Bergmekanikkdagen 2005

Holmøy, K. H. og Lindvåg, V., 2017: "Grouting in Mælefjell road tunnel: high groundwater pressure and challenging geological conditions" Juni 2017, World Tunnel Conference, Bergen, 9s.

Holmøy, K. H., 2008: "Sammenhenger mellom ingeniørgeologiske forhold og vannlekkasjer i berg – resultat av studier av 6 norske tunneler" Bergmekanikkdagen 2008

Klüver, B.H og Kveen, A, 2004: "Berginjeksjon i praksis" Publikasjon 104, Miljø- og samfunnstjenlige tunneler. Vegdirektoratet, 63 s

SINTEF, 2016a: "Prognose for vannlekkasjer og fremdrift frem mot gjennomslag (1250 m)" SINTEF Rapport SBF2016F0581, datert 05.12.2016, 9 sider

SINTEF, 2016b: "Erfaringer fra injeksjon – E134 Mælefjelltunnelen – ver. 2" SINTEF Rapport SBF2016A0580, datert 14.09.2017, 34 sider

Strømsvik, H. og Grøv, E., 2017: "Interpretation of Pressure and Flow During Pre-Grouting in Hard Rock Tunneling" 5th International Grouting Conference i Honolulu, Hawaii, Juli 2017. 10 sider

SWECO, 2014: "Ingeniørgeologisk rapport til konkurransegrunnlaget" datert 28.04.2014, 24 sider

Elektrifiering - vägen mot en dieselfri underjordsmiljö

Erik Svedlund, Atlas Copco Rock Drills AB

Dagens nya dieselmotorteknik (Steg 4) gör drift och underhåll av dieselutrustning underjord mer utmanande och mycket dyrare än någonsin tidigare, samtidigt som det stretchar dieseltekniken till sin praktiska gräns. Inom underjordgruvindustrin är det tydligt att vi är nära slutet av dieseleran. Åtstramningar av hälso- och säkerhetsföreskrifter på grund av ökad medvetenhet kring dieselutsläppens negativa hälsoeffekter driver gruvföretagen att accelerera arbetsplatsmiljöförbättringar för att minska dieselutsläpp och där är elektrifiering någonting som ofta kommer upp på bordet.

Eldrivna maskiner för underjordsbrytning är ingenting nytt, det har funnits i decennier. Strömöverföring har dock varit igenom en kabel eller ett trolleysystem vilket gör lösningen mycket oflexibel jämfört med dieseldriven utrustning vilket gjort att det aldrig riktigt slagit igenom och för tex. lastmaskiner utgör den globala försäljningen endast 2% av den total försäljningen.

Med den exponentiella utvecklingen av batteriteknik, pådriven av bilindustrin, har nya möjligheter öppnats upp. För ett teknikskifte är det fortfarande mycket tidigt och batteritekniken har en lång väg att gå innan prestanda är på par med en traditionell dieseldriven utrustning när det gäller t.ex körtider. Å andra sidan har batteridrivna fordon många fördelar jämfört med traditionell dieselteknologi. Kurvan för en elektrisk motors vridmoment ser mycket annorlunda ut från den för en diesel vilket gör den mycket kraftfull. Transmissioner och andra drivline komponenter kan också förenklas i vissa applikationer.

Det är viktigt att sätta själva utrustningen i en större kontext. En batteridriven utrustning har en högre kapitalkostnad i dag, men detta kompenseras av betydande besparingar på andra områden t.ex minskat ventilationsbehov. Ventilation är i många fall den enskilt största kostnaden i en gruva. Logistiken för transport av diesel till ett avlägset gruvområde är inte gratis heller. Allt eftersom tekniken utvecklas och efterfrågan ökar på elektriskt drivna gruvmaskiner eller andra entreprenadmaskiner, kommer leverantörsbasen att öka, produktionskostnaderna för komponenter minskar osv, så med tiden kommer den här tekniken bli billigare.

Som världens ledande leverantör av underjordsgruvutrustning är Atlas Copco dedikerade till att införa nya, produktiva och innovativa produkter som tillför värde till våra kunders verksamhet. Även om det är långt kvar till ett teknikskifte över hela produktfloran så vet vi att vi i, den nyligen lanserade, lastmaskinen ST7 Battery har en produkt som väl uppfyller kraven för några av våra kunder att förbli konkurrenskraftiga i det här utmanande affärsklimatet.

Övergång till elfordon ställer nya krav både på oss som OEM och kunderna/användarna. Olika typer av kompetens och mind-set krävs. Vilka är de olika tekniker som finns idag för utsläppsfri utrustning och vilka är för och nackdelar med dessa olika tekniker? Hur ser framtiden ut och vilka är de största utmaningarna som den underjordsgruvindustrin står inför på vägen mot en dieselutsläppsfri miljö? Vilken typ av fordon är mest lämpade att elektrifiera elektrisk från utifrån ett prestanda samt finansiellt perspektiv? Detta är vad vi vill belysa i ett föredrag på BK i Mars 2017.

Erik Svedlund - Vem är jag?
Jag har blivit kallad visionär och teknikfilosof och det är något jag är stolt över.
Min roll är global produkt chef för el-fordon sedan 8år, tidigare service ingenjör 5år.

I sommars tog jag min elbil till macken och köpte 50 liter HVO100 till båten. HVO är ett fossilfritt alternativ till diesel som är baserat på slakteriavfall. Jag tänker alltid på korv när jag hör det. Skrattade lite när jag insåg att jag har sol i bilen, vind i seglen och korv i tanken.

Vad har detta med underjordsindustrin att göra?
Det finns inte bara en lösning som gör att man kan lämna fossila bränslen. Elbilen används mycket året runt och går att motivera både ekonomiskt och miljömässigt. Segelbåten kan drivas med vinden men vad gör man när det inte blåser? Eldrift av båten skulle fungera men utnyttjandegraden är så låg att det är omöjligt motivera vaken ekonomiskt eller miljömässigt. Lösningen blev att driva den med ett alternativ till diesel.

Hur gör vi oss fossilfria underjord?
Det finns inte EN ”silver bullet” som löser alla problem.
Istället finns det finns en massa lösningar, vi måste matcha rätt lösning till rätt problem.
Man måste förstå de olika fördelar och nackdelar alternativen har samt hur man optimerar för att dra maximal fördel av den lösning man väljer.

Gruvbranschen, arbetsmiljö, miljöpåverkan,
Elektrifiering, fördelar, nackdelar
När man talar om miljöåtgärder tänker folk kostnader, de tänker uppoffringar.
I själva verket kan det vara precis tvärt om. Tex, ett effektivt sätt att minska koldioxidutsläppen är att energieffektivisera, vilket i sin tur leder till sänkta energikostnader. Minskad energiåtgång kan leda till en minskad kostnad för infrastrukturen. En helhetsbild krävs för att förstå den verkliga påverkan.

Råvaruförsörjningen i värden pressas
Värdens gruvor blir djupare, kostnader för att bryta malm ökar nästan exponentiellt med djup. Gruvindustrin konkurrerar på en global marknad. Mer eller mindre hela värden är prospekterad. De mest lönsamma malmkropparna är i drift eller redan utgrävda. Alla godbitar så att säga är redan tagna. De flesta gruvor läggs ned när det blir olönsamt att fortsätta driften, inte när malmen slut. Malmpriserna förändras med världsmarknaden och är svåra att förutspå och ännu svårare att påverka. Något enklare är att förutspå kostnaderna för gruvdrift vilka ökar kraftigt med ökande djup.

Ökat djup medför bland annat:
Ökat djup betyder ökat bergtryck vilket kräver mer bergförstärkning eller andra lösningar för att hantera bergtrycken.
Ökat djup betyder längre transportvägar vilket kräver fler maskiner och ökat ventilations behov.
Ökat ventilations behov samt längre sträcka ger högre mottryck och kraftigt ökad energiförbrukning. Alternativt behövs större ventilations schakt.
Ökat djup betyder högre temperatur pga. auto kompression, högre berg temp, och det skapar större behov av kylning.

Nollemissionsmaskiner har en stor potential att påverka hur kraftigt kostnaderna kommer öka med ökat djup. Tillsammans med automation/autonomi kommer det att gå att bryta malm betydligt djupare än vad som är ekonomiskt lönsamt idag.

Allt strängare krav på luftkvalitet
På senare år har kraven på en hälsosammare underjordsmiljö ökat. I Kanada höjdes nyligen kravet för ventilation volym med 30 %. Detta får dramatiska följder för gruvorna som ofta ligger på gränsen vad dagens ventilationssystem klarar av. Ett uppmärksammat rättsfall i Kanada har dessutom fått gruvbolagen att aktivt söka alternativ till diesel.

Allt strängare krav för koldioxidutsläpp, dieselpriser.
Klimatavtalet från Paris och andra politiska beslut kommer påverka gruvbranschen. Klimatmålet i Sverige är att sänka CO2 från arbetsmaskiner med 70% till 2030. Detta kommer kräva både morot och piska. Idag har industrin skattereduktion på sina fossila bränslen, liksom bränslen till arbetsmaskiner. Den politiska inriktningen är att koldioxidskatten ska skärpas i den takt som behövs för nå de uppsatta klimatmålen.

Elektrifiering underjord, var börjar man?
En uppskattning är att 80% av dieseln som förbrukas i gruvorna används vid utlastning och truck transport. Det är således dessa maskiner som står alltså för största de utsläppen underjord. Elektrifiering av dessa maskiner medför en enorm förbättring av underjordsmiljön och ventilations behov kan många gånger kraftigt reducerats.

Det finns en mängd andra fordon som också kommer behöva elektrifieras men det som driver detta är av andra anledningar än för lastare och truckar.
En anledning kan vara problem med nya och renare motorer. Motorer med partikelfilter och selektiv katalytisk rening behöver nå arbetstemperatur för att fungera. Många maskiner tex borriggar har inte alltid en arbetscykel som inte gör att motorerna blir tillräckligt varma och då fungerar inte partikelfilter och annan avgasrening som det är tänkt. Detta driver servicebehov och ökade kostnader.

Gruvdesign, pre / post elektrifiering
Dagens gruvor är byggda runt dagens maskiner.
Om maskinerna förändras kommer gruvorna kunna förändras.
Vilka förändringar kan vi förvänta oss?

Minskat service och underhåll
En dieselmotor är väldigt servicekrävande. Batterier, elmotorer kräver försvinnande lite underhåll. Ett batteri kan t.ex. konstrueras så att det aldrig behöver servas under hela maskinens livslängd. Vid bromsning åter matas bromsenergin till batteriet. Det betyder att de traditionella bromsarna endast kommer användas i nödfall. Det betyder att det normala slitaget utgår.

Självklart kommer de flesta övriga komponenter och system kräva samma underhåll som tidigare. Skopor, borrstål, däck, hydraulik etc.

Produktivitet
Det är lätt att tro att en batteridriven maskin inte skulle vara kraftfull/snabb/stark/produktiv som en diesel maskin. Det vi kan bevisa är att batteridrivna maskiner idag kan slå dieseldrivna maskiner på alla punkter utom uthållighet. Hur länge den kan köras på en laddning? Hur snabbt man kan fylla på med energin igen? Mer om det senare.

Gruvdesign optimerad för elektrifiering.
Malmtransport med lastare och truckar står för den största förbrukning av diesel i de flesta gruvor. Med diesel teknologi har designen av ramper och transport-orter har varit av liten betydelse och det har inte funnits några sätt att ta tillvara rörelse eller lägesenergi. Batteriernas energilagrings kapacitet har förbättrats enormt och utveckling

ser inte ut att sakta in. Trots detta är det långt innan batterier kan mäta sig med diesel i energidensitet. Därför är en energieffektiv design nödvändig både själva maskinen men även av gruvans layout.

Elektrifierade maskiner med energilager har helt andra förutsättningar att genom regenerativ bromsning åter mata energi till batteriet och på så sätt öka energieffektiviteten. Kostnaden för energin är det lilla, den stora fördelen med detta är att man kan få ett batteri att räcka längre alternativt använda ett mindre batteri.

Genom att transportera malm i medlut kan transportsystemet göras energineutralt. Vid medlut på ca 3% övervinnes maskinens rullmotstånd. Energi behöver endast tillföras för att förflytta en tom maskin tillbaka. Energiåtgången för en sån lösning blir ca 20% lägre än för en platt transport. Det gör att ett batteri kan potentiellt driva maskiner hela skift.

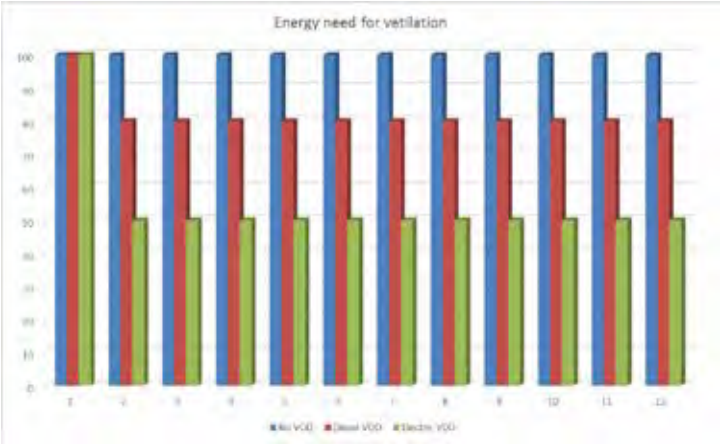
Vid transport nedför en ramp som är 10% eller mer genererar en lastad truck mer energi än det går åt att köra tillbaka upp för rampen igen med tom maskin. Denna maskin skulle således aldrig behöva stanna för laddning. Automatiserad skulle den kunna arbeta dygnet runt tills däcken är slut.

Behovsstyrd ventilation
De flesta gruvor töms på personal under sprängning. I vissa fall flyttas personal till säkra områden underjord tills spränggaserna är ventilerade. Tiden för ventilation av spränggaser är alltså styrande hur länge produktionen är stoppad. Därför är ventilationen är ofta dimensionerad för det topp behovet. Att konstant köra fläktarna efter toppbehovet kostar onödigt mycket, att kunna styra ventilationsflödet efter behov är nödvändigt.

Det blir ofta stora besparingar vid införandet av Ventilation On Demand (VOD) även med befintliga maskiner. Därför det är rekommenderat att implementera VOD redan idag. Det gör det dessutom snabbare och enklare att tillgodogöra sig fördelarna av utsläppsfria maskiner.

VOD är således mer eller mindre ett krav för att kunna dra nytta av en av de största fördelarna med elektrifierade maskiner. Att varvtals styra fläktar efter behov kan spara enormt med energi även i befintliga anläggningar.

10% reducering av flödet minskar energin med 33%.
20% reducering av flödet minskar energin med 50%.
50% reducering av flödet minskar energin med 85%.



Bilden visar ett exempel på energiförbrukningen för ventilation.
12h Skift – Sprängning 1h = 11h med potentiellt lägre förbrukning med VOD.
Mindre ventilation, mindre värme = mindre ventilation, färre / mindre ventilations schakt.

Besparingen av energi på ventilationen kan i de flesta fall mer än kompensera för den ökade energiförbrukning elmaskinerna utgör. Den totala minskningen av koldioxid kan således bli mer är 100% när man går från el till diesel. Detta även om elen produceras med kolkraft.

Ett minskat behov av ventilation kan ge en mindre ventilations tub.
Mindre tub kan göra att tunnelhöjden i en ort kan reduceras.
Lägre höjd = mindre gavel = färre borrhål = snabbare cykel och mindre sprängämne = lägre kostnad för att nå malmen.
Lägre höjd = färre bult = kortare tid att bulta = lägre kostnad per m tunnel.

Laddning av batterier, placering av laddare
Med batteridrift blir laddning ofrånkomligt, var och hur laddning sker beror på maskin typ och applikation. En borrigg kan ladda under sin normala borrcykel således förändras inget ifrån hur maskinen används idag. En lastare är inte ansluten till elnätet och kräver då en annan strategi för fylla på energin.

Det mest energikrävande för batterimaskiner är att förflytta sig långa sträckor uppför i ramp. Därför är det strategiskt viktig att placera laddare så långt ned som möjligt. Tex längst ned i en ramp. Om en operatör missbedömer hur mycket energi det krävs för att köra upp för en ramp och tömmer batteriet halvvägs upp i rampen kan då alltid vända och köra ned igen. Då återmatas en del av lägesenergin tillbaka till batteriet för att kunna användas till transport till den nedersta ladd stationen.

Laddning, olika tekniska lösningar.
Snabbladdning av ett batteri eller långsam laddning av flera? Vad är bäst? Vad är lönsamt? Vad är behovet? Batterier kan laddas fort eller långsamt.
Stora batterier lagrar mycket energi och det betyder att de kräver mycket effekt för att laddas snabbt.

Ex. 100kWh batteri behöver 100kW för att kunna laddas från tomt till fullt på en timme. Vill man ladda på 15min behövs 400kW. Kan man tänka sig att vänta 2h på batteriet sänks effekten till 50kW, vid 4h behövs bara 25kW.

En laddare som kan ladda snabbare blir dyrare. Maximal effekt bestämmer inte bara laddtiden utan även hur infrastrukturen runt laddning måste se ut. Elförsörjningen måste anpassas för dessa plötsliga krafttag. Förhållandet mellan effekt och kostnad för infrastruktur är i det närmaste linjärt. 15min laddning eller 2h, en faktor 8.
Vad händer när man kopplar in flera maskiner och snabbladdar samtidigt? Få gruvor har en infrastruktur som klarar fluktuationer i megawattklassen.

Värt att notera med snabbladdning är att flera maskiner kan dela på samma laddare. Logistiskt kan det dock bli problem med många maskiner på samma laddare.

Så hur minimeras belastningarna på infrastrukturen?
Minst belastning på elnätet får man genom att ladda batterierna så långsamt som möjligt. Med utbytbara batterier kan man anpassa laddarens effekt till maskinens snitteffekt. Detta gör att det ena batteriet är fulladdat samtidigt som det andra blir tomt. På detta sätt skapas en jämn belastning och infrastrukturen kan anpassas till snitteffekt.

Idag tankas alla maskiner med samma diesel, kan även infrastrukturen för batterimaskiner standardiseras?
Ett sätt att förenkla övergången och minska kostnaderna är att standardisera och dela infrastruktur mellan olika maskintyper och olika tillverkare. Atlas Copco stödjer införande av en standardiserad infrastruktur för batteriladdning.

Bilindustrin har haft detta problem att enas om detta under många år. Idag finns tre standarder CHAdeMO från Japan, Teslas egen standard och CCS som de flesta Europeiska och nu även några Amerikanska tillverkare nu ställts sig bakom. Det lutar åt att CCS blir den vinnande standarden då allt fler bilmärken ställer sig bakom den. De riktiga vinnarna blir i slutändan bilägarna.

Gruvindustrin är precis i startgroparna för en batterirevolution, ju tidigare man kan enas om en standard desto enklare blir det för kunderna. Atlas Copco är medlem av Global Mining Standards Group. GMSG driver bland annat frågan om en ladd standard underjord. Det utreds förnärvarande om den standard som används ovanjord skulle gå att implementera underjord.

Säkerhet
Med ny teknik följer nya risker. De risker som man först tänker på med batterimaskiner är risker med höga spänningsnivåer, lagrad energi och brand. El-faran hanteras med regler och certifieringar, här finns det riktlinjer och standarder att följa. Men med stora mängder lagrad energi finns det alltid en risk för värmeutveckling och brand. Olika batterikemier har olika risker knutna till sig. Det finns vissa typer som kan vara olämpliga men med korrekt design kan riskerna hanteras. Varje OEM kommer behöva anpassa sin design för att hantera dessa risker.

Hur många års användning kan man räkna med innan batterier behöver bytas ut?
Detta är en mycket svår fråga som ingen kan ge ett korrekt svar på. Men vi förutsätter att vi talar om moderna maskiner med batterier baserade på Litium Ion teknik. Troligen kan batterierna användas hela maskinens livslängd dock kommer driftstiden sjunka med tiden. När driftstiden inte längre är acceptabel måste batterierna bytas.

När kommer det hända?

Batteritillverkarna uppger ett antal cykler som batterierna ska klara innan batteriets kapacitet har reducerats till en förutbestämd gräns. Vanligt är att 80% av ursprungskapaciteten den gräns som används. De uppgivna antalet cykler stämmer säkert i laboratoriet, i verkligheten är det faktorer faktorer som inverkar på livslängden än bara antalet cykler.

Det finns massor med olika batterikemier inom Litium Ion familjen. Alla åldras olika beroende på applikationen. Gemensamt för alla batterier är att livslängden förkortas av värme, kyla, kalendertid och användningen under dessa förhållanden.

Snabbast åldras batteriet när det är fulladdat och samtidigt utsätts för hög temperatur. Skonsammast är ungefär 1/3 laddning i rumstemperatur. Hög effekt vid användning eller vid laddning är det som bygger temperatur i ett batteri.

Snabbladdare har den högsta effekten och således det som bygger mest värme samtidigt som spänningsnivån är högst. Värt att notera, så länge som batteritemperaturen inte ökar har snabbladdningen i sig inte någon större negativ inverkan på livslängden.

En OEM måste försöka att säkra att batteriet lever länge nog för att det ska vara ekonomiskt försvarbart. Överdimensionering, säkerhetsnivåer, marginaler, kylning och värmning byggs in designen för att säkra batteriets livslängd. Ett större batteri ger marginaler för åldrandet.

Atlas Copcos lastare (Scooptram ST7 Battery) använder ett relativt stort batteri som med god marginal klarar ett halvt skift. *Maximala körtiden vid normal användning är ca 5,5h med ett nytt batteri.* Tanken är att batteriet byts efter halva skiftet vilket skapar marginaler för åldrande utan att det påverkar hur maskinen kan användas.

Normalt är ett 8h skift ca6,5h på maskinen. Om ett halvt skift är 3,25h betyder det att bara ca 60% av batteriets kapacitet utnyttjas viket är väldigt skonsamt för batteriet. Detta gör att livslängden förlängs avsevärt.

Bilden visar Scooptram ST7 Battery som serietillverkas av Atlas Copco i Örebro.

Så hur många år / shift kommer batteriet att leva???
Enligt celltillverkarens specifikation ska batterierna klara >2000 cykler innan deras kapacitet reducerats till 80%. Detta skulle ge >10 000h per batteri. Två batterier = >20 000h på maskinen. *Men eftersom vi inte använder mer än 60% av kapaciteten kommer åldringen inte märkas förens långt senare.* De okända faktorerna är temperaturerna i gruvorna. Atlas Copco har i dagsläget tillåtet en maximal omgivningstemperatur på +35C för att kunna kontrollera åldrandet. De flesta skandinaviska gruvor kommer inte i närheten av dessa temperaturer.

Uppmätt livstid
Atlas Copco har idag en handfull maskiner i daglig produktion hos kunder i Kanada. Gemensamt har dessa maskiner loggat mer än 10 000h i verkliga förhållanden. Den äldsta maskinen har varit i produktion under flera år och loggat många tusen timmar under användning i +35C. Ännu har ingen reducering av maskinens körtid kunnat konstateras.

När kommer vi klara ett helt skift på ett batteri?
Det är möjligt att konstruera den sådan maskin idag men frågan är om det är ekonomiskt försvarbart. För 8h drift behöver batteriets kapacitet fördubblas vilket betyder att kostnaden fördubblas. Ska vi istället snabbladda ett sådant batteri betyder det enorma effekter och enorma kostnader för laddare och infrastruktur.

Vi befinner oss nu i början till slutet på diesel eran.
Gruvindustrin står för en del tuffa utmaningar i framtiden. Business as usual kommer skapa skenande kostnader, pga. ökade djup och ökade hälso och miljökrav. Men tekniken finns för att förändra denna utveckling, batterirevolutionen står för dörren det kommer finnas mycket attraktiva alternativ till diesel i framtiden.

Atlas Copco har med lansering av ST7 Battery visat att tekniken är redo. Prototypstadiet är passerat och serieproduktion är igång. Under de kommande åren kommer fler modeller lanseras med batteridrift. Både större och mindre lastare, borriggar och gruvtruckar på batteri.

Erik Svedlund, Global Product Manager - Electric Vehicles
Atlas Copco Rock Drills AB

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2017

ELEKTRONISKE TENNERE I NORSKE TUNNELER – FRA FORSØKSSALVER TIL DAGLIG DRIFT

Electronic detonators in Norwegian tunnels – from trials to everyday use

Espen Hugaas, Sivilingeniør, Orica Norway AS

SAMMENDRAG

Siden starten av 1990-tallet har det blitt gjort forsøk med elektroniske tennsystemer i norske tunneler. Selv om alle disse forsøkene kan vise til positive effekter ved bruk av slike tennere har ikke slike blitt tatt i bruk i noen særlig grad før nå nylig. Om man ser på overjordsmarkedet så har salget av elektroniske tennere gått kraftig opp de siste 5-6 årene. Dette har vært motivert av sikkerhetshensyn, men man ser her at man også kan ha sprengningstekniske fordeler i tillegg. I 2017 har det vært oppstart på de to første tunnelprosjektene der byggherre har beskrevet bruk av elektroniske tennere i anbudsgrunnlaget og for første gang har man muligheten til å evaluere bruk av denne teknologien på prosjektnivå.

SUMMARY

Since the beginning of the 1990s, there have been attempts with electronic blasting systems in Norwegian tunnels. Although these attempts can show positive effects, these kinds of detonators has not been used in underground blasting operations until recently. Looking at the surface blasting market, sales of electronic detonators have risen sharply in the last 5-6 years. This has been motivated by safety reasons, but it has also proved to have other positive effects on the overall blast results. In 2017, we have seen the startup of the first two tunnel projects in Norway where the client has described the use of electronic detonators in the tender basis, and for the first time, it is possible to evaluate the use of this technology at a project level.

INNLEDNING

Elektroniske tennere har vært tilgjengelig på markedet i snart 30 år. Med ujevne mellomrom er slike tennere blitt prøvd ut på ulike prosjekter uten at teknologien har fått fotfeste. De siste 5-6 årene har det riktignok skjedd en endring i bransjen som gjør at det i dag er et økende forbruk av denne tennertypen spesielt i pukkverk og på større tomteprosjekter. Elektroniske tennsystemer er å regne som overlegne både i forhold til sikkerhet og antall tilgjengelige intervaller sammenlignet med konvensjonelle elektriske og ikke-elektriske tennsystemer (non-el). Spesielt sikkerhetsaspektet sett opp imot gjenstående sprengstoff har vært et avgjørende argument ved innfasing av elektroniske tennere i dagsprengning.

Der man i dagen nå kan vise til flere millioner kubikkmeter med stein sprengt ut med elektroniske tennsystemer de siste årene, er referansegrunnlaget knyttet til tunneldrift betydelig tynnere. Det ble gjort sprengningstekniske forsøk i på 1990-tallet der fokus i stor grad var på konturkvalitet, og de senere år er det ved forskjellige tunnelanlegg gjort forsøk både med tanke på konturkvalitet, men også med tanke på andre sprengnings- og driftsmessige aspekter.

I 2014 ble det gjort et omfattende forsøk på UFP05 Skillingsmyrentreprisen der ca. 100 meter av Ønnsåsen jernbanetunnel ble drevet med elektroniske tennere. Salveresultatene ble sammenlignet med tilsvarende lengde som ble drevet med konvensjonelle non-el før- og etter (*Hugaas, Rømcke, Olsen 2014*).

Når vi nå skriver november 2017 er det to tunnelprosjekter i drift der det er beskrevet i anbudspapirene at elektroniske tennere skal benyttes. Nå får man for første gang testet ut hva man kan oppnå i en annen forbindelse enn på forsøksnivå.

ELEKTRONISKE TENNERE

En elektronisk tenner har som navnet indikerer en integrert elektronisk komponent som styrer opptenningen. Ved anvendelse kan man definere ned på millisekundnivå hvilken forsinkelse tennere skal ha, dette i motsetning til konvensjonelle elektriske og ikke-elektriske tennere som enten går av momentant eller forsinkes av et pyroteknisk forsinkerelement som brenner med en bestemt hastighet. En typisk elektronisk tenner har en mikrochip som har et unikt ID nummer. Ved bruk må man da benytte en loggeenhet som kan lese av denne IDen, enten ved å kobles direkte til tenneren eller ved å lese av en merkelapp festet til tennerledningen der samme ID- nummer er oppført. Loggeenheten har innebygd programvare som tilegner det unike ID- nummeret en bestemt forsinkertid eller forsinkernummer.

Figur 1: Scanneenheten som benyttes på stuff ved bruk av eDevII elektronisk tennsystem

For å sette av tennerne må så informasjonen på loggenheten (ID-numre og forsinkertider) overføres til et skyteapparat. Skyteapparatet vil så kobles til salva og overføre informasjon om forsinkertider til mikrochipene i hver enkelt tenner slik at når det gis en avfyringskommando, vil sprengladningene settes av i nøyaktig den rekkefølgen og til de tider som man har angitt med loggeenheten. De fleste elektroniske tennsystemer har også en testfunksjonalitet som gjør at man sjekker at man har kontakt med hver enkelt tenner.

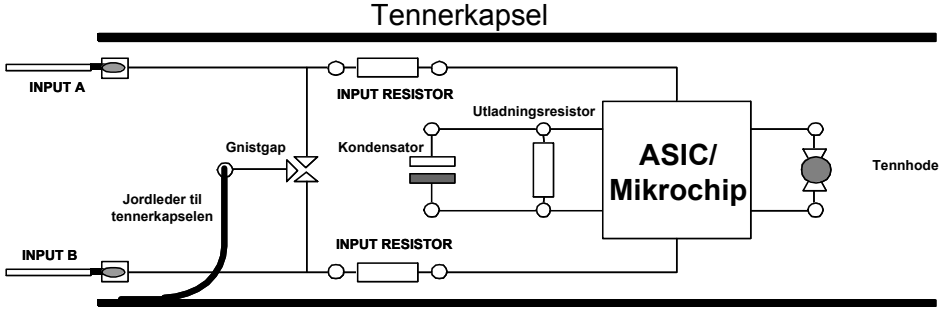
Det pyrotekniske forsinkerelementet i alle konvensjonelle non-el tennere har en unøyaktighet. Denne øker med forsinkertiden og er typisk 1 til 1.5 % av nominell forsinkertid (ett standardavvik). Tester man et stort antall tennere av Exel™ LP1800 vil 97 % av

tenntidspunktene ligge innenfor ±80 ms. Elektronikken i en elektronisk tenner en nøyaktighet som er mye høyere. For eksempel har en eDev™II-tenner en nøyaktighet på 0.01 % av programmert tid. (*Hauknes 2017*)

Sikkerhet

Siden energien som skal sette av den elektroniske tenneren må overføres via en elektronisk komponent, er det i denne bygd inn sikkerhetsfunksjoner som gir beskyttelse mot utilsiktet detonasjon.

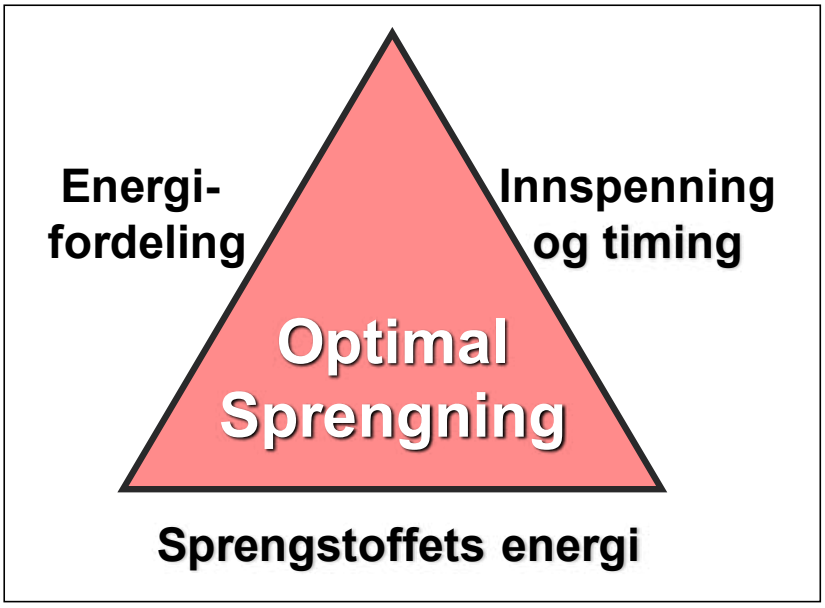
Der en krets av elektriske tennere kan måles med ohmmeter for å gi en viss kontroll, kan en elektronisk tennkrets måles mye mer nøyaktig for å kontrollere at alle registrerte tennere er koblet med.



Figur 2: Skjematisk oppsett over innholdet i en elektronisk tenner

Målbarheten til ikke-elektriske tennsystemer er ikke mulig. En dårlig eller manglende kobling vil ikke kunne oppdages med noe måleapparat før salven settes av, og et brudd som for eksempel oppstår ved dekking av salve vil kunne resultere i både gjenstående sprengstoff og tennere og katastrofale sprengningstekniske resultater.
Både ved bruk av elektriske og ikke-elektriske tennsystemer er man begrenset av intervalltider som er definert i de ulike produktseriene. Ved bruk av elektroniske tennsystemer har man stor fleksibilitet og kapasitet som kan tilpasses det aller fleste salver.
I og med at hver tenner har fått et unikt ID-nummer tildelt ved produksjon, er også en elektronisk tenner sporbar helt ned til eksakt borhull, forutsatt at systemene brukes slik de er tiltenkt.

SPRENGNINGSTEKNIKK
Sprengningsteknikk handler om å nyttiggjøre energien i sprengstoff på en sikker og effektiv måte. Sprengningsteknikken sies å være samspillet mellom tre sentrale faktorer: Sprengstoffets energi, sprengstoffets distribusjon og tiden ladningene er innspent i berget.



Figur 3: Sprengningsteknikkens tre faktorer.

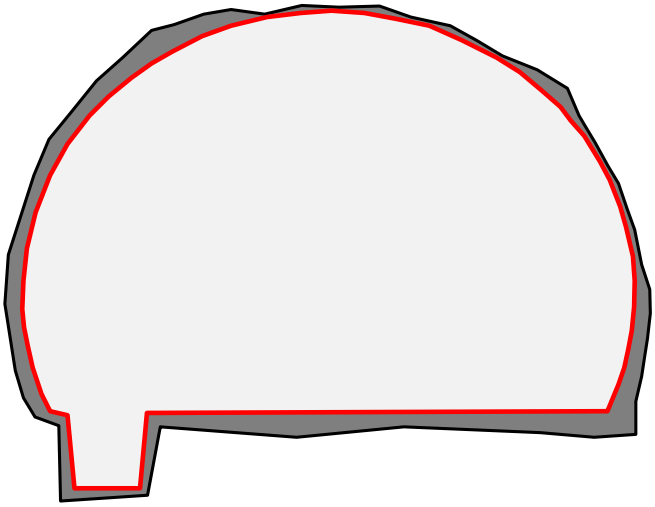
Alt etter hvilket materiale man jobber med og hvilket salveresultat man vil oppnå, må disse tre tingene tilpasses. Eksempler på forskjellige salveresultater er blokksteinsprengning der man ønsker å produsere store fragmenter uten sprekker, og pukkproduksjon der man ønsker et ferdig sprengt materiale som krever minst mulig tilførsel av energi i etterkant i form av mekanisk knusing før man har en salgbar vare. Et salveresultat kan også være andre ting enn størrelse på fragmenter, for eksempel ved demolering av konstruksjoner der ønsket salveresultat kan være at en enkel bygningsdel kollapser på en spesiell måte uten at omgivelsene skades.

Tunnelsprengning
Hovedforskjellen mellom tunnelsprengning og paller i dagen er at tunnelsprenging bare har en flate å bryte mot i motsetning til pallsprengning hvor vi har to eller flere frie flater. En tunnelsalve er derfor mye kraftigere innspent enn en salve i dagen. Innspenningen er sterkere jo mindre tverrsnittet er og sprengstofforbruket øker tilsvarende. I motsetning til sprengning i dagen, vil fremdriftsretningen alltid stå loddrett på angrepsflaten/stuffen. Ut fra dette kan man påstå at en tunnelsalve alltid er overladet sammenlignet med en pallsalve i dagen. Det har allikevel liten hensikt å sammenligne de to typene fjellsprengning direkte.

Her må man gå et steg tilbake og bestemme hva som definerer et ønsket salveresultat for en tunnelsalve:

- Man etterlater et hulrom som er så nær teoretisk størrelse som mulig, samtidig som man har plass til å ansette borhull til neste salve.
- Man ønsker en inndrift som tilsvarer borhullenes lengde

- Berget må være fragmentert på en slik måte at det kan lastes ut med utstyret som er tilgjengelig, sekundert ønsker man lavest mulig slitasje og energiforbruk på lasteutstyret.
- Skaden på det gjenstående berget er så liten som mulig.
- Det står ikke igjen berg som må sprenges ned i etterkant, omskyting.
- Stuffen som etterlates til neste salve er i en sånn tilstand at man enkelt kommer til for å bore denne, minimalt med rensk
- Alt sprengstoff som er ladet er omsatt slik at man slipper å håndtere dette i etterkant.



Figur 4: En vesentlig del av en vellykket tunnelsalve er at man etterlater et hulrom som er stort nok

For å få til dette justerer man altså overnevnte faktorer:

- Sprengstoffets distribusjon styres ved å plassere borhullene i en borplan
- Sprengstoffets energi styres ved at man velger riktig produkt og mengde som lades i hvert hull
- Innspenningstiden styres ved at man forsinker ladningene etter en bestemt tennplan

Man kan vanskelig tenke seg hvor mange ulike kombinasjoner av bor-, lade- og tennplaner som har vært anvendt i Norge i moderne tid. Ingen salver er like, og det vil alltid være et behov for å tilpasse salver til unike forhold på sprengningsstedet. Ofte vil man være bundet av begrensninger man har på utstyr, produkter og tilgjengelig arbeidskraft.

De siste 25-30 årene har ikke-elektriske tennsystemer vært så å si enerådende i norske tunneler. Sikkerheten mot utidig opptenning forårsaket av krypstrømmer trumfet de elektriske tennerne, og etter hvert ble det også tilgang på lengre og flere intervaller til å kunne justere tennplanene med. Mye av sprengingsteknikken som brukes i tunnelpsrengningen i dag er derfor bygd opp rundt de intervalltider som er tilgjengelige.

FORSØK MED ELEKTRONISKE TENNERE I TUNNELER

Som nevnt over er det gjennomført en rekke forsøk med bruk av elektroniske tennere. På 1990 tallet ble det gjennomført forsøksserier i Gjøvik fjellhall, i Neset tunnel og i Hanekleivtunnelen (*Jensen, 1997*). Ut fra disse forsøkene synes konklusjonen å være

temmelig entydig: ved å bruke elektroniske tennere i konturrasten ser man forbedring i konturkvaliteten. Forbedringen ses enten i form av økt antall synlige borpiper, mindre rensk, mindre overmasse eller en kombinasjon av disse tre. Av forsøk som har vært gjennomført de senere år kan det nevnes kontursprengning i Gevingåstunnelen i 2010, Ulvintunnelen på FP2 i 2012, i Jarlsbergtunnelen i Tønsberg i 2010 og i Stasjonen i Holmestrand. Av mer omfattende forsøk nevnes FV446 Vågsbygd i 2011, Ønnsåsen tunnel på Vestfoldbanen i 2014, Bagnskleivtunnelen i Bagn i 2017, og i Svartåstunnelen på Kongsberg i 2017. Det er ikke gjort en grundig oppsummering av alle disse forsøkene samlet.

For Ønnsåsen og Bagn ser man positive effekter i forhold til salveresultat herunder konturkvalitet, overmasse, framkast, inndrift og utlasting (*Hugaas, Rømcke, Olsen 2014*) *(Hannestad 2014) (Bøklepp, Eggerud, Holen 2017).*

Det er også gjennomført forsøk i Bjørnegårdtunnelen i Sandvika i 2016/2017 uten at utfallet av disse forsøkene er gjort kjent.

Figur 5: Fra stuff i Ønnsåsen tunnel etter salve skutt med elektroniske tennere (Hannestad 2014, foto: Tor Andre Andreassen)

Hensikten med forsøkene i Svartåstunnelen var å sammenligne målte vibrasjoner fra salver skutt med elektroniske tennere med salver skutt med non-el tennere og forsinkerblokker. Forsøket ga ingen klar fordel i med tanke på vibrasjoner, men det skal nevnes at det i utgangspunktet var lave vibrasjoner målt her i utgangspunktet. Forsøkene gjennom 2011 på FV.456 i Vågsbygd viste en nedgang i målte vibrasjoner sammenlignet med non-el salver og man fikk et mer forutsigbart vibrasjonsbilde etter salvene.

Bruk av tennerne
Et åpenbart aspekt ved bruk av elektroniske tennere som ofte trekkes fram (ikke bare for tunneldrift) er ekstra tidsforbruk til kobling av tennere. Forsøkene i Ønnsåsen viste en gjennomsnittlig økning i lade og koblingsarbeidet på ca. 43 minutter, men samtidig var denne synkende utover i forsøksperioden (*Hannestad, 2014*). Når man så på salvesyklusen under ett så man riktignok ingen klar økning i tiden på denne. Direkte sammenlignet med non-el systemer, vil man ikke med dagens tilgjengelige elektroniske tennsystemer kunne konkurrere på tiden det tar å koble opp en salve. Dette er fordi en normal non-el salve nærmest vilkårlig kan buntes sammen til en ringlunte. De elektroniske tennerne må registreres en og en med en loggeenhet og kobles enkeltvis inn på en felles busskabel. På den annen siden slipper man å ta hensyn til hvilken tenner som blir ladet i hvert enkelt hull, siden alle de elektroniske tennerne er like. Man må uansett regne med at lade- og koblingsprosessen kan optimaliseres og effektiviseres sammenlignet med erfaringer som er gjort til nå i forsøkssammenheng, blant annet med å tilpasse arbeidsprosedyrene til stuffens størrelse og tilgjengelig utstyr og personell.

Figur 6: Scanning av tennere etter lading

SALVERESULTATER
Selv om erfaringene som er gjort til nå, fortsatt er begrenset til relativt få anlegg kan man allikevel utfra disse antyde hva man kan oppnå ved å benytte elektroniske tennere i stedet for konvensjonelle non-el tennere:

- Jevnere kontur
- Mindre overmasse
- Mindre rensk

- Mindre forbruk av sprutbetong
- Mindre transport av masser ut
- Lettere utlasting som betyr mindre slitasje og lavere energiforbruk på maskiner
- I mindre grad omskyting av gjenstående berg
- Lavere nivå på markbårne vibrasjoner

Det er riktignok ikke slik at de elektroniske tennerne alene gir de positive effektene som er listet opp ovenfor, men her kan man snu om problemstillingen: Hva er det som forårsaker dårlig konturkvalitet, gjenstående berg og dårlig fragmenterte, tungt lastbare røyser osv? Det skyldes mest sannsynlig ikke opptenningen alene, men om man ser tilbake på hva man definerer som kriteriene for et vellykket salveresultat, så kan det ikke ses på som noen ulempe å kunne ha en høy grad av kontroll på opptenningen av salvene. En fleksibel tennplan vil være et viktig verktøy for å kunne justere bore- og ladeplanen.

Som med andre tekniske endringer i tunneldrift kan det riktignok være vanskelig å sette to streker under en konklusjon når man vet at fjellforhold varierer og at det kan være et komplisert driftsbilde man skal sette endringer opp i mot.

Anlegg i drift
Pr. 1. november er det tatt i bruk elektroniske tennere på all tunnelsprengning på E18 Kjørholt og Bambletunnelene. Der det i tillegg til driving av ca. 3 km nye tunneler skal eksiterende løp renoveres noe som innebærer en god del strossing her. Det er for tidlig å si noe om effekten bruk av elektroniske tennere har for sluttresultatet.

På FV17 Liafjellet i Nordland skal det til sammen drives ca. 2300 meter tunnel.

I tillegg er det planlagt oppstart i løpet av november med sprengningsarbeider på Oset renseanlegg i Oslo der elektroniske tennere skal anvendes i kontur.

Konklusjon
Per i dag er det for tidlig å gi en entydig dom over effekten det har hatt å innføre krav om bruk av elektroniske tennere i tunneldrift. Det registreres fortsatt en skepsis i bransjen, som kanskje i stor grad kan tilskrives de begrensede erfaringene. Om man sammenligner med utviklingen som har skjedd i forbindelse med dagsprengning kan man likevel forvente en markant økning i bruken av dette i årene som kommer. Når man velger å ta i bruk elektroniske tennere av sikkerhetsmessige årsaker eller på grunn av krav til dokumentasjon, vil ikke økonomien i tiltaket nødvendigvis være direkte målbar, men hvis man tar utgangspunkt i de mulighetene dette nye verktøyet gir mht. sprengningstekniske resultater vil nok også de positive innsparingene komme fram etter hvert. Det er riktignok avgjørende at alle involverte parter, det vil si leverandører, entreprenører, byggherrer og anleggseiere sammen ser på både positive og negative effekter ved å bruke denne tennertypen. Det har liten hensikt å trekke konklusjoner basert på salveresultatet fra en enkelt salve, eller fra tre salver satt opp mot tre non-el salver. Den økonomiske gevinsten ligger ikke nødvendigvis i hver enkelt salve eller isolert sett i bore og sprengningsjobben. Hvis man heller løfter blikket og ser på gevinster over et helt byggprosjekt eller i vedlikeholdskostnadene for en tunnel i dens levetid.

KILDER

Hugaas E., Rømcke O. og Olsen, V (2014) «Sprengningstekniske forsøk – UFP05 Skillingsmyr Entreprisen, Vestfoldbanen», NFF, Fjellsprengningsdagen 2014

Hauknes, I. (2017) «INGENIØRGEOLOGI FOR BYGGE- OG ANLEGGSLEDERE I UNDERJORDSARBEIDER 11) Sprengningsteknikk Boring, sprengning, konturkvalitet og vibrasjoner», NTNU/NFF, revisjon av Arve Fauskes kompendium fra 2008.

Jensen, P (1997) «Tennsystemer Krav til –og forbedring av kontur», Dyni Industrier ASA Dyno Nobel, NFF – Kurs Storefjell 24.- 26.02.1997.

Hannestad, E (2014) «Konturspreng ning i tunnel - Med fokus på sprengningsteknisk forsøk med elektroniske tennere i Ønnsåsen jernbanetunnel», NTNU prosjektoppgave.

Bøklepp, A., Eggerud, J.G., Holen, R., (2017) «Forsøk med elektroniske tennere, Bagnskleiv tunnelen E16» Fagskolen Innlandet, HOVEDPROSJEKToppgave

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK

BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2017

MAPPING AND MODELLING OF SUBSEA SLIDES IN BJØRNAFJORDEN, WESTERN NORWAY

KARTLEGGING OG MODELLERING AV UNDERSJØISKE SKRED I BJØRNAFJORDEN PÅ VESTLANDET

Heidi Kjennbakken, Statens vegvesen, Region vest/Vegdirektoratet

Muhammad Adeel Mazhar, Statens vegvesen, Region vest/Vegdirektoratet

Samson Degago, Statens vegvesen, Vegdirektoratet

Knut Schröder, NGI

Haflidi Haflidason, Institutt for geovitenskap, Universitetet i Bergen

SUMMARY

The Norwegian Public Roads Administration (NPRA) is planning to build a ferry free connection between Kristiansand and Trondheim. Tunnels or bridges will cross several fjords on this 1100 km long stretch. One of the bridges will cross the 5000 m wide and 560 m deep Bjørnafjorden, located south of Bergen. Extensive studies have presented several feasible concepts, some with seabed anchoring. In the summer of 2017, NPRA decided that two floating bridge solutions were the best solutions for Bjørnafjorden. One is a curved end-anchored bridge and the other is a straight side-anchored bridge. The anchoring system takes up large forces from the bridge, which means that extensive ground examinations are necessary to evaluate which of the two concepts is the most suitable for Bjørnafjorden. The aim of the project is to define risks related to slides, identify and optimize anchor locations and anchor solutions. Seabed mapping has revealed many historic slides in Bjørnafjorden. These slides will be mapped in more detail, radiocarbon dated and modelled to increase the knowledge on slide frequency and expected loads on the anchorages from a slide. This is work in progress, and this paper presents some preliminary geological and geotechnical results focusing on slides and slope stability.

SAMMENDRAG

Gjennom Nasjonal Transportplan ble det bestemt at Statens vegvesen skal planlegge en ferjefri forbindelse mellom Kristiansand og Trondheim. På denne 1100 km lange strekningen er det flere fjorder som skal krysses med tunneler eller broer. Bjørnafjorden skal krysses med bru. Fjorden ligger rett sør for Bergen, er 560 m dyp og over 5000 m lang ved krysningen. Dette blir verdens lengste bru bygget på så store vanndyp. Omfattende studier har presentert flere mulige konsepter, både med og uten bunnforankring. Under konseptnedvalg sommeren 2017 bestemte Statens vegvesen at to flytebruløsninger vurderes videre for Bjørnafjorden: En buet

endeforankret flytebru og en rett sideforankret flytebru. Forankringssystemet skal ta opp store krefter, så de geologiske og geotekniske egenskapene må være godt kjent. Ved videre vurdering av hvilken type flytebru som er best for Bjørnafjorden arbeides det med å definere skredrisiko, identifisere og optimalisere ankerlokaliteter og ankerdesign, noe som innebærer omfattende grunnundersøkelser. Under en kartlegging ble det kjent at det har forekommet flere undersjøiske skred. Skredene skal kartlegges mer detaljert, radiokarbondateres og modelleres for å øke kunnskapen om forventet skredfrekvens og eventuelle laster fra skred på ankrene. Dette arbeidet er pågående, og foreløpige geologiske og geotekniske resultater presenteres i denne artikkelen med fokus på skred og skråningsstabiliet.

1. INTRODUCTION

The Bjørnafjorden bridge crossing is part of a larger road project, ferry free E39, spanning from Kristiansand to Trondheim (Figure 1). The new road will reduce the travel time from about 22 hours to about 11 hours. Bjørnafjorden, just south of Bergen, is planned to be crossed by an approximately 5000 m long bridge. The length combined with the depth (560 m) required that innovative solutions had to be explored and developed over the past few years and several solutions rely on seabed anchors.

Figure 1: Overview of E39 highway between Kristiansand and Trondheim. The black broken lines indicate locations for planned fjord crossings (illustration: NPRA).

1.1. Floating bridge

NPRA evaluated several bridge solutions and during the summer 2017 NPRA decided that the preferred bridge concept across Bjørnafjorden is a floating bridge. There are two floating bridge types considered; a curved end-anchored floating bridge (Figure 2) and a straight side anchored floating bridge (Figure 3 and Figure 4). The straight side anchored bridge is planned to be anchored at four of its pontoons, each pontoon having four anchors to each side, which gives a total of 32 anchors (see Figure 4 for mooring system). Such types of anchor construction rely

on the seabed properties, such as sediment thickness and seabed angle. Currently, the proposed anchors are gravity anchors (where there is little or no sediments), suction anchors (< 5º slope angle, >15 m thick clay layer) and mixed gravity and suction anchor (<5º slope angle, 5-15 m thick clay layer).

Figure 2 Illustration of the curved end-anchored floating bridge across Bjørnafjorden. None of the pontoons is anchored to the seabed (illustration, NPRA).

The evaluation of the anchoring system for the side-anchored floating bridge requires thorough understanding of the subsea ground conditions to find optimal anchoring solutions and to identify risks related to the geological and geotechnical conditions, such as subsea slides. This paper presents site survey seabed-data collected with multibeam echosounder (MBE), geophysical sub bottom profiler (SBP), gravity cores, CPTu data and geotechnical laboratory results.

Figure 3 Illustration of the planned the straight side-anchored floating bridge across Bjørnafjorden (illustration: NPRA).

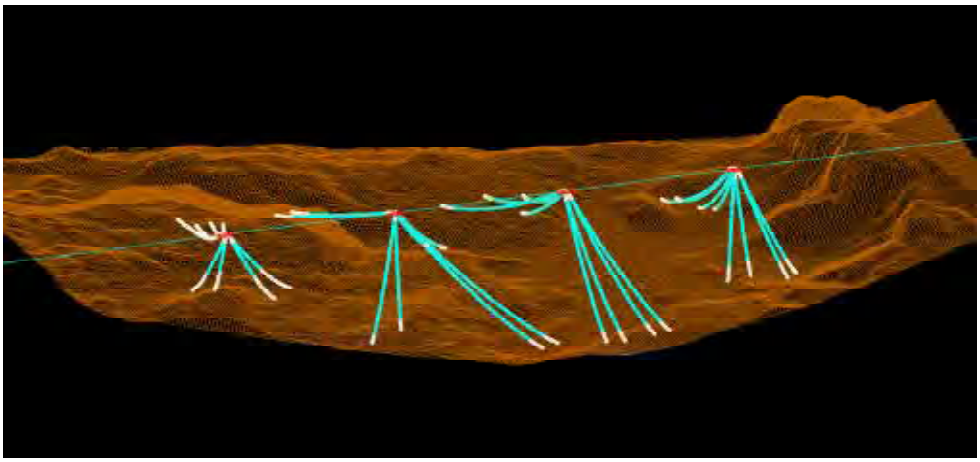


Figure 4 Illustration of mooring line system for the side-anchored floating bridge, connecting four of the pontoons to the seabed (Multiconsult, 2017).

1.2. BJØRNAFJORDEN GEOLOGY

Bjørnafjorden is situated at the junction between the Bergen Arch bedrock feature and the Cambro-Silurian bedrocks (e.g. Fossen et al., 2007). This implies that there are variable bedrock characteristics across the fjord. However, for this paper the most important geological characteristics are the fjord sediments.

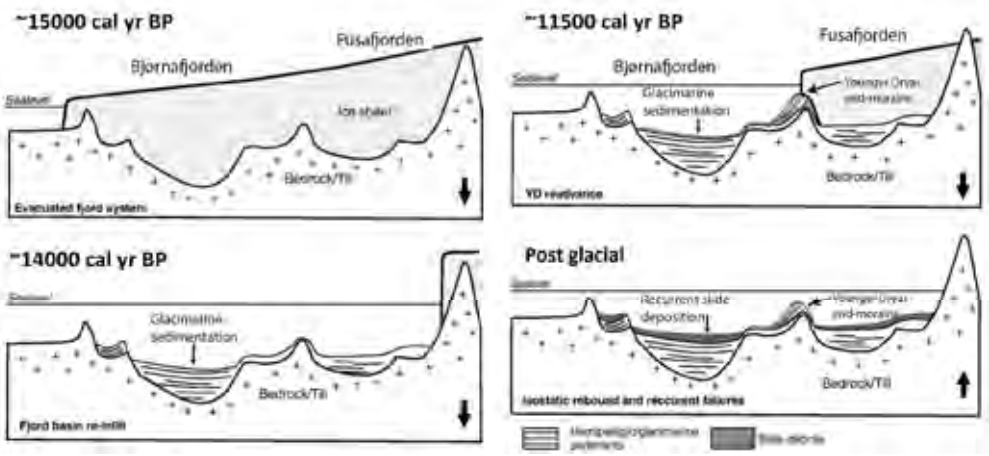


Figure 5 Simplified model of the geologic history in Bjørnafjorden, based on typical western Norwegian fjord history. Illustrating the glacial maximum, deposition of glacimarine sediments, the Younger Dryas advance and the mass wasting deposits during the isostatic uplift. The timing of the events are reported according to Lohne et al. (2004) (modified from Hjelstuen et al., 2009).

Fjord sediments are primarily related to the depositional processes after the last glacial maximum (~20 000 years ago e.g. Aarseth, 1997). During the last glacial maximum the ice sheet extended to the shelf, meaning that all fjords were covered by the glacier that scoured out most of the previously deposited sediments. In a few areas the glacier did not erode all the way to bedrock, causing the deposition of till (Figure 5). The till is generally observed as small patchy units in small basins and/or narrow N-S directed fjords, i.e. directed perpendicular to the main ice movement (Aarseth, 1997). During the deglaciation of the outer coastal area about 14 500 years ago (Lohne et al., 2004), the glacier retreated and deposited thick units of meltwater plumes, called glacimarine deposits. These glacimarine deposits can be identified in geophysical data as acoustically laminated sediments and constitutes a large portion of the fjord sediments (e.g. Aarseth, 1997; Hjelstuen et al., 2009). During the melting period, icebergs from the glacier could contain rock fragments and boulders that melted out and were deposited as drop stones. At about 13 000 years ago a climate deterioration period, named the Younger Dryas, initiated a new build-up of the Scandinavian ice-sheet. This readvance of the ice-sheet lasted about 1500 years and deposited a pronounced end moraine complex along most of the Norwegian coast (Mangerud et al., 2016). This Younger Dryas end moraine complex can be traced both on land and in many fjord areas (e.g. Mangerud et al., 2016; Lohne et al., 2004; Aarseth, et al., 1997). In Bjørnafjorden, the Younger Dryas moraine is located in the inner parts of Bjørnafjorden and in Fusafjorden, which is a few kilometres east of the planned bridge crossing (Figure 5 and Figure 6). This implies that the fjord crossing area was ice-free during the Younger Dryas period.

Figure 6 The location of the Younger Dryas moraine in the Bjørnafjorden area, indicated in red line. The Younger Dryas moraine is located east of the planned fjord crossing area (modified from Mangerud et al., 2016).

1.2.1. Earthquakes and slide events in fjords

Following the Younger Dryas cold period, the melting of the Fennoscandian ice-sheet happened very rapidly, causing a rapid glaci-isostatic rebound (e.g. Aarseth, 1997). The rapid isostatic rebound caused wide-spread submarine slide activity in western Norwegian fjords (Figure 5; Aarseth, 1997; Bøe et al., 2004). Sea-level reconstructions show that the fastest glaci-isostatic uplift was over about 7000-8000 cal years BP, coinciding with a transition towards less slide activity in western Norwegian fjords (e.g. Lohne et al., 2007; Bøe et al., 2004). The slides occurring after 7000 cal years BP are also attributed to earthquakes, but factors like sediment

accumulation and climate changes (increased precipitation) are also considered as triggering mechanisms of slides (e.g. Bellwald et al., 2016; Bøe et al., 2004). Bjørnafjorden is located between Stavanger and Stad, an area with the highest recorded density of earthquakes of magnitude 3 in Fennoscandia (Bungum et al., 2005).

2. METHODS

2.1. SEABED MAPPING

In a deep fjord with variable seabed conditions, it is nearly impossible to get accurate and detailed signals using hull mounted instruments. In order to decrease noise from the fjord sides and to get a smaller footprint and higher resolution of the data, most of the data was collected with a Remotely Operated Vehicle (ROV). The ROV flew 25 m over the seabed collecting bathymetry data and sub bottom data simultaneously. The ROV collected data in a north-south pattern with 50 m line spacing in order to achieve a digital terrain model with a resolution of 0,5 m. The ROV collected data along some east west routes for correlation of SBP data, but not as densely spaced. The MBE data was processed and gridded to a 0.5 m resolution digital terrain model (Figure 7).

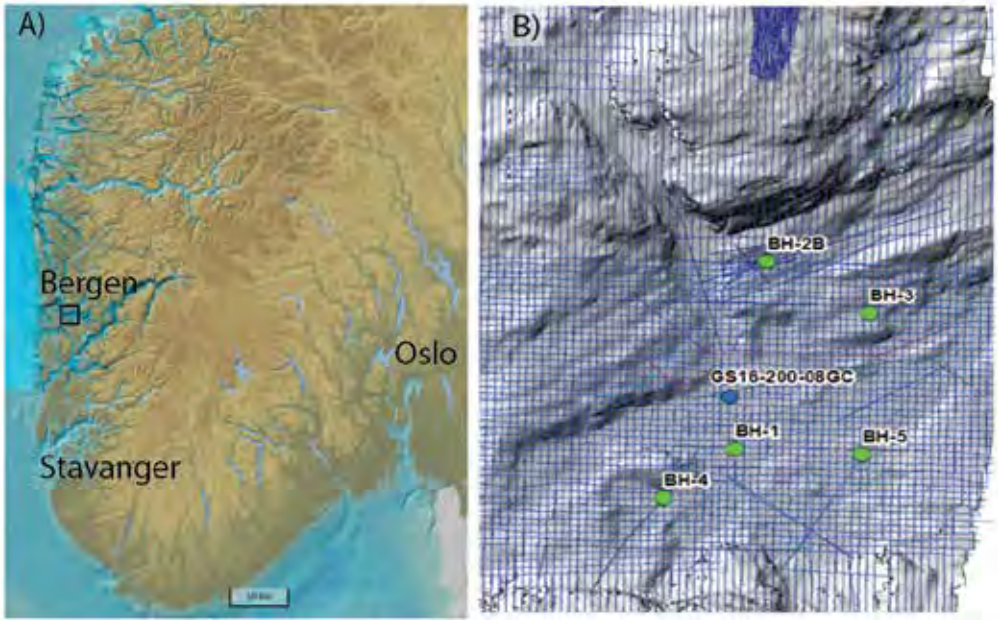


Figure 7 A) Map of the crossing area (www.Norgeskart.no, accessed October 2017). B) Survey map from the crossing area, including acoustic lines, geotechnical sites (green) and a gravity core for dating results (blue)

The acoustic seabed mapping was performed in the spring 2016 (details are presented in DSN, 2016). The ROV-based sensors were multibeam echosounder (MBE) type Kongsberg EM710 and two sub bottom profilers (SBP) type Innomar SES-1000 ROV and type Edgetech 2200-M. A smaller catamaran surveyed the east-west lines with an Innomar Deep SBP, 1-10 kHz system (DSN, 2016; Solli et al., 2017). The acoustic signal from the Edgetech 2200-M had high resolution and low penetration. The deeper stratigraphy underneath the acoustic laminated

sediments is illustrated with the TOPAS PS18 hull mounted sensor, data provided by the Department of Earth Science, University of Bergen

2.2. ISOPACH MAP

The isopach map (sediment thickness map) is based on the geophysical SBP data. For conversion to sediment thicknesses in meters, a velocity of 1500 m/s were used (DSN, 2016; Solli et al., 2017). In the deep basin (> 30 m of sediment thickness) the Innomar deep data was used, whilst the Edgetech data and Innomar SES-1000 provided higher resolution, and was used to detect acoustic basement (assumed bedrock) in areas with < 30 m of sediments. The latter systems were also used in the mapping of geophysical horizons and the identification of past slides.

2.3. GEOTECHNICAL SAMPLING

Following the geophysical seabed mapping, five geotechnical boreholes (BH) were carried out by Fugro Norway AS using their field investigation vessel MV Bucentaur (see BH locations in Figure 7). BH 1-4 were executed using a combined Cone Penetration Test (CPTu) and core sampling with piston type sampler (845 mm long samples with a diameter of 72 mm), whilst BH 5 was only CPTu sounding (NGI, 2016a). The laboratory tests were performed at NGI (NGI, 2016c;2016d). Offshore sampling comprise a total of 31 nos. bag samples / plexiglass samples, 21 nos. «Waxed subsamples» and 9 nos. undisturbed cylinder samples for material classification and advanced laboratory tests. Land-based laboratory tests include triaxial tests, cyclic direct shear tests, oedometer tests and index tests. Borehole depths range between 22.5 m to 45.9 m below the seabed. Water depth at drilling locations varies between 463.8 m to 561.2 m.

2.4. RADIOCARBON DATING

Radiocarbon dating of marine carbonate (benthic foraminifera) was used to identify the timing of slide events. The University of Bergen collected a sediment core (gravity core) in 2016 (Haflidason et al., 2016). The 2.9 m long GS16-200-08GC core was retrieved from 562 m water depth at 60° 06.082’ N, 05° 22.025’E (Figure 7 and Figure 15). The core was X-rayed and the upper section was analysed with a CT-scanner at the Earth Lab at the University of Bergen. The core lithology was described and scanned on an X-ray Fluorescence (XRF) core scanner and a multisencor core logger system. Several instrumental results were used to support the interpretation, but only the XRF Ca/Fe ratio is presented here. The XRF Ca/Fe ratio is used as an indication of relative changes of carbonate in the sediments. During warm periods the biologic productivity is generally higher than during glacial periods, and as a result it is expected higher Ca/Fe ratios in Holocene deposits compared to deglacial deposits (for more details of the XRF core scanning method, see e.g. Croudace and Rothwell, 2015). Following the instrumental analyses several 1 cm-intervals were wet sieved (63 μm, 150 μm and 1000 μm).

The sediment samples from the geotechnical survey (NGI, 2016a) were also utilized for radiocarbon dating after the geotechnical laboratory analyses were performed. These sediment units could not be analysed the same way as the gravity core since the sediments were disturbed during the geotechnical tests. Instead, the boreholes were correlated to the geophysical data, to identify hemipelagic units suitable for radiocarbon dating. These samples were also wet-sieved.

The carbonate microfossils used for radiocarbon dating were hand-picked from the sediment fraction >150 μm. To obtain a calendar age from the radiocarbon dating results, the calibration Marine13 curve was applied without any additional delta R correction (Reimer et al., 2013). The ages are reported as calendar years before 1950 AD, i.e. 1950 AD = 0 cal yr BP.

3. RESULTS

3.1. BATHYMETRY

The bathymetry map has a resolution of 0.5 m, which provides a detailed image of the seabed morphology. Bjørnafjorden is a wide fjord with undulating seabed and steep sides in the north and south (Figure 8). The surface shifts between smooth and rough areas, where the smooth areas reflects areas with sediment cover, whilst the rough areas reflects areas of exposed bedrock. Interpretation of the MBE data also suggest that there have been 45 historic slide events in the crossing area (DSN, 2016; Solli et al., 2017). The largest slide recorded in the crossing area had a runout distance of more than 2000 m (Figure 8).

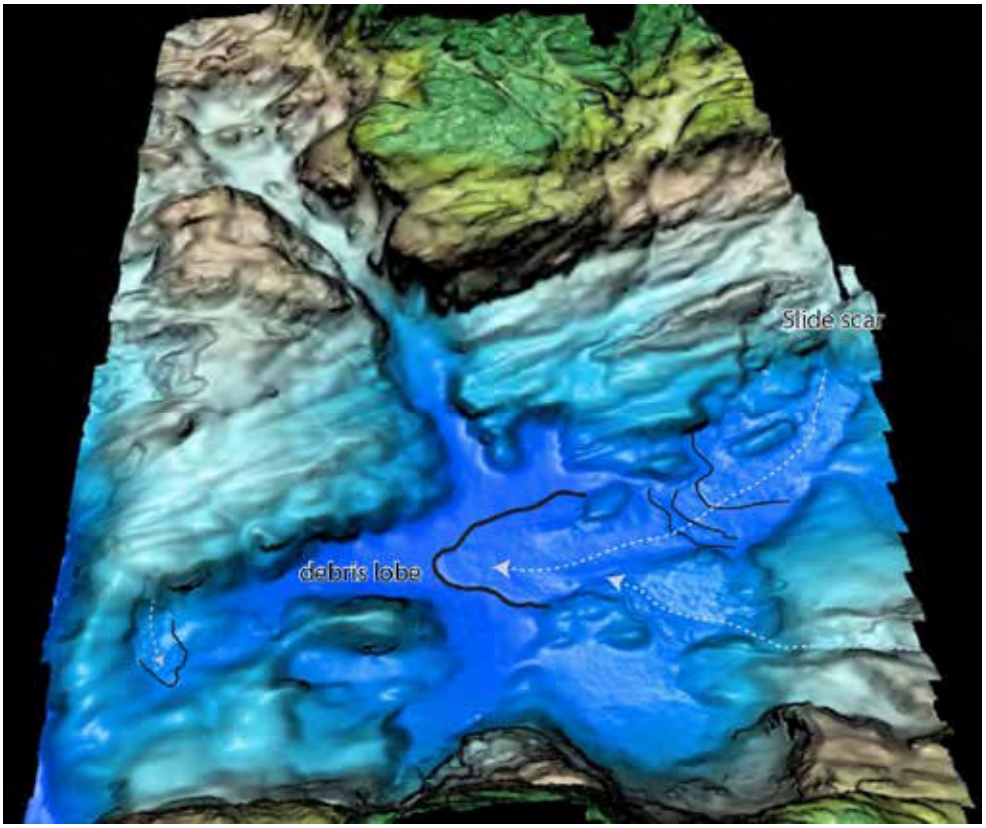


Figure 8 A 3D map of the bathymetry in the bridge crossing area, showing the undulating seabed topography. The smooth surfaces are areas with sediment cover, the rough surfaces reflects exposed bedrock. The interpretation of two debris lobes is indicated with black lines.

3.2. GEOPHYSICAL SUB-BOTTOM PROFILER (SBP) DATA

Geophysical acoustic methods were used to map sediment distribution and to identify past sedimentary processes, such as slide activity in Bjørnafjorden. In this context, Figure 9 illustrates the importance of ROV mapping in sloping areas with large sea depths. The sediments on the slopes are masked by side echo from the hull-mounted SBP data collected from the ship, whilst the ROV mounted sensor gives a detailed image of the sediment distribution. Figure 9 illustrates that the hull-mounted sensor penetrated deeper, whilst the ROV sensor had higher resolution

3.2.1. Description of geophysical units

The acoustic stratigraphy in Bjørnafjorden is similar to the stratigraphy presented from many western Norwegian fjords (e.g. Hjelstuen et al., 2009; Rise et al., 2006; Bøe et al., 2004; Aarseth, 1997), suggesting that the depositional processes in Bjørnafjorden were similar to other fjords. The boundary between the acoustic basement (no structure) and the acoustic signals is interpreted to reflect the transition between sediments and a hard layer, such as bedrock (illustrated in Figure 9). It can be challenging to distinguish between bedrock and till due to the compaction of till, but the outcropping of the acoustic basement occurs on slopes where the bedrock is exposed, suggesting that the boundary most likely is the bedrock surface, but possibilities of local till deposits cannot be excluded.

The acoustic signature in Bjørnafjorden has three typical characteristics, and are therefore divided into three Units (Figure 9).

Unit I is only visible in the TOPAS PS18 data. It is acoustically dark transparent and the structure of the unit does not follow the underlying topography, which means that the unit probably have been redeposited or disturbed. Similar characteristics in Bjørnafjorden have previously been interpreted to be till (NGU, 1987). Unit I is therefore interpreted to be till.

Unit II consist of acoustically laminated sediments, and constitutes the majority of the sequence (Figure 9). The TOPAS PS18 data show that the acoustically laminated sequence contains two sub-units (Figure 9). The lower part of the unit is acoustically laminated with weaker reflectors (IIa) whilst the upper has stronger reflectors (IIb). Unit II is found over the entire basins and on the sloping areas (< 30 degree). The foraminifera picked for dating was *Nonionellina labradorica*, which is a foraminifera that prefers cold waters (e.g. Klitgaard-Kristensen et al., 2001). This characteristic is typical for glacimarine deposits in fjords (e.g. Aarseth et al., 1989; Aarseth, 1997; Hjelstuen et al., 2009) and Unit II is interpreted to reflect glacimarine deposits (meltwater plumes). The weaker laminated deposits are older and probably deposited before the Younger Dryas advance. The overlying stronger acoustic signal is most likely deposited when the glacier was more proximal, possibly during and right after the Younger Dryas climate deterioration.

Unit III consist of several transparent bodies, some are separated with darker smooth reflectors, and some transparent units are separated with darker chaotic reflectors. Some of these bodies occur directly below the slide lobes that are visible on the seabed. These observations are typical for slide deposits. The stronger reflectors often reflect higher density, and is a typical characteristic on the top of a slide unit. We interpret the chaotic reflectors to represent disturbed sediments, such as from slide ploughing, whilst the completely transparent bodies consist of more homogenous sediments. Unit III is interpreted to reflect post glacial slide debrites interbedded by hemipelagic sedimentation, which is commonly found in western Norwegian

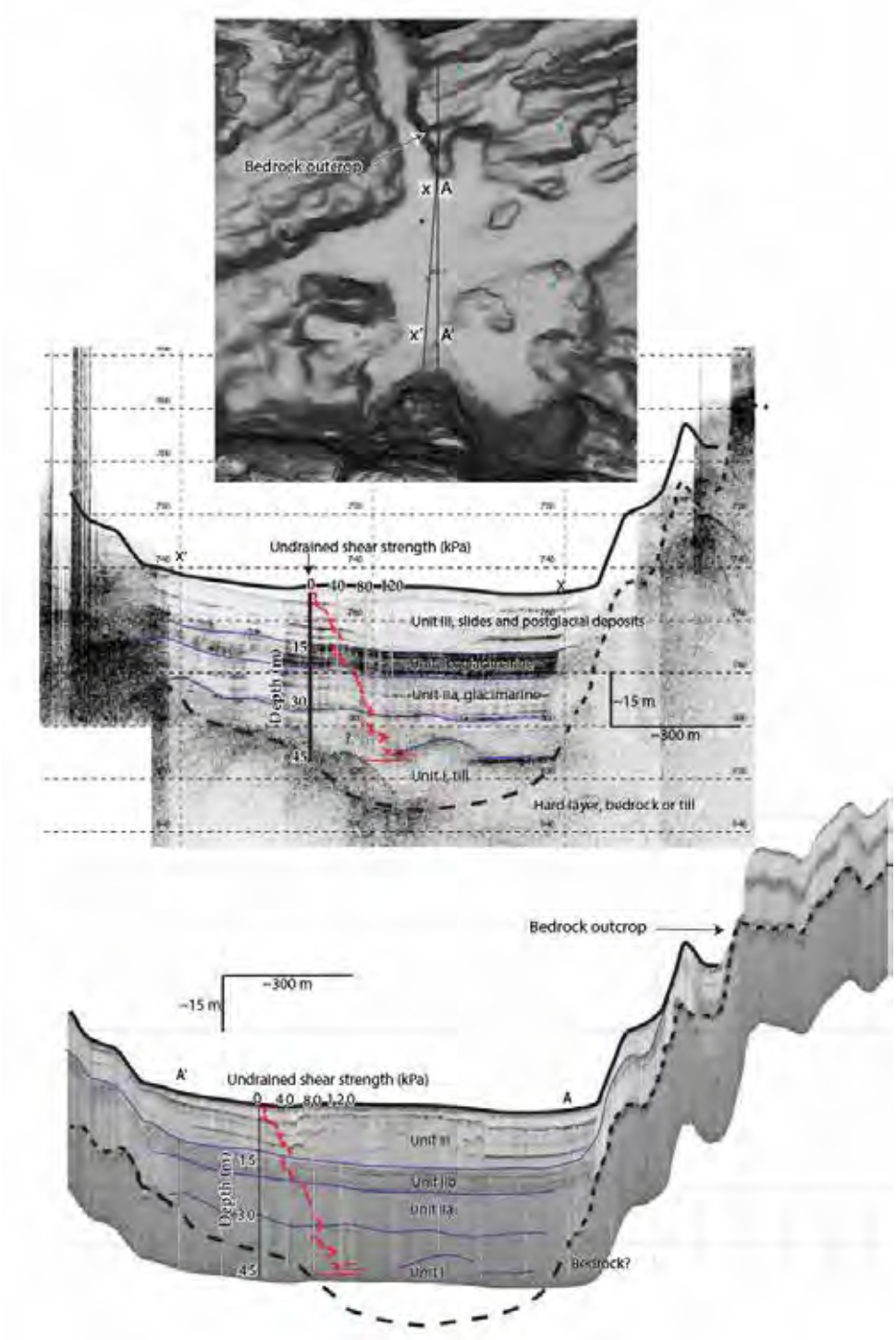


Figure 9 Example of two acoustic profiles, details are presented in the text.

fjords (Bellwald et al., 2016; Hjelstuen et al., 2009). The foraminifera used for radiocarbon dating was Melonis barleeanus, which is a common Holocene species in western Norwegian fjords (e.g. Klitgaard-Kristensen et al., 2001), lending support to the interpretation.

In Figure 9, the upper acoustic profile (X-X') is collected with a hull-mounted TOPAS PS18. The profile shows the acoustic basement in the deepest sediment basin, but upper resolution is lower and the signal is disturbed by side echo. The lower acoustic profile (A-A') was collected with the Edgetech 2200M mounted on an ROV-platform. The profile has no side echo and higher vertical resolution, but does not penetrate to the hard layer when the sediment thickness exceeds about 30 m. Both profiles supplement each other and are applied to interpret the depositional environment. Black vertical line indicate CPTu location, and the undrained shear strength profile (red line) for comparison with various acoustic signatures.

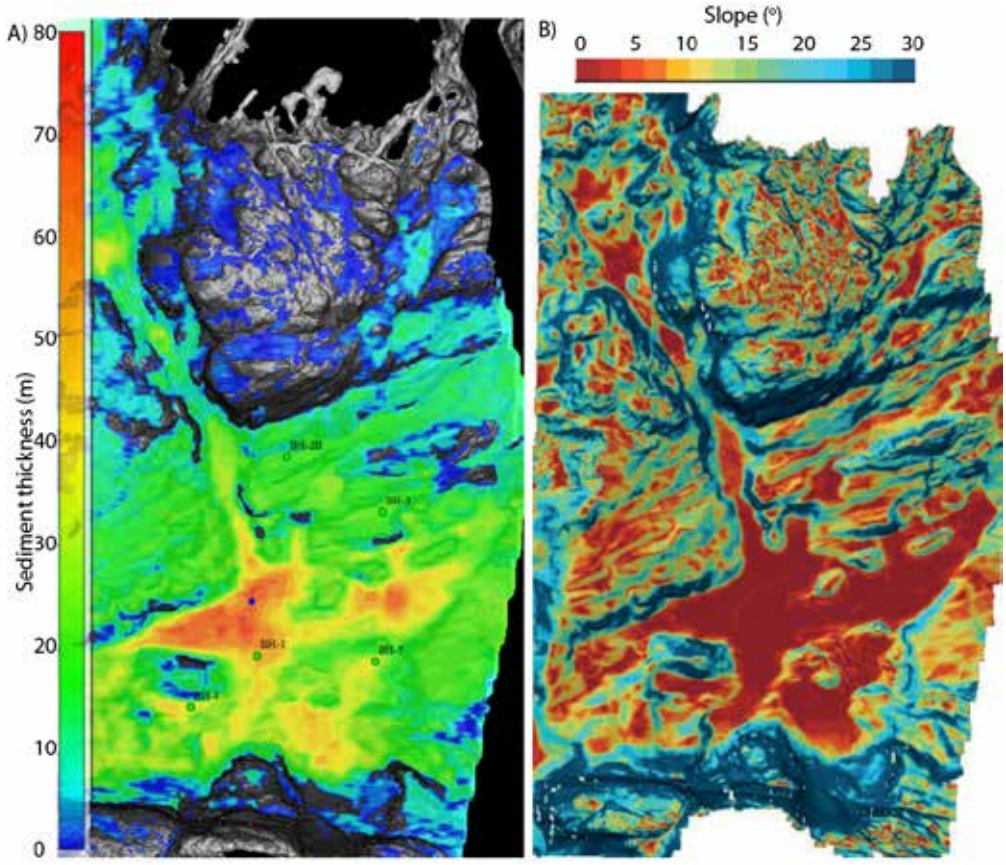


Figure 10 A) Isopach map showing the sediment thickness in Bjørnafjorden. Using an acoustic velocity of 1500 m/s the thickest deposits in the basin are nearly 80 m, whilst the slopes have sediment thicknesses of about 20 m. The legend to the left indicates the sediment thickness (developed based on data provided by DSN, 2016). B) slope gradient map (modified from Solli et al., 2017).

3.2.1. Sediment thickness map

The sediment thickness map presented in Figure 10 is based on the assumption that the acoustic basement reflects bedrock. The data show that maximum sediment thickness in the basin is about 80 m. The thickness decreases along the slopes to about 25 m on the flat slopes, to 5-15 m on steeper slopes. The bedrock is exposed on the shallower areas and on the steepest slopes (Figure 10).

3.3. GEOTECHNICAL PROPERTIES

The geotechnical results in Bjørnafjorden were relatively uniform, although the samples were distributed over the basin (Figure 7 and Figure 11). The sediments can generally be described as very low to high shear strength clay. At the bottom of the boreholes a layer of sandy silty clayey material is encountered. This interpretation is based on CPTu probes, in-situ description of the sample material and laboratory analyses performed both offshore and onshore. The Su profiles are relatively consistent and are assumed to represent the geographic strength conditions on areas sloping less than 5°.

One important note is that the boreholes are solely located at flat areas with slopes of <5 degree inclination. The sloping areas will most likely have higher undrained shear strength than reported here. Geotechnical sampling in areas sloping more than 5° will be conducted to get better slope stability analyses (work in progress).

The grain size data show that the deposits in Bjørnafjorden mainly consist of clay with 40-65 % clay, 55-35 % silt and less than 8 % sand (Figure 12). Below the clay the CPTu penetrated a thinner layer of less sorted deposits with 9 % clay, 35 % silt, 50 % sand and 6 % gravel. It was not possible to continue the CPTu testing below this unit, due to high resistance (NGI, 2016a; 2016c; 2016d). Bedrock has not been confirmed by rock drilling. In general, the undrained shear strength (Su) increases linearly with depth in the clay deposits. In the lowermost unsorted deposits, the Su increases abruptly (Figure 11 and Figure 12).

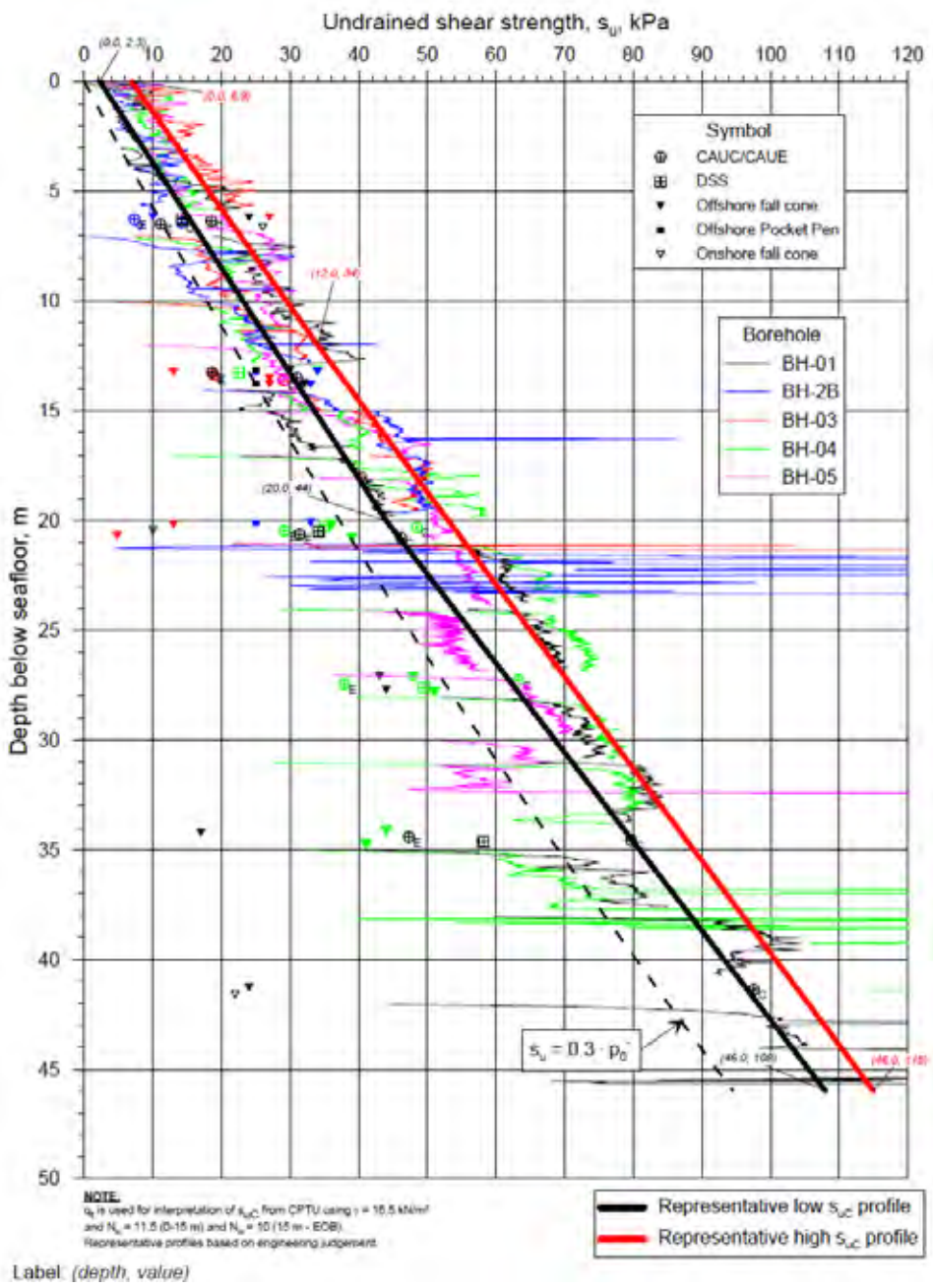


Figure 11 Undrained shear strength (Su) calculated from CPTu data and laboratory results. The s_{uC} is based on the equation from Karlsrud et al., 2005 based on the N_{kt} cone factor(NGI, 2016d).

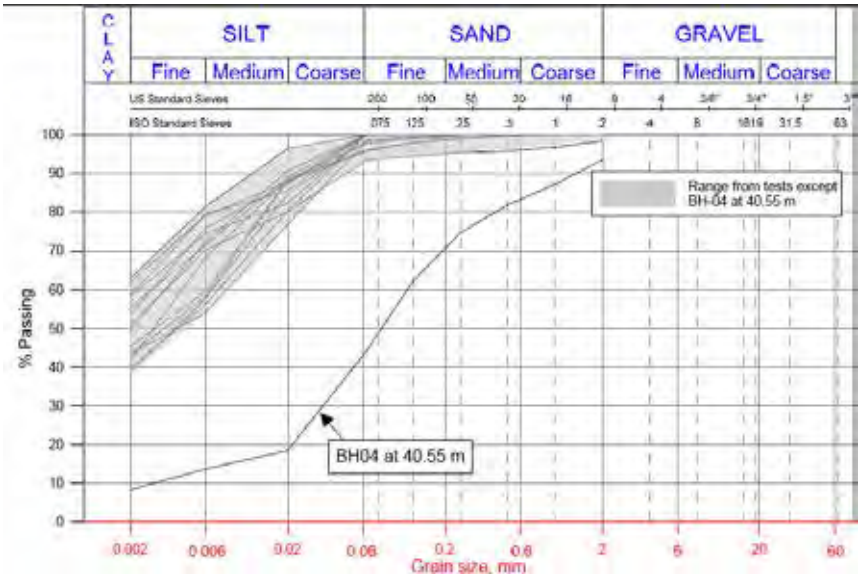


Figure 12 Grain size distribution in Bjørnafjorden (NGI, 2016d)

3.2. 1D SLOPE STABILITY CALCULATIONS

The bathymetry (slope), spatial sediment thicknesses and the Su profile were used to geographically map slope stability and areas of suitable anchor localities using a screening tool (Figure 13; NGI, 2016b; NGI, 2017; Carlton et al., 2017; submitted). To calculate the static slope stability (factor of safety) and the transient shear strain caused by the design earthquake, the project used infinite slope stability calculations. The screening tool included depth to bedrock, topography, slope and geotechnical properties. In Bjørnafjorden the spatial geotechnical variability was considered homogenous, and one Su profile (Figure 11) was applied for the entire study area (NGI, 2016b).

Several maps were generated with the NGI screening tool, some maps identified appropriate anchor localities, which was an efficient way to collaborate with the bridge engineers (Figure 13). Sediment thickness, seabed slope and the geotechnical properties were applied to define suitable anchor localities in a map. The bridge engineers utilized the map to find locations that would satisfy the required symmetry for the bridge and required angle of the mooring lines. Based on the selected anchor positions the loads on the anchors were calculated. Further explanation of the adopted method is presented in the reports from NGI (2016b and 2017) and the papers by Carlton et al. (2017 and *submitted*).

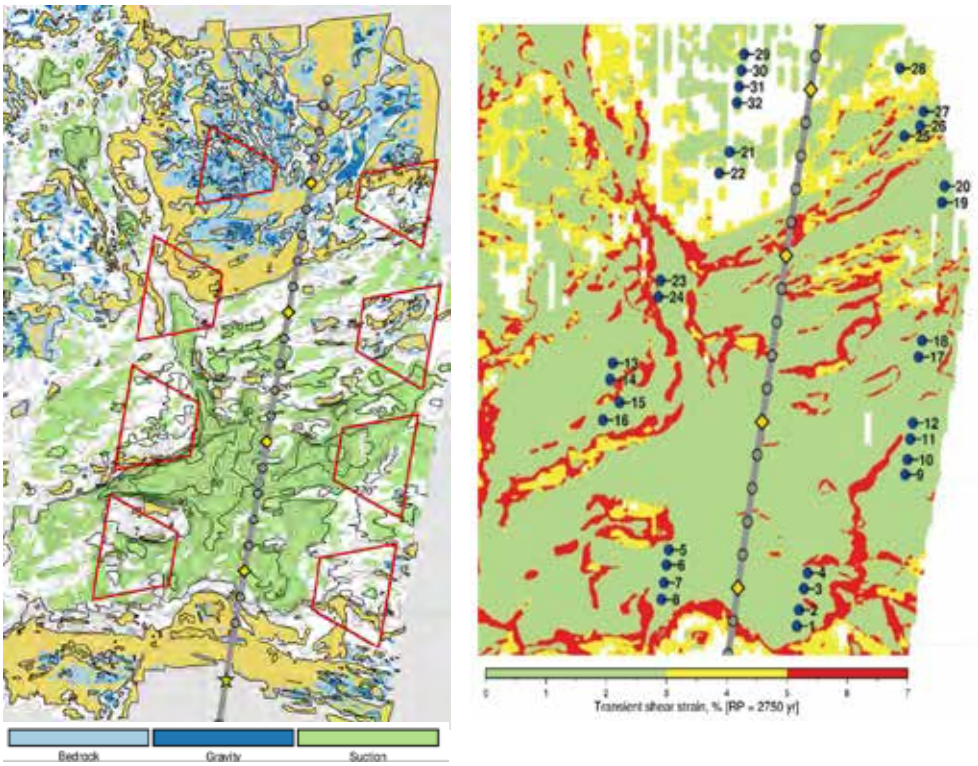


Figure 13 Left map indicate suitable anchor locations based on the Su profile, slope and sediment thickness. Right map indicate transient shear strain for earthquake of 2750 year return period along with indicated anchor locations (NGI, 2017)

The transient shear strain map (Figure 13) show that the global slope stability is too low to meet requirements defined in Eurocode 8 and a better understanding of the slope stability is necessary. The analyses show that the slopes are stable in today's static condition, but a severe earthquake could cause the same slope to fail.

3.3. AGE OF PAST SLIDE EVENTS

Two major uncertainties, in addition to the geotechnical properties at the slopes,are the frequency of the past slides and their likely ploughing depths. Radiocarbon dates give information about sedimentation rates and slide frequencies.

3.3.1. Identification of slide deposits in sediment core

To distinguish between slide deposits and hemipelagic deposits the gravity core GS16-200-08GC was analysed and described (Figure 14 and Figure 15). The geologic interpretation of the sediment core shows five units, which are described from the oldest to youngest (bottom up).

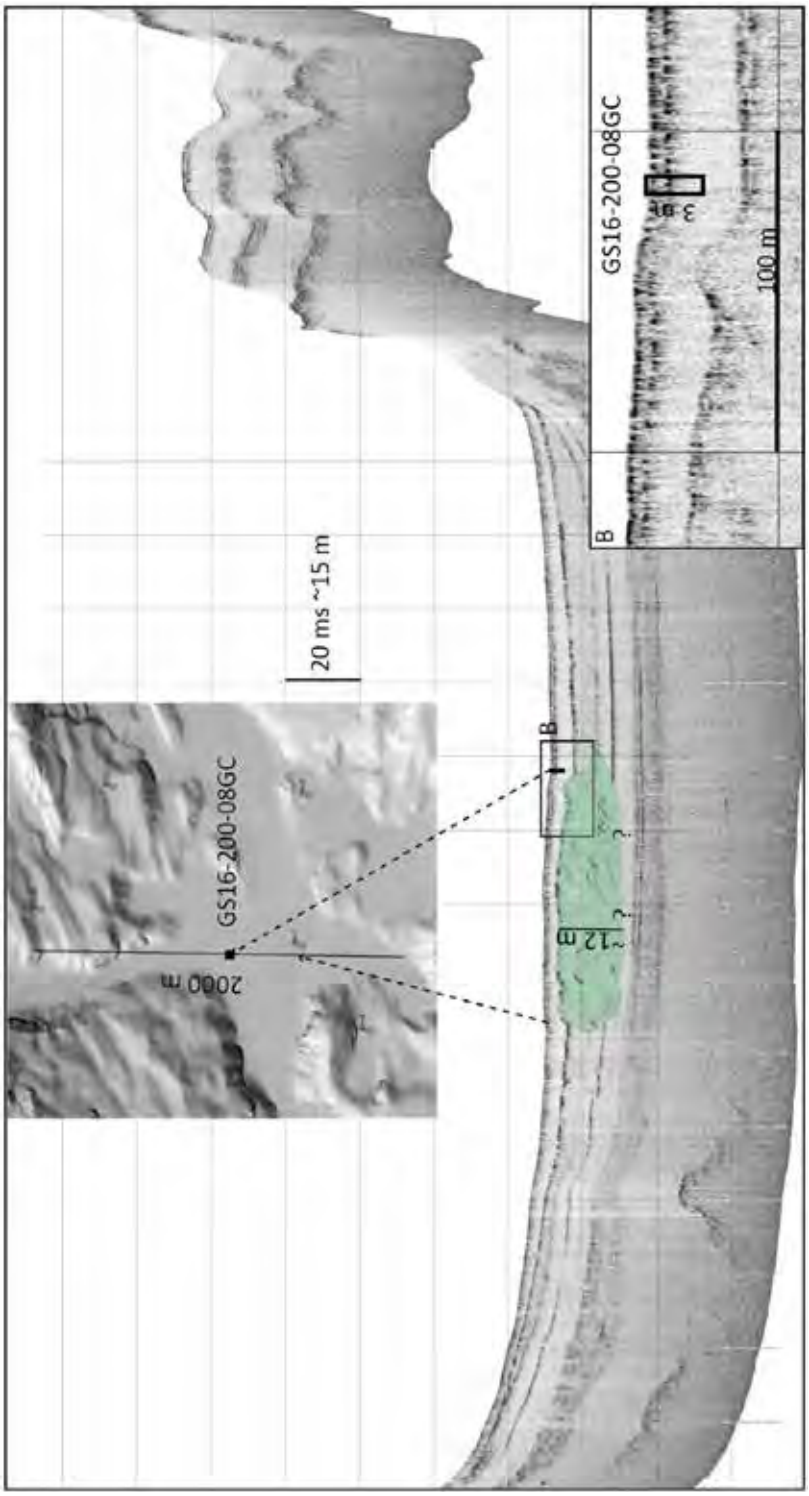


Figure 14 Map indicating location of the 3 m long gravity core GS16-200-08GC used for radiocarbon dating. The position of the core is indicated on the SBP profile crossing the fjord basin. B) Core position on a zoomed SBP profile to illustrate the two black horizons that extent across the basin. These two horizons correspond to the two slide events identified in the core and can be used as an age estimate across the basin

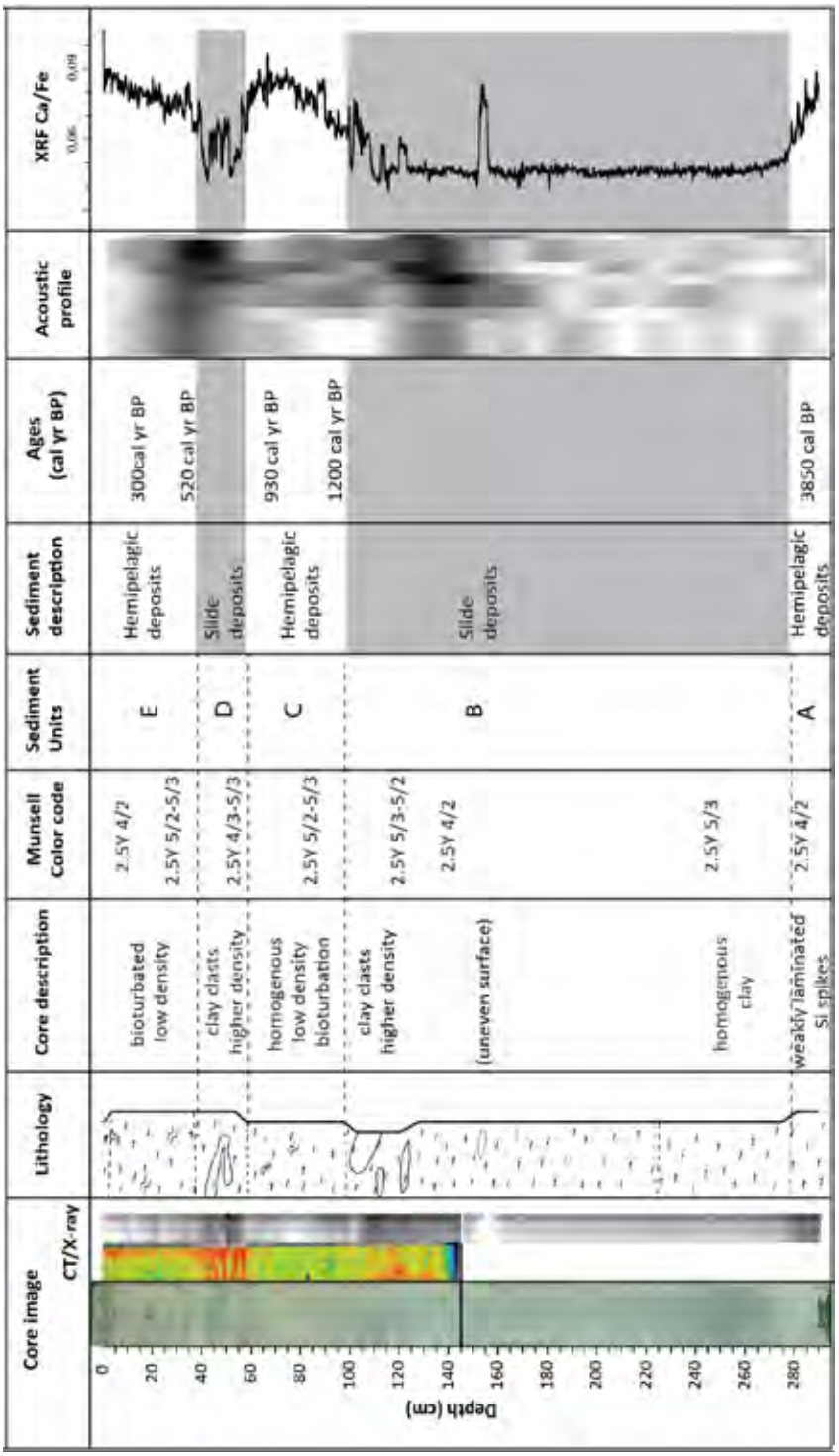


Figure 15 GS16-200-08GC core details: image, x-ray, lithology, sediment units, depositional interpretation, calibrated age, acoustic profile and XRF Ca/Fe ratio.

3.3.1. Chronology

Unit A: The bottom part of the core is weakly laminated (X-ray). Microscope analyses show that this unit contain many micro-sized silica spikes, which are very fragile. The Ca/Fe ratio is relatively high, suggesting higher carbonate content. These observations are consistent with hemipelagic sediments.

Unit B: This unit is about 180 cm thick. It is characterized by homogenous sediments at the bottom and clasts at the top. The Ca/Fe ratio is low, suggesting lower carbonate content. The clasts in the upper part of the unit and the lack of an upward fining of the sediments, suggest that the deposits reflect a debris flow event rather than a turbidite. It cannot be ruled out that the unit consist of several slide events.

Unit C has lower density, as seen in the CT scanning X-ray image, there are no evidence of clasts, but traces of bioturbation. The Ca/Fe ration suggest higher productivity of carbonate. This is consistent with hemipelagic sediments.

Unit D is only 25 cm thick. The images and CT scanning X-ray show clasts in the sediments and higher density. This unit is interpreted to be a slide deposit.

Unit E has lower density, as seen in the CT scanning X-ray image and there are many traces of bioturbation. The Ca/Fe ratio is of similar levels to unit A and C, indicating Holocene hemipelagic sediments and the unit is interpreted to be hemipelagic.

In order to obtain an age of the identified slide events in the gravity core, hemipelagic sediments just above and below the slide deposits were radiocarbon dated (Table 1 and Figure 15). Slide deposits generally erode in the sediments, meaning that the age just above the slide event is more representative than the age below the event. Two intervals from the same hemipelagic unit are radiocarbon dated, which confirmed that the sediments are hemipelagic (oldest ages at the bottom). From this, we conclude that the most resent slide occurred somewhat before 520 cal yr BP and the second slide occurred slightly before 1200 cal yr BP.

The radiocarbon dates within the hemipelagic units E and C roughly suggest a sedimentation rate of about 10 cm per 100 years. Considering the general thicknesses of 5-25 m in the slopes, it seems unlikely that sediment accumulation will change the slope stability drastically in the next 100 years, which is the life-time of the bridge.

The slide event just before 520 cal yr BP only deposited a 25 cm thick unit at the core location. This is less than the vertical resolution of the SBP data (30 cm), implying that the source area and extent of the event is challenging to detected in the SBP data, and is not yet known.

The slide event occurring slightly before 1200 cal yr BP is almost 2 m thick, which is within the acoustic resolution. The top of the unit corresponds to a dark reflector which is visible across the entire basin (Figure 14). The study has not yet been able to identify the source area. This is still work in progress.

One of the radiocarbon dating results from sediments in BH-4 shows that the largest sediment lobe (>2000 m long), reaching the centre of the basin is younger than 9520 cal yr BP and certainly younger than 3850 cal yr BP (Slide 3 in Figure 18). The top reflector of the slide is about 3 m below the age of 3850 cal yr BP (Figure 14 and Figure 15). Assuming a steady sedimentation of 1 m/1000 years gives a rough estimate of 7000 cal yr BP. This is a highly

uncertain estimate, but for now, it is assumed that the slide occurred sometime between 6000 and 9500 cal yr BP (work in progress).

Table 1 Overview of Holocene radiocarbon dates converted to calendar ages in Bjørnafjorden. BP refers to before "present" which is 1950 AD, i.e. 1950 AD = 0 cal yr BP.

Core ID	Core depth (cm)	^{14}C age (uncorrected)	standard deviation	cal yr BP	peak cal yr BP
GS16-200-08GC	13,0-14,5	690	30	420-280	**300 eller 400**
GS16-200-08GC	34,0-35,0	870	30	525-460	**520**
GS16-200-08GC	66,0-68,0	1420	30	1035-910	**930**
GS16-200-08GC	94,0-95,0	1630	30	1230-1140	**1200**
GS16-200-08GC	291-296	3880	50	3990 - 3685	**3850**
BH-4	601	8900	30	9574 - 9500	**9520**

4. DISCUSSION

4.2. COMPILATION OF GEOTECHNICAL AND GEOLOGICAL DATA

Whilst the geotechnical data provide information about the sediment properties, the geophysical data indicate how different units pinch out and change spatially. The direct comparison of geotechnical and geophysical data is presented in Figures 9, 16 and 17. The absolute depths between borehole data and geophysical data may deviate slightly, since the depth of the geophysical data is based on sound velocity conversion. The geophysical data have lower resolution and reflect properties over a slightly larger area (due to larger footprint). The comparison is still useful to see if there are some characteristics that correspond between the methods. Some local obvious characteristics are listed below:

- The bottom of the CPTu correspond to the acoustic basement (interpreted bedrock/hard layer, see Figure 9 and Figure 16)
- The abrupt increase in undrained shear strength and unsorted sediments corresponds with the geophysical interpretation of till in BH-1 (Figure 9 and Figure 12).
- The glacimarine and post-glacial deposits most likely consist of relatively homogenous clay (Figure 9, Figure 11 and Figure 12).
- In all boreholes the undrained shear strength increases in the transition from Unit IIb in to Unit IIa (Figure 9 and Figure 16). This suggest that the geophysical units reflects sediments with different geotechnical properties, which is useful in the continued planning of skirt lengths of the suction anchors.
- The undrained shear strength often increase in slide deposits. This is illustrated in Figure 16 and Figure 17, where stronger reflectors (higher density) in Unit III often corresponds to increase in Su, but not consistently. The stronger reflectors often reflect the top of a slide deposit. However the increase in Su is not large enough to significantly exceed the linear Su profile, and the project regards the applied Su profile as relatively representative for the flat areas.

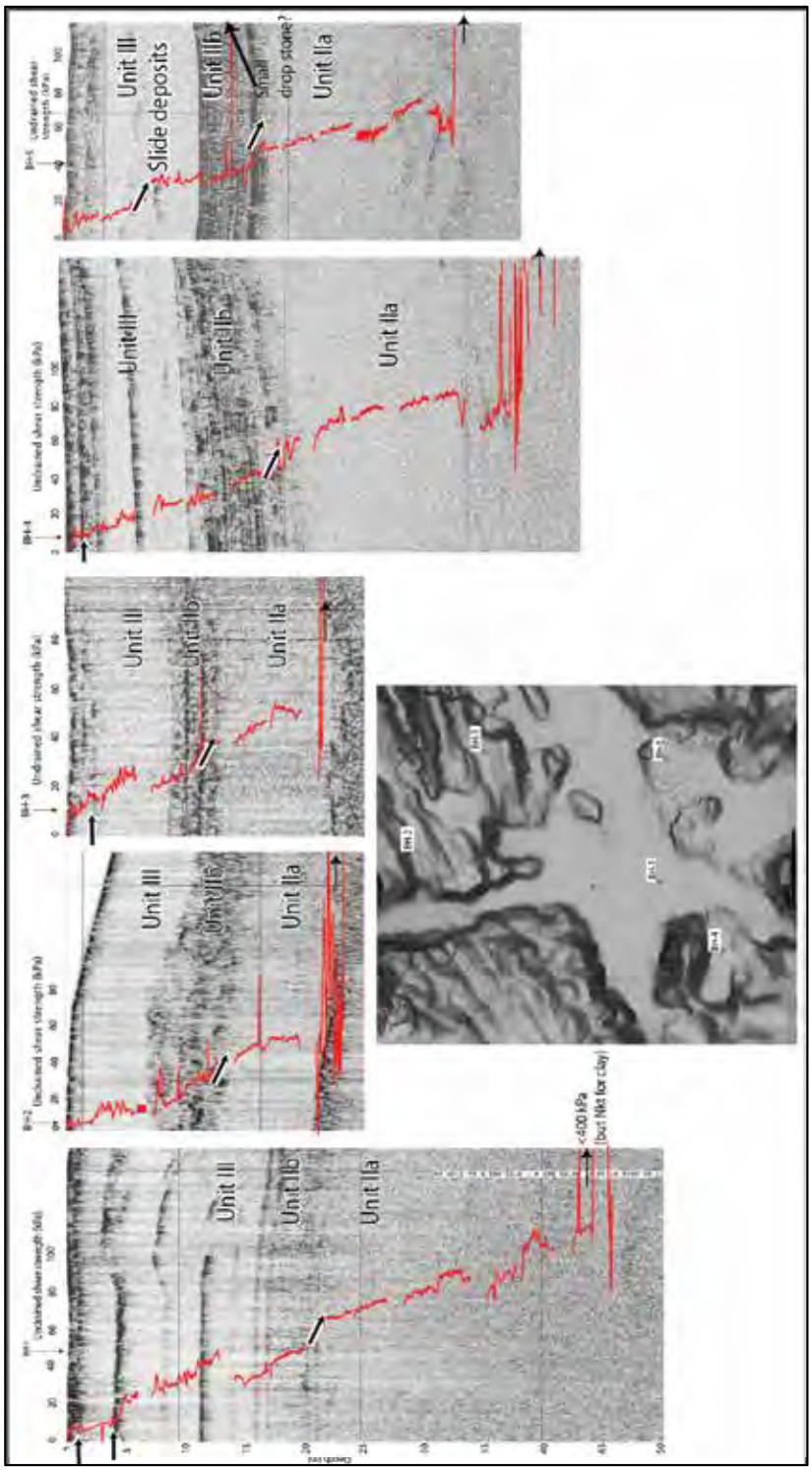


Figure 16 Comparison of geophysical and geotechnical data illustrating relative variability between the methods. The arrows above the acoustic profiles indicate the borehole locations relative to the SPB profile. All profiles are plotted on the same depth scale. In all BHs the acoustic transition between Unit IIb and IIa corresponds to increasing Su.

Figure 17 presents how the sediment units and sediment thickness changes between BH-1 and BH-5 locations, where BH-1 is situated between to slide lobes. The acoustic signature around BH-5 is consistent with slide deposits. The undrained shear strength in BH-5 remains relatively unchanged in the upper part of the interpreted slide deposit, but the Su increases in the lower part of the slide deposit. It is not clear if the deposits represent two slide events or internal depositional layering from one slide event.

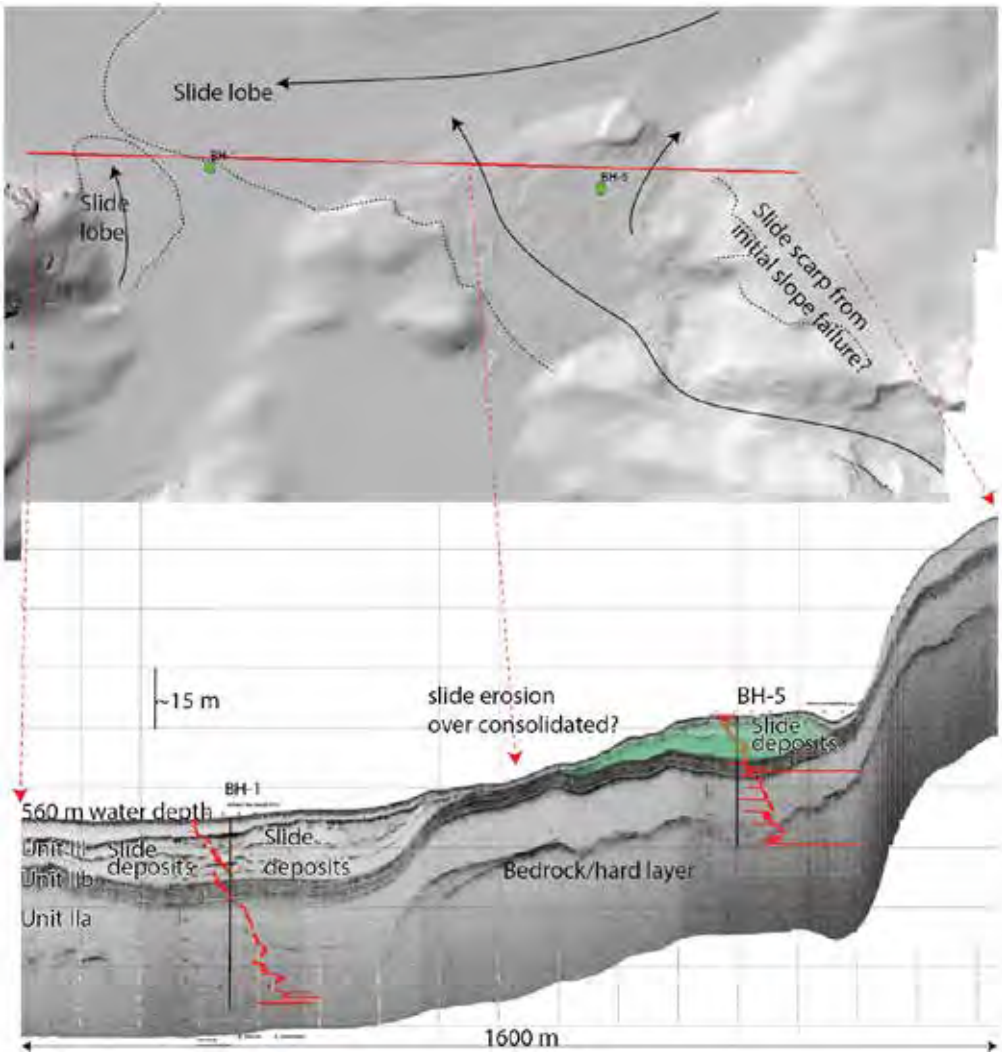


Figure 17 Bathymetry map with location of the SBP profile in red line and locations of BH-1 and BH-5 with green circles. Lower SBP profile combed with undrained shear strength. Black vertical lines indicate core locations

In the bathymetry data there is a channel west of BH-5 (indicated with arrow in Figure 17). The channel cuts through the slide deposits, and the glacimarine Unit IIb reaches the surface. This interpretation suggest that the development of the channel occurred after the slide deposit at the BH-5 location. The sediment thicknesses covering the slide deposit and the channel are equally thick, suggesting that the time between these two events were short (in a quaternary geologic perspective). Our interpretation is that a sediment failure first occurred at the lower part of the slope. The slope failure destabilized sediments further upslope, causing a second slide. This slide had more energy and the event ploughed through the first slide deposits, eroding down to the glacimarine unit IIb. The deposits were transported to the basin. The slide deposits from this event merges in with the largest sediment lobe in the basin (Slide 3 in Figure 18).

Based on this interpretation the erosion from the slide have exposed sediments that are over consolidated, indicated in Figure 17. Currently there are no geotechnical data supporting this hypothesis, but this reflects a typical location targeted for geotechnical sampling based on geophysical data (work in progress).

4.2.1. Relative timing of some Holocene slides

The geophysical data gives information about the sizes of past slide events. Combined with dating results, it is possible to evaluate the size of the slides that have occurred over the past 7000 years. Due to the change in the isostatic uplift rates around 7000 cal yr BP, the mass wasting events prior to 7000 years are considered to be larger and more frequent than relevant for present conditions (Lohne et al., 2007). This is still work in progress, but some preliminary results are presented in the current section.

To identify relative timing of slide events in Bjørnafjorden, specific geophysical horizons are interpreted across basins and between areas. A combination of several geophysical lines that cross three slides in Bjørnafjorden shows that the top reflector is continuous (see Figure 18). Continous reflectors generally reflect the same time horizon, suggesting that these three slides occurred within a relatively short time period. Considering that the slides occurred at different locations, it seems unlikely that the destabilisation of the slopes were initiated by the other slide events, such as a retrogressive slide event. A gradual sediment build-up also seems as an unlikely trigger when they occur close in time. The most likely trigger is considered to be an earthquake. Based on the radiocarbon dates, and sediment thickness above the horizon in the basin, we assume that the earthquake triggering these slides occurred sometime between 6000 and 9500 years ago.

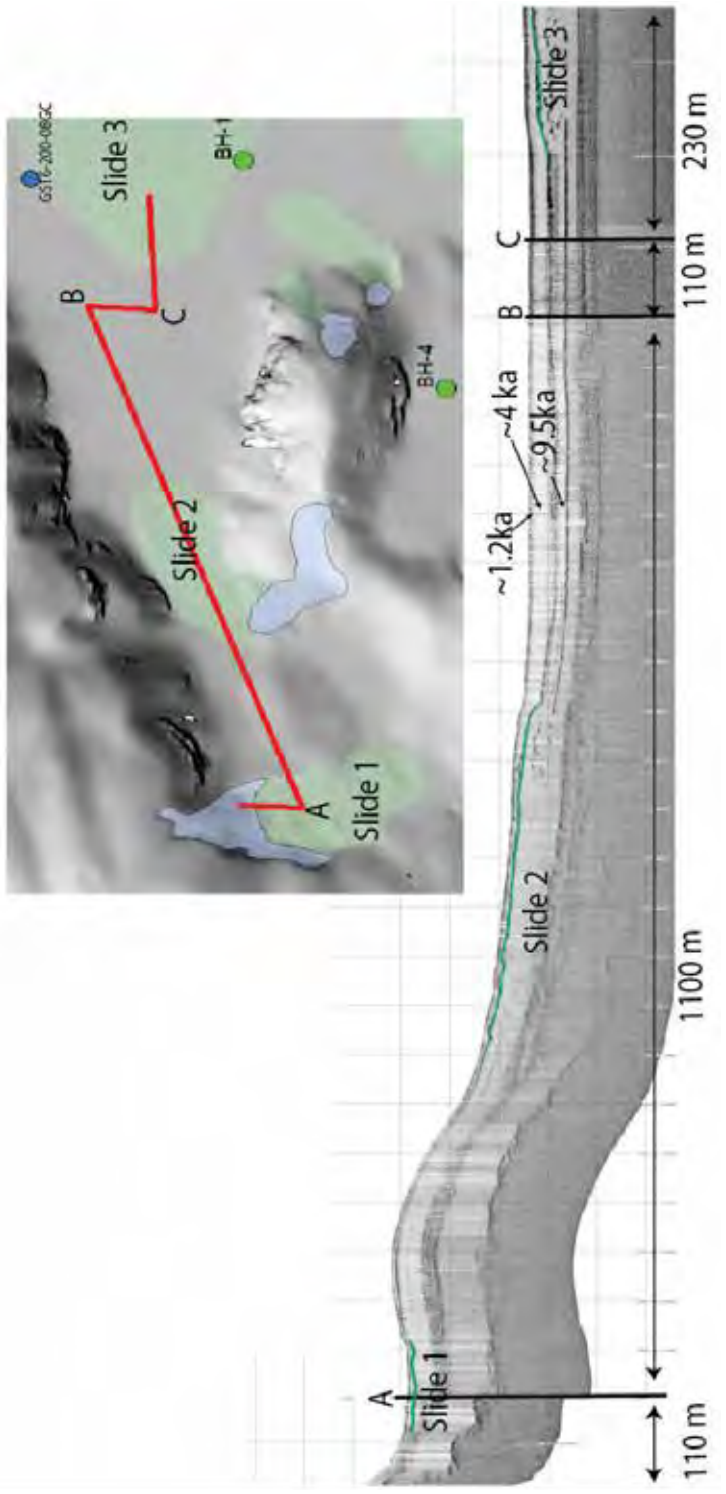


Figure 18 Acoustic profiles (red lines on the inset map) of three different slide events. Slide 1, 2 and 3 appears to have occurred at the same time. The slide cuts through reflectors and there are disturbed reflectors within the body suggesting that the sediments did plough through sediments rather than flowing at the top (modified from NGI, 2017).

5. SIMPLIFIED MODELLING OF PAST SLIDE EVENTS

Detailed back-analyses for some of the historical landslides in Bjørnafjorden were carried out by NGI (2017). This work was done as a part of Geohazard studies for the project E39 Bjørnafjorden. The back analyses included 2D dynamic slope stability analyses using FEM method as well as more sophisticated landslide runout analyses in 2D and 3D (presented in the report NGI, 2017 and the paper by Carlton et al., submitted). These analyses provide detailed information about landslide dynamics such as estimates of runout distances, height of the slide front, velocity etc. for critical slope areas.

This paper presents a simpler way to calculate the original slope stability of Slide 1 using 2D finite element modelling (FEM). Slide 1 is one of the landslides, which is analysed by NGI (2017) and is also selected here for back analyses because it is confined and well documented in terms of quality of geophysical data and bathymetry. The geophysical data in the area has sufficient quality to interpret size, thickness and extent of the slide (Figure 19). Geophysical interpretation of Slide 1 is described in the next section.

5.1. GEOPHYSICAL INTERPRETATION OF SLIDE 1

The interpretation of Slide 1 is based SBP and bathymetry data (Figure 19). The SBP data show that the slide has two headwalls; the lower headwall reaches down to bedrock, the upper reaches down to the acoustically laminated sediments (Unit II). The bedrock slope under the lower headwall is 33 degrees, whilst the bedrock under the upper headwall is 20 degrees. The interpretation of the geophysical data suggest that this is a retrogressive slide where the initial slide had the slip plane at the sediment bedrock interphase. The removal of these sediments destabilized the sediments upslope causing a second slide with a slip plane between the post-glacial (Unit III) and glacimarine deposits (Unit IIb). The depostition of Slide 1 suggest a much lower ploughing effect compared to e.g. Slide 3. Based on the SBP data, the slope geometry of the bedrock and the original sediment surface is simplified and applied in the 2D FEM model (orange lines in Figure 19).

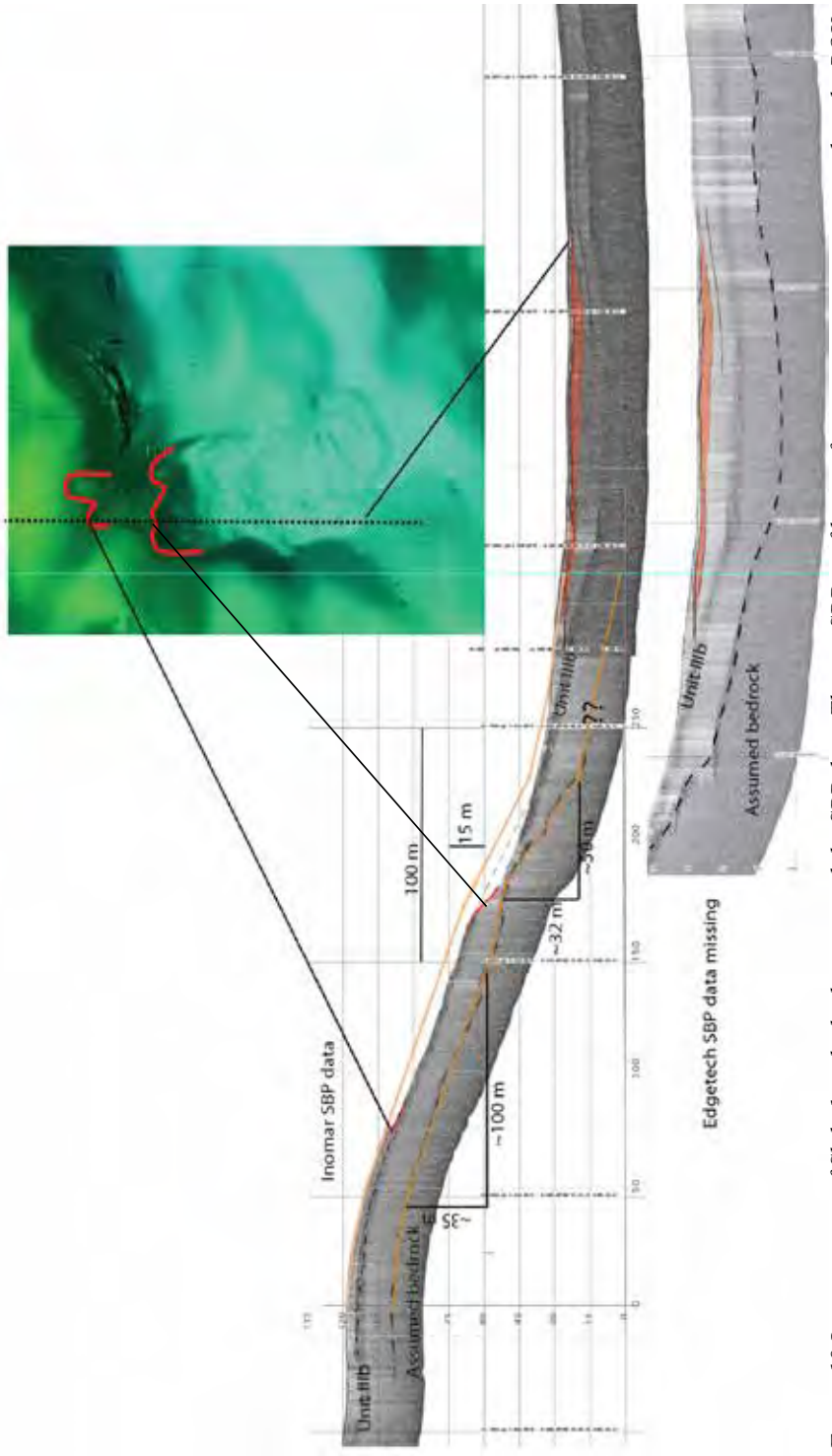


Figure 19 Interpretation of Slide 1 in the bathymetry and the SBP data. The two SBP profiles are from two instruments mounted on the ROV, the Inomar SBP has higher resolution in the top, whilst the Edgetech SBP data captured the interpreted bedrock horizon. The red lines indicate two slide scars, suggesting that this was a retrogressive slide event. The orange lines over the SBP profile show interpreted and simplified initial slope geometry used for slope stability analyses. The slide deposit is interpreted and shown as red transparent fill.

5.2. BACK ANALYSIS OF SLIDE 1

Slide 1 (Figure 19) has a relatively complex geometry in 3D as release area, depositional area and thickness of deposited landslide mass is not uniform in either lateral or longitudinal direction. Thus, the geometry of the Slide 1 is simplified to a 2D profile for the corresponding analyses. A longitudinal profile is selected as shown in Figure 19. The failed slide mass in the release area is placed back to the assumed original profile before slide to reconstruct the soil profile. Reconstructed profile as used in analyses is shown as Figure 20.

Back analyses of Slide 1 are carried out by Plaxis 2D (version 2017). Modelling is carried out for the following three conditions in the given sequence

1) Static slope stability of Slide 1
2) Pseudo-static slope stability of Slide 1 with earthquake loads
3) Simulation of retrogressive failure development above the initial sliding area

Soil parameters, pseudo-static earthquake parameters and other assumption for back calculation are given in the next sections.

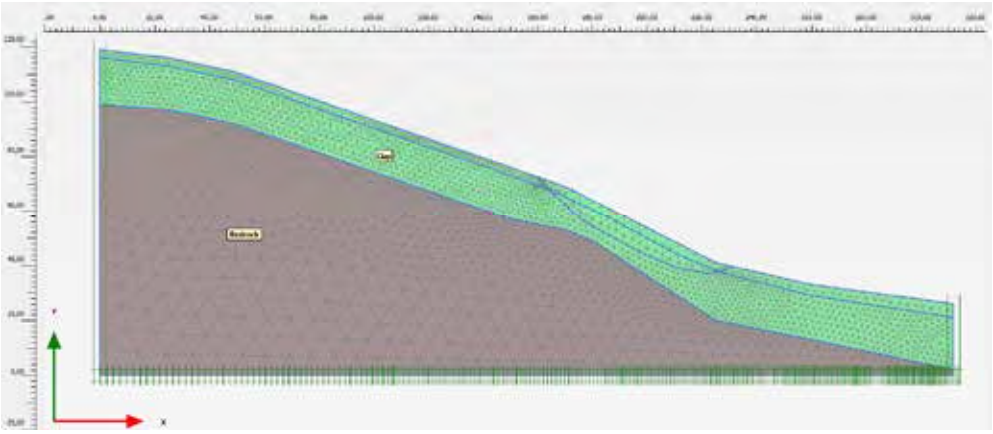


Figure 20 Geometry and materials of Slide 1 in Plaxis model

5.2.1. Initial assumptions for the slope stability modelling

Based on observations and interpretation of high quality bathymetry, geophysical and geotechnical data, following assumptions are made as the basis of the back calculation of the Slide 1.

Current stability state of slopes

Preliminary dating results suggest that the most recent identified submarine landslide in Bjørnafjorden is more than 500 years old. There is a number of slopes in Bjørnafjorden, which are presently in stable condition, and based on the preliminary results, they might have been stable for more than 500 years. This means that the factor of safety (FoS) for these slopes is above 1; certainly in static condition, probably in dynamic condition at low level of seismicity and possibly at medium level of seismicity (Wald et al., 1999). The latter assumption is

supported by low to medium level seismicity registered in close proximity of the project area in NORSAR-NGI report (1998) and Bungum (2015).

During present study, it is found that some of these slopes analysed with presently available shear strength data have FoS less than 1 for both static condition and pseudo-static condition with low to medium level of seismicity. This is highly unlikely as presently these slopes are standing in stable condition. A probable explanation to this can be underestimation of shear strength for the sediments on these slopes. An important aspect in this regard could be that presently available shear strength data is based on geotechnical boreholes carried out in flat part of the fjord basin. Alternatively, the stress situation in the existing slopes can be considered stationary and thereby a better estimate of the present stability could be based on an effective stress approach instead of total stress analysis. In a normally consolidated deposit, the drained shear strength is typically higher than the undrained.

Most probable landslide triggering cause in Bjørnafjorden

The acoustic interpretation shows that the modelled Slide 1 most likely occurred at the same time period as several other slides in the crossing area, and it is assumed to have been triggered by an earthquake event (see Figure 19 and section 4.2.1).

Shear strength of the soil on slopes

From discussion in previous two sections, it is assumed that the shear strength of sediments on the slopes is higher than what is interpreted from the presently available geotechnical data. Until better geotechnical data is available, a best estimate of shear strength on the soil slope can be made by back calculating a slope for most probable failure condition, which is sliding due to earthquake.

One realistic way to implement shear strength increase in the slopes can be by taking stress history into account. Thus, SHANSEP (Stress History and Normalized Soil Engineering Properties) method (Ladd & Foott, 1974) is used to estimate shear strength based on the stress history of the soil.

5.2.2. Soil model for clay sediments

An advanced soil model, which implement both stress history and strength anisotropy in modelling of shear strength, is used for these analyses. This model is called SHANSEP NGI-ADP model and is available as user defined soil model (UDSM) in Plaxis (Panagoulias et al., 2017). The model is based on the NGI-ADP model (Grimstad et al., 2011) with extensions made to simulate potential changes in undrained shear strength due to effective stress state of the soil. This soil model implements the effects of stress history and stress path for calculation of in-situ characteristic soil strength and for predicting field behaviour (Panagoulias et al., 2017).

The advantage of SHANSEP NGI-ADP model over the NGI-ADP model is that the shear strength of soils in natural slopes can be modelled with more convenience. It is not straightforward to model shear strength of soil along a slope as reference level (y_{ref}) parameter in NGI-ADP model keeps changing due to slope gradient. Currently, the approach used to model the shear strength is by using many thin soil clusters with their own y_{ref} values. This method is time consuming and could result into shear strength contours in the soil profile that

are cascaded and at times unrealistic. However, SHANSEP NGI-ADP soil model takes care of this problem.

Active undrained shear strength calculated by SHANSEP NGI-ADP model for Slide 1 is shown in Figure 22. Soil parameters used for SHANSEP NGI-ADP model are discussed in detail in the next section.

5.2.3. Model parameters for static analysis

Soil parameters used in these analyses are based on data given in NGI report (2016d). Active undrained shear strength and ADP parameters interpreted from field and laboratory geotechnical investigations are given in Figure 21. Selected active undrained shear strength (s_{uC}) profile for clay material is shown in Figure 22. The shear strength profile for the clay is slightly adjusted for the top 3.5 m of soil profile in the light of local variations observed in interpretation of the SBP data. Unit IIb as interpreted from SBP data fits well with the CPTu probe in BH-2 (Figure 16). BH-2 is located on a relatively gentle subsea slope and provides most similar conditions to the Slide 1 area. Other soil parameters used in analyses are given in Table 2.

Table 2 Other soil model parameters

Soil/rock		Clay	Bedrock
Soil model		SHANSEP NGI-ADP	Linear elastic
		Undrained A	Non-porous
Unit weight	γ' (kN/m^3)	6,5	14
Poisson's ratio	υ (-)	0,495	0,15
Shear modulus ratio	G_{ur}/s_{uC} (-)	765	-
Young's modulus	E (MPa)	-	25000

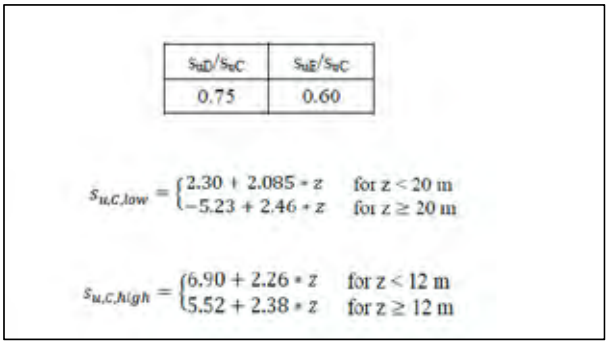


Figure 21 High and low shear strength profiles and interpreted ADP parameters (NGI, 2016d).

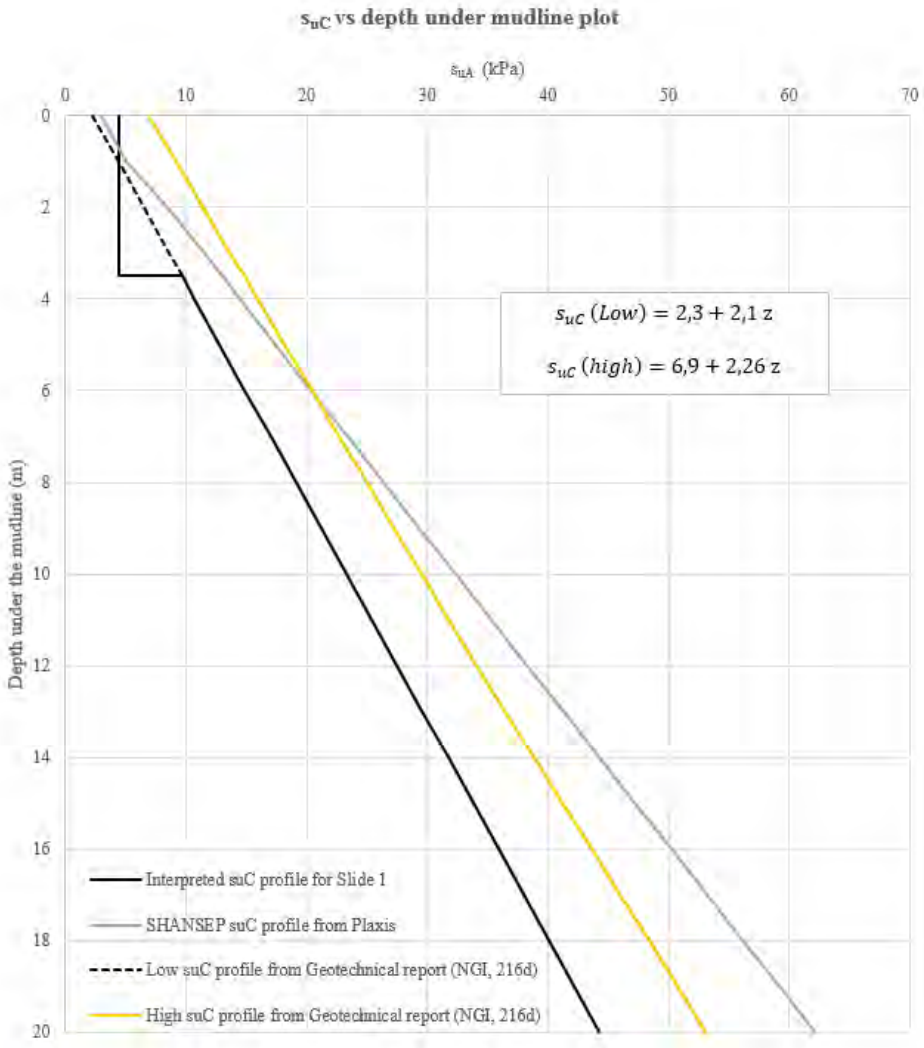


Figure 22 Active undrained shear strength s_{uC} profiles for Slide 1

The SHANSEP NGI-ADP model requires stress history data for shear strength calculation. This is given as equation 1.

$$s_u = \alpha \times \sigma_1' \times (OCR)^m \quad [1]$$

Where over-consolidation ratio (OCR) is selected from the NGI report (2016d). Average OCR for upper 20 m of sediments is selected to be 1,25. Coefficient α and power m are selected to be 0,33 and 0,85 respectively. These parameters are based on evaluation of available geotechnical data from the geotechnical report (NGI, 2016d) in the light of PLAXIS recommendations (Panagoulias et al., 2017).

5.2.4. Parameters for pseudo-static stability analysis

Pseudo-static slope stability analysis is a simplified method used to check stability of a slope subjected to an earthquake load. In pseudo-static analysis, two acceleration parameters (horizontal and vertical) are applied to the static slope model, which cause unfavourable loads in both horizontal and vertical direction. These earthquake-induced loads may reduce the stability of the given slope. However, it should be noticed that this is considered a simplified and conservative method to estimate the effect of an earthquake.

These pseudo-static coefficients (horizontal acceleration $Acc._x$ and vertical acceleration $Acc._y$) for Slide 1 are calculated according to Eurocode 8 (2014) by using equation 2 and 3

$$Acc._x = \frac{0{,}5 \times 0{,}8 \times a_{g,40Hz} \times \gamma_I \times S}{g} \quad [2]$$

$$Acc._y \approx 0{,}33 \times Acc._x \quad [3]$$

where 0,5 is the pseudo-static reduction factor, 0,8 is a factor to convert from acceleration at 40 Hz to the peak ground acceleration (PGA), $a_{g,40Hz}$ is the ground acceleration on rock at 40 Hz, γ_I is the importance factor of the structure, S is the soil factor, and g is acceleration of gravity (9.81 m/s^2).

The value of $a_{g,40Hz}$ is taken from seismic hazard map of Norway found in national annexure to Eurocode 8-1 (2014). Seismic hazard map of Norway for earthquake return period of 475 years shows that $a_{g,40Hz}$ for the project location is 0.83 m/s^2. The seismic class for this project according to Eurocode 8-2 (2014) is 4, and that gives the structural importance factor γ_I of 2.0. Based on the undrained shear strength s_{uC} and shear wave velocity V_s profile, as well as the fact that there is 20 m of soil over a hard material with $V_S > 800$ m/s, ground type S1 is selected for the location of Slide 1. The soil factor S for ground type S1 is 1.7. Equations 2 and 3 with these input parameters give value of $Acc._x$ and $Acc._y$ as follows

$$Acc._x = 0{,}115\ g$$

$$Acc._y = 0{,}038\ g$$

Shear strength value for the pseudo-static analysis should be adjusted for both, strength degradation due to cyclic loading from earthquake and due to "rate effect" caused by rapid loading (SVV, 2017c). Eurocode 8-5 (2014) gives the factor for the strain rate effect in clay equal to 1.4 and the cyclic degradation factor for seismic class 4 structures equal to 0.75. This gives a combined adjustment parameter for shear strength 1.4 x 0.75 = 1.05. s_{uC} is multiplied by this parameter to get shear strength for pseudo-static slope stability analysis.

5.2.5. Analysis method

Analysis is carried out by "staged construction method" in Plaxis. Phases for various stages of construction follow same sequence of analyses as described at section 5.3 of this paper. In addition to usual Plaxis analysis procedure, user defined soil model (UDSM) is activated manually. SHANSEP NGI-ADP model is activated in first phase of the calculations. The Model has to be activated manually as it is still not the part of Plaxis soil model database. When SHANSEP NGI-ADP model is activated, Plaxis recalculates the shear strength of soil according to this model.

5.2.6. Results from the back calculation of Slide 1

Results from the analyses are presented in this section.

Shear strength from SHANSEP NGI-ADP model

Active undrained shear strength calculated from the SHANSEP NGI-ADP, $s_{uC,SHANSEP}$, are shown as Figure 23. These strength profiles are plotted along with various strength profiles presented in Figure 11 and Figure 22.

Figure 22 shows that $s_{uC,SHANSEP}$ is higher than the s_{uC} interpreted for Slide 1. Difference between these two increases with depth. OCR used in the calculation of $s_{uC,SHANSEP}$ is slightly less than the interpreted OCR values (NGI, 2016d). Moreover results from the stability calculations as presented in next section shows that the shear strengths as shown at Figure 23 ought to be minimum for the Slide 1 slope as they result FoS = 1 in pseudo-static condition.

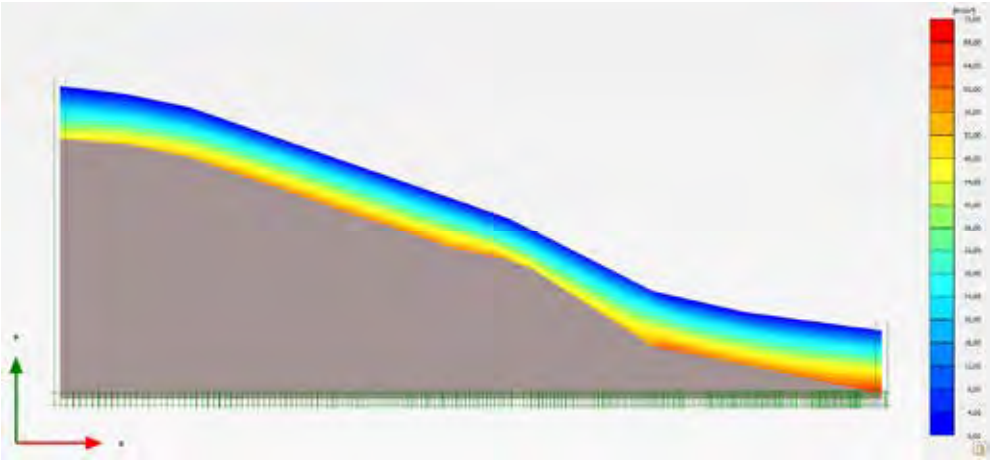


Figure 23 Active undrained shear strength $s_{uC, SHANSEP}$ from SHANSEP NGI-ADP soil model

Results from the stability calculation

First calculation case is stability of Slide 1 in static condition. Results from the Plaxis calculations give a FoS = 1.3 with shear strength from SHANSEP NGI-ADP model. Failure mechanism for slope failure in static condition is shown in Figure 24 where resultant displacements are used to show the shape of failure plane and failed slope volume in 2D.

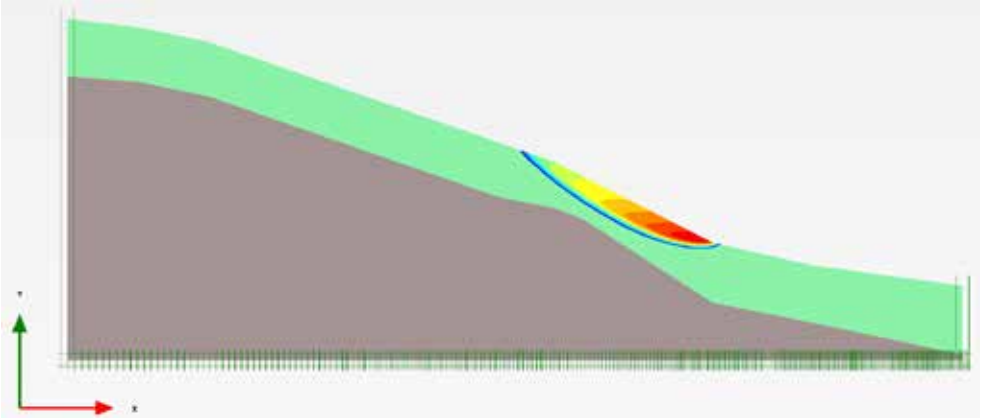


Figure 24 Failure mechanism shown as resultant displacements in static slope stability analysis case for Slide 1. FoS=1.3.

Second calculation case is stability of Slide 1 in case of an earthquake with return period of 2750 years (pseudo-static condition). Results from the Plaxis calculations in this case give FoS = 1.0 with shear strength from SHANSEP NGI-ADP model. Failure mechanism for slope failure in pseudo-static condition is shown as Figure 25 where resultant displacements are used to show the shape of failure plane and failed slope volume in 2D.

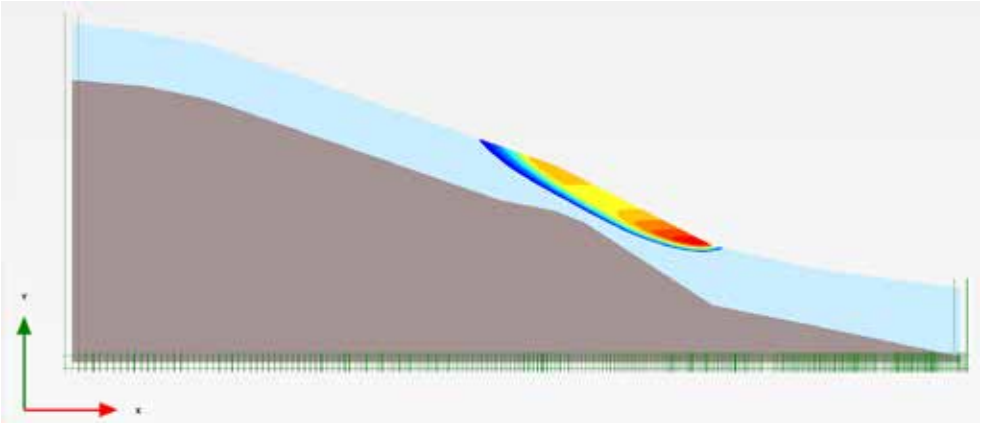


Figure 25 Failure mechanism shown as resultant displacements in Pseudo-static slope stability analysis case for Slide 1. FoS=1,0.

Third calculation case is stability of upper part of Slide 1 slope in static condition right after failure of the lower part in pseudo-static condition. This is simulated by first removing the soil mass failed in pseudo-static condition and running the stability analysis of the remaining part of the slope. Results from the Plaxis calculations give FoS = 1.0. Failure mechanism for slope failure in this case is shown in Figure 26 where resultatnt displacements are used to show the shape of failure plane and failed slope volume in 2D.

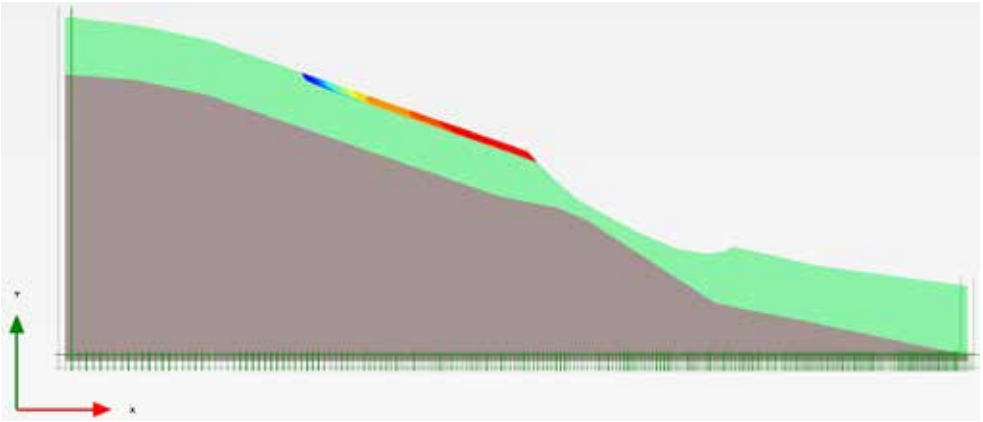


Figure 26 Failure mechanism upslope shown as resultant displacements after removal of initial slide mass from Pseudo-static slope failure. FoS=1.0

6. CONCLUSIONS

To evaluate the anchoring solution for the straight side-anchored bridge in Bjørnafjorden, detailed seabed mapping have been performed with multibeam echosounder, sub-bottom profiler a gravity core and radiocarbon analyses along with geotechnical field and laboratory investigations. This paper presents some preliminary results, focusing on slide events and slope stability.

The acoustic stratigraphy in Bjørnafjorden show that the depositional processes in Bjørnafjorden were similar to processes in most western Norwegian fjords, including the occurrence of several post-glacial slide events (up to 45).

The sediments in the deeper parts of Bjørnafjorden can generally be described as very low to high shear strength clay. At the bottom of the boreholes a layer of sandy silty clayey material was encountered. The calculated Su profile is representative for all borehole data and is assumed to represent the overall strength conditions in the crossing area that slopes less than 5°.

Slope stability analysis was preformed based on sediment thickness, seabed slope, Su profile and the design earthquake loads. The transient shear strain map shows that the state of slope stability does not meet the design criteria based on the soil characterisations made on the flat part of the seabed. However, part of the seabed slope with more than 5° slope angle have not yet been sampled, and will most likely have higher undrained shear strength than reported on the flat seabed.

The comparison of geophysical and geotechnical data show that changes in undrained shear strength often correspond to changes in geophysical acoustic signature. Some aspects are summarized herein:

- The depth to the hard layer reached by the CPTu correspond to the acoustic basement (interpreted as bedrock, but local till cannot be excluded)

- Undrained shear strength consistently increased in the acoustic transition from glacimarine Unit IIb in to glacimarine Unit IIa. This acoustic boundary can be traced in most parts of the crossing area.
- The undrained shear strength often increase in slide deposits, but not consistently. The increase in Su is not large enough to significantly exceed the linear Su profile. The available data suggest that the overall sediment properties at the flat areas in Bjørnafjorden are represented by the applied Su profile, also in slide deposits. Some areas with visible erosion might have higher Su.

In addition to the geotechnical properties at the slopes, two major uncertainties are the frequency of the past slides and the slide mechanisms. In this work attempts have been made to address these aspects by exhaustively looking at the data and information available as per today. These are briefly summarized below.

The geophysical data gives information about the depositional extent and erosion of past slide events. Combined with radiocarbon dating, it is possible to evaluate the size and frequency of the slides that have occurred over the past 7000 years. Due to the change in the isostatic uplift rates around 7000 cal yr BP (Lohne et al., 2007), the mass wasting events prior to 7000 years are considered to be larger and more frequent than relevant for present-day conditions (e.g. Bøe et al., 2004).

Radiocarbon dates have provided some preliminary information about sedimentation rates and slide frequencies in the crossing area. The two most recent slides identified in Bjørnafjorden occurred somewhat before 520 cal yr BP and 1200 cal yr BP. These two events appears to be relatively small compared to some of the older events.

The largest slide recorded in the crossing area had a run-out distance longer than 2000 m. The acoustic data and radiocarbon dates suggest that the slide occurred between 6000 and 9500 cal yr BP. The slide deposit is linked to several other slide deposits through the same acoustic horizon. This strongly suggest that these slides occurred at roughly the same time and the most likely trigger mechanism is considered an earthquake.

Interpretation of past slides show that some slide events have been retrogressive, where the initial slide occurred at the lower part of the slope and destabilized sediments upslope. The acoustic data show that some large slides have eroded and disturbed the underlying sediments, some places as much as 12 m. Some slide events have eroded channel-like features on the seabed, which may represent areas with over consolidated sediments. Some of the smaller slide deposits show no obvious signs of extensive ploughing/erosion.

Dating results revealed sediment accumulation rates of 10 cm/100 years. Provided that the sedimentation rate remains stable, it is concluded that the sediment accumulation will not significantly decrease the slope stability within the life-time of the bridge (100 years).

A series of analysis with different states of the slope and loading scenarios (static and earthquake) for Slide 1 are done with the 2D FEM method. In doing so, an attempt to take into account stress history is made and main results are summarized as follows:

- The numerical analyses of Slide 1 show that the shape and extent/depth of failure plane from the slope stability analysis agree with the interpretation of the geophysical data.

- There is lack of geotechnical data on the slopes. Back analyses results support the hypothesis that sediments on the slopes of Bjørnafjorden could have higher shear strength than the geotechnical data as compared to the shear strength profile from flat part of the seabed.
- The results indicate that taking stress history into account, could be a rational way to model the unknown shear strength of the sediments on the slopes. To support this the SHANSEP NGI-ADP model is used to establish the possible shear strength profile in the slopes based on the available geotechnical data. In doing so, an attempt is made to model both stress history and shear strength anisotropy of soil. Results of the calculations are promising and tend to support the idea that an earthquake most probably triggered many of the slides.
- Results also show that light to moderate level earthquakes (classification according to Wald et al., 1999) are less likely to trigger a submarine landslide while strong to very strong earthquakes are more likely to trigger a submarine landslide in in the crossing area

7. ONGOING AND PLANNED ACTIVITIES

The project is active and still ongoing. Extensive work has already been done based on geological and geotechnical information available. It is important to build on these results and continue to exhaustively address several aspects that are crucial to safe execution of the planned foundation solution.

Some of the major uncertainties in the project are shear strength of the soil on the sloping areas, location of the bedrock, slide frequencies and slide mechanisms.

Analysis carried out in this phase of the project strongly suggest that sediments on the slopes must have higher shear strength than the data currently available, which is from the flat part of the seabed. Thus, the sloping areas are planned to be investigated with CPTu along with soil sampling for laboratory tests. It is also planned to perform rock drilling to confirm location of bedrock.

In order to design anchorages to resist *realistic* loads from possible slides it is necessary to understand the size of the slides the past 7000 years, the mechanisms (e.g. ploughing, runout) and the frequency of occurrence. The past slides in Bjørnafjorden will be radiocarbon dated and mapped in more detail. Results from the detailed mapping can be used for more back calculations in order to optimize the slide models applied to calculate expected loads on the anchors.

8. ACKNOWLEDGEMENTS

This project has been developed through collaboration with many parties. Regarding this paper we particularly thank T. Thomassen and A. Kavli from NPRA and M. Vanneste, B. Carlton and C. F. Forsberg from NGI for constructive discussions during the project. We are thankful to Kristin Flesland at Department of Earth Science, University of Bergen who has performed most of the gravity core analyses and picked foraminifera for radiocarbon dating. The thank R/V G.O. Sars, Geocat, M/S GeoSund and M/V Bucentaur crew, members and participants for assistance during data acquisition.

9. REFERENCES

Aarseth, I., Lønne, Ø., Giskeødegaard, O. (1989) Submarine slides in glaciomarine sediments in some western Norwegian fjords. Norwegian Geology. 88, pp. 1-21.

Aarseth, I. (1997) Western Norwegian fjord sediments: Age, volume, stratigraphy, and role as temporary depository during glacial cycles. Marine Geology. 143, pp. 39-53.

Aarseth, I., Austbø, P. K. and Risnes, H. (1997) Seismic stratigraphy of Younger Dryas ice-marginal deposits in western Norwegian fjords. Norsk Geologisk Tidsskrift, 77, pp. 65-85.

Bellwald, B., Hjelstuen, B. O., Sejrup, H. P., Haflidason, H. (2016) Postglacial mass movements and depositional environments in a high-latitude fjord system – Hardangerfjorden, Western Norway. Marine Geology, 379, pp. 157-175.

Bungum, H (2015), Earthquake – Some earthquake in Norway after year 1800, Store Norske Leksikon (https://snl.no/jordskjelv_-_Noen_jordskjelv_i_Norge_etter_år_1800, retrieved 2017-11-02)

Bungum, H., Lindholm, C., Faleide, J. I. (2005) Postglacial seismicity offshore mid-Norway with emphasis on spatio-temporal-magnitudal variations. Marine and Petroleum Geology 22, pp. 137-148

Bøe, R, Rise, L., Blikra, L.H., Longva, O. & Eide, A. (2003) Holocene mass movements in Trondheimsfjorden, Central Norway. *Norwegian Journal of Geology 83*, pp 3-22.

Bøe, R, Longva, O., Lepland, A., Blikra, L.H., Sønstegaard, E., Haflidason, H., Bryn, P. & Lien, R.(2004) Postglacial mass movements and their causes in fjords and lakes in western Norway. *Norwegian Journal of Geology*, 84, pp. 35-55.

Carlton, B., Vanneste, M., Forsberg, C.F., Knudsen, S., Schrøder, K., Løvholt, F., Kvalstad, T., Holm, S., Kjennbakken, H., Mazhar, M.A., Degago, S., Haflidason, H. (submitted) Geohazard assessment related to submarine instabilities in Bjørnafjorden, Norway. 8th Submarine Mass Movements and their Consequences Symposium, 7 -9 May 2018, Victorica, British Columbia, Canada. Conference paper.

Carlton, B. D., Price, K., Vanneste, M. and Forsberg, C. F. (2017) Development and Application of a Regional Slope Stability Assessment Screening Tool. *In* (Eds) Thakur, V., L'Heureux, J.-S., Locat, A. *Landslide in sensitive clays. From research to implementation.* Advances in Natural and Technological Hazards Research, Vol. 46. Springer International Publishing, AG 2017. Pp 267-288.

Croudace, I. W., Rothwell, R. G. (eds.), (2017) *Micro-XRF Studies of Sediment Cores*, Developments in Paleoenvironmental Research, Springer, 17, DOI 10.1007/978-94-017-9849-5_2

DSN: DOF Subsea Norway AS (2016) Marine grunnundersøkelser i Bjørnafjorden – Bjørnafjorden Survey report Doc. No. 600308-SV-CL-403-0001

Fossen, H., Pedersen, R.-B., Bergh, S., Andresen, A. (2007) En fjellkjede blir til. *In* Ramberg, I., Bryhni, I., Nøttvedt, A. (*Eds*) Landet blir til. Norges geologi. Norsk Geologisk Forening, c/o NGU. PDC Tangen, Noway. pp. 178-229.

Grimstad, G., Andresen, L., Jostad, H.P. (2011) NGI-ADP: Anisotropic shear strength model for clay. International Journal for Numerical and analytical method in Geomechanics. DOI 10.1002/nag.1016. Vol. 36 Issue 4. p. 483 - 493

Haflidason, H., Bellwald, B., Kjennbakken, H., Valvik, E., Monsen, S., & Student Team, 2016. Marine Geological Cruise Report from Fanafjorden, Korsfjorden, Møkstrafjorden, Bjørnafjorden, Langenuen, Matrefjorden, Bømlafjorden and Børøyfjorden. Report No. 100-01/16, Department of Earth Science, University of Bergen, Bergen, Norway, 38pp.

Hjelstuen, B. O., Haflidason, H., Sejrup, H.P., Lysså, A. (2009) Sedimentary processes and depositional environments in glaciated fjord systems – Evidence from Nordfjord, Norway. Marine Geology. 258, pp. 88-99.

Hughes, A. L. C., Gyllencreutz, R., Lohne, Ø. S., Mangerud, J., Svendsen, J. I. (2015) The last Eurasian ice sheets – a chronological database and time-slice reconstruction, DATED-1. Boreas. DOI 10.1111/bor.12142

Karlsrud, K., Kort D.A., Lunne, T., Strandvik, S. (2005) CPTU correlations for clays. *In* Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical engineering, Osaka, 2005-09-2 pp. 693-702

Klitgaard-Kristensen, D., Sejrup, H.P., Haflidason, H. (2001) The last 18 kyr fluctuations in Norwegian Sea surface conditions and implications for the magnitude of climatic change: Evidence from the North Sea. Paleoceanography. 16, pp 455-467.

Ladd, C.C., and Foott, R. (1974). "New design procedure for stability of soft clays." J. of the Geotech. Eng. Div., 100(GT7), p. 763-786

Leckie, S. H. F., Mohr, H., Draper, S., McLean, D. L., White, D. J., Cheng, L. (2016) Sedimentation-induced burial of subsea pipelines: Observations from field data and laboratory experiments. Coastal Engineering. 114, pp. 137-158

Lohne, Ø., Bondevik, S., Mangerud, J., Schrader, H. (2004) Calendar year age estimates of Allerød-Younger Dryas sea-level oscillations at Os, western Norway. Journal of Quaternary Science. 19, pp. 443-464.

Lohne, Ø., Bondevik, S., Mangerud, J., Svendsen, J.I. (2007) Sea-level fluctuations imply that the Younger Dryas ice sheet expansion in western Norway commenced during the Allerød. Quaternary Science Reviews. 26, pp. 2128-2151

Mangerud, J., Aarseth, I., Hughes, A.L.C., Lohne, Ø. S., Skår, K., Sønsetergaard, E., Svendsen, J.I. (2016) A major re-growth of the Scandinavian Ice Sheet in western Norway during Allerød-Younger Dryas. Quaternary Science Reviews 132, pp. 175-205.

Mueller, R. J. (2015) Evidence for the biotic origin of seabed pockmarks on the Australian continental shelf. Marine and Petroleum Geology. 64, pp. 276-293.

Multiconsult (2017) Bjørnafjorden, straight floating bridge phase 3. Analysis and design (Base Case) Appendix J – Design of anchorages. Doc. No. SBJ-31-C3-MUL-22_RE-110

NGI (2016a) Bjørnafjorden 2016 Soil Investigation – Field Operations and Preliminary Results Doc. No. 20150804-03-R, Rev.0 dated 2016-06-16. Statens Vegvesen Doc. No. SBT-PGR-RE-203-008-1.

NGI (2016b) Bjørnafjorden. Preliminary slope stability assessment for anchor locations.Doc. No. 20140610-03-TN, Rev. 0 dated 2016-06-23.

NGI (2016c) Bjørnafjorden suspension bridge. Soil investigation – Measured and Derived Geotechnical Parameters and Final Results. Doc. No. SBT-PGR-RE-203-009-1 Rev. 1 dated 2017-06-27.

NGI (2016d) Bjørnafjorden suspension bridge. Soil investigation – Data interpretation and evaluation of representative geotechnical parameters. Doc No. SBT-PGR-RE-203-010-1 Rev. 1 dated 2017-06-27.

NGI (2017) Bjørnafjorden sideforankret flytebro, Phase 3 geohazard assessment. Doc. No. 20160790-01-R. Rev. 1, dated 2017-06-02. Statens Vegvesen Doc. No. SBJ-31-C3-MUL-02-RE-100_0

NGU (1987) Kyststamvegen – Refleksjonsseismiske undersøkelser I Ytre Nordfjord (Sogn og Fjordane) og Sunnhordaland (Hordaland). NGU Rapport nr. 87.143.

NORSAR/NGI (1998) Seismic zonation of Norway, Final report, dated March 1998

Panagoulias, S., Brinkgreve, R.B.J. (2017) SHANSEP NGI-ADP Model description and verification examples, POV MACROSTABILITEIT Netherland

Reimer, P. J., Bard, E., Bayliss, A., Beck, J. W., Blackwell, P. G., Bronk Ramsey, C., Grootes, P. M., Guilderson, T. P., Haflidason, H., Hajdas, I., HattŽ, C., Heaton, T. J., Hoffmann, D. L., Hogg, A. G., Hughen, K. A., Kaiser, K. F., Kromer, B., Manning, S. W., Niu, M., Reimer, R. W., Richards, D. A., Scott, E. M., Southon, J. R., Staff, R. A., Turney, C. S. M., & van der Plicht, J. (2013). IntCal13 and Marine13 Radiocarbon Age Calibration Curves 0-50,000 Years cal BP. *Radiocarbon, 55*.

Rise, L., Bøe, R., Sveian, H., Lysså, A., Olsen, H. A. (2006). The deglaciation history of Trondheimsfjorden and Trondheimsleia, Central Norway. Norwegian Journal of Geology. 86, pp. 419-438.

Solli, K, Vikebø, J.A., Søyland, E., Hjelstuen, B.O., Kjennbakken, H., Thomassen, T. (2017) Detailed site survey examining the postglacial sediment succession and depositional processes within a Norwegian fjord system, Bjørnafjorden (West Norway). Norwegian Journal of Geology, 2, pp. 95-104. https://dx.doi.org/10.17850/njg97-2-02

SVV (2017a) Bjørnafjorden. Visualization of circular depressions on the seabed, Bjørnafjorden. Doc. No. SBJ-02-C3-SVV-02-RE-002

SVV (2017b) Second seabed visualization of circular depressions, Bjørnafjorden. Doc. No. SBJ-02-C3-SVV-02-RE-003

SVV (2017c) Earthquake design at NPRA, Report no. 604 dated May 2017.

Wald, D., Quitoriano, V., Heaton, T., and Kanamori, H, Scrivner, C., and Worden, C. (1999). TriNet “ShakeMaps”: Rapid Generation of Peak Ground Motion and Intensity Maps doe Earthquakes in Southern California, Earthquake Spectra, Volume 15, No. 3, p. 537-555.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2017

BEHOV FOR NY STANDARD FOR UFORSTYRREDE PRØVETAKINGER AV BERG OG LØSMASSER?

Need of a new standard for undisturbed sampling of rock and soil?

Anniken Hagen, siv.ing. ingeniørgeolog, Sweco Norge AS
Bent Aagaard, senior rådgiver ingeniørgeologi, Sweco Norge AS
Per Stenhamar, senior rådgiver geoteknikk, Sweco Norge AS

SAMMENDRAG

Prøvetaking av løsmasser i Norge har først og fremst dreid seg om prøvetaking i leirmasser. Litt forenklet kan man si at jo dårligere grunnforhold, jo bedre prøver får vi tatt opp. Det har vært liten eller ingen utvikling av utstyr for å få tatt uforstyrrete prøver i sand, grus og morene, og i disse massene har prøvetakingen i de fleste tilfellene begrenset seg til forstyrrete skovlprøver, som ofte bare går ned til en begrenset dybde på grunn av for stor motstand i forhold til maskinutrustningen.

For prøvetaking i berg gjelder det samme. Det er en kjent sak at jo større diameter, desto bedre kjernefangst. Likevel er standard kjernediameter i området 54 mm, samt at vi ved avviksboring kun har 32 mm kjerne med tilsvarende dårlig kjernefangst. I stedet for å akseptere at tradisjonelle metoder i Norge ofte ikke gir gode nok data, er vår påstand at man må begynne å tenke litt utenfor boksen og hente ekspertise, metoder og utstyr fra utlandet. Kjernediameter i løsmasser opptil 240 mm benyttes flere steder (Danmark, Østerrike). I berg benyttes 103 mm diameter og med triple casing blir kjernefangsten god.

Flere og mer krevende byggeprosjekter krever et bedre beslutningsunderlag for prosjektering og kostnadsoverslag. For å bedre kvaliteten på prøvetakingene, må det benyttes nye og bedre metoder. Rådgiver og byggherre må stille større krav til kvaliteten av prøvematerialet, slik at entreprenørene som skal utføre undersøkelsene, må strekke seg og hente kunnskap, ekspertise og utstyr fra utlandet. Forhåpentligvis vil etter hvert de norske entreprenørene selv inneha den kompetansen og det utstyret som skal til for å oppnå 100 % uforstyrrede prøver uten kjernetap, selv under vanskelige forhold.

SUMMARY

Sampling in soil in Norway is mainly related to clay sampling. Simplified it can be said that sampling equipment has been developed to handle the most sensitive soil types, illustrated by soft clay material. There has been little or no development related to sampling of undisturbed samples of sand, gravel and moraine, which means that samples are limited to disturbed auger samples.

The same is the case with rock core sampling. It is well known that larger core diameter gives better core recovery. Despite that, the most common core diameter is in the range of 54 mm. In core holes with forced deviation, the core diameter is only 32 mm with even lower core recovery. In stead of accepting that the traditional methods often give poor or no data, Sweco recommends that project owners and designers should require better methods and equipment

for obtaining acceptable results. A core diameter of 240 mm is used in several counties (Denmark, Austria). In rock a core diameter of 103 mm with triple casing is used with good results.

The soil and rock conditions at the construction site are becoming more and more challenging due to limited space and the need for the project in special locations. Hopefully this will mean a technical update over time also for Norwegian drilling contractors, so that undisturbed samples of soil and rock can be retrieved both in soil and in rock.

INNLEDNING

Bygg- og anleggsnæringen i Norge er i vekst, og stadig nye, store, byggeprosjekter er under bygging og planlegging. Svært mange av disse benytter seg i stor grad av undergrunnen som byggemateriale. God kunnskap om de aktuelle grunnforholdene er derfor svært viktig både i forbindelse med planlegging og utførelse. Den metoden som gir best og mest pålitelige data om hva som befinner seg under bakken, er opptak av uforstyrrede prøver av løsmasser og berg. Det er en kostbar metode, men helt nødvendig i mange prosjekter, spesielt etter som kompleksiteten av våre anlegg øker. Ikke bare er det nødvendig for å kunne gjøre en god prosjektering av løsninger, men slike prøver bidrar til å redusere usikkerhet og risiko knyttet til grunnforholdene, og dermed gagne prosjekter i form av en mer forutsigbar byggeprosess, færre uforutsette hendelser etc., noe som igjen vil kunne gjenspeile seg i et lavere konfliktnivå, samt færre kostnads- og tidsoverskridelser i byggefasen.

Det er i midlertidig et problem at kvaliteten på prøvetakinger av berg og løsmasser ved bruk av tradisjonelle metoder, ofte er lav. Lav prøvefangst, slik som i morene eller i oppsprukket berg og svakhetssoner i berg, er et gjentagende problem. Prøvene man får opp, hvis prøvefangst oppnås i det hele tatt, er ofte langt ifra uforstyrrede, med utvasket materiale. Selv med for dårlige grunnundersøkelsesdata velger man ofte å gå videre med prosjektering og bygging, og drar med seg usikkerheter knyttet til grunnforholdene inn i kontrakten. Konsekvensene tas i byggefasen – og i enkelte tilfeller i rettsalen, i stedet for at man for eksempel søker å benytte seg av ekspertise og metoder fra utlandet.

Ideen til dette foredraget oppstod i forbindelse med prosjektet InterCity Sandbukta – Moss – Såstad, hvor forundersøkelser for et parti av en tunnel med delvis manglende bergoverdekning, i første omgang ikke gav tilstrekkelige eller gode nok data. Både prøveserier av løsmassene over tunnelen, og tradisjonell kjerneboring gjennom en svakhetssone i samme område, gav for lav kjernefangst i de partiene hvor gode data var som viktigst. Her ble det hentet metode, utstyr og mannskap fra Danmark for å utføre kjerneboring med stor diameter i både berg og løsmasser – noe som gav langt mer vellykkede resultater enn ved bruk av tradisjonelle metoder.

HVORFOR GJØR VI GRUNNUNDERSØKELSER

I et prosjekt inngår geotekniske og bergtekniske data i planlegging/prosjektering, i anbudsutarbeidelsen, og viktige avgjørelser under bygging baseres på grunnforhold. For å oppnå et best mulig teknisk-økonomisk resultat, og treffe de riktige beslutningene underveis i et prosjekt, er god kjennskap til grunnens beskaffenhet helt essensielt. Oppsummert er hovedformålene med grunnundersøkelser å gi grunnlag for følgende [1]:

- Vurdering av prosjektets teknisk-økonomiske gjennomførbarhet og vanskelighetsgrad.
- Prosjektering.
- Beregning av byggetid og kostnad.
- Sikker gjennomføring av prosjektet og optimalisering av tekniske løsninger med hensyn til stabilitet og sikring av ulike typer.

Konsekvensene av for lite grunnundersøkelser eller for dårlig kvalitet på disse er mange:

- Lav kvalitet, feil og usikkerheter i konkurransegrunnlag
- Valg og prosjektering av metoder og løsninger som ikke er de mest gunstige
- Entreprenøren får et for dårlig grunnlag å gi sin pris på
- Sannsynligheten for å treffe på uforutsette grunnforhold i byggefasen øker
- Tidsmessige og økonomiske konsekvenser i byggefasen
- Konflikter mellom partene i byggefasen

Grunnundersøkelser gir svært viktige input i forhold til valg av tekniske løsninger i prosjekter. Tilstrekkelige og gode nok forundersøkelser er helt essensielt for riktige kostnadskalkyler og bidrar til å redusere risiko og usikkerheter i et prosjekt. Amerikanske studier viser for eksempel at sikkerheten i prosjektering øker med økt undersøkelsesomfang, og at ved undersøkelseskostnader som utgjør over 3 % av byggekostnadene, er avviket mellom kostnadsestimater og faktiske byggekostnader mindre enn 20 % [2].

Grunnundersøkelser er ikke bare knyttet til større sikkerhet i kostnadsanslag i prosjekteringsfasen, men vil også gi riktigere prising av anbudene. Noe som har fått mye fokus i media den siste tiden er det økte konfliktnivået i bygg- og anleggsbransjen, og ikke sjeldent dreier disse konfliktene seg om når man treffer på uventede eller uforutsette grunnforhold. Det kan være at grunnforholdene er for dårlig beskrevet, tegningsgrunnlaget er feil eller feil i mengdeangivelser – forhold som i mange tilfeller kan knyttes til for dårlig dekning av eller for lav kvalitet på grunnundersøkelsene. Og vet ikke entreprenøren hva slags forhold som skal håndteres i prosjektet, vil prisingen nødvendigvis bli feil, noe som igjen gir tidsmessige og økonomiske konsekvenser for prosjektet.

Forhold som ofte vil kunne gi problemer med gode prøver, eller at man helt feiler ved opptak av prøver, er ensgraderte jordarter (silt og sand), faste jordarter (morene), oppsprukket berg og svakhetssoner. Eksempler på dette er ras ved påtrufne ukjente svakhetssoner ved driving av tunnel, at man treffer på løsmasser hvor man trodde det var bergoverdekning, uforutsette typer løsmasser ved driving av løsmassetunneler og ras/grunnbrudd i løsmasser med bløt leire som ikke var kartlagt.

Tross i nevnte forhold er situasjonen i Norge at undersøkelsesomfanget ofte ligger relativt lavt. For de fleste tunneler er det sjelden at grunnundersøkelsene hittil har utgjort mer enn 0,5-1 % av de totale byggekostnadene. [3]. Tilsvarende oppdaterte erfaringstall for byggeprosjekter på/i løsmasser kjenner vi ikke til, men ligger i svært mange tilfeller under dette.

Figur 1: Siltige masser ble påtruffet under driving av denne løsmassetunnelen - noe drivemetoden ikke var dimensjonert for.

ØKT BEHOV FOR GODE PRØVETAKINGER I BERG OG LØSMASSER

I tidligere tider, og spesielt for prosjekter i utkantstrøk, eksempelvis vannkraftverk, ble det normalt utført sparsommelig, eller ingen forundersøkelser. Grunnundersøkelser ble kanskje ansett først å være aktuelt dersom det oppsto spesielle problemer. Situasjonen er heldigvis en annen i dag, og det har blitt en økt bevissthet rundt viktigheten av grunnundersøkelser spesielt etter en rekke uheldige hendelser knyttet til ustabile grunnforhold.

Den kanskje mest opplagte grunnen til økt behov for gode grunnundersøkelser, slik som prøvetakinger i berg og løsmasser, er at Norge er et land hvor det er stor vekst i bygg- og anleggsnæringen. Mange av våre byer vokser og skal fortsette å vokse både utover, oppover og ikke minst nedover. I tillegg satses det stort på infrastrukturprosjekter, og vi vil se mange milliard-store utbygginger de neste årene, alt fra InterCity-prosjektene på Østlandet til Stad skipstunnel, Rogfast og Ryfast-prosjektene på Vestlandet. Infrastrukturprosjekter, behov for arealeffektive løsninger i urbane strøk, hensyn til natur og miljø, topografiske forhold m.m. gjør at arealet vi har under bakken må utnyttes i større grad – og kompleksiteten øker. Økt kompleksiset og størrelse på prosjektene fører naturlig nok til et behov for god forståelse av grunnforholdene som er i forbindelse med de ulike prosjektene.

Med alle de type grunnundersøkelsesmetodene vi har, så vil opptak av uforstyrrede prøver av berg eller løsmasser være den metoden som gir sikrest og mest pålitelig data, og vil være helt

essensielt for å kunne gjøre nøyaktige vurderinger av grunnforholdene i veldig mange av våre kommende prosjekter. Bedre prøver er også nødvendig for å kunne gjøre gode og pålitelige analyser i lab av slik som fasthet, kornfordeling, skjærfasthet, romvekt og vanninnhold. Uten gode prøvetakinger vil vi ikke kunne være i stand til å gjøre nøyaktige vurderinger av grunnforholdene, prosjektere de beste løsningene eller gjøre gode kostnadskalkyler.

Et eksempel på hvordan norske undergrunnsprosjekter øker i kompleksitet og behovet for gode prøvetakinger er stort, er løsmassetunneler. Det har ikke vært tradisjon for bygging av løsmassetunneler i Norge, selv om vi har et par eksempler, og det har vært flere tilfeller hvor bergoverdekningen har vært manglende (enten planlagt, men også kommet som en overraskelse under bygging). Vi ser nå at i forbindelse med utbygging av infrastrukturprosjekter så melder behovet for løsmassetunneler/tunnel med manglende bergoverdekning seg i større grad – ofte som resultat av strenge krav til kurvatur av vei/bane og utbygging i urbane strøk hvor valg av trasé er begrenset pga. eksisterende infrastruktur over og under bakken. Et nylig prosjekt hvor stabilisering av løsmasser har vært nødvendig for å muliggjøre driving av tunnel er Bjørnegårdtunnelen for ny E16 i Sandvika, og (som vi kjenner til) er det i hvert fall under planlegging løsmassetunneler på tre jernbane-prosjekter på Østlandet nå; på InterCity-strekningene Sandbukta – Moss – Såstad og Drammen-Kobbervikdalen, samt på Ringeriksbanen mellom Sandvika og Hønefoss.

I tillegg til at bygg- og anleggsprosjekter i Norge øker i kompleksitet, er det også et behov for økt omfang, samt bedre prøvetakinger som følge av forhold diskutert tidligere: konkurransegrunnlagene må bli bedre, usikkerheter og risiko i prosjektene må reduseres, og de beste teknisk-økonomiske løsningene må velges og planlegges fra relativt tidlig i prosjektet. Får man til dette vil innsatsen man putter i gode prøvetakinger raskt spares inn.

PRAKSIS I NORGE

Generelt kan man kanskje si at terskelen for å utføre prøvetakinger på prosjekter i Norge, enten prøvetakinger av løsmasser eller kjerneprøver i berg, er relativt høy, antageligvis fordi kostnadene for slike undersøkelsesmetoder er så høye sammenlignet med andre typer grunnundersøkelser.

Prøvetaking av løsmasser i Norge har først og fremst dreid seg om prøvetaking i leirmasser. Litt forenklet kan man si at jo dårligere grunnforhold, jo bedre prøver får vi tatt opp. Det har vært liten eller ingen utvikling av utstyr for å få tatt uforstyrrete prøver i sand, grus og morene, og i disse massene har prøvetakingen i de fleste tilfellene begrenset seg til forstyrrete skovlprøver, som ofte bare går ned til en begrenset dybde på grunn av for stor motstand i forhold til maskinutrustningen. Resultatet blir gjentagende problem med dårlig/ingen prøvefangst i morene. Eksempler på nylige prosjekter hvor dette har vært et problem: Joberget, E6 Arnkvern – Moelv, E6 Sokndalen og Intercity Moss.

Prøvetaking eller kjerneboring i berg benyttes for undersøkelser av berg og bergmassekvalitet i forbindelse med tunnelprosjekter hvor andre teknikker ikke er nøyaktige nok. Metoden er den eneste undersøkelsesmetoden som med god sikkerhet kan gi data både om dybde til fast berg, bergmassekvalitet, sprekkekarakterer, svakhetssoner og grunnvannsforhold. Andre metoder, slik som geofysiske undersøkelser, har alltid en usikkerhet knyttet til seg, og denne usikkerheten øker med dybde under bakken slik at man kun ender opp med indikasjoner i forhold til bergmassekvalitet og forløp av svakhetssoner.

Med utstyr normalt benyttet i Norge er standard kjernediameter < 50 mm. I godt berg, dvs. i fast berg med lav grad av oppsprekking, vil dette som regel gi fine kjerneprøver og god nok data. Men det er jo slik at kjerneboring som forundersøkelser f.eks. i forbindelse med et tunnelprosjekt gjøres ikke for å undersøke områder med god bergmassekvalitet – det gjøres for å avdekke sprekkesoner og svakhetssoner i berggrunnen, og for å kunne karakterisere disse. Altså er det forhold av større betydning for driving og sikring av tunnelen som er spesielt viktig å avdekke, slik som oppsprekkingsgrad og tilstedeværelse av sprekkemateriale slik som svelleleire. Det er et gjentagende problem med bruk av tradisjonelt kjerneboringsutstyr, at kjernetapet ved boring gjennom svakhetssoner er høyt, og fangst av sprekkemateriale er lavt. Spesielt stort er dette problemet ved retningsstyrte borhull hvor et ekstra høyt forbruk av vann er nødvendig, med konsekvens at løst materiale blir spylt vekk og kjernefangsten reduseres ytterligere. I tillegg er kjernediameteren ved retningsstyring veldig liten (ca. 30 mm), noe som øker sannsynligheter for lavere kjernefangst.

Så hva gjøres på prosjektene rundt om i Norge når tradisjonelt utstyr ikke gir ønsket resultat? Vår erfaring er at både rådgiver, byggherre og utførende entreprenør av undersøkelsene anser utførte undersøkelser som «det var dette som var mulig å få til i disse forholdene», og undersøkelsesprogrammet avsluttes. Man velger da med andre ord å ta med seg den risikoen og de usikkerhetene knyttet til for dårlige data om grunnforholdene videre i prosjektet, og konsekvensene tas i byggefasen, kanskje i forbindelse med sluttoppgjøret og i enkelte tilfeller i domstolen. Dette i stedet for å gjøre en jobb med å undersøke hvilke muligheter man har for eksempel ved å gå utenfor våre landegrenser.

HVILKE MULIGHETER FINNES OG HVA ER STANDARD I ANDRE LAND

- Må se til utlandet
- Hva er standard nivå i forhold til omfang og type prøvetakinger i utlandet. Mange steder benyttes kjerner med stor diameter og med double eller triple core barrel for å få best mulig kjerneopptak
- Type utstyr og eksempler på metoder (Geo S, Dry Single Tube Core Drilling, Sonic Drilling)

I stedet for å akseptere at tradisjonelle metoder i Norge ofte ikke gir gode nok data, er vår påstand at man må begynne å tenke litt utenfor boksen og hente ekspertise, metoder og utstyr fra utlandet. Vi liker vel å gjøre ting slik som vi alltid har gjort, og vårt inntrykk er at hva gjelder grunnundersøkelser – både metoder og omfang – så skues det veldig lite til utlandet. Kvaliteten av kjerneprøver er viktig, og påvirkes av personell, utstyr, diamantprodukter, verktøy og annet tilleggsutstyr som brukes i de gitte grunnforholdene. Utstyret som brukes i hullet representerer kun en liten del av de totale prosjektkostnadene, men valg og bruk av utstyret er av stor betydning. Som generell regel vil større kjernediameter gi større kjerneutvinning [4].

Utdrag fra Østerriksk håndbok i boring: Tørr rotasjonsboring med ett kjernerør (dry rotary drilling with single tube core barrel, DSTCD) er den mest vanlige prøveboringsmetoden for løsmasser på grunn av dens fleksibilitet. Alle typer løsmasser – fra stein til leire – kan bores med samme type utstyr. De mest vanlige kjernediameterne varierer mellom 100 og 240 mm.

Også våre danske naboer benytter tilsvarende prøvetakingsutrustning, med 10 tommers kjerne i løsmasser og 103 mm kjerne i berg. Danmark har lite av hardt berg, så metoder er utviklet med tanke på god prøvefangst i kalkbergarter og unge sedimentære bergarter.

INTERCITY MOSS – ET EKSEMPEL PÅ HVA SOM ER MULIG Å FÅ TIL SELV UNDER SVÆRT VANSKELIGE FORHOLD

I Moss planlegges et nytt dobbeltspor gjennom byen. Rambøll Sweco ANS har siden 2015 vært engasjert av Bane NOR i forbindelse med utarbeidelse av reguleringsplan, detaljplan og konkurransegrunnlag for totalentreprise for den ca. 10 km lange strekningen fra Sandbukta i nord til Såstad i Rygge kommune i sør. Strekningen inkluderer blant annet to tunneler på henholdsvis 2,7 og 2,3 km inkl. kulverter, og et ca. 800 m langt stasjonsområde i Moss by mellom disse to tunnelene. Byggestart er planlagt i 2019 med ferdigstillelse i 2025. Reisetiden blir under 30 min. til Oslo med de raskeste togene. Oversiktskart er vist i figur 2.

Figur 2: Oversiktskart over deler av planområdet for InterCity Sandbukta - Moss - Såstad. Nord for nye Moss stasjon vil traseen gå i kulvert og fjelltunnel under sentrum av byen. Illustrasjon: Rambøll Sweco ANS.

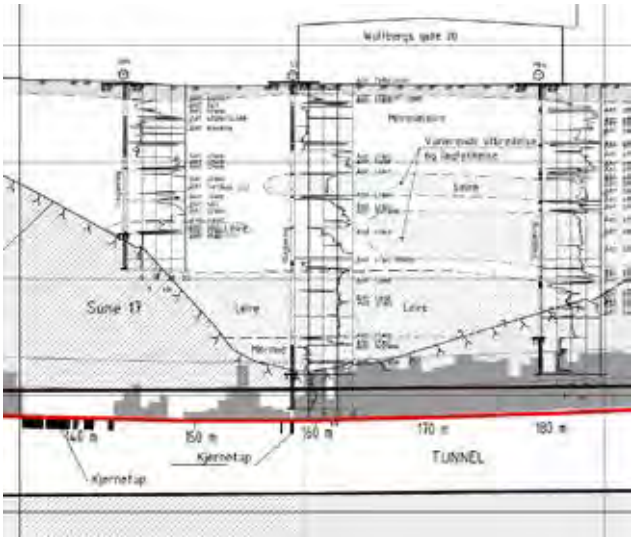
Utfordrende grunnforhold

Prosjektet byr på utfordrende grunnforhold, både geoteknisk og bergteknisk. Spesielt er Mossetunnelen – den dobbeltsporede jernbanetunnelen som vil gå under Moss by – svært utfordrende med hensyn til liten bergoverdekning og til dels tykke løsmasseavsetninger, dette i kombinasjon med infrastruktur og urban bebyggelse over tunnelen. Da Sweco Rambøll ANS begynte prosjekteringen i 2015, viste det seg raskt at traséalternativene som forelå fra hovedplan innebar store partier med manglende bergoverdekning. Etter å ha utført totalsonderinger i området for å få en oversikt over dybder til berg ble det bestemt å trekke traseen så langt mot øst som mulig, til dit bergoverdekningen var best. Å ha en slik kurve på traseen kan nok for mange se snodig ut, men ble funnet å være en betydelig bedre løsning enn

for eksempel å måtte etablere en lang løsmassetunnel i sensitiv leire direkte under den gamle, verneverdige bebyggelsen i Moss, noe som ville vært realiteten med en mer rettlinjet trasé. Figur 3 viser de ulike tunneltraseene som er vurdert.

Figur 3: Bildet viser ulike tunneltraseer som er vurdert gjennom Moss by som følge av de kompliserte grunnforholdene. Det er spesielt langt ned til berg i sonen markert med gult. Den valgte traseen (gul linje) er lagt så langt mot øst som mulig, for å oppnå best mulig bergoverdekning for tunnelen. Illustrasjon: Rambøll Sweco ANS.

Selv med optimalisert trasé med hensyn til bergoverdekningen, har man en situasjon i Mossetunnelen hvor minste påviste bergoverdekning over teoretisk sprengningsprofil er ca. 1,3 m ved kryssing av en ca. 25 m dyp løsmasserenne. 1,3 m – da er ikke tunnelprofilet utvidet for nødvendig tung sikring. I tillegg til noe usikkerhet og naturlig variasjon i bergoverflaten må det forventes at tunnelen kommer i kontakt med løsmassene i dyprennen.

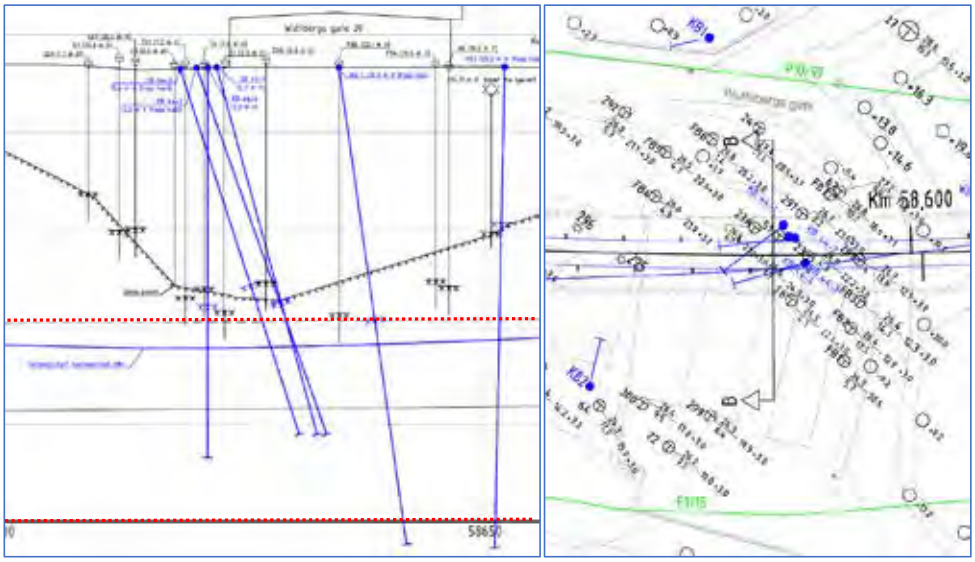


Figur 4: Lengdesnitt gjennom dyprenne med tolkede grunnforhold. Rød linje viser utført retningsstyrt kjerneborhull i underkant av teoretisk sprengningsprofil, mens grå og svarte felt langs med dette viser henholdsvis RQD-verdier og kjernetap.

I tillegg til lav/manglende bergoverdekning, har kjerneboringer og seismiske undersøkelser påvist en betydelig svakhetssone i dyprennen som er ca. 25 m bred (sone 17 figur 4). Refraksjonsseismiske undersøkelser har påvist en hastighet i sonen ned mot 2100 m/s – noe som indikerer jordaktig konsistens. Kanskje er overgangen mellom berg og løsmasser uklar.

Første runde med grunnundersøkelser

Med situasjonen beskrevet ovenfor har naturlig nok behovet for grunnundersøkelser vært stort, ikke minst gode prøvetakinger av både berg og løsmasser for å kunne gjøre gode vurderinger rundt drivemetode, berguttak og sikring. Første runde med prøvetakinger – i form av kjerneboringer i berg og prøveserier i løsmassene – gav ikke tilstrekkelige data. I tillegg har utfordringene rundt infrastruktur og bebyggelse i dagen vært store. Direkte over det mest kritiske partiet befinner det seg en bensinstasjon med tilhørende pumpestasjon, vaskehall, nedgravde oljetanker, rør og diverse ledninger, noe som har ført til svært redusert tilgjengelighet til området.

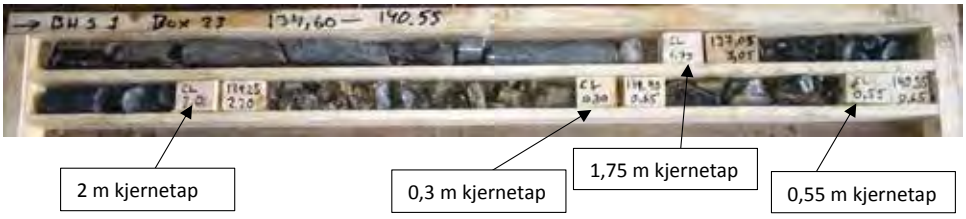


Figur 5: Lengdesnitt og plantegning over dyprenne med utførte grunnundersøkelser. Rød stiplet linje viser teoretisk sprengningsprofil som ikke er utvidet for nødvendig tung sikring. Illustrasjon: Rambøll Sweco ANS

Høsten 2015 ble det utført retningsstyrt kjerneboring gjennom sonen. Cowi var ansvarlig for arbeidene med Frensborg Drilling og Devico som utførende entreprenører. Hullet ble utført med perfekt hullbane ca. 2 m over tunnelhengen gjennom sonen. Dessverre har nødvendige endringer i tunneltraseen som følge av andre forhold, medført en heving av tunnelen i etterkant av boringer, slik at dette hullet nå ligger litt uheldig til og ca. 2,5 under teoretisk sprengningsprofil.

Mye verdifull informasjon om bergmassekvalitet og svakhetssonens plassering ble hentet ut fra denne boringen. Likevel var det et betydelig forbedringspotensiale på grunn av:

- Mye kjernetap i svakhetssonen
- Utvasking av sprekkemateriale
- Liten kjernediameter (spesielt i kurvet hullbane hvor kjernediameter kun er 31,5 mm)



Figur 6: Kjerneprøver fra utført retningsstyrt kjerneborhull gjennom svakhetssone i dyprenne

Figur 6 viser bilde av en kjernekasse fra svakhetssonen og eksempel på kjernetap. Nettopp der hvor det er viktigst å få opp materiale er prøvefangsten lav. I tillegg var det et problem at alt sprekkemateriale var vasket vekk – spesielt i den retningsstyrte delen av hullet hvor det ble benyttet ekstra mye vann i forbindelse med boringen. Kanskje tilfeldig, men det har ikke blitt oppnådd fangst av sprekkemateriale på noen av kjerneprøvene på InterCity Moss – annet enn mm-tynne sprekkebelegg. For å danne seg et best mulig bilde av forholdene var det også ønskelig med større kjernediameter. I kurvet hullbane er det med utstyr tilgjengelig i Norge, ikke mulig å få opp større kjerner enn 31,5 mm.

Prøvetaking av løsmassene ble bare delvis vellykket. Morenemassene klarte man ikke å få opp prøver fra. Isteden boret man seg gjennom morenemassene med ODEX, og fikk tatt opp uforstyrrete 54 mm sylinderprøver av den underliggende leira.

Supplerende prøvetakinger ved bruk av S Geobor metoden

Etter en samlet vurdering av utførte grunnundersøkelser, så var konklusjonen at her måtte det ytterligere prøvetakinger til. Det ble ansett som helt nødvendig å skaffe mer presise data om forholdene i dyprennen slik at vi og totalentreprenøren kan være i stand til å ta de riktige beslutningene om metode for stabilisering av massene, samt drivemetode. En annen faktor var det med uforutsette grunnforhold. Vi så at hvis de riktige avgjørelsene rundt drivemetode ikke blir tatt i god tid før driving, og uforutsette forhold blir påtruffet under driving, så vil det få tidsmessige og økonomiske konsekvenser i millionklassen for byggherren Bane NOR. Tradisjonelle metoder for prøvetaking hadde vist seg å ikke gi tilstrekkelig gode data, så det ble satt i gang et arbeid med å finne egnet metode i utlandet. Valget falt på metoden S Geobor – et system fra Atlas Copco for kjerneboring med stor diameter i løsmasser og berg.

S Geobor systemet er en type wire-line boring med en tredobbel rørkonfigurasjon, utviklet for å oppnå uforstyrrede kjerneprøver med diameter 102 mm gjennom varierende forhold fra bløte løsmasser til fast berg. Det tredoble kjernerøret består et ytre rør påmontert egnet borekrone, et midtre rør koblet til wirer'en og en indre plastsylinder hvor kjernen fanges og beskyttes. Borearbeidene ble utført og organisert i regi av Cowi, med det danske firmaet Geo som underentreprenør for utførelse av selve borearbeidene. Borerigg og mannskap ble hentet fra Geo.

Det ble utført 4 stk. boringer som vist på figur 5, hver 40 m lange. 3 av boringene ble utført på skrå med en vinkel på 70° for å få data fra under bensinstasjonen. Bergkjernene ble manuelt logget av ingeniørgeolog og noen kjerneprøver ble sendt til SINTEF for bergmekaniske tester. Løsmasseprøvene ble fraktet til laboratoriet hos NGI for videre testing – visuell klassifisering, kornfordeling og vanninnhold. Det har i tillegg blitt utført rutineundersøkelser, treaksiale trykkforsøk og ødometerforsøk på utvalgte deler av materialet. Eksempler på kjernemateriale hentet opp er vist på figur 8, figur 9 og figur 10.

Figur 7: Bilder fra boringen. 3 av hullene ble utført på skrå med 70° helning for å nå under bensinstasjonen. Til høyre sees når det midtre kjernerøret er heist opp.

I forhold til tidligere undersøkelser har de nye kjerneprøvene gitt oss langt bedre data. Det ble oppnådd relativt uforstyrrede 102 mm kjerneprøver av de ulike massetypene fra leire via morene/moreneleire og til berg. Svært mye av kjernematerialet var av veldig god kvalitet slik at videre testing på lab har vært mulig. Det var imidlertid noe kjernetap i forbindelse med det som antageligvis er sandlag i massene, og det var et problem at dette delvis ble vasket vekk. Kjerneprøver fra berg var også vellykkede, og det ble ikke registrert kjernetap. Prøvene gir et veldig godt inntrykk av bergmassekvaliteten og forholdene.

Oppsummert har de nye prøvene gitt oss sikre data på hva som tidligere kun var antagelser. Dette har ført til at vi nå har et konkurransegrunnlag med mye mindre usikkerhet hva gjelder grunnforholdene i området og mer konkrete data enn om disse prøvetakingene ikke hadde blitt utført. Totalentreprenøren har et godt grunnlag å prise sine arbeider på, samt gode data for å kunne detaljprosjektere sin løsning for hvordan løsmassene og svakhetssonen skal stabiliseres før driving, samt planlegging av tunneldrivingen og den permanente sikringskonstruksjonen i sonen. Som rådgivere på prosjektet har dette vært de prøvene som skulle til for at vi nå føler oss sikre på at det ikke vil oppstå en situasjon med «uforutsette grunnforhold» ved driving gjennom sonen.

Prøvetakingene har vært kostbare sett i forhold til tradisjonelle prøvetakingsmetoder i Norge, og det har gått med mye tid og ressurser fra alle parter for å få utført undersøkelsene. Et tett og godt samarbeid mellom byggherre, rådgiver og utførende entreprenør har vært en suksessfaktor. Tross kostnadene føler vi oss sikre på at prøvetakingene vil betale seg for byggherre i form av mindre risikopåslag fra totalentreprenøren ved prising av arbeidene forbundet med stabilisering og driving av tunnel gjennom sonen (arbeidene skal prises som fastpris), og ikke minst krav/endringer som raskt ville kunne oppstå i byggefasen uten disse undersøkelsene.

Figur 8: Eksempel på kjernefangst fra moreneleire på ca. 15 m dyp. Bilde: NGI

Figur 9: 96 cm lang kjerneprøve fra overgang løsmasser til berg. Bilde: Anniken Hagen (Sweco).

Figur 10: 145 cm lang kjerneprøve fra ca. 40 m dyp Kjernediameter er 102 mm. Bilde: Anniken Hagen (Sweco).

KONKLUSJON

Etter vårt syn må det gjøres en jobb av alle parter, både rådgiver, byggherre og entreprenør, for å øke bevisstheten rundt viktigheten av gode prøvetakinger i berg og løsmasser. Alle parter må anstrenge seg mer og ikke fortsette å akseptere et lavt nivå på prøvetakinger hvis det er et reelt behov for gode undersøkelsesdata.

Økt kunnskap om grunnforholdene i våre prosjekter vil bidra til bedre prosjekteringsgrunnlag, økt nivå på konkurransegrunnlagene, sikrere kostnads- og fremdriftskalkyler, mindre usikkerhet og risiko, som igjen vil føre til en smidigere gjennomføring av prosjekter, redusert konfliktnivå og økt sjanse for ferdigstillelse av prosjekt til planlagt kostnad og tid.

Svært ofte vil kostnadene forbundet med økt innsats i gode prøvetakinger tidlig i et prosjekt, betale seg for byggherre senere i prosjektet. De økonomiske konsekvensene av utilstrekkelige eller for dårlige undersøkelser i prosjekteringsfasen vil ofte være mye høyere enn kostnadene knyttet til gode prøvetakinger. Byggherre må være villig til å betale, og se verdien av dette. Vi som rådgivere må være flinke til å tydeliggjøre behovet for slike undersøkelser og samtidig gjøre byggherre klar over mulige konsekvenser av å unnlate undersøkelsene.

For å bedre kvaliteten på prøvetakingene, må det benyttes nye og bedre metoder. Rådgiver og byggherre må stille større krav til kvaliteten av prøvematerialet, slik at entreprenørene som skal utføre undersøkelsene må strekke seg og hente kunnskap, ekspertise og utstyr fra utlandet. Forhåpentligvis vil etter hvert de norske entreprenørene selv inneha den kompetansen og det utstyret som skal til for å oppnå 100 % uforstyrrede prøver uten kjernetap, selv under vanskelige forhold.

REFERANSER

[1] B. Nilsen, «Ingeniørgeologisk prosjektering - forelesningsnotat,» NTNU Trondheim - Institutt for geologi og bergteknikk, 2009.

[2] USNC/TT, «Geotechnical site investiagions for underground projects.,» U.S. National Committe on Tunnelling Technology, National Research Council, Washington D.C..

[3] Vegdirektoratet - Teknologiavdelingen, «Publikasjon nr. 101. Riktig omfang av undersøkelser for berganlegg.,» 2003.

[4] G. V. Arne S Simonsen, «State of the art boreteknikk,» BegrensSkade, 2015.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2017

HVA SKJER PÅ SVALBARD? GEOTEKNIKK I ET RASKT ENDRENDE KLIMA

Arne Instanes og Johanna Lohne Rongved, Instanes AS Rådgivende Ingeniører

SAMMENDRAG
Svalbard har opplevd en betydelig økning i observerte lufttemperaturer siden 1970-tallet. Oppvarmingen har vært spesielt rask de siste 20 årene. Fjoråret (2016) var ekstremt både med tanke på lufttemperatur og nedbør. Årsmiddeltemperaturen var bare så vidt under frysepunktet og i løpet av sommeren og i løpet av høsten var det flere ekstreme nedbørhendelser med påfølgende skredhendelser.

Foredraget tar for seg konsekvensene av endringene i klima på byggegrunn, permafrost og eksisterende infrastruktur i området. Videre blir det diskutert hvordan observerte og fremtidige endringer kan påvirke fundamentering, skråningsstabilitet og sikkerhet for infrastruktur på Svalbard. Geotekniske løsninger for å ta høyde for pågående og fremtidige klimaendringer blir diskutert.

Oppvarmingen på Svalbard er ekstrem og erfaringene fra pågående og nye byggeprosjekt vil ha relevans for fastlands-Norge, som foreløpig ikke har hatt like dramatiske klimaendringer.

SUMMARY
Svalbard has experienced a significant increase in observed air temperatures since the 1970s. The warming has been particularly strong for the past 20 years. Last year (2016) was extreme both in terms of air temperatures and precipitation. The annual average temperature was only junst below the freezing point and during the summer and autumn there were several extreme precipitation events which caused landslides.

The lecture addresses the consequences of climate change on permafrost and existing infrastructure in the area. A discussion on how the changes affect the foundations, slope stability and safety of infrastructure in Svalbard, is included. Geotechnical solutions to address current and future climate change are also discussed.

The warming trend in Svalbard is extreme and the experience from ongoing and new construction projects will be relevant for mainland Norway, which has not had the same dramatic climate change so far.

INNLEDNING

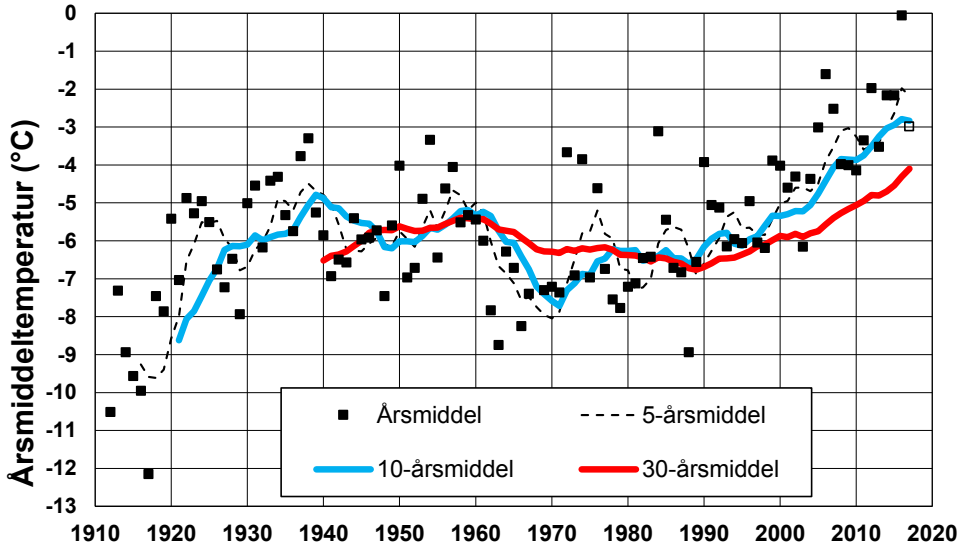
Fundamentering på Svalbard har tradisjonelt vært utført på en slik måte at varme fra bygget hindres i å trenge ned i grunnen og varme opp, eller i verste fall tine permafrosten Dette oppnås i hovedsak ved at bygget eller konstruksjonen heves over terrengoverflaten ved hjelp av peler eller grunne fundamenter. Vann- og avløpsledninger til og fra bygget blir isolert og festet under det isolerte gulvet. På denne måten unngås det at varme fra bygget varmer opp byggegrunnen og permafrosten. Direktefundamentering på fylling, isolert gulv på grunn og bruk av et varmepumpesystem for nedkjøling av grunnen under bygget, såkalt frysefundamentering (Instanes og Rongved, 2009), har også vært mye benyttet de siste 30 årene.

På grunn av de raske klimaendringene på Svalbard, er det behov for å vurdere de langsiktige konsekvensene av observerte klimaendringer og fremtidige klimascenarioer for eksisterende og nye bygninger og konstruksjoner på Svalbard. Denne kunnskapen kan benyttes i planleggingen av nye prosjekt og vedlikehold av eksisterende bygningsmasse.

I denne artikkelen blir det fokusert på faktorer som anses som kritiske med tanke på forventede klimaendringer spesielt knyttet til temperatur og nedbør, basert på Instanes AS' mer enn 50 års erfaring med bygging på permafrost i Longyearbyen og Svalbard, og pågående prosjekter knyttet til klimaendringer og effekter på permafrost og fundamentering på permafrost. Målet er at nødvendig informasjon om disse faktorene gjøres tilgjengelig, og gjør eiendomsbesittere og utbyggere bedre forberedt til å møte utfordringene som klimaendringen gir.

OBSERVERTE KLIMAENDRINGER

Svalbard er et av de områdene på jordkloden som har hatt den raskeste lufttemperatur-økningen de siste 20-30 årene. Bebygde områder i Alaska, nordlige Canada, Grønland, Sibir og Antarktis kan ikke vise til tilsvarende oppvarming. Figur 1 viser årsmiddeltemperaturen i Longyearbyen basert på målestasjonene ved Svalbard lufthavn (fra 1973) og Haugen, Longyearbyen (før 1973).



Figur 1 Årsmiddeltemperatur Svalbard lufthavn) – data fra eklima.no*

**) 2017-verdien på -3 °C er estimert basert på observasjoner 1.jan-31.okt., 2017 og månedstemperaturer i november og desember 2017, tilsvarende middelverdi 1987-2016.*

Figuren viser de varme periodene på 1930- og 1950-tallet, og de kalde periodene tidlig på 1900-tallet og på 1960-tallet. Det kan også observeres at tiårsmiddeltemperaturen har steget nesten 5 grader fra ca. 1970.

Tabell 1 viser års- og sesongbaserte 30-årsmiddelverdier for Svalbard lufthavn. 30-årsmiddeltemperaturen hadde et minimum på -6,7 °C, som sammenfaller med normalperioden 1961-1990. 30-årsmiddeltemperaturen nærmer seg nå -4 °C. Tabellen viser at oppvarmingen er størst i vintermånedene (nesten 4 graders økning) og minst i sommer-månedene (ca. 1,2 til 1,3 graders økning).

Tabell 1 Endring i 30-årsmiddel Svalbard lufthavn

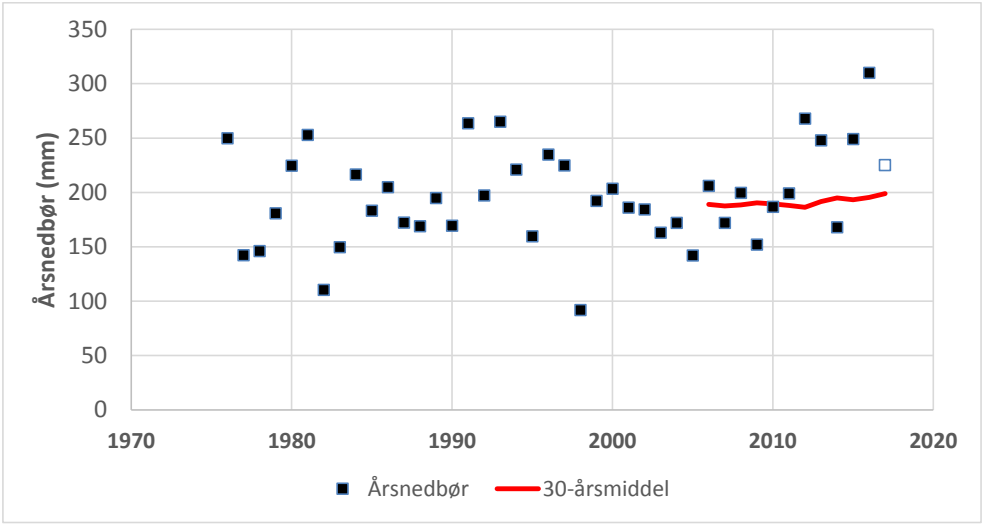
	1961-1990	**1971-2000**	**1981-2010**	**1987-2016**	**1988-2017**
År	**-6,7 °C**	**-5,9 °C**	**-5,1 °C**	**-4,3 °C**	***-4,1 °C *)***
Vinter (des.-feb.)	-15,0 °C	-14,0 °C	-12,6 °C	-11,4 °C	*-11,1 °C *)*
Vår (mars-mai)	-10,8 °C	-9,6 °C	-8,7 °C	-8,1 °C	-8,1 °C
Sommer (juni-aug.)	+4,1 °C	+4,5 °C	+4,9 °C	+5,3 °C	+5,4 °C
Høst (sep.-nov)	-5,2 °C	-4,7 °C	-4,0 °C	-3,4 °C	*-3,2 °C *)*

**) Prognose basert på observasjoner frem til 31.oktober 2017 og antatt månedsmiddel i november og desember 2017 tilsvarende gjennomsnittet i perioden 1987-2016*

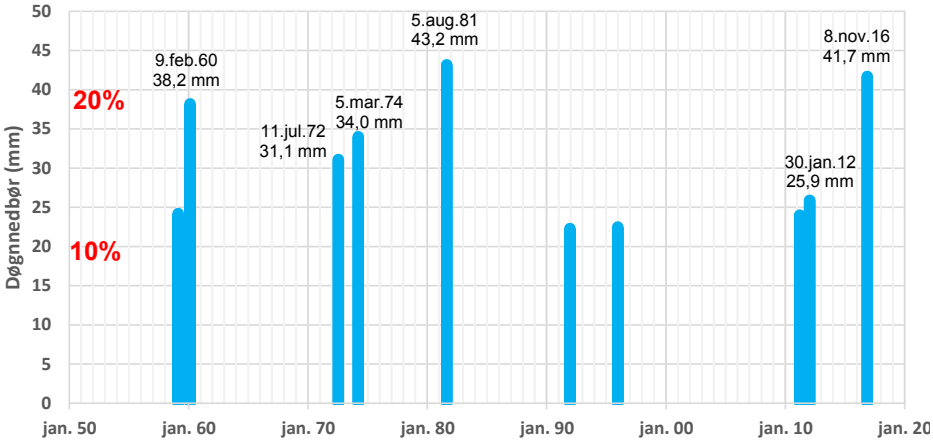
Figur 2 viser årsnedbør for Svalbard lufthavn i perioden 1976-2016. Årsmiddelnedbør i normalperioden 1961-1990 er 190 mm. Meteorologisk institutt (2017) rapporterer at årsnedbøren har økt om lag 2 % per tiår siden målingene startet i 1912, noe som tilsvarer en årsmiddelnedbør på rundt 150 mm i år 1900. Disse estimatene har betydelig usikkerhet på grunn av utfordringer med å måle korrekt mengde nedbør i Arktis. Figuren viser indikasjoner på at årsnedbøren har økt siden 2010 med relativt mye nedbør i 2012, 2013, 2015 og 2016 (årsrekord med 310 mm). 30-årsmiddel har vist en marginal økning fra 189 mm i 2006 til 195 mm i 2016.

Figur 3 viser de 10 største døgnnedbørhendelsene i Longyearbyen i perioden 1958 til 2016. Nedbørsmengdene tilsvarer fra 12 % til 23 % av årsmiddelnedbøren. Lied (2005) antyder at skredfaren er meget stor i fastlands-Norge når mer enn 8 % av årsmiddelnedbøren faller i løpet av et døgn. På figuren er 10 % og 20 % av årsmiddelnedbøren markert, henholdsvis 19 og 38 mm nedbør på ett døgn.

Den største døgnnedbøren observert i Longyearbyen i perioden 1958-2016 er 43,2 mm (23 % av årsmiddelnedbøren) den 5. august 1981, se figur 3. Den kraftige nedbøren førte til flere store jordskred i Longyeardalen. Tilsvarende jordskred skjedde også 11.juli 1972, da det falt 31,1 mm og 8.november 2016 da det falt 41,7 mm. Den 30.januar 2012 kom det 25,9 mm nedbør som regn. Dette førte til sørpeskred i Vannledningsdalen i sentrum av Longyearbyen. Skredet tok med seg en gangbru over elva og gikk helt ned til hovedveien. Et annet sørpeskred krysset Veg 700 (Burmaveien) og Veg 600 (Flyplassvegen) og gikk i fjorden. Flere veger i Longyeardalen og Adventdalen var stengt i perioder etter denne nedbørhendelsen.



Figur 2 *Årsnedbør Svalbard lufthavn – data fra eklima.no*
2017 estimert basert på observasjoner 1.jan-31.okt., 2017 og antatt månedsmiddel i november og desember 2017 tilsvarende gjennomsnittet i perioden 1987-2016

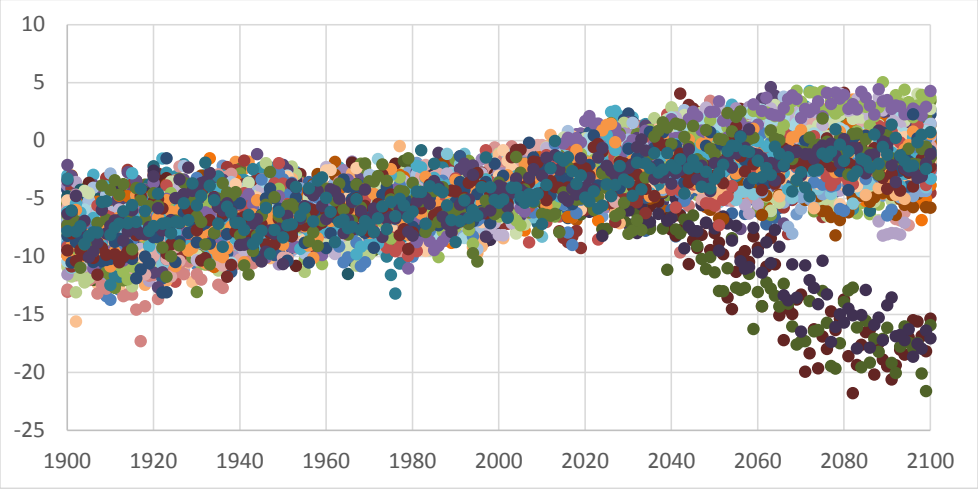


Figur 3 *Største døgnnedbørshendelsene Longyearbyen – data fra eklima.no og Meteorologisk institutt (2017)*

FREMTIDIGE KLIMAENDRINGER

Meteorologisk institutt (2017) har gitt en fyldig gjennomgang av både historisk klimautvikling og forventet utvikling i Longyearbyen og nærliggende områder frem til år 2100. IPCC (2014) presenterer ulike scenarioer for fremtidig klimautvikling på global skala ved hjelp av globale klimamodeller og forskjellige antagelser om fremtidig virkning av klimagassutslipp. Disse modellen har typisk en oppløsning på 200 km x 200 km og er lite egnet for vurdering av endring i klima på lokalt nivå. Meteorologisk institutt (2017) benytter derfor metoder for å nedskalere de globale modellene til lokalt nivå.

Figur 4 viser årsmiddeltemperatur for Longyearbyen i perioden 1900 til 2100 for 65 forskjellige typer klimamodeller og scenarioer (basert på data fra Ketil Isaksen, Meteorologisk institutt).



Figur 4 *Årsmiddeltemperatur Longyearbyen 1900 til 210 basert på 65 klimamodeller og scenarioer*

Figuren illustrerer noe av utfordringen knyttet til bruk av klimamodeller for å estimere fremtidige konsekvenser for bygninger og konstruksjoner. De forskjellige modellene og scenarioene gir svært stor spredning i forventet klimaendring. Klimamodeller og scenarioer er usikre på grunn av blant annet usikkerhet knyttet til fremtidige utslipp av klimagasser og aerosoler, naturlige klimavariasjoner forårsaket av lokale forhold og f.eks. vulkanutbrudd og variasjon i isutbredelse og skydekke, og ikke minst innebygd usikkerhet i modellene. Tre av modellene (4,6 %) gir sågar avkjøling til en årsmiddeltemperatur mellom -15 og -20 °C i år 2100. Dette er forårsaket av at disse tre modellene viser en oppbremsing av Golfstrømmen, den nordatlantiske strømmen og den norske atlanterhavsstrømmen, og resulterende 'istid' på Svalbard. Imidlertid viser 95,4 % av modellene en oppvarmende trend. Basert på disse 62 modellene er årsmiddeltemperaturen i år 2100 estimert til å ligge mellom -5,8 °C (noenlunde tilsvarende klimaet rundt årtusenskiftet) og +4,3 °C, en økning på 11 grader i forhold til årsmiddelverdien 1961-1990. Middelverdien for de 62 estimatene for årsmiddeltemperatur i år 2100 er -0,9 °C.

Nye klimasimuleringer for Longyearbyen-området viser at både årsnedbør og sesongnedbør er forventet å øke (Meteorologisk institutt, 2017). Mot slutten av århundret

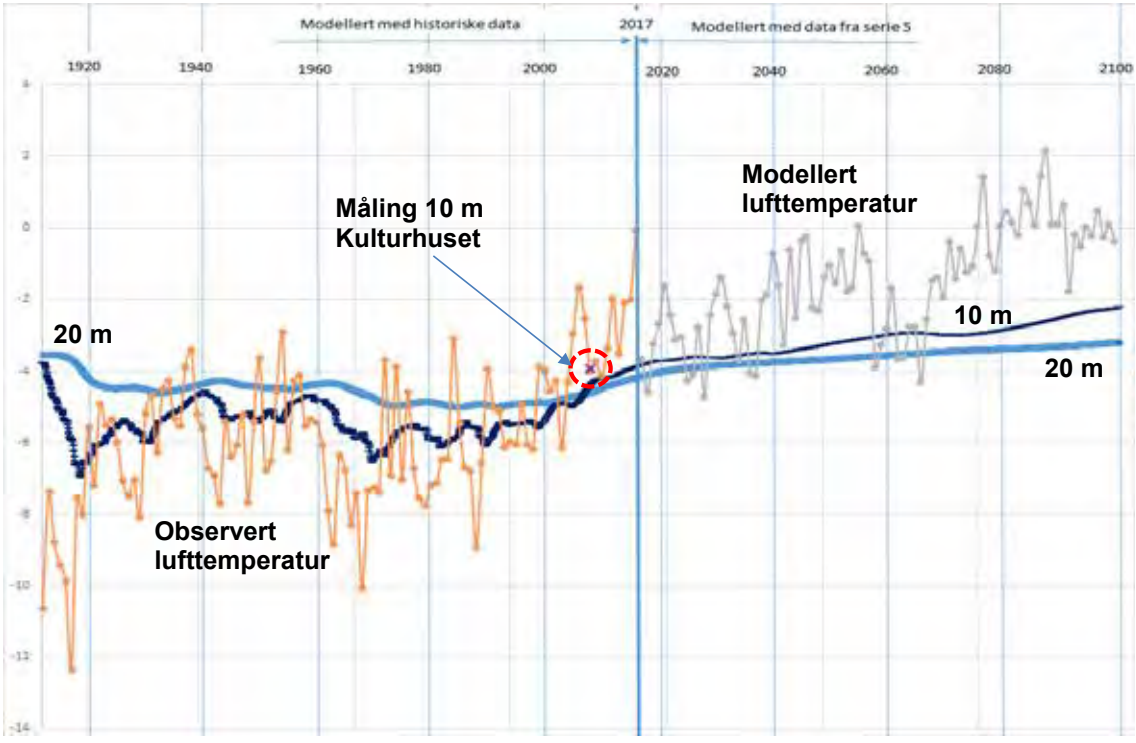
beregnes det også en markant økning i antall dager med kraftig nedbør, samt at nedbørsmengden på dager med kraftig nedbør beregnes å øke. I vinterhalvåret beregnes det opptil en tredobling i antall mildværsepisoder med nedbør i form av regn sammenlignet med dagens situasjon.

For å vurdere hvordan modellert økning i lufttemperatur påvirker permafrosten, er det utført geotermiske beregninger med elementprogrammet TEMP/W (Geo-Slope, 2012). Som grunnlag for de geotermiske beregningene er det vurdert tre ulike utslippsscenarier; RCP2.6, RCP4.5 og RCP8.5 (IPCC, 2014). Det er per i dag ikke mulig å konkludere med et mest sannsynlig utslippsscenario. I samråd med Meteorologisk institutt er det det imidlertid valgt å fokusere på nedskalerte modeller for utslippsscenario RCP4.5.

Geotermiske analyser

Analysene er utført som forenklede 1- og 2D modeller (Instanes AS, 2017a; Instanes AS, 2017b; Instanes, A., 2016). Det er benyttet historiske klimadata og temperaturmålinger i grunnen for å modellere en nå-tilstand for temperaturprofilet i bakken. Deretter er beregnet temperaturprofil fra klimamodeller benyttet for å modellere hvordan denne temperaturutviklingen vil påvirke aktivt lag, samt temperaturprofilet. Andre klimadata, som nedbør, snødekke og vind, er ikke medtatt i modellene. For hele Longyearbyen-området er det benyttet samme temperaturer som beregnet for Svalbard Lufthavn.

Beregningsresultatene fra de geotermiske beregningene for sentrumsområdet i Longyearbyen er vist i Figur 5.

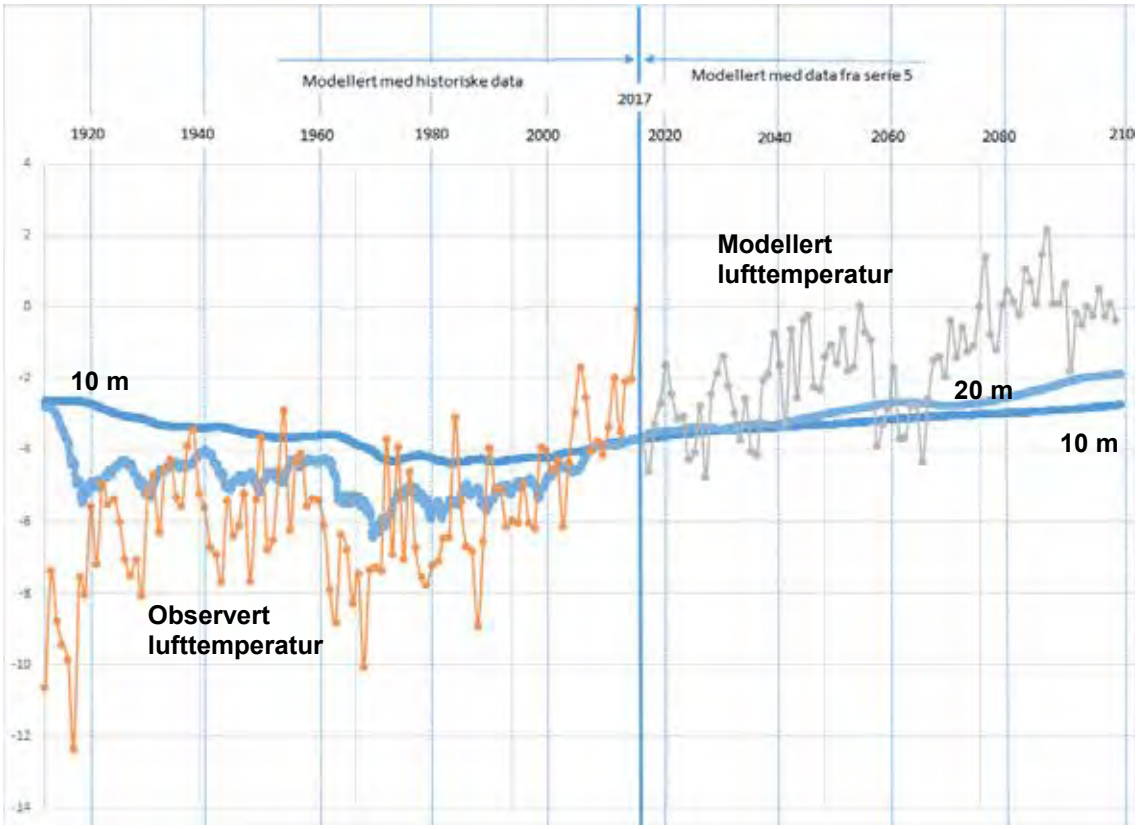


Figur 5 Beregnete temperaturer i grunnen Sentrumsområdet, Longyearbyen

I tillegg til beregnet temperaturutvikling på henholdsvis 10 og 20 m dybde, er det også lagt inn resultat fra en kjent temperaturmåling ved Kulturhuset. Målingen er fra 10 m dybde og viser en målt temperatur ca. 0,2 ° C høyere enn beregnet temperatur.

Beregningene viser videre at temperaturen på 10 meters dybde har en tydelig amplitude som responderer (med noe tidsforsinkelse) på de årlige variasjonene i lufttemperatur. Temperaturen øker fra ca. -4 °C i dag, til nærmere -2 °C i 2100. Ved 20 m dyp er de beregnede temperaturene mindre påvirket av tilfeldige fluktuasjoner i temperaturene på overflaten, og mer påvirket av langsiktige trender i lufttemperatur. Temperaturen er beregnet å øke fra ca. -4,5 °C i dag, til ca. -3,5 °C i 2100. Beregnet aktivt lag er i dag mindre enn 1,5 meter, noe som samsvarer bra med det som er observert. Mot år 2100 antyder imidlertid beregningene en økning i aktivt lag til i størrelsesorden 2,5 m. Da det er kjent at saliniteten i området er til dels høy, må det i praksis forventes at aktivt lag har større mektighet enn beregnet.

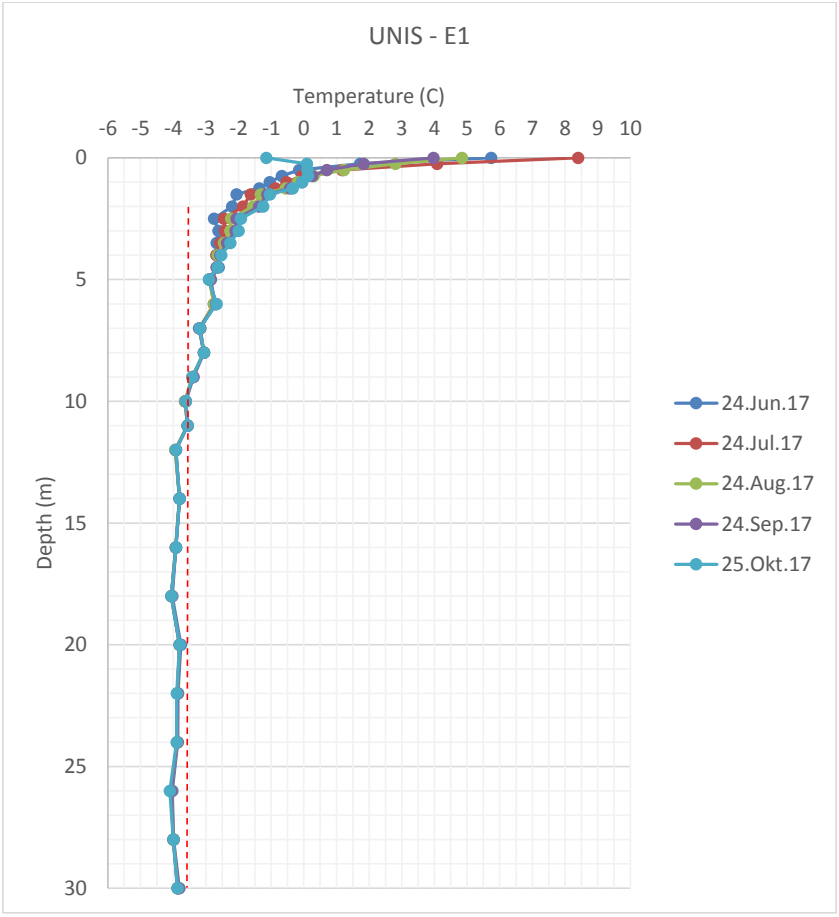
Beregningene fra sjøområdet ved Forskningsparken er vist i Figur 6.



Figur 6 Beregnete temperaturer i grunnen Sjøområdet, Longyearbyen

Forskningsprosjektet Nasjonale Geoforsøksfelt (se https://www.ngi.no/Prosjekter/NGTS-Nasjonale-Geoforsoeksfelt) installerte i mai 2017 nye termistorstrenger til 30 meters dybde ca. 100 meter øst for Forskningsparken. Foreløpige resultater fra disse målingene er vist i

Figur 7. Målingene viser temperaturer på henholdsvis -3,6 °C, -3,8 °C og -3,9 °C på 10 m, 20 m og 30 meters dybder perioden juni-oktober, 2017. Dette er i relativt godt samsvar med modellerte temperaturer på Figur 6. Figuren viser samme trend som for sentrumsområdet, med at temperaturøkningen fra høyere nivåer samsvarer best med modellert økning i lufttemperatur. Det er større forsinkelse i temperaturutviklingen ved større dybder. Beregnet aktivt lag pr i dag ligger på i underkant av 1,5 m (temperaturmålingene viser at aktivt lag i 2017 var ca. 0,7 til 1 meter i området. Mot år 2100 antyder beregningene en økning i aktivt lag til i størrelsesorden 2,5 m. Det er imidlertid kjent at saliniteten i området er svært høy, og i praksis vil det derfor forventes at aktivt lag har større mektighet enn beregnet.



Figur 7 *Observert temperatur i grunnen Forskningsparken, Longyearbyen Data fra Nasjonale Geoforsøksfelt* https://www.ngi.no/Prosjekter/NGTS-Nasjonale-Geoforsoeksfelt

I forbindelse med bygging av UNIS-bygget i 1994, ble det antydet å bruke en permafrosttemperatur på -3,5 °C for dimensjonering av fundamentene (se stiplet rød linje på Figur 7) med levetid på 30 år (Instanes A. og Instanes D., 1999). Figuren viser at temperaturen i de øverste 10 meterne nå er varmere enn designforutsetningen for 23 år siden. På dybder under 10 meter er det fortsatt kaldere enn designforutsetningen.

BYGGING PÅ PERMAFROST

Permafrost er definert ved grunn som er permanent frosset i minst to vintre, og ikke tiner i løpet av den mellomliggende sommeren. Over permafrostlaget vil det befinne seg et termisk aktivt lag som tiner om sommeren og fryser til igjen om vinteren. Ved bygging i permafrostområder er det generelt ønskelig å sikre at fundamentet kommer dypere enn det aktive laget i levetiden til konstruksjonen, samt unngå å forstyrre temperaturprofilet i grunnen. Dette innebærer å unngå inngrep som kan tilføre varme til grunnen, men også å fortsatt tillate at varme strømmer ut av grunnen om vinteren (populært sagt at de lave vintertemperaturene får 'trenge ned' i grunnen på vinteren). En vanlig misforståelse ved bygging på permafrost er at temperaturøkning i grunnen kan unngås ved bruk av isolasjonsmaterialer. Bruk av isolasjon vil føre til at varmestrømmen fra grunnen til atmosfæren om vinteren bremses og at avkjøling av grunnen dermed hindres om vinteren. Varmetap fra grunnen til atmosfæren om vinteren er avgjørende for å hindre oppvarming av grunnen. Snødekke rundt og under bygg og konstruksjoner er derfor svært uheldig for bevaring av permafrost og bæreevnen til grunnen.
En typisk byggemetode for bygg i permafrostområder er å løfte byggene opp over terrengoverflaten, enten på betongfundamenter eller på peler, for å tillate sirkulasjon av luft under bygget om vinteren. For bygg med ønske om lang levetid, eller med lav toleranse for setninger, kan det være aktuelt å benytte aktive kjøleteknikker for å holde temperaturprofilet i bakken kunstig lavt. Både metoder som ventilert fylling og bruk av kjøleplate er benyttet på Svalbard (Instanes og Rongved, 2009). For fundamentering på fryse-/tinestabile masser, eller på berg med lavt isinnhold, er det i prinsippet ikke nødvendig å ta hensyn til permafrosten, og det kan benyttes fundamenteringsteknikker som vanlig for ikke-permafrost områder. Dette forutsetter imidlertid at det ikke finnes islinser i grunnen/berget som kan tine.

GEOTEKNIKK, FUNDAMENTERING OG PERMAFROST

Bæreevne og setninger

Frosset jord har generelt svært god bæreevne, men bæreevnen vil normalt reduseres dersom temperaturen i grunnen stiger, og vil potensielt kunne reduseres dramatisk dersom temperaturen stiger til det punkt at permafrosten tiner. Ved svært høye vanninnhold eller mye is i grunnen vil jorden være svært sensitiv for tining, der bæreevnen i utgangspunktet er svært god, men blir tilnærmet null ved tining. Konsekvensen av tining kommer i de fleste tilfeller gradvis og vil ikke være like dramatisk som brudd i for eksempel sensitive leirer. Ved fundamentering på frosne masser er det imidlertid en forutsetning at massene holdes frosne gjennom byggets levetid. Unntakene er dersom det fundamenteres på godt berg uten store islinser, eller på fryse-/tinestabile masser som for eksempel komprimert sprengstein.

Da bæreevnen til frossen jord normalt er svært god er det erfaringsmessig tillatte setninger som blir bestemmende for hvor mye et fundament eller en pel kan belastes. Frosset jord vil være utsatt for krypsetninger når den belastes, og hvor raskt disse setningene utvikler seg vil i stor grad avhenge av is-innhold og det ufrossete vanninnholdet i massene. Dette igjen er sterkt avhengig av blant annet salinitet og temperatur. Økende temperatur må med andre ord påregnes å medføre både dårligere bæreevne og større setningshastigheter, noe som vil kunne medføre konsekvenser med alt fra noe økt vedlikeholdsbehov til store skader og til slutt kollaps.

I arktiske strøk anbefales normalt en noe kortere levetid på konstruksjoner enn hva som er standard på fastlandet. Uten tiltak som for eksempel kunstig kjøling er det urealistisk å forvente en levetid på mer enn ca. 30-50 år uten omfattende vedlikeholdsbehov. Mange av

dagens bygninger i Longyearbyen har allerede overskredet forventet levetid, noe som i hovedsak kommer til syne som setninger av varierende grad. Enkelte av disse byggene har gjennomgått omfattende rehabilitering og refundamentering, med det formål å forlenge levetiden. For andre typer bygg, for eksempel de eldre boligbyggene, må det vurderes om det vil være mest hensiktsmessig å bygge nytt fra grunnen av.

For beregning av setninger og tidsavhengige deformasjoner i frosset jord kan det brukes empiriske krypmodeller som foreslått blant annet av Andersland og Ladanyi, 2004. Det er antatt at en økning i skjærspenning i jorda fører til tidsavhengige kryptøyninger på grunn av is og ufrosset vann mellom kornene. Ladanyi og Johnston (1974) foreslo følgende ligning for beregning av kryptøyning av grunne fundamenter i permafrost basert på von Mises bruddkriterium:

$$\varepsilon_{\theta}^{(c)} = \left(\frac{\sigma_e}{\sigma_{c\theta}}\right)^n \left(\frac{\dot{\varepsilon}_c\, t}{b}\right)^b \qquad \textit{Ligning [1]}$$

hvor

n, b og $\sigma_{c\Theta}$ er kryp-parametere fra laboratorietesting.

Temperatureeffekter er inkludert i krypmodulen ved relasjonen:

$$\sigma_{c\theta} = \sigma_{c0} \left(1 + \frac{\theta}{\theta_c}\right)^w \qquad \textit{Ligning [2]}$$

hvor

$\sigma_{c\theta}$ er verdien av $\sigma_{c\Theta}$ ekstrapolert til 0 °C i en en-aksiell kryptest, Θ_c er en referansetemperatur, og w er en parameter som også kan fremskaffes fra den en-aksielle kryptesten:

$$\mathrm{w} = \frac{d\{\log(\sigma_{c\theta})\}}{d\left\{\log\left(1+\frac{\theta}{\theta_c}\right)\right\}} \qquad \textit{Ligning [3]}$$

For peler kan setningene estimeres basert på ligning 1 (Weaver and Morgenstern, 1981):

$$s = \frac{3^{\frac{n+1}{2}}}{n-1} a \left(\frac{\tau_a}{\sigma_{c\theta}}\right)^n \left(\frac{\dot{\varepsilon}_c\, t}{b}\right)^b \qquad \textit{Ligning [4]}$$

Denne type empiriske ligninger kan brukes for å gi et overslag av tidsavhengige setninger for fundamenter på permafrost som funksjon av temperatur i grunnen og endring av temperatur på grunn av klimaendringer. I de fleste tilfellene vil dette gi konservative resultat på sikker side med de gitte antagelsene. For mer fysiske korrekte materialmodeller henvises det til pågående forskningsprosjekt ved NTNU (Ghoreishian Amiri et al., 2016).

Skråningsstabilitet, skred og flom

Det er forventet at både årsnedbør og sesongnedbør vil øke de neste 50 til 100 år (Meteorologisk institutt, 2017). En større del av nedbøren forventes også å komme i form av regn, og nedbørsmengden på dager med kraftig nedbør er beregnet å øke. Vindstyrken er beregnet å avta noe, blant annet i Longyearbyen-området, mens stormaktiviteten i Barentshavet er forventet å øke. Det er kjent at svært kraftig nedbør øker skredrisikoen, og det må derfor påregnes at antall skredhendelser potensielt kan øke dersom det i fremtiden blir et økende antall ekstremværhendelser med sterk nedbør.

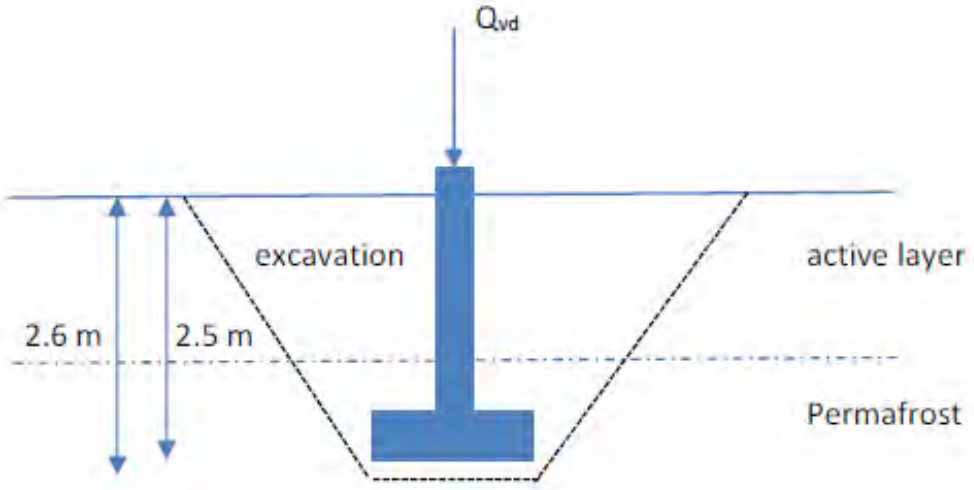
Det pågår forskningsarbeid, blant annet ved Universitetssenteret på Svalbard (UNIS), som analyserer historisk stormfrekvens og styrke, samt effekter av klimaendringer på ekstreme værhendelser. Resultatene fra forskningsprosjektene forventes å foreligge i løpet av de nærmeste årene. Det vises også til NVEs rapport nr. 91-2016 (NVE, 2016), som omfatter skredfarekartlegging i utvalgte områder på Svalbard.

KONSEKVENSER AV ENDRET KLIMA

De utførte geotermiske beregningene er koblet sammen med de empiriske ligningene for beregning av krypdeformasjoner, for å estimere konsekvensene av klimaendringer på grunne fundamenter og peler i Longyearbyen (Instanes, A., 2016; Instanes AS, 2017a).

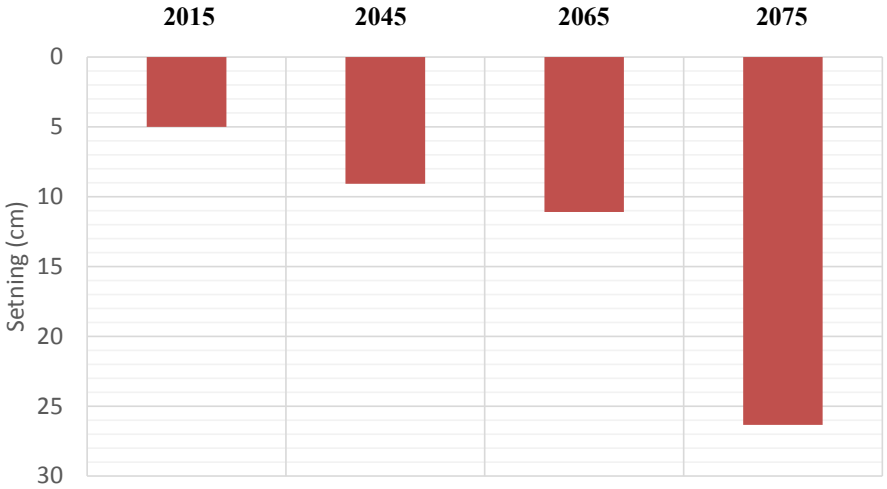
Figur 8 viser en prinsippskisse for et typisk grunt fundament i Longyearbyen. Fundamentet installeres på et 0,1 m tykt avretningslag med pukk. De geotermiske analysene viser at det aktive laget er estimert til å øke fra 1,4 m i dag til 1,8 m i 2065 og 2,3 m i 2075. Underkant av fundamentet er derfor plassert 2,5 meter under terrengoverflaten.

En generell prosjekteringsforutsetning er at de tidsavhengige deformasjonene for fundamenter på isrik permafrost ikke skal overstige 5 cm på 30 år. Figur 9 viser beregning av setning for et 1,5 m x 1,5 m kvadratisk fundament installert i 1986 ved hjelp av ligning 1 til 3, og observerte lufttemperaturer i perioden 1986-2015. En vertikallast på 235 kN er beregnet å gi 5 cm setning etter 30 år (i 2015). På grunn av klimaendringer og økning av temperatur i grunnen, vil et identisk fundament installert i 2016 få 9 cm setning etter 30 år (år 2045). Hvis fundamentet blir installert i henholdsvis 2036 og 2046 er setningene estimert til å øke til henholdsvis 11 cm og 26 cm etter 30 år. I det siste tilfellet vil det oppstå bæreevnebrudd i fundamentet.

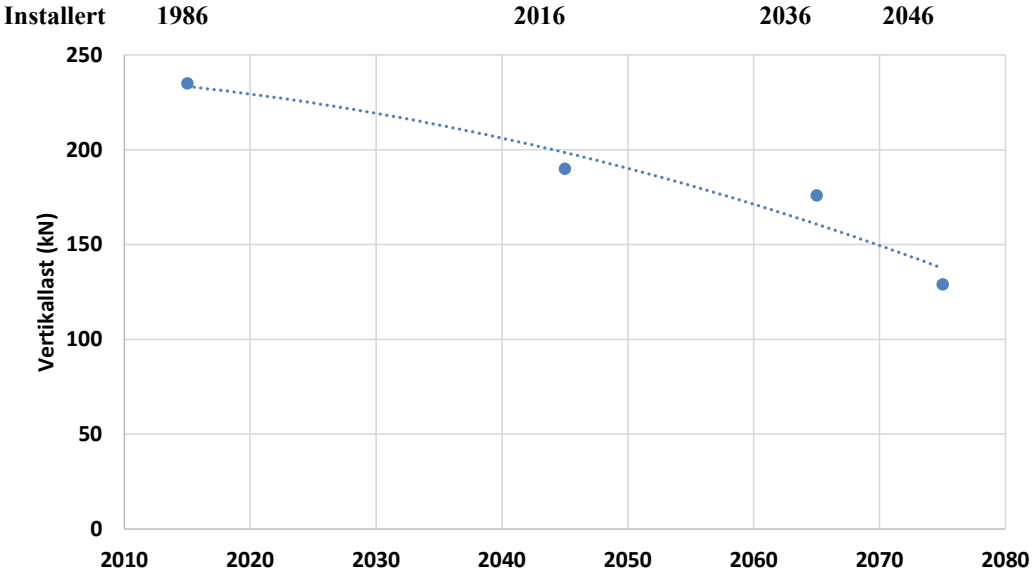


Figur 8 Prinsippskisse – grunt fundament, Longyearbyen

Figur 10 viser hvordan vertikallasten fremtidig må reduseres for å oppnå kravet om maksimalt 5 cm setning etter 30 år. Figuren viser at mens fundamentet kunne belastes med 235 kN i 1986, må lasten reduseres til i underkant av 200 kN hvis det ble installert i dag. I 2046 ville vertikallasten måtte reduseres til ca. 130 kN for å unngå mer enn 5 cm setning etter 30 år (i 2075).



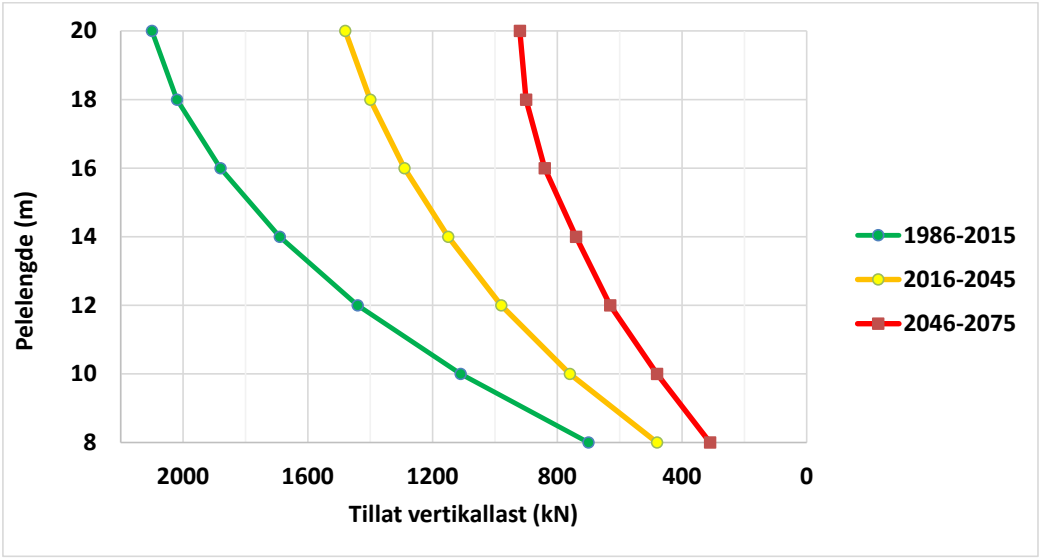
Figur 9 *Setningsutvikling etter 30 år for et grunt fundament pålastet med en vertikallast på 235 kN*



Figur 10 *Reduksjon i tillatt vertikallast for et grunt fundament, Longyearbyen*

Tilsvarende beregninger er gjort for peler, se Figur 9. I beregningene er det benyttet et typisk jordprofil fra Longyearbyen med is-rik, siltig, leire. Det er benyttet et stålprofil (HE140B) installert i et Ø250 mm forboret hull og tilbakefylt med gysemasse. Beregningen forutsetter at det ikke oppstår brudd mellom pel-overflate og den frosne gysemassen og/eller mellom gysemasse og omliggende permafrost. Dette betyr at setning av pelen kan beregnes som akkumulerte skjærtøyninger langs peleoverflaten. Spissbæring er neglisjert.

Figuren viser at en 20 meter lang pel belastet med en vertikallast på ca. 2100 kN i 1986 er beregnet til å få 5 cm setning etter 30 år (år 2015). For å holde kravet om maksimalt 5 cm setning etter 30 år må lasten reduseres til henholdsvis 1480 kN og 920 kN ved installasjon i henholdsvis 2016 og 2036. Figuren viser videre at tillat vertikallast øker fra 480 kN for en 8 meter lang pel til 1480 kN for en 20 meter lang pel installert i 2015.



Figur 11 Reduksjon i tillatt vertikallast peler, Longyearbyen

SAMMENDRAG

Artikkelen har fokusert på faktorer som anses som kritiske med tanke på forventede klimaendringer, spesielt knyttet til temperatur og nedbør, basert på Instanes AS mer enn 50 års erfaring med bygging på permafrost på Svalbard. Målet er at nødvendig informasjon om disse faktorene gjøres tilgjengelig, og gjør eiendomsbesittere og utbyggere bedre forberedt til å møte utfordringene som klimaendringen gir.

Beregningene som er presentert er kun ment å illustrere trender basert på mulige klimascenarioer. Estimater av fremtidige temperatur i grunnen, dimensjonerende vertikallaster for grunne fundamenter og peler må derfor ikke benyttes i praktisk dimensjonering av fundamenter på permafrost. Denne type dimensjonering krever stedsspesifikke grunnundersøkelser og geotermiske og geotekniske analyser.

Analysene viser at permafrosten fortsatt vil være til stede i Longyearbyen, men det må forventes en økning i aktivt lag og gradvis økende temperatur i permafrosten. Fundamenteringsteknisk kan dette løses ved bruk av lenge peler og/eller bruk av teknikker for kunstig avkjøling av grunnen. For eksisterende bygninger må det påregnes risiko for økte krypsetninger, med påfølgende økt vedlikehold. Refundamentering kan bli nødvendig for enkelte bygninger. Det forventes imidlertid at det for de fleste «vanlige» bygninger på Svalbard vil være mest hensiktsmessig å bygge nytt fremfor å rehabilitere, og at de forventede klimaendringene derfor kan håndteres i prosjekteringen.

REFERANSER

Andersland, O.B. og B. Ladanyi, 2004. *Frozen Ground Engineering*. John Wiley & Sons, Inc./American Society of Civil Engineers (ASCE). Second Edition.

Geo-Slope, 2012. *An engineering methodology* November 2012 edition. Geo-Slope International Ltd. www.geo-slope.com

Ghoreishian Amiri, S.A., G. Grimstad, og M. Kadivar, 2016. *An elastic visco-plastic model for saturated frozen soils.* European Journal of Environmental and Civil Engineering, DOI: 10.1080/19648189.2016.1271361

Instanes, A., 2016. *Incorporating climate warming scenarios in coastal permafrost engineering design*. Cold Regions Science and Technology 131 (2016) 76-87.

Instanes, A. og D. Instanes, 1999. *Pile design in saline permafrost at Longyearbyen.* Proceedings of the 10th International Conference on Cold Regions Engineering, Aufust 16-19,1999, Lincoln, New Hampshire, USA, s. 222-231.

Instanes, A. og J.L. Rongved, 2009. *Frysefundamentering på Svalbard – 20 års erfaringer.* Geoteknikkdagen 27.november 2009, foredrag 41-1, 12 sider.

Instanes AS, 2017a. *Coastal permafrost design. Incorporating climate warming scenarios*. IAS-rapportnr. 161231-1, datert 15.01.2017. SAMCoT Work Package 6, se https://www.ntnu.edu/samcot

Instanes AS, 2017b. Forventede klimaendringers påvirkning av byggegrunn i Longyearby-området. Delrapport 2, Statsbygg-oppdrag 'Bygging og forvaltning på Svalbard i et langsiktig klimaperspektiv'. Rapportnr. IAS2171-1, datert 11.oktober 2017.

IPCC, 2014. *Climate change 2013: the physical science basis: Working Group Icontribution to the Fifth assessment report of the Intergovernmental Panel on Climate Change*. Cambridge University Press, 2014.

Ladanyi, B. and G.H. Johnston, 1974. *Behavior of circular footings and plate anchors embedded in permafrost*. Canadian Geotechical Journal 11 (4): 531-553

Lied, K., 2005. *Fare-evaluering av skred i forhold til lovverket.* Foredrag på seminar om sårbarhets- og risikoanalyser, 17.november 2005. Norges Geotekniske Institutt, Oslo.

Meteorologisk institutt, 2017. *Klimascenarioer for Longyearbyen-området, Svalbard.* Delrapport 1, Statsbygg-oppdrag 'Bygging og forvaltning på Svalbard i et langsiktig klimaperspektiv'. MET report No. 15/2017, ISSN 2387-4201.

NVE, 2016. *Skredfarekartlegging av utvalgte områder på Svalbard*. NVE-Rapportnr. 91-2016. Rapport utarbeidet av Multiconsult AS.

Weaver, J.S. og N.R. Morgenstern, 1981. *Pile design in permafrost*. Canadian Geotechnical Journal, 18 (3): 357-370.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2017

VARSLING AV SKREDFARE PÅ VEG

Forecasting avalanche and landslide risk on roads

Martine Holm Frekhaug, Tore Humstad, Heidi Bjordal, Lene Lundgren Kristensen, Statens vegvesen Vegdirektoratet

SAMMENDRAG

For å redusere antall skredhendelser på veg og konsekvensene av disse, arbeider Statens vegvesen kontinuerlig med håndtering av skredutsatte vegstrekninger. Ulike sikringstiltak og god beredskap er en viktig del av dette arbeidet. Statens vegvesen er både bidragsyter til og sluttbruker av den regionale skredvarslingen i Norge. Entreprenører og skredspesialister gjør jevnlige observasjoner og vurderinger av faresituasjonen på vegnettet. Sammen med det regionale skredvarselet danner dette grunnlaget for varsling av skredfare på veg. De siste årene har systemer for aktiv skredkontroll og automatisk skredovervåking bidratt med nyttig informasjon i daglige vurderinger, og redusert stengningstid i kjente skredområder. Varsling og overvåking av skredfare er viktig for å kunne varsle trafikantene og stenge vegen før skredet går, og bidrar til at vegen er stengt så kort tid som mulig. Ved hjelp av skredvarsling kan vi øke forutsigbarheten for både vegeier og bruker, og beredskapstiltakene blir mer treffsikre. Samtidig bidrar vi til å øke kvaliteten av regionale skredvarsel.

SUMMARY

In order to reduce the number of road accidents due to avalanches and landslides, and the consequences of these, the Norwegian Public Road Administration continuously work with management of vulnerable road segments. Protection measures and a well-developed preparedness system are crucial tools in this work. The NPRA is a contributor and an end-user of the regional avalanche- and landslide forecast, which is an important part of the preparedness system. Contractors and trained avalanche observers in the NPRA contributes with observations and hazards assessments, that also are important in the day-to-day monitoring of roads. In recent years, artificial release mitigation and detection methods have provided useful information in daily assessments. Avalanche- and landslide forecasting, on both a regional and a local level, is important to alert the road users and to close the road before an event, as well as it minimize the closure time. Through avalanche- and landslide forecasting the predictability to road users and owners increases and preparedness measures are more accurate. At the same time, we improve the quality of the regional forecasts by sharing data.

INNLEDNING

Norge er et land med krevende terreng og vær, hvor skred og skredfare påvirker både framkommelighet og trafikksikkerhet på vegnettet. Det går mange skred over eller mot veg, mellom 1500-3000 hendelser (inkl. nedfall fra skjæring) registreres hvert år. Lange perioder med stengte vegstrekninger på grunn av høy skredfare skaper usikkerhet og problemer for personer og næringer som er avhengig av framkommelighet. I Statens vegvesen foregår det et kontinuerlig arbeid med håndtering av skredutsatte strekninger. Hvert år brukes det store ressurser på å sikre riks- og fylkesvegnettet mot skred på veg. I tillegg til fysiske sikringstiltak (overbygg, tunneler etc.) er overvåking og varsling av skredfare viktige metoder for å sikre vegen mot skred. Skredoverbygg og tunneler gir ofte best sikkerhet. Dette er imidlertid dyre konstruksjoner og er gjerne bare aktuelle der andre sikringsmetoder ikke gir tilfredsstillende sikkerhet.

For å få best mulig varsel om skredfare på vegnettet bidrar Statens vegvesen til den regionale skredvarslingen i Norge. Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE) er ansvarlig for varslingstjenesten, som baserer seg på tett samarbeid med andre statlige aktører og en åpen dataflyt. Figur 1 illustrerer dataflyten i skredvarslingen for Statens vegvesen. De skredutsatte vegstrekningene er beskrevet i egne naturfareplaner. Disse strekningene følges opp gjennom observasjoner og lokale farevurderinger som registreres i systemene Elrapp og regObs. Observasjonene utgjør en viktig del av datagrunnlaget for regionale skredvarsel som utgis på varsom.no, samtidig som de sammen med det regionale skredvarselet danner grunnlaget for daglige vurderinger på vegnettet.

Det regionale skredvarselet gir en god oversikt over hvordan skredfaren varierer fra dag til dag, og brukes som et hjelpemiddel i vurderinger om vegen bør stenges på grunn av stor skredfare. Varsling, i tillegg til aktiv skredkontroll og ulike metoder for skredovervåking, fungerer som et alternativt supplement til mer kostbare sikringsmetoder. De siste årene har Statens vegvesen tatt i bruk og testet ulike metoder for deteksjon av skred. Målet er å kunne varsle trafikantene og stenge vegen før skredet går, samt at vegen er stengt så kort tid som mulig, men under de forutsetninger at fremkommelighet ikke går på bekostning av trafikksikkerhet. I det følgende beskrives Statens vegvesen sitt arbeid med håndtering av skredutsatte vegstrekninger gjennom skredovervåking og ulike nivåer for varsling.

Figur 1 Dataflyt i skredvarsling

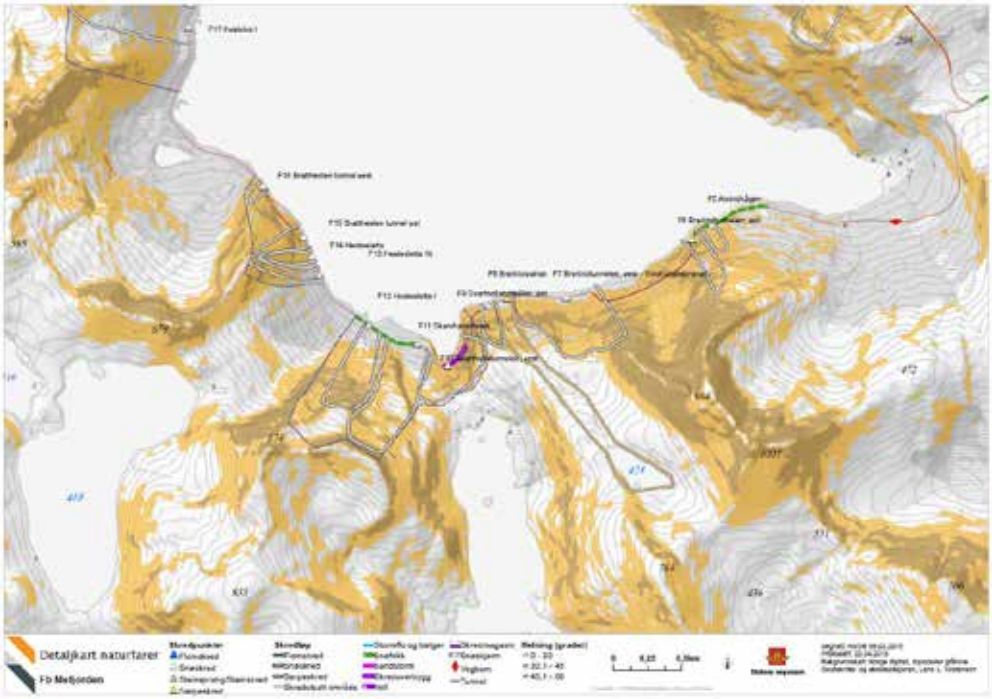
REGIONAL SKREDVARSLING

Statens vegvesen har bidratt til den regionale skredvarslingen i Norge for jordskred- og snøskredfare siden oppstarten i 2013. Målet med skredvarslingen er å oppnå best mulig beredskap slik at trafikantene ikke utsettes for skredfare, sikre at eventuelle stengninger blir effektivt avviklet og at relevant informasjon kommer frem til rett tid. Det er NVE som er ansvarlig for varslingstjenestene, som driftes i samarbeid med Meteorologisk institutt, Bane NOR og Statens vegvesen. Statens vegvesen har snøskred- og jordskredvarslere som inngår i vaktordningen sammen med NVE og Meteorologisk institutt, i tillegg til ca. 25 observatører. Varslene publiseres daglig på varsom.no. Jordskredvarslingen foregår kontinuerlig gjennom hele året, mens snøskredvarslingen er operativ i perioden 1. desember til 31. mai.

NATURFAREPLANER

De skredutsatte strekningene som følges opp med rutinemessige innmeldinger er beskrevet i egne naturfareplaner (beredskapsplaner ved naturfare). Planene tar for seg den konkrete sårbarheten og spesielle beredskapshensyn for vegnettet i området som beskrives. Naturfareplanene sørger for at vi vet hvor faren er størst og hvor vegen skal stenges, når det er nødvendig. Informasjon om skredutsatte strekninger på vegnettet er lagret i Nasjonal vegdatabank (NVDB) og er tilgjengelig i vegkart.no, under objektene «skred» (skredhistorikk), «skredpunkt» (punkt som det er aktuelt å sikre fysisk) og «skredutsatt veg» (lengre strekning med flere skredpunkt eller som er utsatt for skredfare generelt). Kartlegging av farepotensial blir som oftest gjort under utarbeidelse av regionale oversikter over skredsikringsbehov. Dokumentert sårbarhetsinformasjon finnes også i blant annet ROS-analyser og aktsomhetskart. I tillegg hentes det inn udokumentert sårbarhetsinformasjon fra ressurspersoner som kjenner området og tidligere hendelser.

Naturfareplanene formidles til driftsentreprenører, fylker, kommuner og nødetater, slik at de kan sette seg inn i lokale forhold som kjente skredbaner, plassering av vegbommer og forslag til trygge oppstillingsplasser. Planen består av et beskrivende tekstdokument, og en kartdel som sammenstiller og stedfester sårbarhets- og beredskapsinformasjon, eksempel på et detaljkart er vist i figur 2.



Figur 2 Eksempel på kjente skredbaner på en bestemt vegstrekning i Senja slik de er presentert i beredskapsplan for naturfare.

FELTOBSERVASJONER

For å lage gode regionale skredvarsel kreves det gode observasjoner inn til gruppa som lager skredvarslene, som illustrert av figur 3. Entreprenørene som drifter vegnettet har i oppgave å bidra med daglige vurderinger av fare for skred og andre naturfarer. I applikasjon «Elrapp Entreprenør» (ELektronisk RAPPorteringssystem) kan entreprenøren gjøre både rutinemessige og spontane innmeldinger av faretegn og farevurderinger. Dette bidrar til god kommunikasjon mellom entreprenøren og korresponderende byggeleder i Statens vegvesen, og sørger for en kontinuerlig oppfølging av entreprenørens oppgaver. De sårbare strekningene beskrevet i naturfareplanen vises i Elrapp. To skjema i Elrapp er aktuelle i forbindelse med skred. I skjema R11 rapporteres skredhendelser, og i skjema R13 gjøres naturfarevurderinger (skredfare). R13 innmeldinger inneholder anbefalinger om aktsomhetsnivå, samt en tekst med forslag til tiltak. Følgende nivåer for aktsomhet blir brukt:

- Grønn: Normal oppmerksomhet
- Gul: Økt oppmerksomhet
- Oransje: Restriksjoner/stengning
- Rød: Omfattende restriksjoner/stengninger

Elrapp-skjema R13 brukes før, under og etter naturfaresituasjoner i tråd med naturfareplanen og driftskontrakten. Eksempelvis kan en vurdering utløses av et obs-varsel fra Meteorologisk institutt, eller et snø-/jordskredvarsel fra varsom.no. Data fra appen kan deles med en rekke relevante aktører gjennom ulike abonnementsløsninger og integrasjoner. Skred- og flomvarslingen hos NVE (varsom.no) får tilgang til en del av datasettet. Værobservasjoner, faretegn, vurderinger og bilder tilgjengelig gjøres for alle, mens anbefaling av aktsomhetsnivå og tiltak bare brukes i dialogen mellom byggherre og entreprenør. Skredspesialister og andre som bidrar til lokale vurderinger kan abonnere på Elrapp- registreringer for aktuelle strekninger.

Statens vegvesen har etablert et eget observatørkorps som gjør regelmessige farevurderinger i samarbeid med NVEs eget observatørkorps. Observasjonsturene er faste turer hvor snødekket undersøkes og det graves snøprofiler. Observasjonene meldes inn via regObs-appen, et samlingssted for observasjoner brukt i varsling- og beredskapsarbeid, som en del av flere verktøy etablert sammen med varsom.no. Deler av datasettet fra Elrapp integreres i regObs. Regobs har en åpen data policy, slik at alle kan bidra med observasjoner.

Gjennom skredvarslingen samarbeider etatene også om bygging og drift av værstasjoner i fjellet og utvikling av nye felles IKT-løsninger. Observasjonene, både fra regObs og Elrapp, er tilgjengelig på kartportalen Xgeo.no, sammen med annen nyttig beredskapsinformasjon, som værprognoser, ulike modellkjøringer, historiske data osv.

Figur 3 Feltobservasjoner registrert i Elrapp og regObs brukes til å bestemme varslingsnivå, samtidig som entreprenører og fagfolk anvender skredvarselet i sine vurderinger. Illustrasjon: Tore Humstad.

VURDERING AV SKREDFARE PÅ VEG

Det regionale skredvarselet er viktig for å følge med på hvordan skredfaren endrer seg fra dag til dag, men det er de lokale farevurderingene og værobservasjoner som avgjør om det skal varsles og vegen stenges. Naturfareplanene beskriver skredpunkt og skredstrekninger, samt utløsende værforhold, slik at utsatte områder enkelt kan identifiseres. Om skredet vil gå til vegen avhenger av utløpsdistanse og størrelse på skredet. Skredfrekvens i området eller i

kjente skredbaner må også vurderes. Som oftest er det kun naturlig utløste skred som utgjør en fare for vegnettet, med mindre skikjørere eller andre ferdes i terreng over vegen. I situasjoner med betydelig skredfare er byggeleder i kontakt med skredfaglige rådgivere for å vurdere stengning og åpning av skredutsatte vegstrekninger.

Snøskred er en skredtype som ofte opptrer i samme skredløp som tidligere, og det er derfor enklere å varsle og overvåke kjente og utsatte skredbaner. Jordskred opptrer ikke på samme gjentakende måte, og det kan være vanskelig å forutsi akkurat hvor hendelsene inntreffer. I forbindelse med økt fare for jordskred fokuseres det derfor på utsatte vegstrekninger, for eksempel et dalføre, og ikke enkelte skredpunkt. Stengt veg på grunn av skredfare forekommer som regel i forbindelse med fare for snøskred.

AKTIV SKREDKONTROLL

En metode for å oppnå redusert stengningstid på grunn av skredfare er aktiv skredkontroll. Med aktiv skredkontroll menes nedsprengning av snøskred. Nedsprengning av snøskred kan brukes som et forebyggende tiltak ved at man får løst ut små skred med jevne mellomrom som tømmer løsneområdet for snø og dermed reduserer sannsynligheten for at større skred når ned til vegen. Det kan i tillegg fungere som et beslutningsgrunnlag for å vurdere behov for stenging/åpning ved skredfare og etter skred, og dermed oppnå redusert stengningstid. Ikke minst er det et sikkerhetstiltak ved rydding av veg etter skred. Regionale skredvarsel legger til rette for bruken av aktiv skredkontroll, ved at det til enhver tid foreligger mye informasjon om stabiliteten av snødekket, og dermed informasjon om når det er gunstig med nedsprenging. Sprengning kan skje fra både faste installasjoner og flyttbare enheter.

Nedsprenging fra faste installasjoner

Nedsprengning fra faste installasjoner kan gjøres fra master, rør og taubaner over forhåndsdefinerte løsneområder. Disse kan brukes til å detonere sprengladninger eller sprenggasser når det er tilstrekkelig skredfare. På grunn av den faste plasseringen, kan dette brukes også i dårlig vær eller mørketiden/nattemørke med dårlig sikt, til forskjell fra helikopterbaserte metoder som trenger flyvær og god sikt.

Eksempler på prosjekter i Statens vegvesen:

- Fv53 Tyin-Årdal (Wyssen) – Master/tårn med etterfyllbare magasiner med sprengstoff
- Fv883 Skillefjord (Gazex) – Rørinstallasjoner med tilgang til eksplosiv gass fra shelterhus
- Taubane på Haukeli og Øvstebø (Aurland)

Nedsprenging fra helikopter (Daisybell)

Nedsprenging av snøskred gjøres også fra helikopter ved hjelp av en Daisybell. Daisybell er en åpen kjegle som henger under helikopteret og styres av en operatør inne i helikopteret. Den lager en gasseksplosjon som sender en trykkbølge mot snødekket. Metoden er avhengig av akseptabel sikt og flyvær. Statens vegvesen har i dag tre Daisybell i bruk, to i Nord-Norge og en i Sogn og Fjordane. En Daisybell er forholdsvis dyr i drift på grunn av behovet for helikopter under aksjonen.

AUTOMATISK SKREDOVERVÅKING

I kjente skredløp kan skred varsles ved hjelp av ulike metoder for deteksjon av skredbevegelsen. Automatisk skredovervåking er et rimelig alternativ til fysiske sikringstiltak. Metoden er spesielt anvendelig i områder hvor vegen ofte er stengt på grunn av skredfare. Hensikten er å avdekke faresituasjoner og innføre effektiv sikrings- og beredskapstiltak. De siste årene har det skjedd mye innen bruk av alternative siktingsmetoder. I det følgende beskrives et utvalg av metodene som er i bruk.

Radar og geofoner
De vanligste metodene for deteksjon av skred er geofoner, som kan registrere rystelser fra et skred, eller radar som registrerer skredmasser i bevegelse, se figur 4. Systemene gir nyttig informasjon som kan brukes i daglige vurderinger for å holde vegen trygg og åpen så mange dager av året som mulig. Når det går et skred kan signalene fra disse overvåkningsanleggene brukes som grunnlag for automatisk stenging av vegen ved hjelp av trafikklys og/eller bommer som bli initiert av signalene. Et slikt anlegg vil redusere behovet for langvarige stengninger på grunn av skredfare, ettersom vegen vil stenges automatisk når det går et skred. For at anlegget skal fungere etter hensikten, forutsetter det at trafikantene på vegen kan stanses før de kjører inn i skredområdet.

Eksempler på prosjekter i Statens vegvesen:

- Rv15 Knutstugugrove, Lom, Oppland (Region øst) – Radar
- Fv472 Sandeslia – Nordland (Region nord) – Geofon- og radaranlegg
- Fv337 Utladøla – Sogn og Fjordane (Region vest) – Radar
- Fv293 Holmbuktura – Troms (Region nord) – Radar

Figur 4 Radaranlegget i Utladøla. Foto: Lars Krangnes, Cautus Geo.

Infralyd
De siste årene har også infralydanlegg blitt testet ut av Statens vegvesen. Anleggene baserer seg på instrument som detekterer lydbølger fra skredbevegelsen. Skredfronter genererer lydbølger i ikke-hørbar frekvensområde (<20Hz), som kan fanges av sensorer og kildeområdet kan krysspeiles. Skredbanen blir fastsatt ut i fra vinkel fra sensornettverket og vinkelendring fra starten til slutten av skredet. Infralydanleggene er ennå ikke operative, i motsetning til deteksjonssystemer som radar og geofoner. Til dette er prosesseringstiden foreløpig for lang, da det tar ca. 2 minutter fra skredet går til systemet gjenkjenner lydsignalet som et snøskred. Likevel bidrar anleggene til viktig data for skredvarslerne, da informasjon fra anlegget integreres i regObs.

Tre prosjekter pågår i dag:

- Grasdalen, Stryn
- Indreeidsdalen, Norddal
- Kattfjordeidet, Tromsø

KONKLUSJON

Et mål i håndtering av skredfare på vegnettet er å iverksette rett tiltak til rett tid. Informasjonen fra Elrapp er viktig i den daglige oppfølgingen av vegnettet. Gjennom rapportering i Elrapp kan entreprenørene enkelt og raskt varsle byggeleder om hendelser eller anbefalinger om økt aktsomhetsnivå, og tiltak kan iverksettes.

Registreringene i Elrapp og observasjonene fra observatørkorpset er viktig også for varslingstjenesten, og bidrar til en kontinuerlig verifisering og evaluering av varslene. Samarbeid med andre aktører og en åpen dataflyt bidrar til god beredskap internt i Statens vegvesen.

Aktiv skredkontroll og automatisk skredovervåking gir nyttig informasjon om skredfare som brukes i daglige vurderinger for å holde vegen trygg og åpen så mange dager av året som mulig. Ved hjelp av varsling og overvåking av skredfare kan vi øke forutsigbarheten for både vegeier og brukere av vegene, og beredskapstiltakene blir mer treffsikre.

REFERANSER

Farestveit, N., Bjørlien, J., Tveit, J., 2013. The Norwegian Public Roads Administration's role as a major contributor and end user of the new Norwegian avalanche bulletin. Norwegian Public Roads Administration, Oslo, Norway. In: Proceedings, International Snow Science Workshop, Grenoble-Chamonix, France.

Humstad, T., Søderblom, Ø., Ulivieri, G., Langeland, S., Dahle, H., 2016. Infrasound detection of avalanches in Grasdalen and Indreeidsdalen, Norway. In: Proceedings, International Snow Science Workshop, Breckenridge, Colorado.

Kristensen, L., Humstad, T., Orset K., Bjordal, H., 2014. Contingency plans for snow avalanches for improved road management in Norway. Norwegian Public Roads Administration, Oslo, Norway. In: Proceedings, International Snow Science Workshop, Banff, Canada.

http://www.regobs.no/

http://www.varsom.no/

https://www.vegvesen.no/fag/teknologi/Geofag/Skred

http://www.xgeo.no/

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2017

Øyvind Dammyr, Norconsult AS
Leder av Norsk Bergmekanikkgruppe

LEDERENS 10 MINUTTER

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

STABILITY PROBLEMS IN DRILL-AND-BLAST TUNNELS CAUSED BY FAULTED ROCK – COULD TBM TACKLE MOST OF THESE CASES, OR NOT?

Stabilitetsproblemer i konvensjonelt drevne tunneler i forkastningssoner - kan TBM-er håndtere disse, eller ikke?

Javier Macias, JMConsulting-Rock Engineering, Norway

SUMMARY

The drill and blast method (D&B) and tunnel boring method (TBM) are widely used with success as tunnelling methods in a wide range of rock mass quality. A 'faulted rock mass' is difficult ground conditions for tunnelling in general, and for TBMs in particular, and comprises from extremely fractured rock mass to completely sheared weak rock. Some of the main geotechnical problems and instability situations associated to faulted rock as well as the most common stabilization methods, which apply for D&B and TBM tunnelling, are briefly discussed in the paper. It is not intended to be a thorough description, but rather a general overview and state of the art.
The D&B method can adjust more easily to situations caused by faulted rock, solving the majority of instabilities caused by faulted rock. Technically speaking, the TBM method can tackle most of the cases of stability problems caused by faulted rock. However, important considerations need to be taken from initial study stages. Anyway, D&B and TBM methods are complementary methods and the most appropriate method should be selected by considering the complete ground conditions for both methods. They have the same purpose, and the use of "hybrid" solutions must be considered according to the particular characteristics of the project.

SAMMENDRAG:

Konvensjonelt drevne tunneler (D&B) og fullprofilboring (TBM) brukes i stor grad med suksess som drivemetode i et bredt spekter av bergmassekvalitet. En "forkastningssone" er vanskelige grunnforhold for tunneldrift generelt, og spesielt for TBM-er, og varierer fra ekstremt oppsprukket bergmasse til fullstendig skjærdeformert svak bergmasse. Noen av de viktigste bergtekniske og stabilitetsproblemer som er knyttet til forkastningssoner og de mest vanlige stabiliseringsmetodene som gjelder for konvensjonell drift og fullprofilboring er kort beskrevet i artikkelen. Det er ikke ment å være en grundig beskrivelse, men snarere en generell oversikt og "state of the art".
D&B-metoden kan lett justeres til situasjoner forårsaket av forkastningssoner og løser det store flertallet av ustabiliteter forårsaket av disse. Teknisk sett kan TBM-metoden håndtere de fleste tilfellene av stabilitetsproblemer forårsaket av forkastningssoner. Men viktige hensyn må tas i betraktning fra første planfase. Uansett er D&B- og TBM-metodene komplementære metoder, og den mest hensiktsmessige metoden bør velges ved å vurdere de samlede grunnforholdene for begge metoder. De har samme formål, og bruken av "hybrid"-løsninger må vurderes i henhold til prosjektets spesifikke egenskaper.

INTRODUCTION

Underground construction industry has been experiencing a strong development where drill and blast excavation method (D&B) and tunnel boring machine method (TBM) are widely used with success in a wide range of rock mass quality.

A 'faulted rock mass' is a difficult ground condition, from extremely fractured rock mass to completely sheared weak rock. Faulted rock is a challenge for underground excavation in general. The D&B method can adjust more easily to situations caused by faulted rock mainly due to the high flexibility of the method solving the vast majority of instabilities caused by faulted rock. However, 'faulted rock' has a significant impact of faulted rock on hard rock TBMs mainly because the low flexibility and high geological risk of the TBM method. TBMs need to be properly designed and prepared in advance from initial evaluations, otherwise long downtime may occur and they should be expected.

Some of the main geotechnical problems and instability situations associated to faulted rock as well as the most common stabilization methods are discussed in the paper. It is not intended to be a thorough description but rather a general overview of the 'state of the art'.

The literature shows too many cases trying to "save the day" where, besides delay and extra cost, health and safety are exposed. It seems that some of these cases may have been solved by being prepared in advance. Still nowadays we are leading with "unexpected" situations and risk situations that should not be acceptable.

Technically speaking, the TBM method can tackle most of the cases of stability problems caused by faulted rock mass. Several considerations need to be considered in terms of sufficient pre-investigations, appropriate TBM design from preliminary stages, use of continuous ground investigation during excavation, consider the use of pre-treatment of faults (e.g. pre-grouting…) and assume and plan time delays when faulted rock is expected.

The D&B and TBM methods are complementary methods and they should not be considered as competitors. The most appropriate method should be applied by considering the complete ground conditions for both methods They have the same purpose and the use of "hybrid" solutions must be considered according to the particular characteristics of the project.

FAULTS AND FAULTED ROCK

A definition of 'fault' (in geology) is "a planar or gently curved fracture in the rocks of the Earth's crust, where compressional or tensional forces cause relative displacement of the rocks on the opposite sides of the fracture".

Figure 1 shows diverse types of faulting, normal and reverse faulting where the rock masses slip vertically past each other and in strike slip faulting, where the rocks slip past each other horizontally.

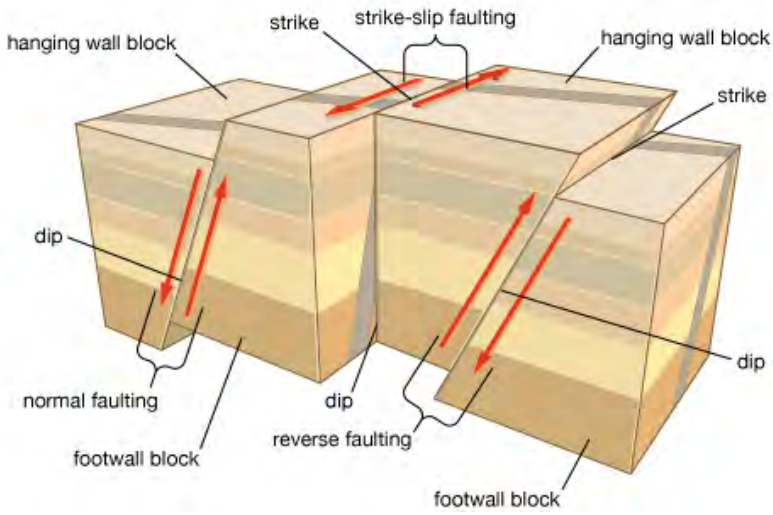


Figure 1 Types of faulting: In normal and reverse faulting, rock masses slip vertically past each other. In strike-slip faulting, the rocks slip past each other horizontally. (Encyclopædia Britannica, 2015).

A 'fault' is an unfavourable and undesirable geological structure. The length may be from centimetres to many hundreds of kilometres with thicknesses from millimetres to metres (Figure 2).

Rarely, however, does the shifting motion occur along a single, simple plane. As the rocks grind past each other, they get crushed and broken, and movement can happen anywhere within that volume of disturbed rocks. Due to this, it is often referred to the crushed volume of rock as a fault zone.

Many faults (and fault zones) are not vertical. They make an angle with a horizontal plane (or the ground surface). That angle is known as the dip of the fault. The line of intersection between the fault and that horizontal plane is called the strike of the fault. The adjacent ground may be disturbed and weakened by associated structures: drag folds and/or secondary faulting.

Figure 2 shows a conceptual diagram of a fault zone across a fault. The diagram shows the main components of a fault zone (i.e. fault core, damage zone) and structural elements and features in each component.

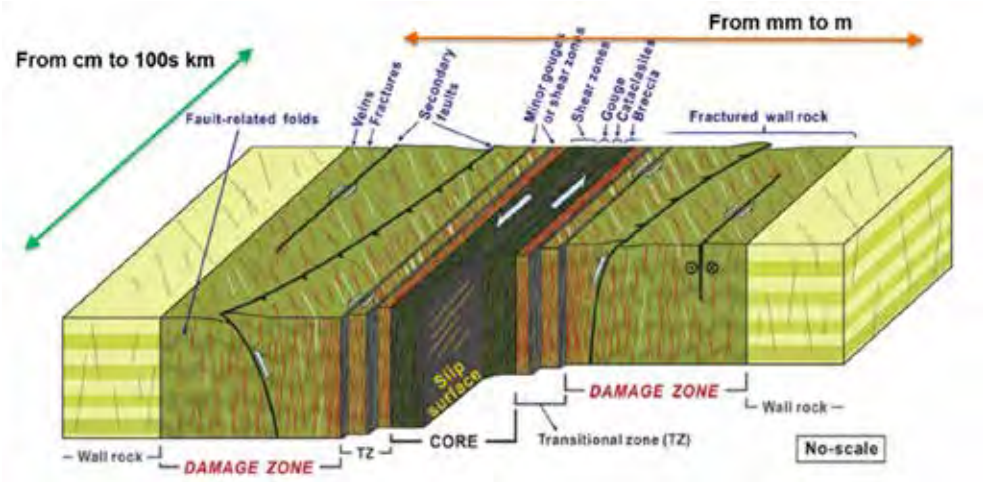


Figure 2 Conceptual diagram of a fault zone across a fault (modified from Choi et al., 2015). The diagram shows the main components of a fault zone (i.e. fault core, damage zone) and structural elements and features in each component.

The 'fault core' is the structural, lithologic and morphologic part of the fault zone where most of the deformation is accommodated. It consists of low permeability fault rocks, characterised by a high amount of fine grained rock matrix.

The 'damage zone' comprises the bounds the fault core and is characterised by subsidiary structures such as small faults, veins, fractures and fold, causing heterogeneity and anisotropy in fault zone permeability. The damage zone will be greatly responsible for the permeability of the fault zone.

Fault zones might not further develop, resulting in an apparent lack of a fault core. In rock engineering, fault zones with these damage zone only or highly fractured characteristics have however to be considered in the same way as fully developed fault zones.

A 'faulted rock mass' is a difficult ground condition, from extremely fractured rock mass to completely sheared weak rock. Figure 3 shows a photography of fault on surface and during tunnel construction.

Figure 3 Examples of faults. Left: Photograph of fault on surface (Lofoten Islands, Norway) and right: Jagdberg Tunnel in Thuringia, Germany (www.tunnel.com, 2010).

GENERAL CONSIDERATIONS ON THE SELECTION OF THE EXCAVATION METHOD: D&B VERSUS TBM

Underground construction industry has been experiencing a strong development with enormous technological improvement. In rock tunnelling, D&B and TBM methods are widely used with success in a variety of projects and rock mass conditions.

Following, the main general considerations in the selection of the excavation method in rock tunnelling are listed (Macias and Bruland, 2014):

- Hard rock tunnelling methods
- Widely used with success
- Complex choice
- Rarely clear at early project stages
- Extensive analysis of the parameters necessary
- Every project is unique
- Comprehensive and detailed study
- Wrong choice may result in severe situations
- Stability problems in D&B tunnelling caused by faulted rocks

The selection of the excavation method is not a simple issue. It may result in undesirable situations as experience has shown. The choice is more complex than a simple economic issue and rarely clear from the initial stages of the projects. It is necessary to have an entire overview of the parameters involved in the excavation method choice.

The excavation methods are not mutually exclusive. Hybrid solutions should be considered taking advantage of them whenever circumstances allow (Barton, 2013).

Many parameters are involved with different role in every project case; project characteristics and purpose, environmental aspects or even social issues are involved. Every project is unique and a comprehensive and detailed study should be carried out.

The main parameters involved on the excavation method choice may be grouped (Macias and Bruland, 2014). Following, the grouped parameters are listed:

- Project design considerations
- Final Purpose considerations
- Start-up time
- Health, Safety and Working Environment
- Advance Rate
- Flexibility
- Risk
- Ground stability
- Operation and construction crew
- Costs
- Overbreak and tunnel profile quality
- Environmental disturbance
- Temporally access and implantation layout
- Contractual considerations in the choice of the excavation method

STABILITY PROBLEMS IN TUNNELLING CAUSED BY FAULTED ROCK

Following, some of the main geotechnical problems associated to faulted rock in rock tunnelling are listed:

- Instability of the excavation face area
- Excessive overbreak
- Excessive deformation (squeezing ground)
- Frequent changes of stresses and displacements
- Large water inflows

The main instability situations associated to faulted rock may listed as following:

- Slabbing
- Collapses
  - Fractured rock mass
  - Highly fractured/crushed rock mass
  - Cataclastic material
- Swelling
- Squeezing
- Flow ground

Figure 4 illustrates the most frequent instability problems in tunnelling caused by faulted rock.

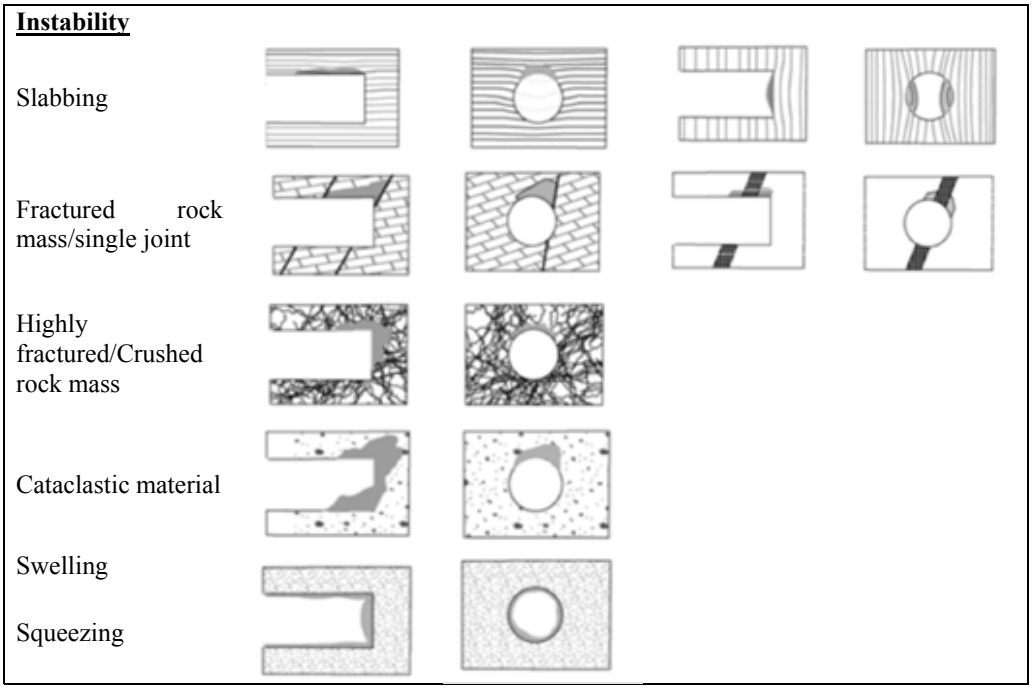


Figure 4 Illustration of the most frequent instability problems caused by faulted rock (modified from Lunardi, 2008).

A 'cataclastic' rock is a type of metamorphic rock that has been wholly or partly formed by the progressive fracturing and comminution of existing rock, a process known as 'cataclasis', and is mainly found associated with fault zones.

Squeezing can be caused by overstress conditions in weak rock formations and highly jointed rock masses.

Figure 5 includes several pictures illustrating some of the main geotechnical problems associated to faulted rock in tunnelling.

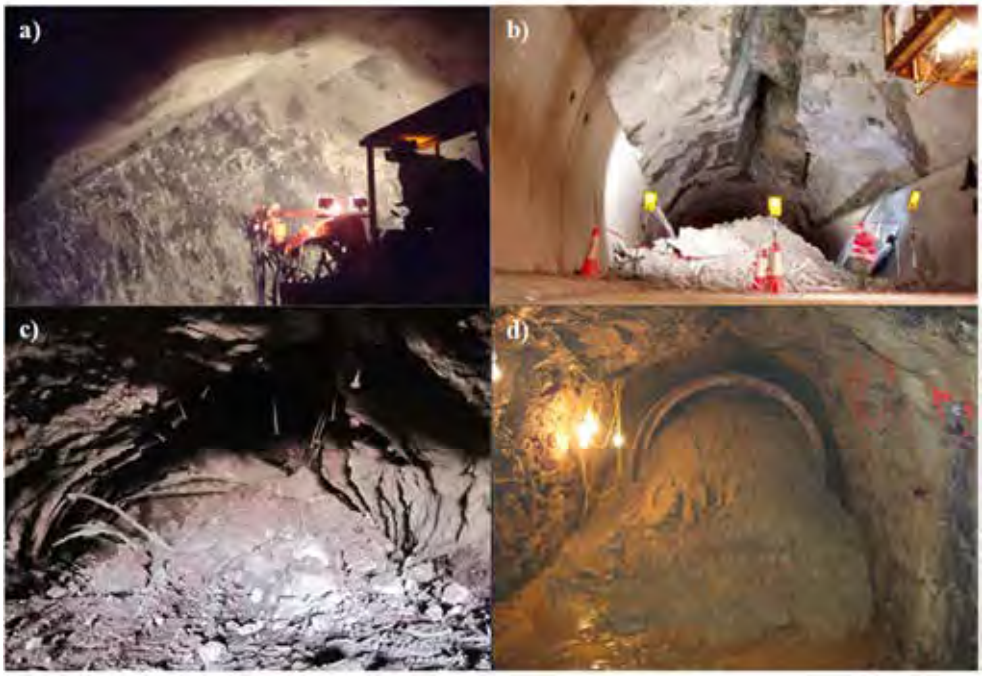


Figure 5 Pictures illustrating some of the main geotechnical problems associated to faulted rock in tunnelling. a) Fractured rock mass and overbreak in drill and blast tunnelling, b) Collapse area due to two parallel filled joints at Hanekleiv tunnel, Norway (Nilsen, 2011), c) tunnel collapse due to a highly fracture zone and d) tunnel collapse with flowing material (Trinh, 2016).

COMMON STABILIZATION METHODS IN D&B AND TBM TUNNELLING

The stabilization methods in rock tunnelling can be grouped into "ground improvement ahead the tunnel face" and "rock support" according to their moment of application during tunnelling: prior or post-excavation.

The most common stabilization methods applied in rock tunnelling, included in the two main groups, are following listed.

- Ground improvement ahead the tunnel face (pre-excavation):

    - Spiling bolts
    - Pipe umbrella support system
    - Face bolting
    - Pre-excavation rock mass grouting
    - Jet grouting
    - Ground freezing

- Rock support (post-excavation):

    - Bolting, rock "straps" and sprayed concrete
    - Reinforced sprayed concrete (ribs and others)
    - McNally TBM support system
    - In situ concreting
    - Segmental lining

The ground improvements ahead the tunnel face in TBMs are similar to the applied to D&B tunnelling previously discussed but considering the difficulties of implementation due to the lower flexibility of the TBM method. In addition, when excavating tunnels in faulted rock, it must be considered short blast rounds and even may be necessary the division of the cross section.

Shield machines have general advantages in faulted rock. Double shield TBMs have the possibility to push off the last ring of precast elements, in conditions where gripper thrust is lost in faulted, clay-bearing or over-breaking rock.

However, the risk to become 'trapped' is higher with blocky rock and squeezing conditions due to the distance from the tunnel face where the rock support is applied. This may special significant with Double Shield TBMs and faulted rock with short stand-up time.

Following, the stabilization methods are briefly described. Only main characteristics and principles are included.

Spiling bolts

Spiling bolting is considered as temporary pre-support and it is usually applied with fractured rock. It has the main purpose is to maintain the theoretical cross section until the installation of the permanent rock support.

The material used for the bolts is usually of ordinary reinforced steel quality and they are installed in grout with 25 – 32 mm diameters frequently used. The bolt lengths are usually 6 metres with a typical bolt spacing 0.2 – 0.6 m and recommended angle to the tunnel axis of 10-15° (NFF, 2010). The distance between the bolt rows or overlap is around 0.5 m.
Figure 6 illustrates support of poor rock masses by spiling and it illustrates an example of the use of spilling combined with sprayed concrete ribs and concrete invert.

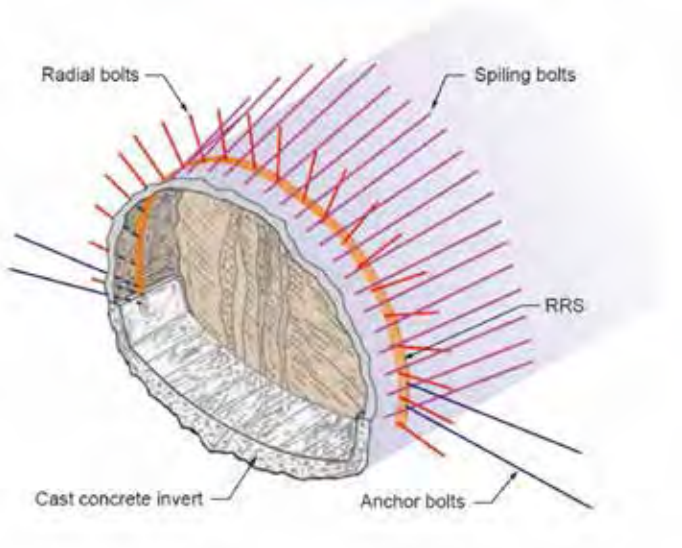


Figure 6 Illustration of support of poor rock masses by spiling. It shows an example of the use of spilling combined with sprayed concrete ribs and concrete invert (NGI, 2015).

Pipe umbrella support system

Pipe Umbrella System (also referred to as Umbrella Arch System) is considered as a temporary pre-support providing rock support ahead of the tunnel face. The main purpose of the Pipe Umbrella system is to support the overburden from collapsing into the tunnel before the permanent rock support is applied.

The method consists on the installation of a "screen" of steel pipes ahead of the tunnel face covering the entire or part of the roof of the tunnel profile. It is a stiffer reinforcement than spiling bolting and it applies in extremely poor geological conditions (Strømsvik et al., 2016).

Steel pipes have normally a diameter of 75-200 mm with thickness 5-25 mm. The typical length is 10-30 m, pipe angle 5-8°, spacing 30-50 cm and minimum overlap between rows 3 m. (NFF, 2010, Oke et al., 2014). Figure 7 illustrates the design parameters.

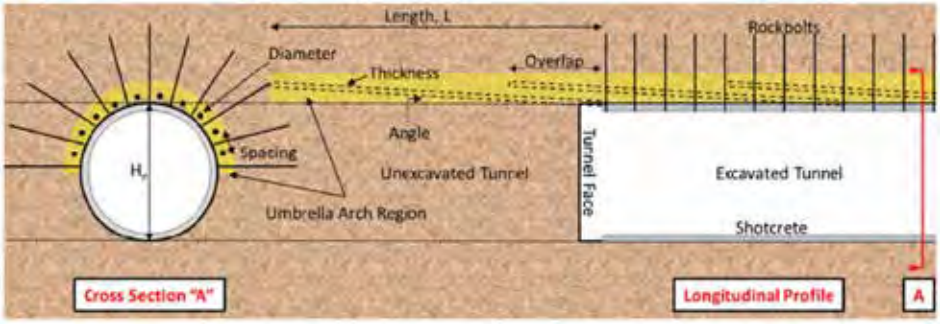


Figure 7 Illustration of the design parameters of Pipe umbrella or Umbrella Arch support system (Oke et al, 2014).

The steel pipes are grouted by pumping grout through the pipe, which also fills the openings between the pipe and the rock, as well as penetrating into the rock mass along the pipe (NFF, 2010).
In addition, it is possible to inject the pipes in sections at different distances from the tunnel face, by using valve tubes or perforated pipes, providing a more controlled penetration of the injection along each pipe.

Face bolting

The purpose is to strength the core-face using special fibre glass reinforcement. A series of holes are drilled into the face, sub parallel to the axis of the tunnel, evenly distributed over the face and normally longer than the diameter of the tunnel. Fibre glass and cement mortar are normally used.

Pre-excavation rock mass grouting

Rock mass grouting by pre-grouting may have different applications: groundwater control and/or improve stability contributing to increase stand-up time.

Pre-excavation grouting to reduce rock mass permeability has become important on underground excavation and it is normally a standard procedure in Norwegian tunnelling (NFF, 2011).

Figure 8 shows an illustration of the principle of pre-excavation grouting. Typical drilling injection holes for grout cover lengths between 18 and 24 m with and overlap between grout rounds 6-10 m (NFF, 2011). The jointing characteristics of the rock are of critical importance in the drilling plan. For pre-grouting, cement-based grouts are the most common.

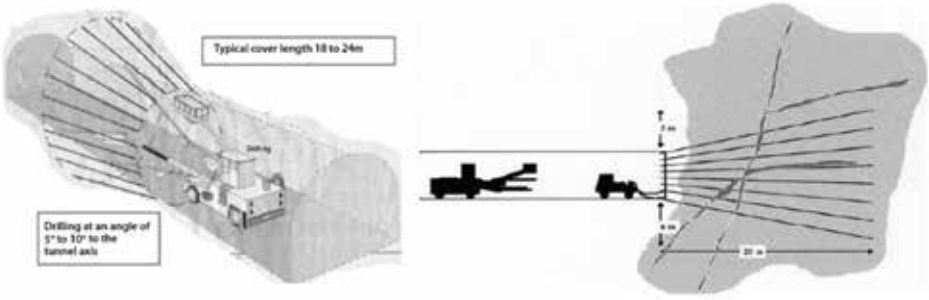


Figure 8 Illustration of the principle of pre-excavation grouting (NFF, 2011).

Jet grouting

Jet-grouting is applied in loose material that can be fragmented and washed out (e.g. clay, silt and sand fractions). The purpose is to improve the mechanical properties of the ground.

A special steel pipe, equipped with radial nozzles, is inserted by drilling into the actual rock mass and to a certain length. Cement mortar at high pressure (approx. 400 bars) is flushed through the nozzles while the drilling pipe is rotated simultaneously pulled back.

The loose material is exposed to stress due to the high-pressure mortar and the loose material become fragmented. A mixture of fragmented loose material and cement mortar is obtained. The columns are typically from 200 to 1200 mm diameter.

Figure 9 shows examples of jet grouting consolidation applied in tunnelling.

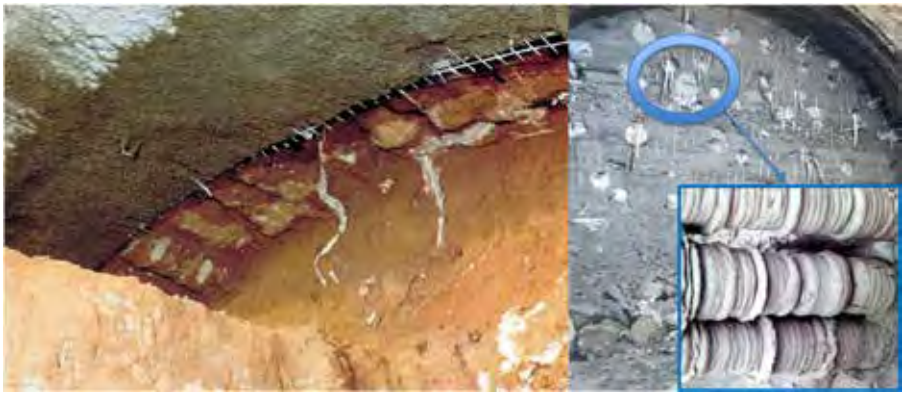


Figure 9 Photos of jet grouting consolidation applied in tunnelling (www.pietrolunardi.it).

Artificial ground freezing

Artificial ground freezing is to be applied in loose material and it is a temporally stabilization until the permanent rock support is applied.

Several different approaches are applied regarding to the diverse tunnelling applications. A commonly used approach involves horizontally drilling of the freeze pipes around the tunnel perimeter, freeze from near tunnels or access specifically built and freeze the entire alignment ground. It needs to be planned according to the tunnel drive schedule and the frozen properties of the ground. The freeze of the ground typically takes several weeks.

In TBM tunnelling, ground freezing has been applied with success in particular and challenge cases as reported by Barla and Pelizza (2000) or Leung et al. (2012).

Bolting, rock "straps" and sprayed concrete

Rock bolting is the most widely used means of rock support for underground excavations (Li, 2017). In addition, rock "straps", wire mesh and sprayed concrete are a common stabilization method which applies for a wide range of rock masses quality from high rock mass quality to highly fractured rock mass.

Figure 10 shows rock bolts and rock "straps" in a moderately fractured rock mass.

Figure 10 Rock bolts and rock "straps" in a moderately fractured rock mass (Andersson, 2016).

Various rock mass classification systems can be used as a guideline for rock support design (i.e. Q-system, RMR system). The Q value and the equivalent dimension define the rock support to be applied post-excavation (Figure 11). The Q values are plotted along the horizontal axis and the equivalent dimension along the vertical axis.

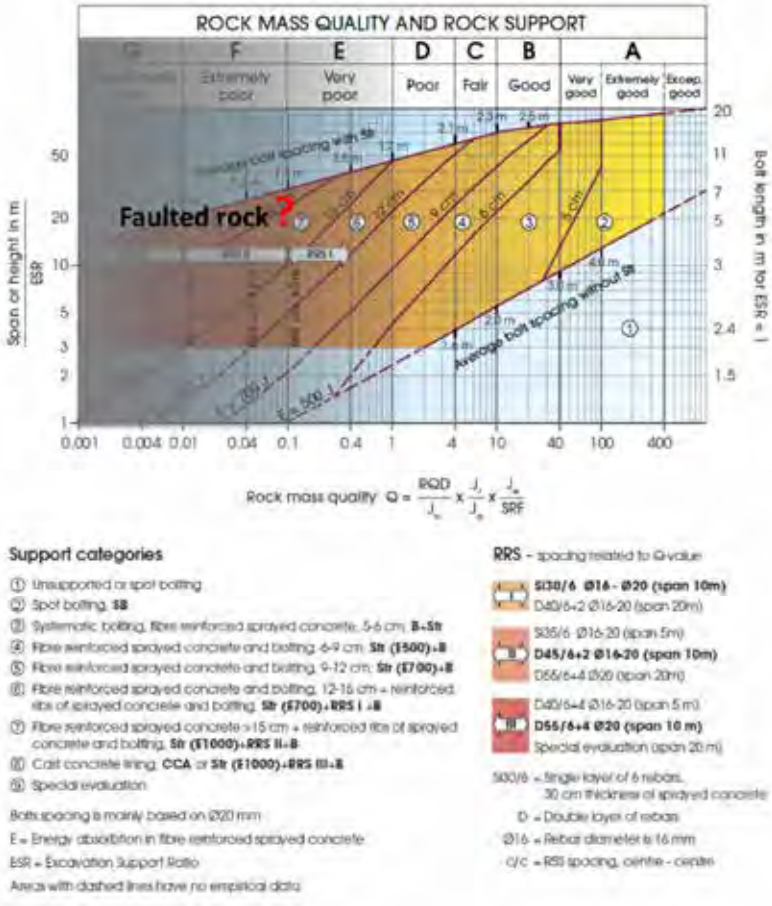


Figure 11 Rock support chart and permanent rock support recommendations based on the Q-system. Shallow area indicates the rock mass quality area covered by faulted rock (Barton et al., 1974; NGI, 2015).

It is considered likely that geological mapping in bored tunnels may result in better assessments of rock quality properties than in drill-and-blasted tunnels (Macias, 2016b). Barton (2000) discussed findings from the Svartisen tunnel (Løset, 1992), where Q-values mapped in the TBM tunnel section was 1.5 to 3.0 times higher than those from the drill-and-blasted section for Q-values in the middle range (from 4 to 30).

In TBMs must be considered during the machine design stages the mounting rock bolting drills and spayed concrete robot close behind the cutterhead. In good rock mass conditions is expected that normal rock support (i.e. bolting and sprayed concrete) may be installed while boring. In smaller TBM diameters, due to limited space might be more difficult.

McNally TBM support system

The 'McNally support system' was introduced and patented by McNally and McNally (2002) and it is a system for progressively placing the roof structure in place as the tunnel is being bored with a TBM. This system is applied in open or main beam TBMs in situations where the rock on the roof is somewhat unstable.

The McNally TBM support system has been reported by Brox (2013) as adequate to address severe overstressing, such as rock bursting (Figure 12).

Figure 12 McNally TBM support system (Tunneltalk, 2012).

Reinforced sprayed concrete (ribs and others)

Steel ribs/arches combined with sprayed concrete normally comprises one or more layers of sprayed concrete. The steel ribs/arches will be placed with specific spacing. It is considered Sprayed concrete ribs with lattice girders is a rock support type that consists of rolled rebar girders (most simple triangular) that are prefabricated according to the theoretical tunnel contour. It applies for a wide range of rock quality conditions including poor and very poor rock masses. Figure 13 shows the principle of construction of reinforced ribs of sprayed concrete.

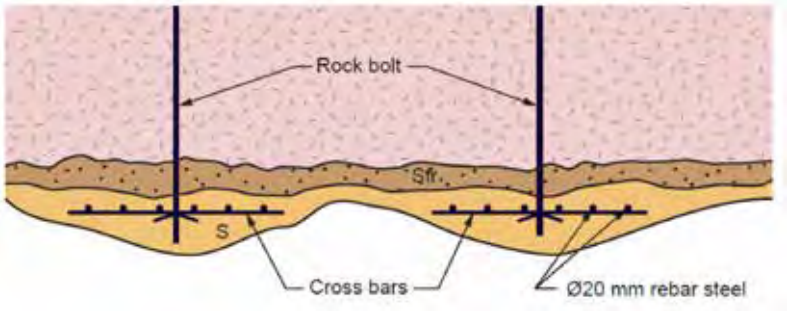


Figure 13 Principle of construction of reinforced ribs of sprayed concrete (NGI, 2015).

When this rock support is going to be expected during tunnel boring, a mechanical ring-arm erector for the installation of steel ribs support must be considered in addition to the sprayed concrete robot.

In situ concreting and segmental lining

Concrete lining is applied while excavating through weakness zones with heavy rockfall, massive swelling clay zones, crushed zones with substantial water problems and in the portal areas. Reinforcement, anchorage and possible concrete invert must be assessed case to case.
Diverse kinds of shield or formworks are used to apply in-situ concreting according to the characteristics of the specific case.

Figure 14 Example of segmental lining (Hurt, 2016).

Segmental lining or circular gasketed segments (the elements are made of reinforced pre-cast concrete), offer an economical and efficient method of constructing tunnel linings, especially in soils and weak rocks (BTS and ICE, 2000). The method avoids placing personnel at unsupported tunnel face. The use of steel fibres can give the base concrete greater ductility and significantly improve post-cracking behaviour (DAUB, 2013).

Segmental lining is commonly and well suited for TBM tunnelling. Rings are positioned in relative short time and with precision. Figure 14 shows an example of segmental lining. The figure includes the different structural parts.

Built in TBM stabilization systems

In addition to the 'traditional' TBM stabilization methods, 'built' system for ground stabilization during tunnel boring have been recently introduced and applied.

- Multi-speed cutterhead drives
- Shield design for continuous advance
- Convergence measuring system
- Cutterhead inspection camera
- Improve ground detection (e.g. probe drilling, seismic…)
- Improvement in ground treatment ahead

The design with multi-speed cutterhead drives enables the machine to have the ability to work with high torque at low rpm while keeping normal conditions for hard rock boring. The machine can keep boring in collapse face event or fault zones where a high potential for jamming exists.

The use of shortest possible shield length with steeped shields if necessary (especially with double shield machines) improves the capability for TBM advance. Each successive shield having a slightly smaller diameter than the last. In addition, radial ports in the shield can be used for application of bentonite to provide lubrication between the shield and the ground (Robbins, 2016).

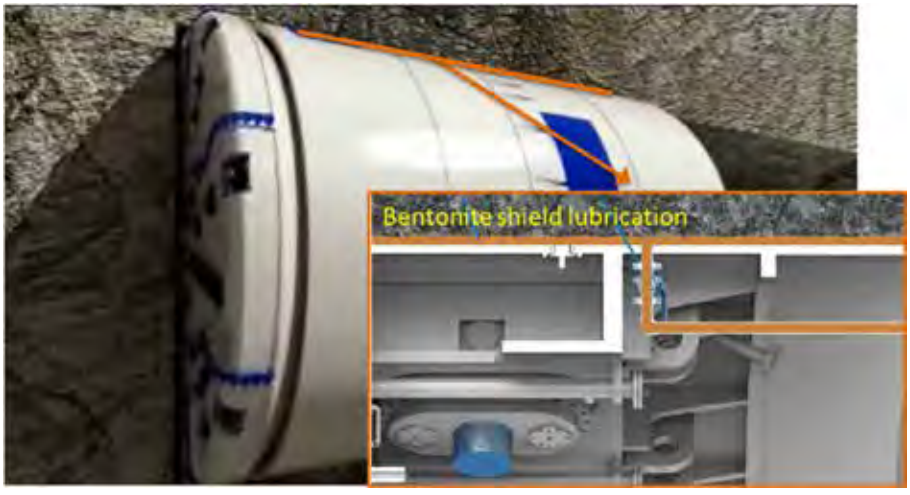


Figure 15 Bentonite shield lubrication (Robbins, 2016; Home, 2016a).

In squeezing or blocky ground, the convergence measuring system uses a hydraulic cylinder mounted on top of the shield and connected to the TBM control system. It measures the gap in the tunnel crown detecting squeezing or collapsing ground.

The cutterhead inspection camera can be used to remotely inspect the boring cavity without intervention and to check water levels ahead of the TBM.

Home (2016b) reported the improvement in grout treatment by an adapted canopy tube and positioner at Kargi Kizilirmark Project, Turkey (Figure 16).

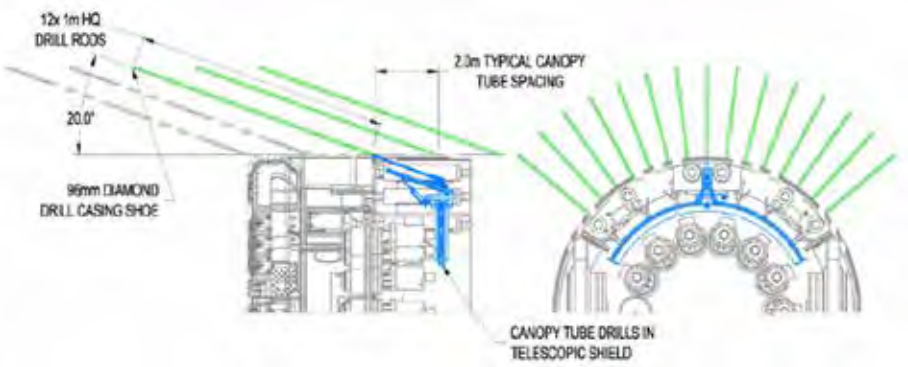


Figure 16 Adapted canopy tube and positioner for grout treatment ahead (Home, 2016b).

Other important improvement is the possibility to have more drill ports including 360-degree radius in shield machines for probe and pre-excavation treatment.

Recently, a "new" type of TBMs are available named multi-mode, convertible or hybrid machines which include the possibility to adapt the "excavation mode" inside of the tunnel (Bäppler. 2016). Figure 17 shows the main types of multi-mode, convertible or hybrid machines.

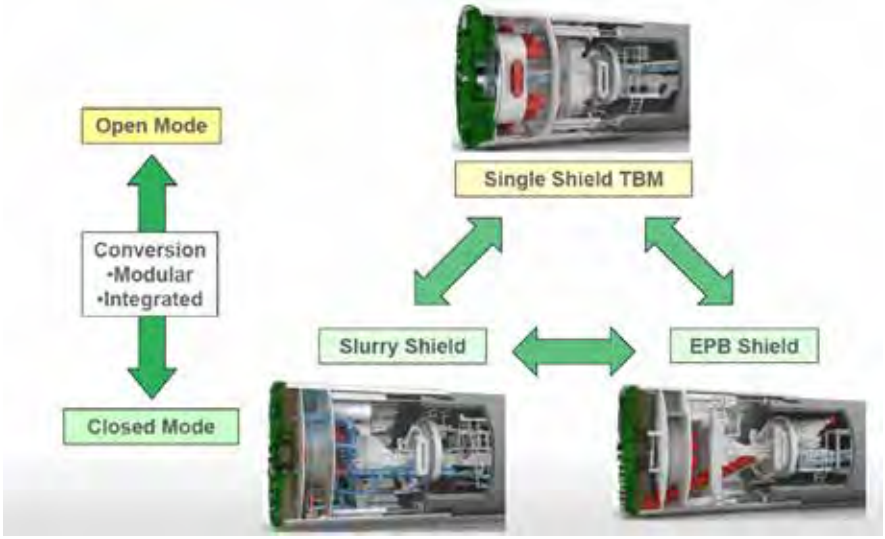


Figure 17 Types of multi-mode, convertible or hybrid machines according to Hourtovenko (2015).

TBMS IN FAULTED ROCKS

General

Nowadays, diverse types of TBMs are available in the tunnelling market. Different classifications can be found in the relevant literature (ITA_ITAES, 2000; EFNARC, 2005, Maidl et al., 2012; Rostami, 2016). Figure 18 shows a general classification of TBMs regarding to the ground conditions according to Rostami (2016).

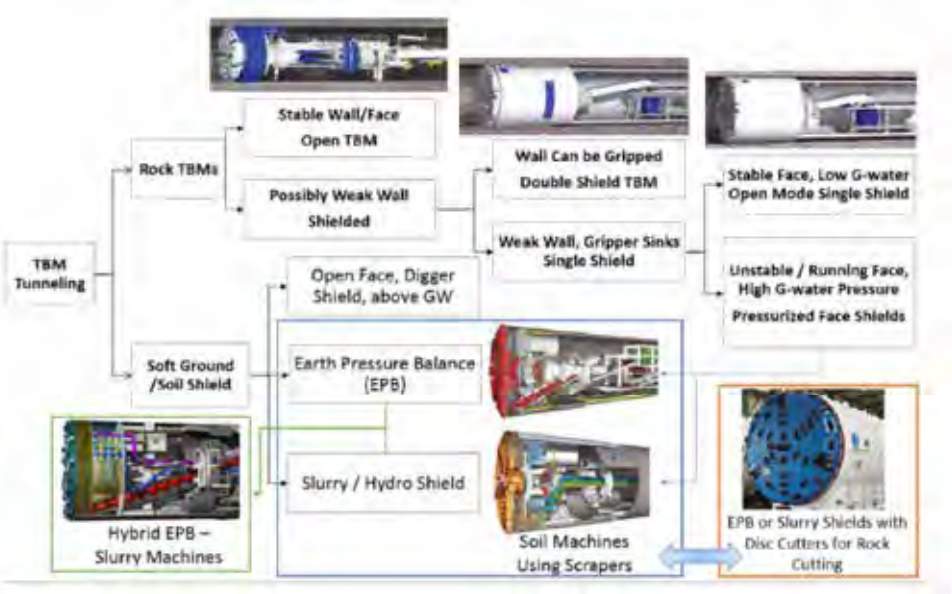


Figure 18 General classification of TBMs regarding to the ground conditions (Rostami, 2016).

Faulted rock has a significant impact of faulted rock on hard rock TBMs mainly because the low flexibility of the TBM method, it is very sensitive to changes in geology and its high cost.

In addition to the previously discussed stability problems in tunnelling, it exists some additional geotechnical problems for hard rock TBMs when boring in faulted rock:

- Cutterhead jamming
- Large water inflow/chimney formation
- Removal of over-break
- Cutter and cutterhead damages

Figure 19 shows a photography taken during tunnel boring through faulted rock. Large water inflow, probably resulting on erosion of faulted rock, results in problems for removing over-break and most probably chimney formation.

Figure 19 Example of water inflow/erosion problem for hard rock TBMs in faulted rock (Andersson, 2016).

Figure 20 is a hypothetical comparison of D&B and TBM tunnelling rates (Barton, 2000). Average rates in m/week (solid curves), in m/month and m/year (dotted lines) are shown against the rock mass quality based on the Q-system.

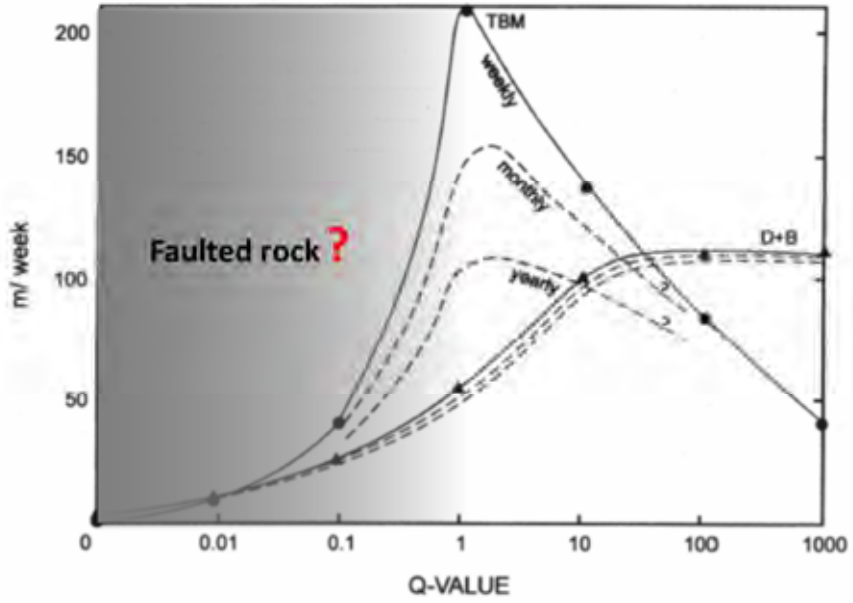


Figure 20 Hypothetical comparison of D&B and TBM tunnelling rates in m/week (solid curves). Stippled curves represent possible monthly and yearly rates. Shallow area indicates the rock mass quality area covered by faulted rock (modified from Barton, 2000).

The figure emphasises a more 'marked' deceleration of TBM performances for monthly and yearly advance rates and the sensitivity of the TBM performances to rock mass conditions resulting in a high geological risk

Project cases

Several researches have analysed geotechnical problems and major damages during boring in faulted rock (Grandori et al., 1995; Barla and Pelizza, 2000; Barton, 2000, 2012; 2015; Swannell et al., 2016; Clark, 2016; Home, 2016). Some project examples are:

- Pont Ventoux (Italy) - 20m in 7 months (Barla and Pelizza, 2000)
- Evinos-Mornos (Greece) – 50 days standstill (Grandori et al., 1995)
- San Pedro Tunnel (Spain) – Double track 9.5 km – 2 open TBM: after approx. 400 m one trapped – D&B to finish the excavation of the tunnels– The 2nd TBM with difficulties and injection from surface (www.diariodeleon.es , 2006)
- Chile mine tunnel – Due to over-break, 2.5-5 m/day for 1 month (Barton, 2015)

A recent example is the Kargi hydroelectric tunnel in central Turkey (Clark, 2015; Home, 2016a, b). A 9.84 m. diameter double shield TBM was selected to excavate the total length of 11.8 km including 2.5 km with segmental lining. The remainder of the tunnel was estimated to be supported by shotcrete, rock bolts and wire mesh. The expected geology along the tunnel alignment consisted of Kırazbası complex Kargı ophiolites (including sandstone, siltstone and marl) for the initial 2,300 meters, followed by 1000 meters of Kundaz metamorphites (including marble, metalava and metapelite), and the remaining 8,500 meters consisted of Beynamaz Volcanites (including basalt, agglomerates and andesite). The anticipated strength of the rock was up to 140 MPa. Multiple fault zones and transition zones added to the complexity of the geological conditions (Clark, 2015).

Almost immediately after start, the machine encountered substantially more problematic than described in the preliminary geological reports. It was blocky rock, sand, clays and water bearing zones. After 80 metres boring the TBM became stuck/trapped in a section of collapsed ground with more than 10 m above the crown. In addition, continuous problems with crushed rock in the telescopic shield were encountered. The solution to free the cutterhead and stabilize the disturbed ground was to design a bypass tunnel and work procedures. The designed bypass tunnel was crossing the top of the TBM cutterhead. The "hand-made" excavation by hand held hydraulic hammer with limited section took a minimum of 14 days for each bypass (Home, 2016). A total of 7 bypasses were needed within the first 2 km (Home, 2016).

Figure 21 shows the monthly advance rates along the TBM sections and the total average by D&B. The approximate average of the first two kilometres were 144 m/month (4.8 m/day) and the average of the second part after the TBM modifications and other geology: approx. 407 m/month (13.5 m/day). The total average along the tunnel was 271 m/month (9 m/day), (Clark, 2015; Home, 2016a, b). However, Drill & blast was completing the tunnel with an average advance rate of 173.8 m/month (5.8 m/day).

An important consideration from these performances, is the lower advance rate of the TBM for the first two kilometres where "unexpected" difficult ground conditions were encountered compared to the D&B section from the other adit. An interesting question would be whether, with a proper pre-investigation and considering the advance rate performed by D&B, the use of this method for the first two kilometres instead of TBM would have been beneficial for the project.

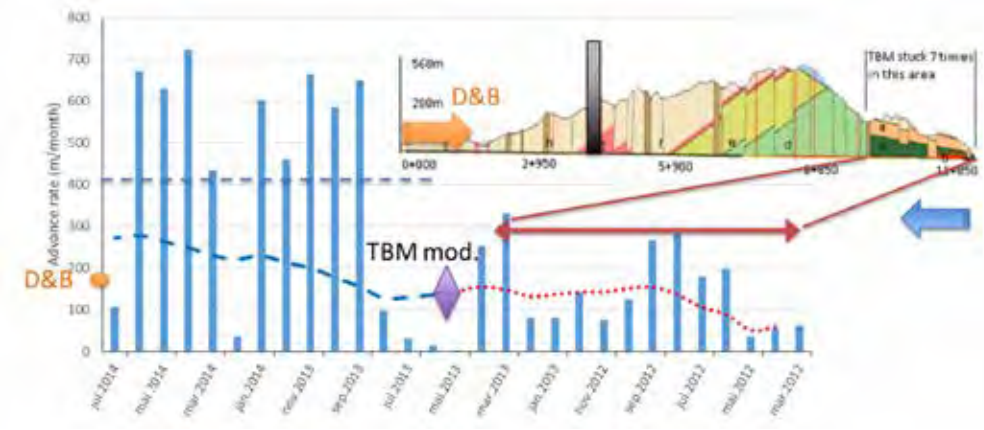


Figure 21 Advance rate (m/month) along the tunnel sections excavated by TBM. Average of monthly advance rate with D&B is included (Macias, 2016b).

In general, the literature shows too many cases trying to "save the day" where, besides delay and extra cost, health and safety are exposed. Some of these cases may have been solved by being prepared in advance on the basis of proper pre-investigation, machine design and continuous ground investigation during excavation. Still nowadays we are leading with "unexpected" situations and risk situations that should not be accepted.

CONCLUSIVE REMARKS

General

'Faulted rock mass' is a challenge for tunnelling in general. The D&B method can adjust more easily to situations caused by faulted rock mainly due to the high flexibility of the method. In general, the D&B method solves difficult conditions caused by faulted rock.

However, TBMs need to be prepared in advance from the design stage otherwise long downtime may occur and they should be expected.

Could TBM tackle most of these cases, or not?

Technically speaking, the TBM method can tackle most of the cases of stability problems caused by faulted rock, but it is of great importance to consider:

- Sufficient pre-investigations are demanded
- An appropriate TBM design from preliminary stages is needed
- Continuous ground investigation during excavation should be considered (e.g. probe-drilling, geophysics…)
- Pre-treatment of faults should be considered (e.g. pre-grouting…)
- Assume and plan time delays when faulted rock is expected

In addition, several considerations should be assumed:

- Higher investments due to machine type, additional equipment and more pre-investigation needed
- Do not rely on assumptions regarding to geology. Enough pre-investigation is demanded in order to reduce geological risk
- Higher operational cost
- Delays and pre-treatment resulting in extra cost

Final considerations

The most appropriate method should be applied by considering the complete ground conditions for both methods. It is the result of the complete tunnel that should count.

The D&B and TBM methods are complementary methods and they should not be considered as competitors. They have the same purpose and the use of "hybrid" solutions should be taken from initial study stages.

ACKNOWLEDGMENTS

I would like to thank to my PhD evaluation committee Dr. Nick Barton, Dr. Heiko Käsling and Dr. Rolf André Bohne for the suggestion of the subject "*Stability problems in drill-and-blast tunnels caused by faulted rock – Could TBM tackle most of these cases, or not?*" for the public trial lecture of my PhD defence (08.12.2016) that finally resulted on this paper.

REFERENCES

Andersson, T. (2016). Personal communication.

Barla and Pelizza (2000). "TBM tunnelling in difficult ground conditions". International conference of Geotechnical and Geological Engineering, Melbourne, Australia.

Barton, N., Lien, R., Lunde, J. (1974). "Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support". Rock Mechanics and Rock Engineering 6 (4), p.p.:189-236

Barton, N. (2000). "TBM tunnelling in jointed and faulted rock". A.A. Balkema, Rotterdam (2000). ISBN 90 5809 341 7

Barton, N. (2005). "TBM performance overview, and why the QTBM prognosis model". www.nickbarton.com

Barton, N. (2012). "Reducing risk in long deep tunnels by using TBM and Drill and Blast methods in the same project-the hybrid solution". Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, Vol. 4, no. 2 (2012), pp 115-126.

Barton, N. (2013). "Hybrid TBM and Drill-and-Blast from the start". Tunnelling Journal, December 2012/January 2013

Barton, N. (2015). "TBM performance, prognosis and risk caused by faulting". Plenary invited lecture, VIIIth S. American Rock Mech. Congress, Buenos Aires, 40 pages. www.nickbarton.com

Brox, D. (2013). "Technical considerations for TBM tunneling for mining projects". 2013 Transactions of the Society for Mining, Metallurgy, and Exploration (SME), Vol. 334, pp. 498-505.

BTS, ICE (2004). "Tunnel lining design guide". The British Tunnelling Society (BTS) and The Institution of Civil Engineers (ICE). Thomas Telford ISBN 0 7277 2986 1.

Bäppler, K. (2016). "New developments in TBM tunnelling for changing grounds". Tunnelling and Underground Space Technology 57 (2016) 18-26.

Choi, J-H., Edwards, P., Ko, K., Kim, Y-S. (2016). "Definition and classification of fault damage zones: A review and a new methodological approach". Earth-Science Reviews 152 (2016) 70-87.

Clark, J. (2015). "Extreme Excavation in Fractured Rock and Squeezing Ground at Turkey's Kargı Hydroelectric Project: A comparison of TBM and Drill and Blast Methods". Rapid Excavation Tunneling Conference (RETC 2015), New Orleans, USA.

DAUB (2013). "Recommendations for the design, production and installation of segmental rings". German Tunnelling Committee (ITA-ITAES).

EFNARC (2005). "Specifications and Guidelines for the use of Specialist Products for Mechanized Tunnelling (TBM) in Soft Ground and Hard Rock. http://www.efnarc.org/pdf/TBMGuidelinesApril05.pdf

Encyclopædia Britannica (2015). https://www.britannica.com/science/fault-geology

Fossen, H. (2016). "Structural geology-2nd edition". Universitetet i Bergen.Cambridge University Press (2016). ISBN 978-1-107-05764-7.

Grandori, R., Jaeger, M., Antonini, M.,Vigl, L. (1995). "Evinos-Mornos Tunnel - Greece. Construction of a 30 km long hydraulic tunnel in less than three years under the most adverse geological conditions". Proc. of Rapid Excavation and Tunnelling Conf. RETC. San Francisco, (1995), 747-767.

Home, L. (2016a). "Hard rock TBM tunnelling in challenging ground: Developments and lessons learned from the field". Tunnelling and underground Space Technology 57 (2016) pp. 27-32.

Home, L. (2016b). "Carving a path through extreme conditions: An integrated ground investigation system optimized for Turkey's difficult geology". TBM DIGs Istanbul (2016)

Hourtovenko, S. (2015). "Multi-Mode TBMs". Challenges and Innovations in Tunnelling, October 4-6, 2015, Queens University, Kingston, ON Canada.

Hurt, J. (2016). "Precast segmental liner design and construction for some of the world's most challenging tunnels". Colorado School of Mines (CSM). http://uct.mines.edu/publications/Segmental_Concrete_Liners_CSM_2016.pdf ITA_ITAES (2000).

Leung, C.K.W., Leung, R.K.Y., Cheung, A.K.K., Chan, W.L. (2012). "Application of artificial ground freezing method for tunnel construction in Hong Kong-A construction case in Harbour area treatment scheme stage 2A". HKIE Civil Division International Conference 2012.

Li, C. (2017). "Rockbolting-Principles and applications". Butterworth-Heinemann (Elsevier) ISBN 978-0-12-804401-8

Lunardi, P. (2008). "Design and Construction of tunnels. Analysis of Controlled Deformation in Rock and Soils (ADECO-RS)". Springer 978-540-73874-9. E-ISBN 978-3-540-73875-6.

Løset, F. (1992). "Support needs compared at the Svartisen road tunnel". Tunnels & Tunnelling, June 1992. UK: British Tunnelling Society.

Macias, F.J. and Bruland, A. (2014). "D&B versus TBM: Review of the parameters for a right choice of the excavation method". Eurock 2014, Vigo, Spain.

Macias, F.J. (2016a). "Hard Rock Tunnel Boring: Performance Predictions and Cutter Life Assessments". PhD thesis, Norwegian University of Science and Technology (NTNU), December 2016.

Macias, F.J. (2016b). "Stability problems in drill-and-blast tunnels caused by faulted rock – could TBM tackle most of these cases, or not?". PhD defence-trial lecture, Norwegian University of Science and Technology (NTNU), December 2016.

Maidl, B., Herrenknecht, M., Maidl, U., Wehrmeyer, G. (2012). "Mechanised Shield Tunnelling". Wilhelm Ernst & Sohn, ISBN 978-3-433-02995-4.
McNally, M.P., McNally, C. (2002). "Method and apparatus for feeding a tunnel roof support system from the roof shield of a TBM". United States Patent US 6,468,000 B2.
NFF (2010). "Rock support in Norwegian tunnelling". Publication no. 19, Norwegian Tunnelling Society (NFF).
NFF (2011). "Rock mass grouting". Publication no. 20, Norwegian Tunnelling Society (NFF).
NGI (2015). "Using the Q-system. Rock mass classification and support design". Norwegian Geotechnical Institute (NGI), Oslo, Norway.
Nilsen, B. (2011). "Cases of instability caused by weakness zones in Norwegian tunnels". Bull Eng Geol Environ (2011) 70: 7-13.
Oke, J., Vlachopoulos, N, Marinos, V. (2014). "Umbrella Arch Nomenclature and Selection Methodology for Temporary Support Systems for the Design and Construction of Tunnels". Geotech Geol Eng (2014) 32; 97-130.
Robbins (2016). Personal communication.
Rostami, J. (2016). "Performance prediction of hard rock Tunnel Boring Machines (TBMs) in difficult ground". Tunnelling and Underground Space Technology 57 (2016) 173-182.
Strømsvik, H., Grøv, E., Andersson, H. (2016). "Pipe Umbrella System. Dimensioning and Design". Ground Support 2016 – A.A. Editor and B. Editor (eds).
Swannell, N., Palmer, M., Barla, G., Barla, M. (2016). "Geotechnical risk management approach for TBM tunnelling in squeezing ground conditions". Tunnelling and Underground Space Technology 57 (2016) 201-210.
Trinh, N. (2016). Personal communication.

Online references

www.britannica.com (2006)
www.diariodeleon.es (2006)
www.efnarc.org (2006)
www.herrenknecht.com (2016)
www.nickbarton,com (2016)
www.pietrolunardi.it (2016)
www.robbins.com (2016)
www.tunnel-online.info (2010) Tunnel Jagdberg der Autobahn A4 Eisenach – Görlitz/D.

Stabilitetsvurdering av svakheitssone i svellande og degraderbar bergmasse

Stability Assessment of Weakness Zone in Swelling and Slaking Rock Mass

Silje-Elin Skrede, Ingeniørgeolog, Norconsult (NTNU)

SAMANDRAG

Vasskraftanlegget La Confluencia er lokalisert i Tinguiririca-dalen, omlag 150 km sør for Santiago de Chile. Anlegget driftast av Tinguiririca Energia, eit 50/ 50 partnarskap mellom kinesiske SPICO og Statkraft. Delar av vasstunnelane til kraftverket ligg i Coya Machalí-formasjonen, der det har oppstått problem grunna svellande bergartar. Problema tar normalt lang tid før dei utviklar seg.

Portillo-tunnelen vart ferdigstilt i 2011, og etter å ha vore drifta i to år blei det oppdaga ein deformasjon av sprøytebetong på omlag 10 cm i høgre side av tunnelen. Denne deformasjonen var relatert til ei svakheitssone. Det har blitt utført mineralogiske testar, svelletestar, bergmekaniske testar og "slake durability" test på prøver frå tunnelen.

Fokus for stabilitetsvurderinga ligg i hovudsak på deformasjonar knytt opp mot svakheitssona. Det er forsøkt å modellere utviklinga av redusert bergmassekvalitet over tid ved hjelp av numerisk analyse i RS^2. Det er knytt mykje usikkerheit opp mot estimering av inngangsparametre. Analysen viser at ein gradvis reduksjon i bergstyrken gir deformasjon i sprøytebetongen. Dei same resultata kan oppnåast på ulike måtar.

SUMMARY

The hydropower plant La Confluencia is located in the Tinguiririca valley, approximately 150 km south of Santiago de Chile. The plant is operated by Tinguiririca Energia, a 50/ 50 partnership between the Chinese company SPICO and Statkraft. Parts of the water tunnels are built in the Coya Machalí formation where problems due to swelling rock mass have been experienced. These problems typically take some time to develop.

The Portillo tunnel was completed in 2011, and after two years of operation 10 cm of deformation of shotcrete in the right side of the tunnel was discovered. This was related to a weakness zone. It has been conducted mineralogical tests, tests on swelling potential, rock mechanical tests and slake durability tests on core samples from the tunnel.

The focus of the stability assessment is on the deformation in the mentioned weakness zone. The development of reduced rock mass quality has been modelled. There is a lot of uncertainty in estimating the input parameters. The analysis show that a gradual reduction of rock mass strength can give deformation in the shotcrete. These results can be achieved with different methods.

INTRODUKSJON

Denne artikkelen er basert på masteroppgåva til underteikna med tittelen "Stability Assessment of Hydropower Tunnel in Swelling and Slaking Rock Mass". Oppgåva vart skreve i samarbeid med Statkraft, som er involvert i fleire anlegg i Andesfjella i Chile. Eit av desse er La Confluencia som er eit elvekraftverk i Tinguririca-dalen omlag 150 km sør for Santiago, som vist i Figur 1. Anlegget driftast av Tinguiririca Energia, eit 50/ 50 partnarskap mellom kinesiske SPICO og Statkraft.

Figur 1: Lokasjon av La Confluencia.

Anlegget består av to tunnelar, fritt-speils overføringstunnelen Portillo og lågtrykktunnelen Tinguiririca, samt ei vertikal sjakt som ledar vatnet til kraftstasjonen som er plassert i dagen. Den kommersielle drifta av anlegget kom i stand i 2010 og installert kapasitet er 158 MW (Statkraft, 2011). Etter om lag 2 år med drift på den 12 km lange Portillo-tunnelen vart det oppdaga sprekker og deformasjon på kring 10 cm i sprøytebetongen i ein del av tunnelen. Dette vart i etterkant sikra med eit nytt lag med 20 cm sprøytebetong som har fungert tilfredsstillande. Artikkelen beskriv laboratorietestar på prøver frå denne tunnelen utført hausten 2016 og våren 2017, samt feltbesøk og numerisk modellering utført i masteroppgåva.

Svelleleire er i hovudsak assosiert med svakheitssoner enten som sleppemateriale, eller mindre vanleg som eit bergartsdannande mineral i forvitra berg (Nilsen og Palmström, 2000). La Confluencia samt fleire andre anlegg i Andes-fjella er bygd i bergformasjonar som det er vanskeleg å føreseie oppførselen til. Svelletestar på intakt berg syner at berget for det meste ikkje sveller, på trass av innhald av svelleleire. Samtidig sveller ein del av prøvene tilsvarande det som er forventa ut i frå innhaldet av svelleleire. Langs tunnelane som er bygd i disse formasjonane er det stadvis registrert svellande bergmasse, utan at det har vore registrert problem i byggefasen. Problemet består i å kunne identifisere slike soner før dei skapar stabilitetsproblem og å finne riktig omfang av sikring. Tidsaspektet er ein viktig del av problemstillinga, då det kan ta frå år til tiår før problem oppstår. Problema blir typisk synlege som riss i sprøytebetongen som kan utvikle seg vidare til meir alvorlege problem. I dei verste tilfella kan bergmassen bli degradert til ein leirete og sandig masse. Denne usikkerheita fører

til eit auka behov for inspeksjonar i tunnelane, og gjentatte rundar med tapping er både uøkonomisk og aukar risikoen for nedfall. Det er antatt at dei aktuelle sonene har ein mineralogi og/eller struktur som gjer at dei lettare sveller (Carter et al., 2010).

«Slaking» eller det som er kalla degradering i oppgåva på norsk, er nedbryting eller oppløysing av bergartar i kontakt med luft eller vatn. «Slake durability» er motstandsevna ein bergart har mot degradering når den vert utsett for gjentatte syklusar med væting og tørking (Goodman, 1993). Dette er mest vanleg at skjer når bergarten inneheld svellande mineral.

PORTILLO-TUNNELEN

Geologi og oppsprekking

Berggrunnen langs tunnelen består av fire ulike formasjonar. Coya Machalí formasjonen er yngst og består av tre ulike einingar av varierande kvalitet. I hovudsak sjåast andesittar, andesittisk tuff, vulkansk breksje og konglomerat. Mellom desse finnes mellomliggande lag med raude leir- og sandsteinar (tuff). Vidare sjåast også granodioritt-intrusjonar og lavastrøymar av basalt. Den modellerte seksjonen i masteroppgåva ligg i ein del av Coya Machalí kalla KCM-t. Det er kartlagt moderat overflateforvitring og oppsprekking, generelt moderat kvalitet, lokalt god. Leir- og sandsteinlaga er sterkt oppsprukne med plane og glatte overflater og viser til dels tendensar til å vere degraderbar og/eller ha svellande eigenskapar (Golder Associates, 2016). Dei andre formasjonane er av betre kvalitet, og heller ikkje relevante for oppgåva.

Bergspenningar

Andesfjella er eit resultat av den pågåande subduksjonen av Nazca-plata under den Søramerikanske plata. Regionen er påverka av tektonisk aktivitet og ein i hovudsak sørvest – nordaust kompresjon. På grunn av kompresjonen er det naturleg å anta at det er høge horisontalspenningar i området. Testing av hydraulisk oppsprekking har blitt gjort på prosjektet og resultata syner at σ_v tilsvara overdekninga og at σ_H er største hovudspenning (MeSy, 2008). Det er ikkje kjend at det er problem med bergspenningar langs tunnelen utanom i områder med veldig liten overdekning.

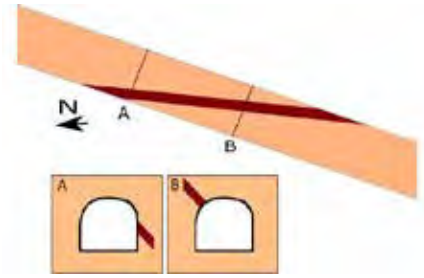
Modellert seksjon

I konstruksjonsfasen vart tunnelen kartlagt etter Q-systemet, og også gjeve ein RMR verdi. Q-verdiar i området ved den aktuelle seksjonen av tunnelen er gjeve i Tabell 1.

Tabell 1: Q-verdiar frå kartlegging av Portillo-tunnelen under konstruksjonsfasen (TE, 2010).

Pelnr.	RQD	J_n	J_r	J_a	J_w	SRF	Q	RMR
34+404,2 – 401,0	55	9	2,0	4,0	1,0	1,0	3,1	54,1
34+395,4 – 394,0	40	15	1,5	4,0	1,0	1,0	1,0	44,0
34+390,4 – 387,0	45	12	1,5	6,0	1,0	1,0	0,9	43,4

Ut i frå kartleggingsskjema er det antatt at ei sone med dårlegare bergmassekvalitet enn omkringliggande berg kryssa tunnelen mellom PK 34+350 og PK 34+420 som skissert i Figur 2 (heretter referert til som svakheitssone).



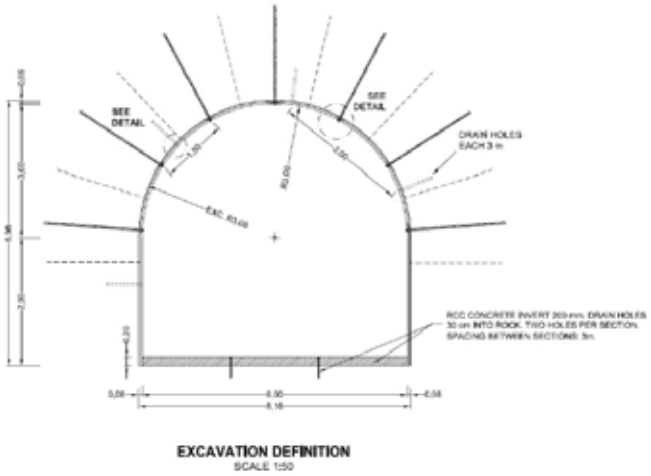
Figur 2: Illustrasjon av svakheitssone frå PK 34+350 + PK 34+420. Orientering i frå kartleggingsskjema.

Det vart tatt kjerneprøve frå denne sona ved PK 34+385. Når denne kom til Noreg var prøva degradert og leirete/sandig med enkelte heile bergartsfragment som vist i Figur 3.

Figur 3: Prøvemateriale frå PK 34+385 der deformasjonen vart registrert.

Bergsikring

Bergsikring i tunnelen består av fem ulike klasser i tillegg til underklasser ut i frå tilhøva i tunnelen. Om lag 90 % av tunnelen er sprøytebetongdekka, i tillegg til enkelte utstøypte seksjonar grunna dårleg berg eller manglande overdekning. I den modellerte seksjonen bestod den originale bergsikringa av systematisk bolting med fullt innstøypte boltar og sprøytebetong. Eit 3 cm lag med sprøytebetong vart påført fyrst, deretter 2 m boltar, før påføring av ytterlegare 5 cm sprøytebetong. I Figur 4 er eit eksempel på sikring av tunnelen samt tunnelgeometri gjeve.



Figur 4: Geometri og bergsikring i Portillo-tunnelen

Med utgangspunkt i kartlegging under byggefasen og observasjonar i felt vart det gjeve ein GSI-verdi for tunnelen i det aktuelle området på ca. 40. Området som det er fokusert på i oppgåva vart inspisert i felt våren 2017 utan at uvanlege observasjonar vart gjort. Tilstanden på sprøytebetongen er god og det er ikkje observert bom betong.

LABORATORIEMETODAR

Metodane for laboratorietestinga er i hovudsak føresett kjend, men beskrivast kort. Kjerneprøver av tuff frå tre (fire) ulike stadar i tunnelen vart testa. Prøvene er antatt å vere andesittisk tuff, med noko variasjon i forvitringsgrad. Den eine prøva var ikkje lenger intakt og alle testane kunne derfor ikkje utførast på den. Alle testane er utført på intakt berg, ikkje sleppemateriale. Resultata vart nytta både som input til numerisk modellering, samt til å betre forståinga av bergmassens oppførsel. Prøvene er merka etter pelnummerering.

Fri svelling

Sidan det er prøver av intakt berg som skal testast vert heile prøvestykket knust ned til pulverform i dei testane som krev dette. Dette i motsetnad til det ein gjer ved testing av sleppemateriale der ein berre testar fraksjonen som er mindre enn 20 µm.

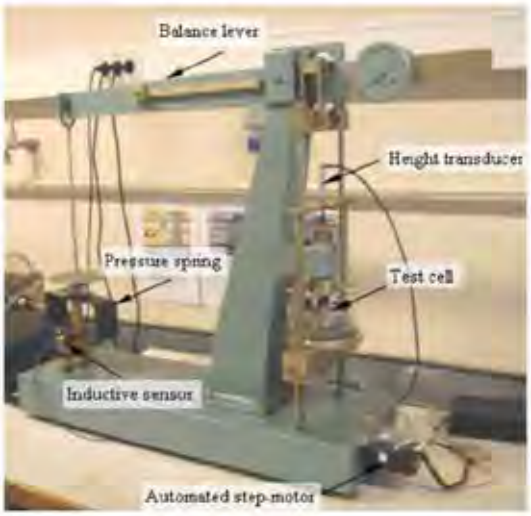
10 ml preparert prøvemateriale (V_0) vert forsiktig dryssa i eit 50 ml prøveglas som er fylt med 45 ml med destillert vatn. Etter at sedimentering er ferdig vert volum av materialet (V_1) registrert på nytt og svelleindeksen funne frå følgjande formel:

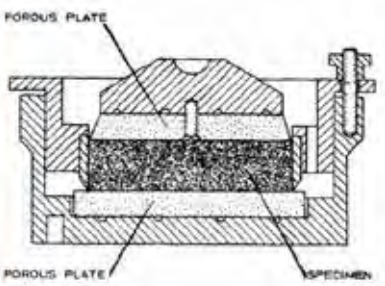
$$F_s[\%] = \frac{V_1}{V_0} \times 100$$

Fri svelling klassifiserast som ikkje aktivt dersom F_s er under 100 %, lite aktivt frå 100 – 140 %, middels aktivt frå 140 – 200 % og meget aktivt over 200 % (Mao et al., 2011).

Svelletrykk

Svelletrykket til prøvene vart testa i ødometer med konstant last. Cella med prøvemateriale vert plassera i ødometeret for eit døgn med kompresjon før det tilsetjast vatn til cella. Prøva vert ikkje gjeven anledning til å utvida seg og ødometeret måler trykket som krevjast for å holde volumet av prøva konstant.





Figur 5: Apparatet som vert nytta på NTNU/SINTEF-laboratoriet (Mao et al., 2011). Skissa til høgre viser oppsettet på testcella (ISRM, 1979).

Utifrå svelletrykket klassifiserast materialet som ikkje aktivt dersom det er under 0,1 MPa, lite aktivt frå 0,1 – 0,3 MPa, middels aktivt frå 0,3 – 0,75 MPa og meget aktivt over 0,75 MPa (Mao et al., 2011).

Prøvene vart testa både som intakte diskar og i pulverform. Framgangsmåten for begge testane er den same, men testcella som vert nytta ved svelletest av disk har eit areal på 10 cm^2, versus 20 cm^2 for pulver. Tilsvarande er trykket som vert nytta ved kompresjon høgare for disk enn for pulver. Diskar vert preparert frå kjernar med 34 mm diameter som slipast ned til 5 mm tjukn for å passe perfekt i prøvesylinderen.

Figur 6: Diskane som svelletrykket vart testa på.

Mineralogiske testar

Både analyse av tynnslipar, differensial termisk analyse (DTA) og røntgendiffraksjon (XRD) vart nytta for å undersøke mineralogien til prøvene. Av desse metodane var det røntgendiffraksjon som vart nytta for å bestemme at det var svelleleire i prøvene. DTA gav ikkje resultat ein kunne trekke konklusjonar frå, og analysen av tynnslipar vart komplisera av høg forvitringsgrad på prøvene.

XRD vert nytta for å semi-kvantitativt bestemme minerala i ei prøve. Fordi leirer kan vere vanskeleg å identifisere er det vanleg å behandle prøvematerialet med etylenglykol. Fyrst vert

XRD utført på ein prøve der fraksjonen < 6 µm er teke ut. Deretter vert det same materialet glykolbehandla før testing. Dette gjev ei karakteristisk skift i kurva dersom svelleleire er tilstade i prøvematerialet. Skiftet kjem av at etylenglykol ekspandera laga i svelleleira utan at dei går tilbake til normal tilstand ved tørking. Ein får ikkje sagt noko om mengda svelleleire med denne testen.

Bergmekaniske testar

Både einaksial trykktest (UCS) og punktlasttest vart nytta for å undersøkje dei bergmekaniske eigenskapane til prøvematerialet. UCS var berre utført på ei prøve grunna mangel på dugande prøvemateriale. Det var ynskjeleg å utføre fleire testar for også å få eit godt grunnlag for å bestemme E-modulus og Poisson-talet til bergmassen. Punktlasttesten vart utført på irregulære prøver, den minst nøyaktige testen. Prøvene hadde vore lagra i vatn i 22 dagar før testing for å simulere situasjonen i ein vasstunnel.

«Slake Durability Index»

Etter ISRM (1979) vert «slake durability» testen utført ved at 10 representative bitar frå prøvematerialet med vekt 40 – 60 gram vert lagt i ein trommel. Trommelen er sylinderforma og består av netting utanom i endane. Trommelen vert plassert i ei kasse fylt med vatn, og rotert med ein hastigheit på 20 o/min i 10 minutt. Før kvar syklus i vatn vert prøva vegen. Slake durability indeksen vert definert etter to syklusar med væting og tørking, men det er vanleg å utføre fleire syklusar enn to. Indeksen vert rekna ut som følgjer:

$$I_{d2} = \frac{C - D}{A - D} \times 100$$

A er vekt av prøva (tørka) før fyrste syklus i vatn, C er vekt av prøva (tørka) etter to syklusar i vatn medan D er vekt av trommelen. «Slake durability» på 98-100 % vert definert som veldig høg, 95-98 % som høg, 85-95 % som medium høg, 60-85 % som medium, 30-60 % som låg og under 30 som veldig låg.

RESULTAT

Eit mål med testprogrammet som vart utført var å finne realistiske inngangsverdiar for numerisk analyse.

Svelletestar og mineralogi

Alle prøvene viser svelleeigenskapar i større eller mindre grad og alle prøvene har registrert montmorillonitt ut i frå XRD. Hovudminerala i prøvene er som følger:

PK 34+385: Plagioklas, laumontitt, kvarts, kalsitt, kloritt og hematitt.

PK 34+405: Plagioklas, kvarts, pyroksen, kloritt og hematitt.

PK 36+555: Plagioklas, kloritt, kalsitt, kaolinitt, hematitt.

PK 37+060: Analcime, plagioklas, kvarts, kloritt og hematitt,

Resultata frå svelletestane er gjeve i Tabell 2.

Tabell 2: Resultat frå svelletestar på pulver og disk, samt frisvelling.

Prøve	Pulver (MPa)	Tørka pulver (MPa)	Disk (MPa)	Frisvelling (%)
PK 34+385	-	0,207	-	132
PK 34+405	0,076	-	0,025	83
PK 36+555	0,310	0,272	1,11	135
PK 37+060	-	0,101	0,01	120

Som ein kan sjå av tabellen er prøva frå PK 34+405 karakterisera som lite aktiv på trass av innhald av svelleleire. Generelt er det venta at prøvene i pulverform skal ha høgare svelletrykk enn i diskform sidan dette har medført ei strukturendring som kan auke svellepotensialet. Difor er det vanskeleg å forklare det høge svelletrykket som sjåast på prøva frå PK 36+555.

Bergmekaniske testar

Resultata frå einaksial trykktest og punktlasttesten er gjeve i Tabell 3 og Tabell 4.

Tabell 3: Resultat frå einaksial trykktest av prøva frå PK 34+405.

Prøve	UCS (MPa)	E-modulus (GPa)	Poissons tal ν
PK 34+405	41,9	15,12	0,23

Resultata av punktlasttesten er antatt å vere urealistisk låge, i forhold til å skulle beskrive bergmassen i tunnelen under driving, ut i frå observasjonar i felt og tunnelforhold generelt.

Det er ikkje observert nokon føretrekt brotretning for prøvene. Prøvene såg reint visuelt ut til å vere fullt vassmetta. Prøva frå PK 36+555 vart lagra tørt fordi den gjekk i oppløysing i kontakt med vatn, ref. resultat frå «slake durability» test i avsnittet under.

Tabell 4: Resultat frå punktlasttesten. Minimum, maksimum, gjennomsnitt og standardavvik er gjeve.

Prøve	Min $I_{s(50)}$	Max $I_{s(50)}$	$I_{s(50)}$	Std.
PK 34+405	1,2	2,2	1,7	0,3
PK 36+555	0,7	1,2	0,9	0,2
PK 37+060	1,7	3,1	2,6	0,5

Det vart forsøkt å korrelere resultata mellom UCS og punktlasttesten, men dette er antatt å vere lite påliteleg på grunn av mangelen på prøver. For prøva frå PK 34+405 gjev dette ein korrelasjonsfaktor på 23. For bergartar med PLI mellom 1,8 og 3,5 er det anbefala med ein faktor på 14. Det er ikkje anbefalt å gjere testen på prøver med UCS under 25.

«Slake durability» test

Resultat er gjeve i Tabell 5. Den eine prøva var testa både før og etter å ha vore vassmetta i 22 dagar, resultat frå vassmetta prøve i parantes. Dette gav ikkje nemneverdig utslag.

Tabell 5: Resultata frå slake-durability test. Resultat i parentes er testa etter 22 dagars vassmetting.

Prøve	I_{d1} (%)	I_{d2} (%)	I_{d3} (%)	I_{d4} (%)
PK 34+405	99,7 (98,6)	99,5 (97,8)	(96,9)	(96,5)
PK 36+555	51,3	41,4	-	-
PK 37+060	(98,9)	(97,7)	(97,5)	(97,2)

Elles er motstanden mot gjentatte syklusar med væting og tørking høg til veldig høg for to av prøvene, medan for prøva frå PK 36+555 er den låg. Resultata frå XRD og tynnslip syner at denne prøva er betydeleg meir forvitra enn dei andre ut i frå eit høgt innhald av kaolinitt. Prøvene som er brukt i testane må seiast å beskrive dei delane av prøvematerialet med best kvalitet. Dette kan ha verka inn på dei høge verdiane. I Figur 7 er prøvematerial før og etter testing synt.

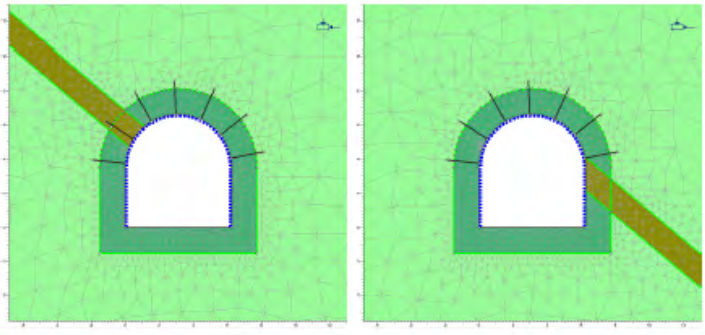
Figur 7: Prøva frå PK 34+405 før og etter fire syklusar med slake durability test.

NUMERISK ANALYSE

Endeleg element programmet RS^2 (tidlegare Phase^2) utgjeve av Rocscience vart forsøkt nytta for å modellere utviklinga av stabilitetsproblem og deformasjon i svakheitssona over tid. Hoek-Browns brotkriterium vart nytta og analysen vart utført med plastiske materialeigenskapar.

Modell og inngangsparametre

Det er tatt utgangspunkt i ein seksjon av tunnelen mellom PK 34+390 og PK 34+405 der svakheitssona som førte til deformasjon i sprøytebetongen vart registrert. Geometri for tunnelen vart teikna i samsvar med Figur 4. Ei 1,5 m sprengingsforstyrra sone vart lagt inn rundt tunnelen, men ikkje i svakheitssona sidan det er antatt at deformasjonar grunna sprenging vart tatt opp av sideberget. Sidan svakheitssona kjem inn skrått på tunnelen er den lagt inn som to ulike modellar, begge med fall på 40˚ og 1,5 m tjuknad. Den er gjort mektigare enn i verkelegheita for å redusere usikkerheita i modellen. Svelletrykk blir modellert som ein konstant last. Tunnelen vart drevet med full profil og er også modellert slik.



Figur 8: Oppsett av modell

I masteroppgåva vart det fyrst forsøka å bruke resultata frå laboratorietesting som representativ for bergmassen. Dette gav store deformasjonar rundt heile tunnelen og vart ikkje sett på som realistisk for tunnelen på drivetidspunktet. Det vart difor definert andre styrkeparametre. Trykkstyrken nytta for bergmassen er estimert ut i frå punktlasttestar utført på sedimentere vulkanske bergartar i forbindelse med eit anna testprogram for tunnelen. Desse gav ein gjennomsnittleg PLI på 6,32 MPa (FCFM, 2013), som korrelerast med UCS med ein faktor på 16. Parametrane som er gjeve i Tabell 6 vart vurdert til å vere representativ ut i frå vanleg styrke for andesitt og tuff og ut i frå samanlikning med faktisk deformasjon.

Tabell 6: Inngangsparameterar for numerisk analyse for bergmasse og svakheitssone

Inngangsparameter	**Verdi**
Bergmasse	
Einaksial trykkstyrke, σ_{ci} (MPa)	101
Poissons tal, ν	0,23
E-modulus, E_i (GPa)	40
GSI	40
m_i	15
Forstyrringsfaktor D	0,5
Svakheitssone	
Einaksial trykkstyrke, σ_{ci} (MPa)	8 – 39
Poissons tal, ν	0,23
E-modulus, E_i (MPa)	480
GSI	8 – 40
m_i	8
Forstyrringsfaktor D	0

Rock mass modulus er definert i henhold til Hoek et al. (2002). Etter at bergmassen har gått i brot er det antatt at den fortsett har ein viss styrke. Residuale styrkeparametrar vert definert etter Cai et al. (2007).

Når det gjeld spenningssituasjonen gir overdekninga på staden $\sigma_3 = 5{,}8$ MPa, medan $\sigma_1 = 11{,}1$ MPa er gjeve i frå målingar av hydraulisk oppsprekking utført ved trykksjakta.

Bergsikring er lagt inn som vist i Figur 8. Sprøytebetongen vert simulert ved å nytte ein «liner» som er definert i RS^2. Inngangsparametre for bergsikringa er gjeve i Tabell 7.

Tabell 7: Eigenskapar for bergsikring

Bergsikringsparametrer	**Verdi**
Boltar	
Type	Innstøypt
Diameter (mm)	22
Lengd (m)	2
E-modulus (MPa)	200
Strekkstyrke (MN)	0,255
Residual strekkstyrke (MN)	0,1
Avstand	1,5 x 1,5
Sprøytebetong	
Type	«Standard beam»
Young's modulus (MPa)	30000

Poissons tal, ν	0,2
Trykkstyrke (MPa)	35
Trykkstyrke (residual) (MPa)	5
Strekkstyrke (MPa)	5
Strekkstyrke (residual) (MPa)	0
Tjuknad (cm)	8/20

Framgangsmåte

Sidan tunnelen var i god stand når den var tatt i bruk er det antatt at svelle og/eller degraderingsprosessar har teke stad i tida etter at tunnelen vart satt i drift. For å modellere dette er svakheitssona gjeve ulik styrke og GSI i ulike stadium. Det vart også gjeve ulik styrke og GSI på bergmassen og svakheitssona. Resultata frå laboratorietesting er nytta som inngangsparametre på ulike stadium.

Steg 1: Intakt berg

Steg 2: Utgraving og installasjon av sprøytebetong

Steg 3: Installasjon av boltar

Steg 4: Svakheitssone med eigenskapar som svarar til prøve frå PK 34 + 405

Steg 5: 20 % reduksjon av intakt bergstyrke i svakheitssone

Steg 6: 40 % reduksjon av intakt bergstyrke i svakheitssone

Steg 7: 60 % reduksjon av intakt bergstyrke i svakheitssone

Steg 8: Svakheitssone med eigenskapar som svarar til prøve frå PK 34 + 405

Steg 9: 80 % reduksjon av intakt bergstyrke i svakheitssone

Fyrst vart ulike bergmasseeigenskapar testa for å finne dei som gav deformasjonar som opplevd i felt. Deretter vart materialet i svakheitssona gradvis bytta ut med svakare materiale. Vidare vert den same framgangsmåten nytta, men no med ei konstant last på 0,1 – 0,3 MPa påført i svakheitssona. Dette skal simulere trykket som vert påført av svelleleire.

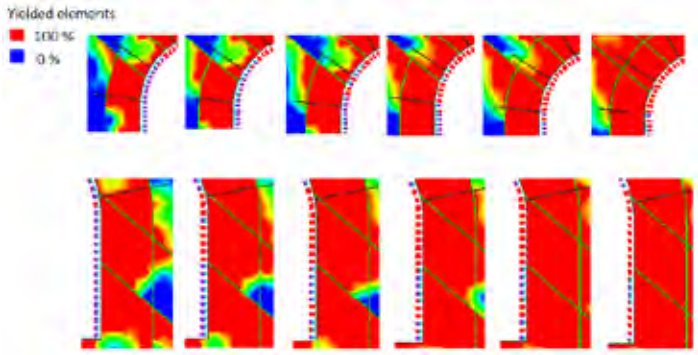
Tabell 8: Inngangsparametre for intakt styrke av berg og GSI for svakheitssone

Steg	UCS	GSI	GSI-r	Reduksjon i styrke (%)
4	39	40	23	UCS svarar til resultat for prøve frå PK 34+405
5	31	32	21	20
6	23	24	17	40
7	16	16	13	60
8	13	15	12	UCS svarar til resultat for prøve frå PK 36+555
9	8	8	7	80

I tillegg vart det gjort forsøk med berre 4 steg, der dei ulike eigenskapane til svakheitssona definert i Tabell 8 vart lagt inn i steg 4 ein og ein.

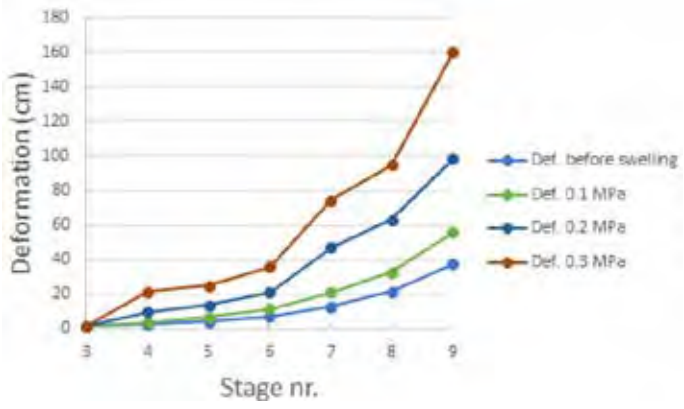
Resultat

Dei største deformasjonane vart sett i høgre side. Dette har sannsynlegvis med redusert innspenning i dette området på grunn av låge tangentialspenningar. Ved å eksaminere mengda med brotelement i modellen kan ein sjå at svakare materiale i svakheitssona fører til ei auka mengd av brot i sprøytebetongen og omkringliggande bergmasse. Dette er visualisert i Figur 9. Ein del av sprøytebetong-elementa er allereie gått i brot før svakheitssona vert redusert.



Figur 9: Utsnitt frå RS² som syner prosent brotelement i bergmassen og sprøytebetongen i venstre vederlag (oppe) og høgre vegg (nede) for dei ulike stega i modellen. Kvaliteten på svakheitssona er redusert frå steg 4 til 9.

I Figur 10 er deformasjon i høgre vegg plotta for kvart steg. Ved påføring av ei last på 0,3 MPa konvergera modellen ikkje. Det vart derfor ikkje nytta større last enn dette. Som ein kan sjå aukar deformasjonen mykje med påføring av svelletrykk. Ein kan også sjå at ulike kombinasjonar av styrke på svakheitssona og svelletrykk kan gje dei same deformasjonane.



Figur 10: Deformasjon i høgre vegg ettersom bergmassekvalitet vert redusert, og med påføring av konstant last som simulerer svelletrykk.

Når eigenskapane definert i Tabell 7 vart lagt inn i steg 4, vart deformasjonane i svakheitssona mindre enn kva som er tilfellet over. Med den dårlegaste bergmassekvaliteten var deformasjonen på omlag 20 cm i høgre side (utan svelletrykk). I motsetnad var deformasjonen 38 cm i høgre side i steg 9 for tilsvarande bergmassekvalitet. Brot i sprøytebetong-elementa startar samtidig, men er noko høgare for den fyrste metoden. Ved bruk av kraftigare bergsikring (20 cm ekstra sprøytebetong) vart deformasjon og mengda

brotelement noko redusert. Ved introduksjon av ekstra last på svakheitssona oppstod det igjen konvergensproblem.

DISKUSJON OG KONKLUSJON

Frå laboratorietestane ser ein at prøver som visuelt ser like ut, kan ha nokså forskjellige eigenskapar med tanke på svelleevne og degradering av bergmassen. Resultata frå UCS og PLI er nytta til å anslå realistiske inngangsparametre for svakheitssona i den numeriske analysen.

Tilnærminga som er nytta i oppgåva er eit forenkla syn på situasjonen. Geometrien på svakheissona gjer at den er vanskeleg å modellere i 2D. Både bergspenningane og inngangsparametrane for bergmassen og svakheitssona er grovt estimerte. Sidan ein del av elementa som simulerer sprøytebetong går i brot før svakheitssona vert introdusert kan det vere eit teikn på at bergspenningane som er nytta er for høge. Bergmassestyrke rundt svakheitssona skulle originalt estimerast ut i frå laboratorieresultata, men resultata av desse vart sett som lite realistisk.

Bruk av både redusert GSI og bergmassestyrke i svakheitssona kan seiast å vere for konservativt. Det er ikkje sikkert at forvitring-/degradering av bergmassen reduserer den intakte styrken på berget slik som er lagt til grunn her. I tillegg er breidda på svakheitssona større enn i verkelegheita. Det er klart at kvaliteten på bergmassen i svakheitssona påverkar størrelsen på deformasjonen mykje. Analysen viser korleis redusert styrke i svakheitssona fører til store deformasjonar i elementa som simulerer sprøytebetong. Dette kan oppstå på ulike måtar, både med lågare styrke på bergmassen i svakheissonen og ved introduksjon av svelletrykk, og derfor må det seiast at metoden er veldig usikker. Som kjent kan aldri analysen bli betre enn inngangsparametrane.

Når nye steg vert inkludert i modellen vert den «lasta» på nytt. Dette ville ikkje skjedd i verkelegheita. Ved å introdusere fleire faktorar som last frå svelling samt redusert bergmassekvalitet og sprøytebetong vert det konvergensproblem i modellen. Dette kan tyde på at problemstillinga som er forsøkt modellert er for kompleks for denne type program. Så er det også hovudsakleg effekten av bergspenningar som vert modellert med RS^2. Mao (2012) viste at 2D modellering av svakheitssone i Phase^2 gav større deformasjon enn det 3D modellering gjorde. Det vart også vist at sona burde vere mykje breiare enn tunnelen og vinkelrett på. Alternative metodar i 3D program kan mulegeins løyse problemet betre, men vil fortsett vere avhengig av ei nøye vurdering av inngangsparametrane.

Svelletrykket som blir lagt inn i modellen blir ikkje sett på som avgjerande for utviklinga av deformasjon i sprøytebetongen. Det er viktig at moglegheita for at bergmassen degraderast på anna vis også vert tatt omsyn til når permanent sikring vert bestemt. Vidare vil lokal degradering av bergmassen kunne fortsette.

Prøveprogram som kunne vist utviklinga av bergmassen over tid kan vere nyttig for å føreseie behovet for bergsikring i eit langtidsperspektiv i liknande bergmasse. Utviklinga av stabilitetsproblem over tid er kompleks, og for at det skal vere nyttig å modellere dette bør inngangsparametrane bestemmast nøye.

Når det gjeld bergsikring, var ikkje tilstrekkeleg sprøytebetong og boltar installert under driving for langtidsstabilitet. Dette til trass for at sikringa var i samsvar med anbefalingane frå Q-systemet (om enn i nedre grense). Bestemming av permanent sikring med så låge Q-verdiar bør ha med ein god porsjon skjønn. Ettersom usikre stabilitetsforhold i vasstunnelar både aukar behovet for inspeksjonar og risikoen for store rehabiliteringskostnadar, bør det vere fokus på langtidsstabilitet i konstruksjonsfasen.

REFERANSAR

Cai, M., Kaiser, P., Tasaka, Y., and Minami, M. (2007). Determination of residual strength parameters of jointed rock masses using the GSI system. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 44(2): 247 – 265.

Carter, T., Castro, S., Carvalho, J., Hattersley, D., Wood, K., Barone, F., Yuen, D., and Giraldo, C. (2010). *Tunnelling Issues of Chilean Tertiary Volcaniclastic Rocks*. In: Mir Conference; Problemi Di stabilityà nelle Opere Geotecniche, Capitolo, Torino, vol. 11.

FCFM (2013). Report N0.843.252-C. Hidroeléctrica La Confluencia. Tests conducted at *Faculdad de ciencias físicas y matemáticas universidad de Chile*. Resultat av PLI-testar gjort tilgjengeleg av Statkraft, upublisert.

Goodman, R. E. (1993). *Engineering geology: Rock in engineering construction.* John Wiley & Sons.

Golder Associates (2016). *Geological and Geotechnical report: Water Adduction Tunnels for the Conuencia Hydroelectrical Project.* Golder Associates. Rapport gjort tilgjengeleg av Statkraft.

Hoek, E., Carranza-Torres, C., and Corkum, B. (2002). Hoek-Brown failure criterion - 2002 Edition. Proc. NARMS-TAC Conference, Toronto, 2002, 1, pp. 267 – 273. Tilgjengeleg frå: https://rocscience.com/documents/hoek/references/H2002.pdf.

ISRM (1979). Suggested methods for determining water content, porosity, density, absorption and related properties and swelling and slake durability index properties. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences,* 16, pp. 141 – 156.

Mao, D., Nilsen, B., and Dahl, F. (2011). *Laboratory testing of swelling gouge from weakness zone-principle and recent update.* In: 45th U.S. Rock Mechanics / Geomechanics Symposium, 26-29 June, San Francisco, California.

Mao, D. (2012). *Analysis of Rock Support Performance for Tunnelling in Weakness Zones Containing Swelling Clay.* (Doctoral thesis). Norwegian University of Science and Technology, Faculty of Engineering Science and Technology, NTNU, Trondheim.

MeSy (2008). Hydraulic tests/hydrofrac tests for stress determination in borehole HTS-02. La Conuencia Hydroelectric Project site, Chile. Report 14.08. Resultat gjort tilgjengeleg av Statkraft, upublisert.

Nilsen, B. and Palmström, A. (2000). *Engineering Geology and Rock Engineering - Handbook No 2.* Norwegian Group of Rock Mechanics, 249 p.

Statkraft (2011). La Confluencia. Tilgjengeleg frå: http://www.statkraft.com/energy-sources/Power-plants/Chile/La-Confluencia/

TE (2010). La Confluencia Hydropower project. Registro geotecnico. Tinguiririca Energia, La Confluencia Hydropower project. Kartleggingsskjema gjort tilgjengeleg av Statkraft, upublisert.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2017

UTFORDRINGER KNYTTET TIL BERGET SOM BYGGETEKNISK MATERIALE - OREA - UTVIDELSEN AV EKSISTERENDE RENSEANLEGG I BERG.

Challenges and experiences by using the rock mass as a construction material at OREA – the extension of an underground sewer treatment plant.

Siv.ing. Eirik Hannestad, Sweco Norge AS

Siv.ing. Jan K.G. Rohde, Sweco Norge AS

SAMMENDRAG

Berganlegget ved OREA har til dels meget store spennvidder. På grunn av få bergblotninger, var det stor usikkerhet knyttet til bergoverdekning, og bygningsmasser over anlegget gjorde det problematisk å kartlegge bergoverflaten. Kombinasjon usikker bergoverdekning og store spennvidder, resulterte i at en viss restusikkerhet måtte trekkes inn i anleggsperioden. Tung bergsikring ble lagt inn i spesifikasjoner og kontraktsgrunnlag. Dessuten ble det lagt opp til systematisk sonderboring for å fastlegge bergoverdekningen, og det ble utført modifiserte hydrauliske splittetester for å kartlegge spenningsforholdene i berget. Både sonderboringer og splitteforsøk viste betryggende resultater.

Takket være grundig planlegging, tett opp følging, god kommunikasjon, godt samarbeide og god kompetanse i alle ledd, ble bergarbeidene ved OREA utført på en trygg og sikker måte.

SUMMARY

Rock caverns of OREA have wide spans and the rock cover is shallow. There are very few rock exposures in the area, and access possibilities for ground investigations have been limited due to the existing buildings above the caverns. With the combination of shallow and uncertain rock cover plus wide spans in the rock caverns, additional investigations as soundings and modified stress measurements had to be performed also during construction. Heavy rock support measures were specified in the contract documents. Results from both soundings ahead the tunnel face and in situ stress measurements were on the safe side.

Due to thorough planning, close follow-up, close cooperation and communication as well as high skills at all levels, the excavation of the rock caverns at OREA was performed in a professional and safe way.

INNLEDNING

OREA står for **O**vervanns**RE**nse**A**nlegg, og er en utvidelse av eksisterende avløpsrenseanlegg på Strømmen. Bakgrunnen for/formålet med prosjektet er å rense overskuddsvann i flomperioder, som i dag går i overløp og renner urenset ut i Nitelva.

Renseanlegget i Strømmen med tilhørende rør- og tunnelsystem eies og driftes av Nedre Romerike Avløpsselskap IKS, som eies av fire kommuner, Lørenskog, Nittedal (fra 2017), Rælingen og Skedsmo. NRA ble stiftet i 1965.

Den eldste del av renseanlegget ble påbegynt i siste halvdel av 1960, og anlegget sto ferdig i 1972. Anlegget ble utvidet for fjerning av nitrogen i perioden 2001 – 2003. Gjennomsnittlig renner 500 liter avløpsvann i sekundet gjennom renseanlegget, fra ca. 130.000 personer, sykehus, næring og industri. I tillegg til rensing av overløpsvann, vil OREA tredoble kapasiteten på dagens renseanlegg.

Dagens renseanlegg opptar en stor del av undergrunnen under Strømmen, og overdekning samt avstand til bebyggelse er liten. OREA er plassert i gjenstående bergmasser i den eldste del av renseanlegget, og ligger rett under Strømmen videregående skole (markert med rødt i figur 1).

Figur 1: En oversikt over det eksisterende avløpsrenseanlegget på Strømmen. Plasseringen av nytt overvannsrenseanlegg (OREA) er markert med rød farge.

Bygging av OREA er delt i seks entrepriser, 1) Bergarbeider, 2) Betongentreprise, 3) Rørentreprise, 4) Ventilasjonsentreprise, 5) Elektroentreprise og 6) Installasjon og Prosess.

Bergentreprisen har omfattet drivingen av følgende nye tunneler og bergrom:

- Hovedhall
- Forbehandlingshall
- Utvidelse for teknisk rom
- Forbindelsestunnel mellom teknisk rom og hovedhall

I tillegg er det drevet mindre tunneler for inntak, utløp og ventilasjon mot eksisterende anlegg. Hovedhallen har en lengde på 60 m, en spennvidde på 20,6 m og en høyde på 22 m. En oversikt over bergrommene knyttet til OREA er vist i figur 2. En oversikt over geometriske mål for sprengningsprofilet til de ulike tunnelene og bergrommene er gitt i tabell 1.

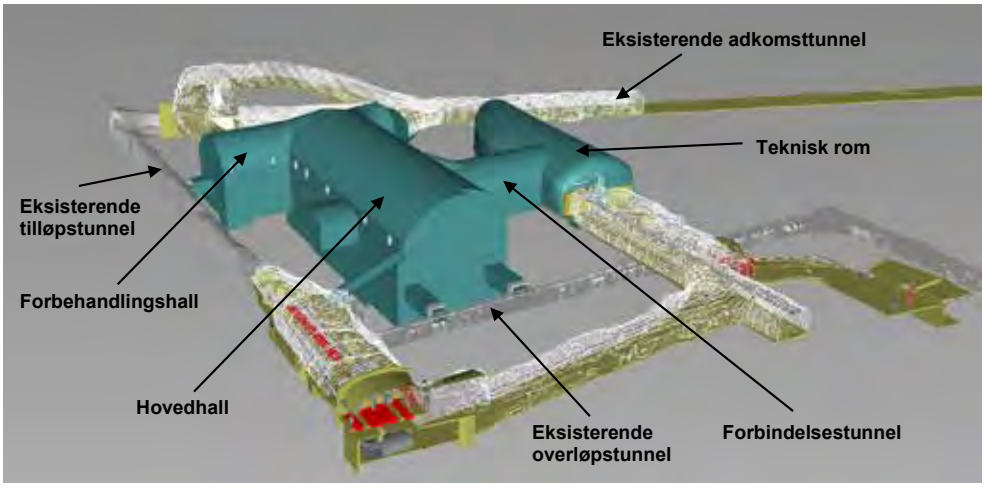
Bergmassen i området består av prekambriske grunnfjellsgneiser, dekket av marine avsetninger og fyllmasser. Total overdekning over anlegget (berg og løsmasser) er ca. 20m. På grunn av ujevn bergoverflate, varierer bergoverdekningen i størrelsesorden 10 – 15m.

På grunn av tunneler og bergrom med store spennvidder, begrenset bergoverdekning og nærhet til tettbebygd strøk og tekniske installasjoner utgjør utvidelsen av OREA en stor utfordring knyttet til berguttak, stabilitet og miljøpåvirkning. I både planleggings- og utførelsesfasen har det vært fokus på å benytte den norske tunnelmetoden, hvor berget fungerer som et selvbærende byggeteknisk materiale.

Sweco Norge AS har bistått Nedre Romerike Avløpsselskap IKS (NRA) med anleggs- og bergteknisk rådgivning, utarbeidelse av tilbudsgrunnlag og ingeniørgeologisk oppfølging av bergarbeidene. Hovedentreprenøren for bergentreprisen har vært Skanska Norge AS. På grunn av anleggets kompleksitet og utfordringer, har Multiconsult AS bistått med uavhengig kontroll.

Bergarbeidene startet opp høsten 2016 og ble ferdigstilt våren 2017. Tunnelsprengningen omfattet utsprengning av om lag 30.000 kubikkmeter fast berg.

Beskrivelse av de anleggsmessige forhold ved bygging av OREA, vises til foredrag nr. 12 presentert på Fjellsprengningsdagen.



Figur 2: En 3D-modell som gir en oversikt over de forskjellige tunnelene og bergrommene drevet i forbindelse med utbyggingen av OREA.

Tabell 1: Oversikt over geometriske mål (teoretisk) for sprengningsprofilet til de ulike bergrommene i OREA.

Bergrom/tunnel	Høyde [m]	Bredde [m]	Lengde [m]	Vegghøyde [m]	Pilhøyde [m]	Tverrsnitt [m^2]
Teknisk rom	10	18	40	6	4	150
Forbindelsestunnel	9,5	12,5	26	6	3,5	105
Forbehandlingshall	15	14,5	33	10	5	197
Hovedhall	22	20,6	54	16	6	415

GEOLOGI OG GRUNNFORHOLD

Bergmassene i området rundt OREA består av grunnfjellsbergarter tilhørende Østfoldkomplekset. Bergartene er antatt dannet i prekambrium for rundt 1200 millioner år siden. Hovedsakelig består bergartene i dette området av gneiser som er antatt omdannede sedimentære bergarter.

Bergartene registrert i anlegget består av grunnfjellsgneis/glimmergneis av moderat til god kvalitet. Gneisen fremstår som massiv og kompakt, til tross for enkelte soner som er sterkt folierte. Gneisen er gjennomsatt av flere intrusive diabasganger av magmatisk opprinnelse.

PLANLEGGINGSPROSESSEN

I planleggingsfasen ble det iverksatt et omfattende program for å identifisere utfordringer og potensielle risikoer knyttet til stabilitetsforhold i prosjekterte tunneler og bergrom med store spennvidder, liten bergoverdekning, til dels meget kort avstand til Strømmen videregående skole, annen bebyggelse, og, ikke minst, til kritiske installasjoner i eksisterende anlegg i full drift. Programmet omfattet grunnundersøkelser, geologisk kartlegging, numeriske stabilitetsanalyser, samt risiko- og sårbarhetsanalyser for anleggsperioden.

Anleggets utforming har hele tiden vært styrt av plassbehovet for tekniske installasjoner og prosessutstyr. I planprosessen har det derfor vært tett dialog og samarbeide mellom RIG og totalentreprenør prosess for å tilpasse anleggets plassering og utforming på best mulig måte i forhold til geologi og bergforhold. Det ble innledningsvis kjørt en innmåling og skanning av det eksisterende renseanlegget for å finne eksakt beliggenhet i forhold til topografi, geologi og bebyggelse.

Grunnundersøkelser og laboratorietesting

Våren 2015 ble det igangsatt et relativt omfattende program med grunnundersøkelser for å kartlegge de rådende grunnforholdene i området. Av grunnundersøkelser ble følgende utført:

- Fjellkontrollboringer, 21 stk. boringer ved Strømmen videregående skole, Romerike Grunnboring AS, 24.-29. april, 2015.
- Refraksjonsseismikk, lokasjon Strømmen videregående skole, 7 profiler, Ruden AS, 3. mai, 2015.
- Hybridseismikk (refleksjon- og refraksjonsseismikk), lokasjon Strømmen videregående skole, 16 profiler, Ruden AS, uke 40, 2015.
- Kjerneboringer, 4 hull a 48mm, Entreprenørservice AS, 19.-24. februar, 2016.
- Bestemmelse av bergtekniske parametere (densitet, E-modul, Poissons forhold, en-aksial trykkfasthet og grunnleggende friksjonsvinkel), SINTEF Byggforsk, faggruppe for Geologi og Bergteknikk.

I tillegg ble det utført detaljert geologisk kartlegging i tunneler og bergrom tilhørende det eksisterende renseanlegget.

Fjellkontrollboring og seismisk profilering

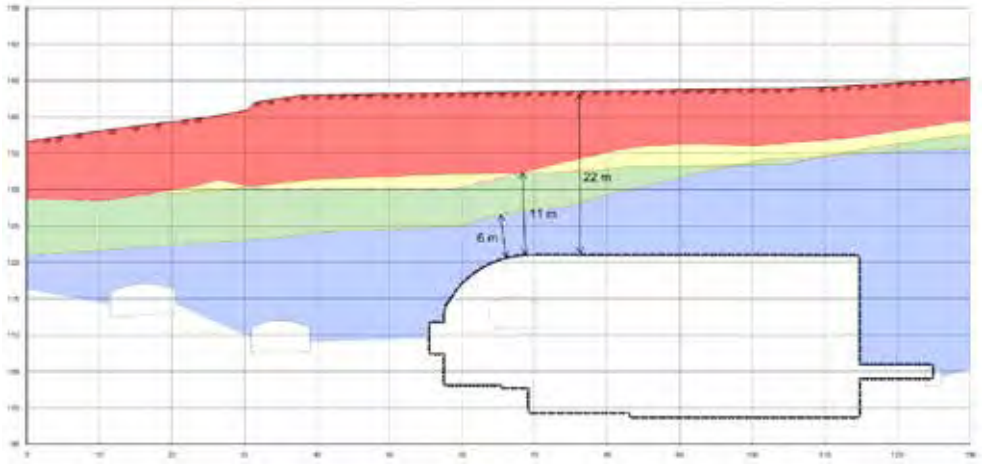
Det er få eller ingen registrerte bergblotninger i området rundt OREA. Det ble utført 21 stk. fjellkontrollboringer rundt Strømmen videregående skole våren 2015. I tillegg ble det kjørt to runder med seismikk, våren og høsten 2015. Hensikten med undersøkelsene var å bestemme mektighet til berggrunn og identifisere soner med økt forvitring/oppsprekking.

De seismiske profiler ble lagt langs fjellkontrollboringene for oppnå kontinuitet i målingene, men også for å kunne kalibrere de seismiske målingene. Fjellkontrollboringene ble boret 3 m ned i fast berg for å bekrefte at det var faktisk bergoverflate og ikke bergblokker over fast berg. Beliggenheten av de seismiske profilene er vist i figur 3.

På grunn av overliggende bygningsmasse (blant annet Strømmen videregående skole) var det begrenset tilkomstmulighet for å utføre grunnundersøkelser fra terrenget. Seismisk profilering ble forsøkt fra krypkjelleren under Strømmen VGS, men det var for mye forstyrrelser på signalet til at man fikk tolket signalet. Dette førte blant annet til at en viss restusikkerhet med tanke på bergoverflatens beliggenhet og bergoverdekning i forhold til OREA måtte tas med inn i byggeperioden.

Figur 3: En oversikt over beliggenheten til de seismiske profilene rundt Strømmen videregående skole fra første runde med seismikk våren 2015

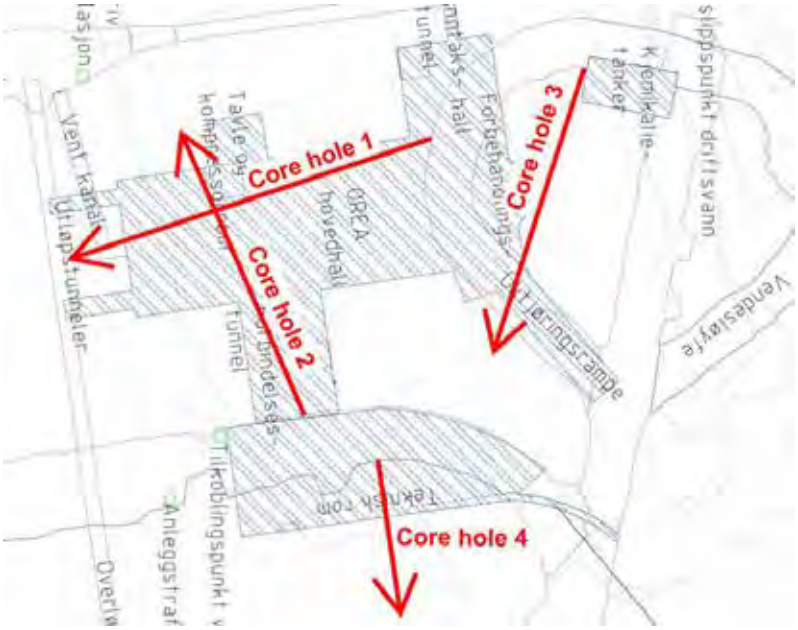
Tolkning av resultatene fra fjellkontrollboringene og den seismiske profileringen langs hovedhallen i OREA er vist i figur 4. Rød farge indikerer løsmasser, gul farge forskjellen mellom resultatene fra fjellkontrollboring og seismikk, grønn farge er antatt forvitret berg, mens blå farge er antatt intakt berg. Som vist i figur 3, er det antatt en minste bergoverdekning på 6m ut ifra boringer og seismikk. Denne overdekningen er i kryssområdet mellom de største bergrommene.



Figur 4: Tolkning av resultatene fra fjellkontrollboringene og den seismiske profileringen langs hovedhallen i OREA.

Kjerneboring

I løpet av våren 2016 utførte Entreprenørservice AS 4 stk. kjerneboringer fra eksisterende berganlegg og inn mot prosjekterte bergrom. Kjernehullene ble boret i forskjellige retninger og med varierende helning for å dekke mest mulig av områdene der fremtidige bergrom skulle drives. Beliggenheten til de borede kjernehullene er vist i figur 5. Borekjernene ble logget for å bestemme bergkvalitet, oppsprekking og kartlegge potensielle svakhetssoner, slepper og knusningssoner. Kjerneloggene indikerte en massiv bergmasse av moderat til god kvalitet med få oppsprukne soner. Alle kjernehull var tørre og det ble ikke utført Lugeon-tester.



Figur 5: Oversikt over beliggenhet og retning på de 4 kjernehullene boret av Entreprenørservice AS våren 2016. Nye bergrom for OREA er skraverte.

Hydrogeologi og setningsrisiko

Berget er dekket av marine avsetninger og fyllmasser fra bygging og planering. Tynt morenedekke mellom berg og marine avsetninger kan forekomme.

På grunn av eksisterende anlegg og naturlig avrenning/drenering, er det antatt at løsmasser over OREA er godt drenert og setningsrisiko som følge av bergarbeidene ansett som meget liten. Dagens anlegg karakteriseres som tørt, kun med enkelte lokale drypp som varierer med årstid og nedbør.

For å ha tilstrekkelig dokumentasjon ved eventuelle påståtte skader, ble det for sikkerhets skyld etablert peilebrønner for registrering av grunnvann. Disse viste fluktuerende vannstand, og var tørre i perioder uten nedbør og snøsmelting. Det ble dessuten montert setningsbolter på bygninger som kunne bli utsatt.

I tillegg til lekkasje og setningsrisiko, var det bekymringer knyttet til innsig av urenset kloakk i bunn av anlegget. Det var derfor lagt opp til etablering av tetteskjermer med injeksjon mot eksisterende tilløps- og utløpstunnel.

Laboratorieundersøkelser

Kjerneprøver fra to forskjellige lokasjoner/kjernehull ble sendt til SINTEF Byggforsk, faggruppe for geologi og bergteknikk i Trondheim for analyse og bestemmelse av bergmekaniske egenskaper i april 2016. Følgende tester ble utført i henhold til foreslåtte metoder av ISRM (International Society for Rock Mechanics):

- Densitet (ρ)
- E-modul (E) og Poisson's forhold (ν)
- Enaksiell trykkfasthet (σ_c)
- Grunnleggende friksjonsvinkel (φ_b)

Tabell 2 viser gjennomsnittlige bergmekaniske egenskaper for glimmergneisen hentet fra OREA.

Tabell 2: Gjennomsnittlige bergmekaniske egenskaper for glimmergneisen hentet fra OREA

Bergmekanisk egenskap	**Enhet**	**Verdi**
Densitet	Kg/m3	2800
Enaksiell trykkfasthet	MPa	80
E-modul	GPa	52,4
Poisson's forhold	-	0,18
Grunnleggende friksjonsvinkel	°	27,5

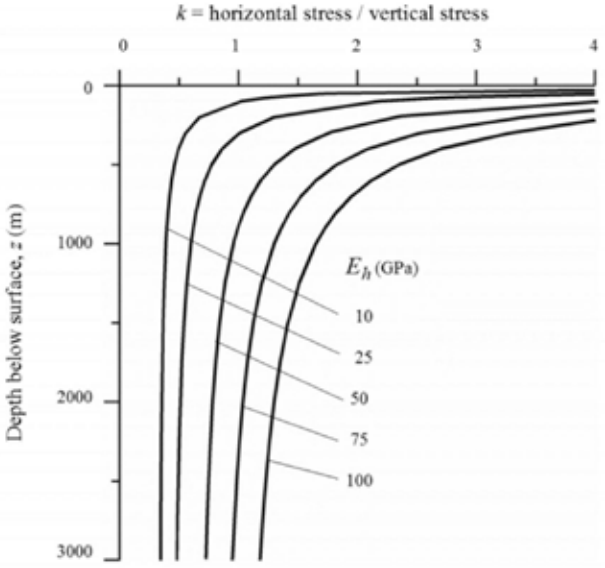
Numerisk modellering og stabilitetsanalyse

For å analysere spenningsomlagring, deformasjoner og bruddmekanismer i bergmassen og sikringselementene for bergrom i forbindelse med utbyggingen av OREA, er det brukt numerisk modellering i Phase2 fra Rocscience Inc. i Canada. Phase2 v. 8.0 er et allsidig 2D elastisk-plastisk endelig element spenningsanalyse-program for prosjektering av underjordiske og overflatiske utgravinger og deres sikringselementer.

Hensikten med stabilitetsanalysen var å analysere deformasjoner i konturen, induserte spenninger og flytegrenser i bergmassen og sikringselementene for nye bergrom i forbindelse med utbyggingen av OREA. Numerisk modellering er også benyttet som et verktøy for å bestemme sikringsomfang og dimensjon på permanent bergsikring.

Som følge av mangel på spenningsmålinger i eksisterende renseanlegg i planleggingsfasen ble det utført en sensitivitetsanalyse for å undersøke hvordan forskjellige hovedspenninger og forholdet mellom horisontale og vertikale spenninger (K-faktoren) påvirket den totale stabiliteten til bergrommene. Tverrsnitt betraktet som kritiske med tanke på store spennvidder og begrenset bergoverdekning ble modellert for forskjellige spenningsregimer; k=1/3, k=1,0 og k=2,0. K=1/3 er vurdert til å være en svært konservativ antakelse.

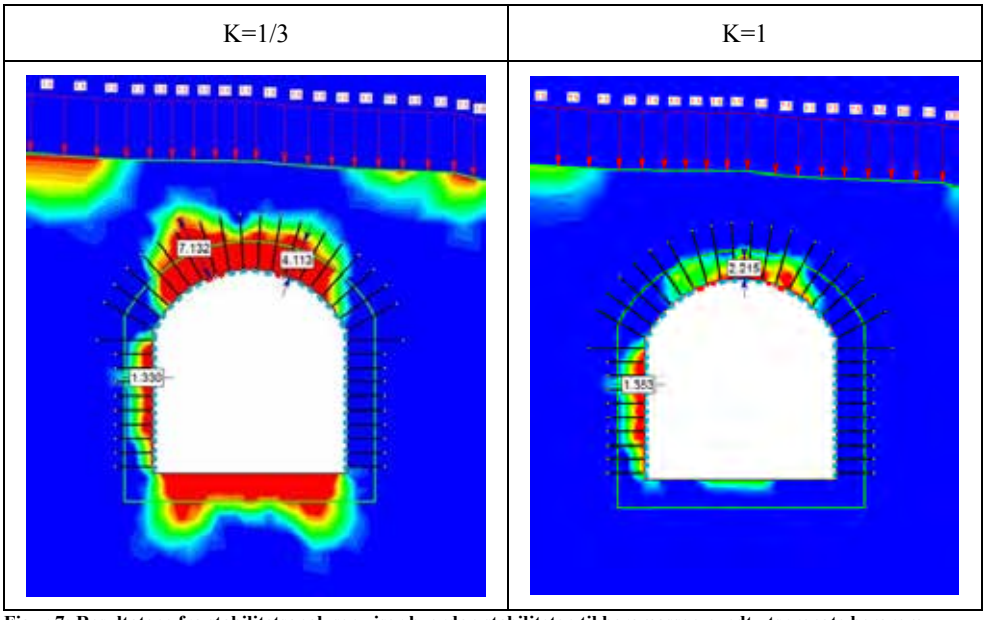
I henhold til Hoek et al. (1998) viser internasjonale spenningsmålinger at k-faktoren (σ_h/σ_v) som regel er høy i gruntliggende berganlegg og at den reduseres med økende dybde. Figur 6 viser hvordan forholdet mellom horisontale og vertikale bergspenninger varierer med dybden. Hoeks antakelser støttes av Myrvang (2001), som beskriver at k-faktoren som regel er >1, og ofte >>1 i Skandinavia.



Figur 6: Hvordan forholdet mellom horisontale og vertikale bergspenninger varierer med dybde under overflaten (Hoek et al., 1998).

Resultatene fra stabilitetsanalysen viste at vi ved et konservativt spenningsregime (k=1/3) med lave horisontalspenninger får brudd i bergmassen på grunn av dårlig innspenning og stabilitetsproblemer med konvensjonell bergsikring. Totalstabiliteten til kritiske bergrom er imidlertid ivaretatt med en k-faktor på 1. Antakelsen om å benytte en k-faktor på 1 stemmer godt over ens med Hoek og Myrvangs teorier og praktiske erfaringer, og anses for å være et

mer troverdig spenningsregime. Figur 7 viser hvordan stabiliteten til bergmassen rundt utsprengt bergrom varierer med forskjellige spenningsregimer.



Figur 7: Resultatene fra stabilitetsanalysen viser hvordan stabiliteten til bergmassen rundt utsprengte bergrom varierer med forskjellige bergspenningsregimer.

Ettersom det i planfasen manglet faktiske og stedegne spenningsmålinger, er det knyttet betydelig usikkerhet til de numeriske modellene. For å kunne verifisere faktiske in-situ bergspenninger og faktisk deformasjon av bergmassen ble spenningsmålinger og deformasjoner implementert og utført i gjennomføringsfasen.

GJENNOMFØRINGSFASEN

Alle resultater og konklusjoner fra planleggingsfasen ble implementert som retningslinjer, anbefalinger og krav til entreprenøren under gjennomføringsfasen. For å eliminere den restusikkerheten som fulgte fra planleggingsfasen, ble det i gjennomføringsfasen lagt stor vekt på tett og kontinuerlig oppfølging av driften, samtidig som det ble iverksatt et undersøkelsesprogram under driving for å overvåke bergoverdekning, bergmassekvalitet, bergspenningsforhold og deformasjoner.

Undersøkelser under driving

Under drivingen av hele anlegget ble det foretatt systematisk sonderboring. Formålet med sonderboringen var å:

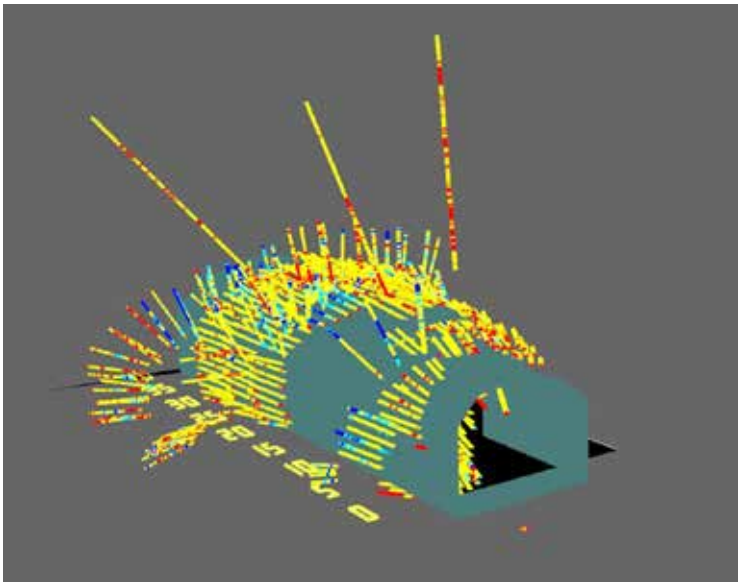
1. Kartlegge bergoverdekningen
2. Kartlegge variasjoner i berget ved bruk av borparametertolkning (MWD)
3. Kartlegge lekkasjeforhold foran stuff

Det ble generelt boret 30 m lange hull for hver tredje salve, et hull i senter av hengen og et hull i hvert vederlag. Skjermenes utforming ble til enhver tid tilpasset det aktuelle bergrommet og nærhet til andre tunneler og bergrom. Hullene ble typisk boret med 30-35° helning.

All boring og driving ble benyttet som grunnlag for å vurdere injeksjonsbehovet. Dersom det ble påtruffet soner med vannførende sprekker i berget skulle det ifølge kontrakten injiseres slik at innlekkasjer ble holdt på et minimum.

Generelt er bergmassen i anlegget moderat til lite oppsprukket og karakteriseres som tørr, kun med stedvis og sesongavhengig smådrypp og fukt. På grunn av den korte avstanden fra OREA til eksisterende tilløpstunnel og overløpstunnel og registrert sleppesone i hovedhallen ble det allikevel injisert i vegg i både forbehandlingshallen og hovedhallen. Totalt er det injisert 2 ganger og berget anses som tett.

Under all boring ble boredata og andre viktige parametere innhentet elektronisk og kontinuerlig tolket ved hjelp av MWD. Figur 8 viser et eksempel på data-output fra MWD.



Figur 8: Et eksempel MWD-data fra salve-, bolte- og sonderboring i OREA.

Bergoverdekningen for tunneler og bergrom i OREA varierer mellom 15-20 m i kryssområdet mellom forbehandlingshall og hovedhall til ca. 30 m. Til tross for relativt liten bergoverdekning og bergrom med store spennvidder er det ikke erfart problemer med totalstabiliteten i tunneler og bergrom knyttet til lave eller høye bergspenninger.

Under drivingen ble det utført hydrauliske jekketester for å si noe om spenningsforholdene i anlegget. Testene indikerte betydelige høyere bergspenninger enn først antatt, noe som var gunstig med tanke på totalstabiliteten.

Det ble under hele anleggsperioden utført kontinuerlige deformasjonsmålinger for å følge med på deformasjoner. Entreprenøren monterte måleprismer i heng og vederlag som ble målt inn hver uke. Det ble under drivingen ikke registrert deformasjoner i bergmassen, og de små deformasjonene som ble registrert skyldes trolig måleavvik.

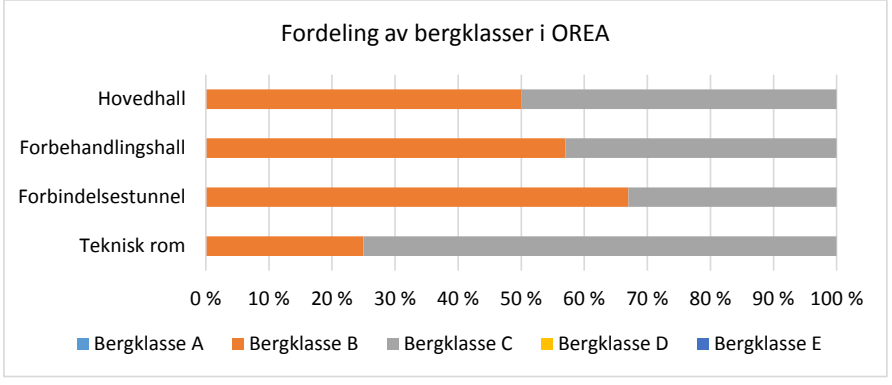
Tunneldriving og bergsikring

Alle tunneler og bergrom ble drevet ved konvensjonell boring og sprengning. Det er benyttet treboms tunnelrigg. Alle gjennomslag til eksisterende renseanlegg (tilløp- og overløpstunnel) er tatt ut ved bruk av wiresaging.

Teknisk rom og forbindelsestunnelen mellom teknisk rom og hovedhallen ble tatt ut med fullt tverrsnitt. Forbehandlingshallen og hovedhallen ble tatt ut i to deler, først takskiven og senere bunnstrossen. Takskivene ble tatt ut med todelt tverrsnitt. Bunnstrossene ble tatt ut med liggerhull boret med tunnelrigg.

Foto 1: Konvensjonell boring av salve i kryssområdet mellom hovedhallen og forbehandlingshallen i OREA.

Under drivingen har bergmassekvaliteten stort sett vært god, med lite til moderat oppsprukket bergmasse med høy styrke, med unntak av enkelte sleppesoner og områder med noe tettere oppsprekking. Figur 9 gir en oversikt over kartlagte bergklasser for utsprengte tunneler og bergrom i OREA.



Figur 9: Fordeling av bergklasser i OREA.

Detaljstabiliteten i vegger og heng er i stor grad relatert til tilstedeværelsen av enkeltblokker/flak. Generelt er det stor avstand mellom sprekker og slepper som kan bidra til store blokkdannelser, mens stikk og mindre sprekker forekommer stedvis i større omfang. Dette gir få ustabile blokker, god fortanning og fastlåsing av blokker i vegg og heng. Stabiliteten til mindre, potensielt ustabile blokker er ivaretatt ved maskinell og manuell rensk, samt permanent bergsikring. Kartlagt geologi og utført permanentsikring i hovedhallen er vist i figur 10.

Stabilitetssikring i OREA er i all hovedsak utført ved mekanisk og manuell rensk, bolting, samt fiberarmert sprøytebetong i heng og vegger. Entreprenør og byggherre ble enige om standardsikring bestående av systematisk bolting og sprøytebetong i heng og vegger. Kryss- og påhuggsområder er sikret med forbolter (spiling) i kombinasjon med radielle opphengsbolter og bergbånd, se foto 2. Gjennom hele prosjektet har entreprenøren lagret dokumenter fra utført sikring, sprøyterapporter og boltekart mm. på prosjekt- og dokumenthotell.

Foto 2: Montering av spiling i kryssområdet/påhugget til hovedhallen fra utsprengt forbehandlingshall.

I berghallene ble permanente bolter generelt installert 1-3 salver bak stuffen. Generelt er sprøytebetong påført før boltene var installert, men dette har variert. Sprøyting ble ikke utført regelmessig og avhengig av behov og entreprenørens beslutning ble det som regel sprøytet flere salver samtidig. Som standard ble det bestilt 10 cm sprøytebetong i alle tunneler og bergrom. Med få unntak ble det bestilt sprøytebetong med kvalitet E700. Veggene er sprøytet ned til sålenivå for å ivareta helheten og hindre smådryss.

Boltesikringen er utført med kombinasjonsbolter, hovedsakelig typen CT-bolter fra Vik Ørsta. Boltene er varmforsinket og pulverlakkert (dobbel korrosjonsbeskyttelse) og alle permanente bolter er fullt innstøpte. Standard boltetetthet er c/c 1,5 m i heng og c/c 2,0 i vegger, diameter 20 mm og boltelengde 5 til 6 m i forbehandlingshall og hovedhall og 4 til 5 m i teknisk rom og forbindelsestunnel. Endeveggene er sikret med 2,4 og 4 m lange kombinasjonsbolter, Ø20 mm.

Figur 10: Kartlagt geologi og permanent bergsikring i hovedhallen i OREA.

Det er ikke observert forhold som tyder på deformasjoner eller ustabiliteter i aktuelle tunneler og bergrom etter ferdigstilling av permanentsikring. Utført permanentsikring vurderes å være tilstrekkelige og anlegget vurderes å være ferdig sikret og stabilt.

REFERANSER

Hagen, S. 2016. Prøvingsrapport – Bergmekaniske egenskaper. Bestemmelse av bergmekaniske egenskaper til borkjerner fra NRA (Strømmen). SINTEF Byggforsk, Berg- og geoteknikk.

Hannestad, E., Rohde, J.K.G. 2016. Numerisk modellering med Phase2 for vurdering av stabilitet og bergsikring i bergrom for nytt overvannsrenseanlegg (OREA).

Hannestad, E., Holter, M., Rohde, J.K.G. 2017. Sluttrapport ingeniørgeologi.

Hoek, E., Kaiser, P.K., Bawden, W.F. 1998. Support of Underground Excavations in Hard Rock. A.A. Balkema, Rotterdam, Brookfield, pp 71-90.

Jenssen, L. E., Vik, E. 2016. Ingeniørgeologisk rapport til konkurransegrunnlag – OREA.

Myrvang, A. 2001. Rock Mechanics. Department of Geology and Mineral Resources Engineering, Norwegian University of Science and Technology, 15 p.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2017

VIKTIGE INGENIØRGEOLOGISKE VURDERINGER VED PLANLEGGING AV TBM-TUNNELER I NORGE

IMPORTANT ENGINEERING GEOLOGICAL CONSIDERATIONS FOR THE PLANNING OF TBM-TUNNELS IN NORWAY

Øyvind Dammyr, Ingeniørgeolog, Norconsult AS

SAMMENDRAG

Denne artikkelen presenterer noen av resultatene fra forfatterens nylig avsluttede PhD avhandling som har omhandlet ingeniørgeologiske vurderinger ved planlegging av TBM tunneler i Norge. Den drøfter blant annet viktigheten av å se funksjonskrav i sammenheng med valg av tunnelkonsept og ingeniørgeologiske stabilitetsutfordringer, TBM vannsikringsløsninger, metoder for å estimere potensialet for sprakeberg/avskallinger, metoder for å estimere deformasjonspotensial i svakhetssoner, og valg av tunnel drivemetode.

SUMMARY

This article presents some of the results from the authors PhD thesis, which have dealt with engineering geological considerations for the planning of TBM tunnels in Norway. It discusses the importance of relating functional requirements to the choice of tunneling concept and engineering geological stability issues, TBM waterproofing concepts, methods to estimate rock burst/spalling potential, methods to estimate squeezing potential in weakness zones, and choice of tunneling method.

INNLEDNING

Forfatteren ferdigstilte i juni 2017 en PhD grad ved NTNU, Institutt for Geovitenskap og Petroleum (IGP, tidligere IGB) med tittelen «Engineering geological considerations for the planning of TBM tunnels in Norway» (Dammyr 2017). PhD arbeidet har vært et samarbeid mellom NTNU og Technische Universität München (TUM) i Tyskland og var i utgangspunktet rettet mot større diameter (> 9 m) TBM samferdselstunneler i harde bergarter. Arbeidet har omfattet vurderinger av vannsikringsløsninger for TBM, vurdering av ingeniørgeologiske stabilitetsproblemer og vannproblematikk sett opp mot gjennomførbarhet for tunnelboring, og vurdering av TBM-type for å redusere risiko for grunnvannssenkning-/poretrykksreduksjon med påfølgende setningsproblematikk. Resultatene er også relevante for tunneler med mindre diameter, og noen av funnene faller inn under generell bergmekanikk som vil være relevant uavhengig av drivemetode. Denne artikkelen presenterer og drøfter noen av resultatene fra PhD arbeidet.

Følgende materiale har blitt publisert som en del av PhD arbeidet. Det vises til referanseliste for komplette referanser:

PhD avhandling	Øyvind Dammyr, 2017. Engineering geological considerations for the planning of TBM tunnels in Norway. *Institutt for geovitenskap og petroleum (tidligere institutt for geologi og bergteknikk), NTNU*.
Artikkel 1	Øyvind Dammyr, Bjørn Nilsen, 2012. Evaluation of the potential for TBM use in future Norwegian tunneling projects. *ISRM Eurock 2012*.
Artikkel 2	Øyvind Dammyr, Bjørn Nilsen, Kurosch Thuro, Jørn Grøndal, 2014. Possible Concepts for Waterproofing of Norwegian TBM Railway Tunnels. *Rock Mechanics and Rock Engineering*.
Artikkel 3	Øyvind Dammyr, 2017b. Pressurized TBM-shield tunneling under the subsidence sensitive grounds of Oslo: Possibilities and limitations. *Tunneling and Underground Space Technology*.
Artikkel 4	Øyvind Dammyr, 2016. Prediction of Brittle Failure for TBM Tunnels in Anisotropic Rock: A Case Study from Northern Norway. *Rock Mechanics and Rock Engineering*.
Artikkel 5	Øyvind Dammyr, Bjørn Nilsen, Johannes Gollegger, 2017. Feasibility of tunnel boring through weakness zones in deep Norwegian subsea tunnels. *Tunneling and Underground Space Technology*.

FUNKSJONSKRAV FOR TUNNELER

Tunneler tjener forskjellige bruksområder og ligger i forskjellige geografiske og geologiske områder. På bakgrunn av for eksempel tunneltype/trafikksituasjon/krav til oppetid, krav til brannsikkerhet, krav til vanndrypp/is i trafikkrommet, krav til innlekkasje for å ivareta ytre miljø, og krav til levetid for bergsikring, tunnelkledning og komponenter, så vil det stilles spesifikke funksjonskrav til tunnelen. Det er viktig å avklare funksjonskrav tidlig i prosjekteringsfasen da dette vil danne grunnlaget for valg av tunnelkonsept/løsninger, som videre vil kunne være utslagsgivende for hvordan tunnelen kan bygges.

Med tanke på det økende presset på moderne infrastruktur (det være seg tunneler for trafikk så vel som for vann/avløp, strømkabler etc.), og således den økende konsekvensen av feil, så vil det være viktig at funksjonskrav for fremtidige tunneler er «optimale» med hensyn på blant annet sikkerhet/konsekvens og kost/nytte.

Standardiserte funksjonskrav vil og bør være gjenstand for regelmessig oppdatering basert på de nyeste erfaringene som blir tilegnet med forskjellige løsninger. For forfatterens PhD arbeid har det vært gjeldende funksjonskrav for veg og jernbane som har vært mest relevant. De seneste årene har disse vært gjenstand for oppdateringer.

VANNSIKRINGSLØSNINGER

Vann-/frostsikringsløsningen skal ivareta at vanndrypp og is ikke forekommer, og løsningen planlegges med et forventet vedlikeholdsbehov og levetid. I Norge har vann-/frostsikring normalt blitt ivaretatt ved bruk av et frittstående hvelv bestående av enten PE-skumplater eller lettbetongsegmenter med overliggende membran. I PhD arbeidet har disse løsningene blitt vurdert i forhold til hvordan de ivaretar funksjonskrav for jernbanetunneler og blitt sammenlignet med tyngre betongkonsepter (membran og betongstøp eller vanntette betongsegmenter med gummipakninger) som vanligvis blir benyttet i TBM tunneler i Sentral-Europa (se Tabell 1). Funksjonskrav for jernbanetunneler har de senere årene blitt oppdatert, så resultatene må ses i lys av dette.

Tabell 1: Ulike vannsikringsløsninger og vurdering av deres evne til å ivareta funksjonskrav for fremtidige TBM jernbanetunneler (etter Dammyr et al. 2014). Plusstegn betyr at konseptet er vurdert å ivareta funksjonskrav og/eller at det er kostnadseffektivt. Minustegn betyr det motsatte. Pluss/minustegn ligger midt i mellom og/eller betyr at utfallet avhenger av forutsetningene. Spørsmålstegn betyr at det trengs mer erfaring for å kunne konkludere.

	PE	LCS	DSCC	SSSL	DSSL	SSSM	IWS
Grunnvannskontroll[1]	-	-	-	+	-	-	-
Lekkasje og is	-	-	+	+	+	+	?
Bergsikring	-	-	+	+	+	?	?
Trykk/sugekrefter	-	+	+	+	+	+	+
Brannrisiko	-	+	+	+	+	+	?
Teknisk levetid (TL)	-	-	+	+	+	?	?
Kost/nytte							
Investering	+	+	-	-	-	+	+
Vedlikehold	-	-	±	±	±	?	?
Levetid	-	-	+	+	+	?	?

[1] Det udrenerte SSSL konseptet er det eneste som bidrar til kontroll med grunnvannet.

PE = Tolagsløsning (drenert). Tradisjonell bergsikring (bolter og sprøytebetong), PE-skumplater som vannsikring

LCS = Tolagsløsning (drenert). Tradisjonell bergsikring, lettbetongsegmenter med overliggende membran som vannsikring

DSCC = Tolagsløsning (drenert). Tradisjonell bergsikring, membran og betongstøp som vannsikring

SSSL = Enlagsløsning (udrenert). Vanntette betongsegmenter (med gummipakninger) som både berg og vannsikring

DSSL = Tolagsløsning (drenert). Betongsegmenter for bergsikring, membran og betongstøp som vannsikring

SSSM = Enlagsløsning (drenert). Tradisjonell bergsikring med sprøytbar membran i sandwichløsning med sprøytebetong som vannsikring

IWS = Enlagsløsning (drenert). Tradisjonell bergsikring med isolerende vanntett sprøytebetong som vannsikring

PE-skumplater er relativt til andre konsepter gunstig å installere, men det har vist seg at PE-skumplater i mange tilfeller har utfordringer med et høyt vedlikeholdsbehov og kort levetid. I moderne tunneler, særlig i høyhastighets jernbanetunneler, vil den relativt lette konstruksjonen i stor grad kunne bli påvirket av trykk/sugekrefter når togene passerer.

Elementer av lettbetong med overliggende membran vil være mer robuste med tanke på trykk/sugekrefter, men konseptet har slitt med utfordringer som følge av membranens integritet/holdbarhet.

De typiske europeiske konseptene er relativt til andre konsepter mer kostbare å etablere. Det er også viktig med meget god oppfølging under bygging, og ofte vil utbedringer være nødvendig for å oppnå ønsket vanntetthet. Løsningene vil også ha et visst behov for vedlikehold. Det er imidlertid relativt godt dokumentert at langtidsholdbarheten til disse løsningene er god. Dette gjelder særlig tolagsløsningene som baserer seg på bruk av membran og betongstøp. For løsningen med vanntette betongsegmenter er det få langtidserfaringer (> 25 år) med holdbarheten under høye vanntrykk (> 80-100 m).

Innovative konsepter som for eksempel sprøytbar membran og isolerende vanntett sprøytebetong ønskes velkommen, men det er foreløpig relativt få erfaringer med disse konseptene. Behovet for videre forskning vil være viktig. De tyngre konseptene har særlig høstet kritikk for det store betongforbruket. For Hallandsåsprosjektet i Sverige var valgt konsept med vanntette betongsegmenter trolig det eneste gjennomførbare ut ifra gjeldende krav til vanntetthet under driving, siden dette muliggjorde trykksetting av TBM maskinen i de meget permeable og den til dels ekstremt dårlige bergmassen. Figur 1 viser et snitt som illustrerer nødvendig betongmengde og den ferdige betongutforingen i Hallandsåsen. Det er lett å forstå at dette kan bli et tema for debatt.

Figur 1: Venstre: Snitt som viser bergmassen, bakfylling med sement og vanntett betongsegment ved en tverrpassasje i Hallandsåstunnelen. Betongsegmentene har en tykkelse på 540 mm. Gjennomsnittlig behov for bakfylling med sement er på 250 mm. Total gjennomsnittlig betongtykkelse er ca. 800 mm. Høyre: Ferdig enlagsløsning med vanntette betongsegmenter i Hallandsåsen. Foto: Øyvind Dammyr

Det er erfaringsmessig utfordrende å få tak i brukbare og relevante tekniske data og kostnadsdata forbundet med vedlikehold og levetid av eksisterende vann-/frostsikringsløsninger, både i Norge og internasjonalt. Ofte vil det være nødvendig med

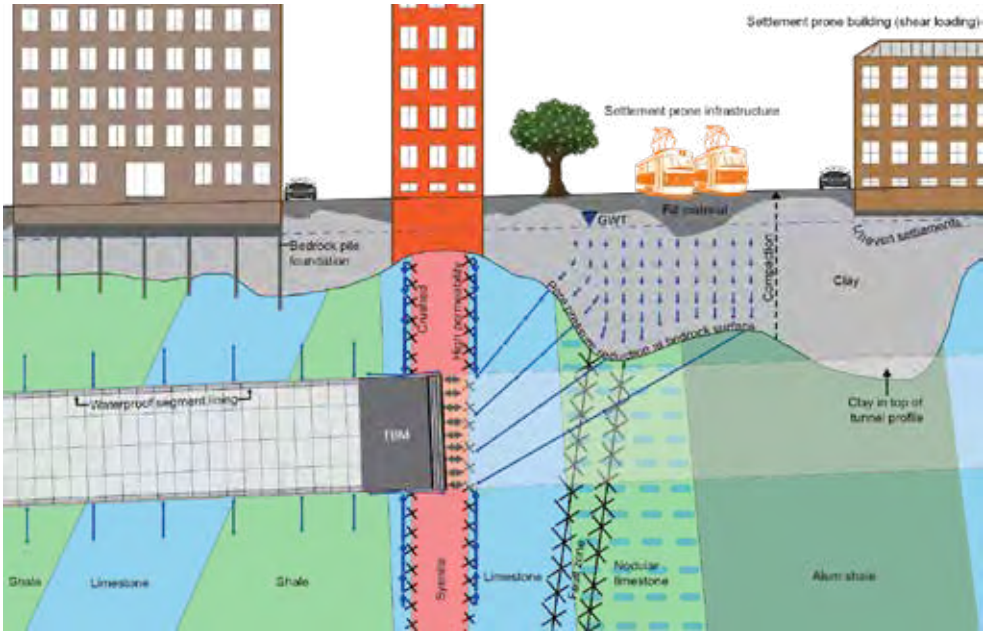
personlige kontakter for å få tak i den ønskede informasjonen. Forfatteren er av den oppfatningen at arbeid med å systematisere tekniske data og kostnadsdata, og gjøre denne informasjonen bedre tilgjengelig for forskning, vil være viktig for utviklingen av de mest optimale løsningene for fremtiden.

TBM DRIVING UNDER TRYKK

Krav til innlekkasje under tunneldriving og i permanent situasjon ivaretas i Norge tradisjonelt med sementbasert forinjeksjon av bergmassen. Det har imidlertid vist seg at selv mindre lekkasjer over tid vil kunne føre til poretrykksfall i overliggende løsmasser med påfølgende setninger, og at det ikke alltid vil være mulig å ivareta fastsatte krav til ytre miljø selv ved bruk av systematisk forinjeksjon. Dette gjelder spesielt for de marine leiravsetningene i Osloområdet. Ofte vil ikke setninger komme til utrykk før lenge etter tunneldrivingen er ferdig, og det vil i mange tilfeller være utfordrende å beviselig relatere en spesifikk setningsskade til en spesifikk utbygging (det være seg bygging av tunnel eller byggegrop). Ved planlegging av prosjekter i urbane strøk bør den totale drenerende belastningen som følge av et økende antall tunneler og byggegroper i fremtiden også hensyntas i vurderingene av vanntettingsbehov.

En udrenert vannsikringsløsning (dimensjonert for stedlig vanntrykk, vann tillates altså ikke å drenere inn i og videre ut av tunnel) vil kunne ivareta hensynet til ytre miljø med tanke på innlekkasje i permanent situasjon. Innlekkasje under driving, det være seg ved konvensjonell drift eller med TBM må imidlertid ivaretas. Fordelen med en skjold-TBM med vanntette betongsegmenter vil være at den permanente vanntette konstruksjonen vil være installert så nærme som ca. 10 m bak stuff. For konvensjonell tunneldriving vil normalt den permante vanntette løsningen av praktiske årsaker først bli installert et godt stykke bak stuff. En TBM vil imidlertid være mindre fleksibel med tanke på forinjeksjon enn ved konvensjonell drift. Det vil være færre tilgjengelige posisjoner for injeksjonsboring (spesielt i stuffen) og det vil være mindre fleksibilitet i forhold til valg av posisjoner og vinkler. Dersom kapasiteten til injeksjonsutstyret skal være tilsvarende som for konvensjonell drift må det også settes av plass til dette.

De senere år har TBM-maskiner for driving under trykk (eller i «closed mode»), som normalt sett er benyttet ved boring i løsmasser og i svakere bergarter, også blitt introdusert for bruk i hardere bergarter. Driving med såkalte EPB (Earth Pressure Balance) eller Slurry maskiner foregår ved at det opprettholdes et trykk i et kammer i fremre del av maskinen som inkluderer kutterhodet. På denne måten kan stedlig poretrykk opprettholdes under driving (Figur 2). Utfordringen er at disse maskinene i praksis opplever høy slitasje når de brukes i hardt berg og på denne måten. Høy slitasje medfører behov for hyppig vedlikehold, noe som grunnet praktiske og sikkerhetsgrunner i utgangspunktet ønskes utført ved atmosfærisk trykk. Det mest realistiske alternativet for å kontrollere innlekkasjer ved bruk av TBM i harde bergarter per i dag er vurdert til å være en tradisjonell enkeltskjolds-TBM med mulighet for å trykksette kutterhodet når den står stille (ingen massetransport), såkalt «statisk closed mode». Når poretrykket faller under gitte kriterier eller ved uventede vannlekkasjer kan TBM drivingen stoppe opp, TBMen trykksettes, og det kan forinjiseres frem til poretrykket eller nivået på vannlekkasjen er akseptabelt for videre driving. Dette konseptet ble funnet til å være velfungerende for å kontrollere de til dels ekstremt vanskelige forholdene under Hallandsåsen.



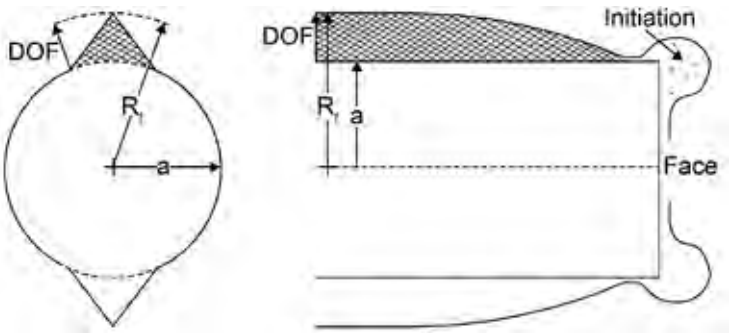
Figur 2: Illustrasjon av prinsippet for TBM driving under trykk. Ved å trykksette TBMen vil grunnvannsstrømmen som normalt har en gradient i retning mot tunnelen (vist med blå piler) bli motvirket (illustrert ved grå dobbeltpiler). Figur fra Dammyr (2017b).

SPRAKEBERG

Sprakeberg (bergslag) er en voldsom form for avskalling og oppstår som en følge av at tangentielle spenninger nær tunnelkonturen i harde, sprø, massive bergarter overgår bergmassens styrke. Det initieres da overflateparallelle strekkbrudd og frigjøring av energi. I Norge har vi mye erfaring med dette fenomenet. De tangentielle spenningene øker til sitt maksimale i kort avstand bak stuff og det har vist seg viktig å installere fleksibel boltesikring (eksempelvis endeforankrede bolter) og fiberarmert sprøytebetong så nærme stuffen som mulig. Denne sikringen bidrar til å gi bergmassen et mothold/omslutning («confinement») og kan sammenlignes med styrkeøkningen som oppnås når en bergart påføres et omslutningstrykk i bergartslaboratoriet (triaksialtest).

I en konvensjonelt drevet tunnel vil sprakeberg nødvendigvis kunne utgjøre en reell sikkerhetsrisiko, men det er sjelden at gjennomførbarheten vil være truet. En TBM har en fast diameter, bergsikring i form av bolter og nett vil normalt tidligst kunne installeres ca. 5 m bak stuff (gripper/main beam TBM), og stor-skala sprøytebetongsikring er ikke vanlig før på bakriggen. For en TBM vil avskallinger og sprakeberg kunne ha betydelig påvirkning på drivingen og i verste fall true gjennomførbarheten for metoden. Dette kan skyldes blant annet fastkiling av maskinen, gripperproblemer, og omfattende nedfall og behov for uttransport av større mengder masser som løsner bak kutterhodet (noe som innebærer at de ikke blir transportert ut på transportbåndet). Det er derfor viktig å kartlegge potensialet for bergslag på et tidlig stadium av et prosjekt hvor tunnelboring kan tenkes som en mulig drivemetode.

Det er og har tradisjonelt vært mange måter å tilnærme seg dette problemet på. En mye brukt og anerkjent metode for estimering av potensialet for avskallinger/bergslag og skadevirkning har sitt utspring fra forskning utført av blant annet C. D. Martin og tester utført gjennom det såkalte «mine-by eksperimentet» i Canada. En metode (semi-empirisk metode, Martin et al. 1999) er basert på måling av dybden av det karakteristiske V-formede avskallingsområdet (Figur 3) fra «case-data» sammenlignet med den maksimale tangentielle spenningen i tunnelkonturen. Dette kan også modelleres numerisk ved å bruke diverse metoder for å redusere styrken til Mohr-Coloumb og Hoek-Brown bruddkriterier, for å hensynta at et strekkbrudd er fundamentalt forskjellig fra skjærbrudd (aktivering av kohesjon og friksjon skjer ikke samtidig).



Figur 3: Utviklingen av avskallingsdybde (DOF målt fra konturen, R_f målt fra senter) rundt en tilnærmet sirkulær tunnel med radius a. Den første initieringen av mikroriss kan skje allerede foran stuff. Når de tangentielle spenningene øker bak stuff øker også avskallingsdybden.

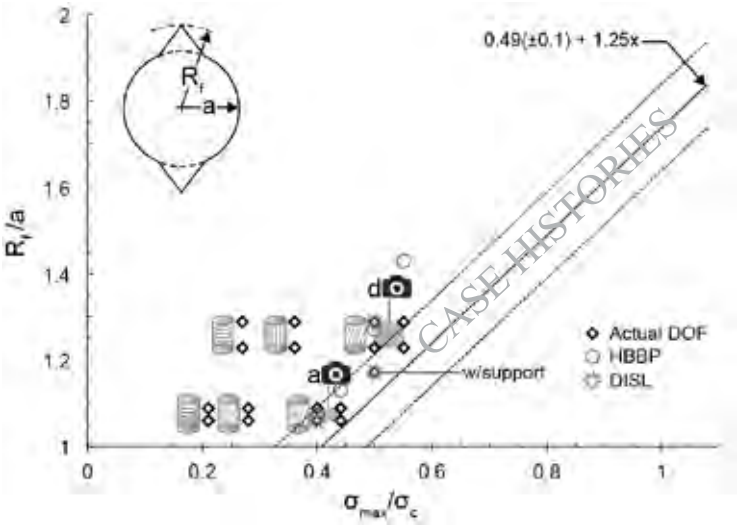
Det finnes mye forskning som baserer seg på bergmasse som i utgangspunktet er vurdert å ha isotropiske egenskaper (like egenskaper i alle retninger), men det har blitt gjort relativt lite i forhold til bergarter med anisotropiske egenskaper. I Norge har de fleste magmatiske metamorfe bergartene (typisk grunnfjellsgneis) en utpreget foliasjon og ofte kan disse ha anisotropiske egenskaper med tanke på elastisitet og styrke. Anisotropi av betydning forekommer også i bergarter som i utgangspunktet ser ut som og blir vurdert til å ha isotropiske egenskaper.

I PhD arbeidet ble det utført en relativt omfattende case-studie (Dammyr 2016) for å se på hvordan den semi-empiriske metoden og forskjellige numeriske metoder for å estimere potensiale for avskallinger/bergslag fungerer når bergarten har anisotropiske styrkeegenskaper. Case tunnelen er en overføringstunnel i granittisk gneis drevet med TBM i forbindelse med Kobbelv vannkraftprosjekt på 1980-tallet.

Resultatet for den semi-empiriske metoden er vist i Figur 4. Erfaringsdata publisert i Martin et al. (1999) er vist innenfor linjene merket med «case histories». Det er innenfor disse linjene man vil forvente at de fleste resultater vil plotte. Resultater fra enaksielle trykkfasthetsforsøk (σ_c) med varierende lastretninger i forhold til foliasjonen og maksimal tangentiell spenning (σ_{max}, funnet ved hjelp av 3D numerisk modellering der input data blant annet var in-situ bergspenningsmålinger) er plottet mot to av områdene («a» og «d») i overføringstunnelen hvor avskallingsdybde kunne estimeres med rimelig nøyaktighet. Det kan sees at data hvor trykkfasthet er utført perpendikulært og parallelt til foliasjonen plotter langt til venstre for

case-historiene, mens data hvor trykkfasthet er utført ca. 20° i forhold til foliasjonen plotter nær forventet. I case-tunnelen var vinkelen mellom tangentiell spenningsretning og foliasjonen i hengen skrå (målt til gjennomsnittlig 32°).

Resultatene er i samsvar med tidligere forskning (for eksempel Rawling et al. 2002) som har vist at en skrå lastvinkel i forhold til foliasjonen gir lavest styrke selv om ekstensjonsbrudd er fundamentalt forskjellig fra skjærbrudd (bruddplan dannes ikke langs foliasjonsretningen).



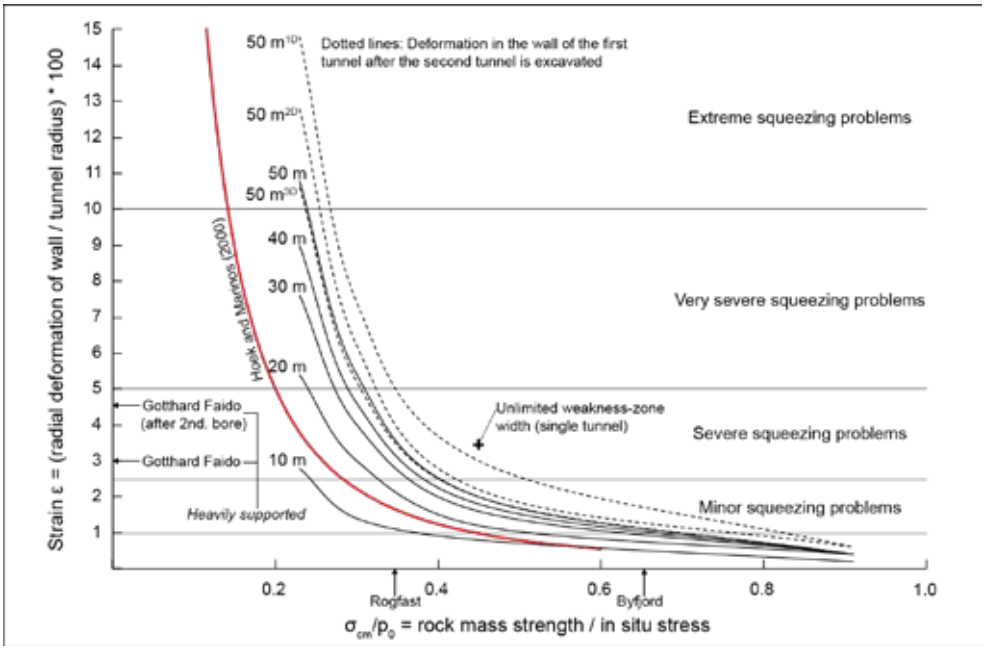
Figur 4: Fra Dammyr (2016). Resultater fra enaksielle trykkfasthetsforsøk (σ_c) med varierende lastretninger i forhold til foliasjonen og maksimal tangentiell spenning (σ_{max}) plottet mot to av områdene («a» og «d») med estimert avskallingsdybde (R_f/a) i case-tunnelen. Dobbelt sett av sorte punkter (i y-retning) ivaretar usikkerhet med tanke på estimert avskallingsdybde i område «a» og «d». Til venstre for punktene er en sylinder som illustrerer lastretningen i forhold til foliasjonen. Det var lastretning ca. 20° i forhold til foliasjonen som best representerte de faktiske forholdene i tunnelhengen (vinkel mellom tangentiell spenning og stedlig foliasjon var 32°). For 20° forelå det resultater på to ulike kjernedimensjoner og de grå områdene ivaretar således et usikkerhetsspenn med tanke på både bergmassestyrke (i x-retning) og estimert avskallingsdybde (i y-retning) i områdene «a» og «d».

SVAKHETSSONER

For tunnelboring i svake bergartslag og gjennom svakhetssoner av betydelig bredde, og hvor in-situ spenning er stor, er det viktig å vurdere potensialet for deformasjoner. Dette er viktig i forhold til nødvendige krav til TBM type/spesifikasjoner, type og installasjonstidspunkt for bergsikring, og viktig for å verifisere at et eventuelt forminsket tunnelprofil ikke medfører for stor friksjon og i verste fall at TBM maskinen kan sette seg fast.

En relativt anerkjent måte å gjøre et første estimat for deformasjonspotensial på ble presentert av Hoek and Marinos (2000). De viste at deformasjoner begynner å bli meget utfordrende for tunneldriving når teoretisk overlagringstrykk blir større enn fem ganger bergmassens styrke. Typisk for norske forhold er imidlertid at vi ofte har kompetent bergmasse med svakere bergmasse imellom, og det vil således være relevant å hensynta den stabiliserende effekten av sideberget. Et annet viktig aspekt er hvordan to-løps tunneler påvirker hverandre ut ifra for eksempel hvilken innbyrdes avstand de har og på hvilken måte og med hvilken type/kapasitet tunneldriving og bergsikring utføres. Dette er aspekter som ikke ivaretas av Hoek and Marinos (2000), og i slike tilfeller kan det være nødvendig med 3D numerisk modellering.

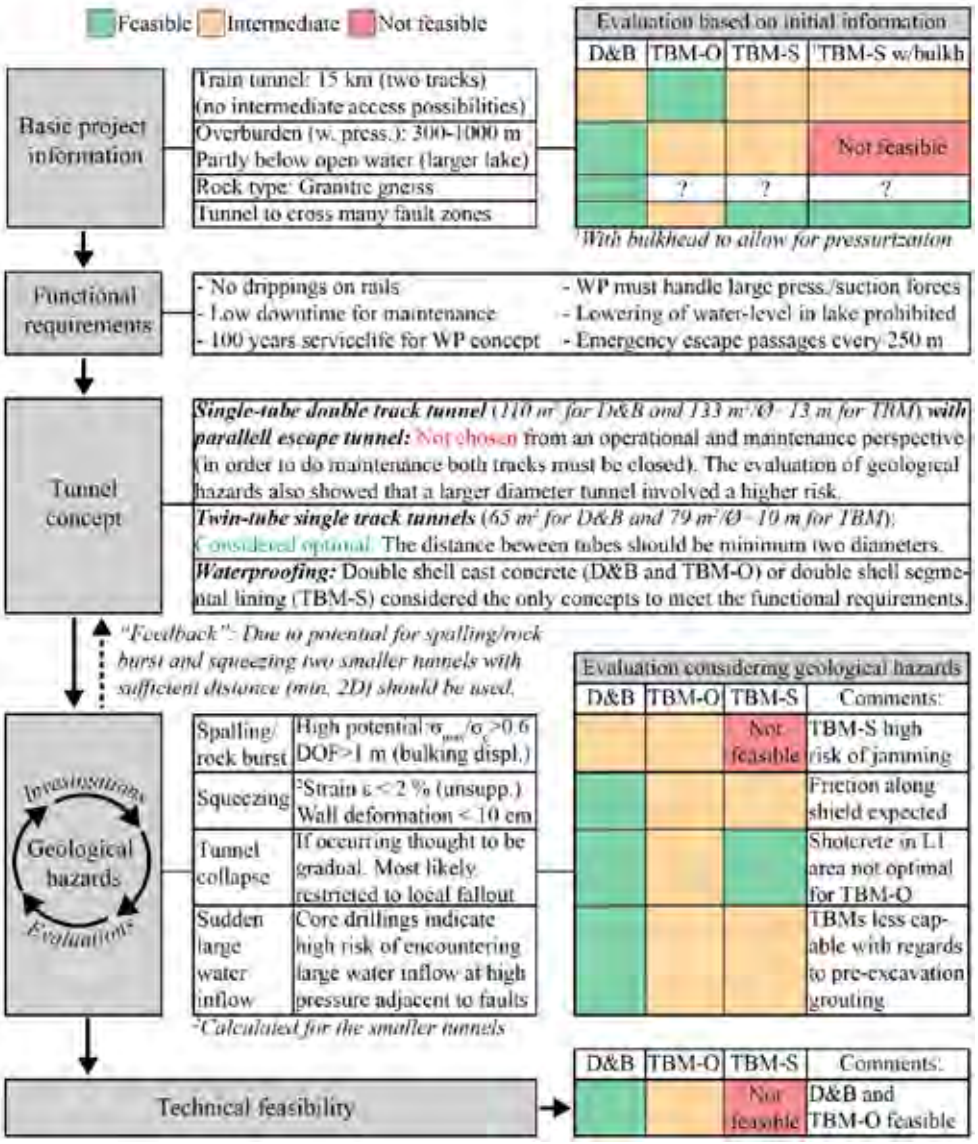
Figur 5 viser resultater fra en serie med 3D numerisk modellering i Rocscience RS^3. Materialparameterne til svakhetssone og sideberg er testet/estimert fra kjerner fra en svakhetssone på det planlagte Rogfast prosjektet. Input parametere vil ikke bli diskutert nærmere her grunnet plassbegrensning (det vises til Dammyr et al. 2017). Figur 5 viser hvordan deformasjonene øker med økende svakhetssonebredde (10-50 m) og videre hvordan deformasjonene øker for svakhetssonen med 50 m bredde når det bygges toløpstunnel med avstand mellom tunneler fra tre til en diameter. Grafene følger trenden til Hoek and Marinos (2000), men kan ikke nødvendigvis sammenlignes direkte da svakhetssonematerialet i dette tilfellet var av ekstremt svak karakter.



Figur 5: Resultater fra 3D numerisk modellering (Dammyr et al. 2017) av en svakhetssone med varierende bredde (10-50 m) og varierende avstand mellom tunnelløp (1-3 diameter) for den bredeste svakhetssonen. Erfaringer sammenstilt av Hoek and Marinos (2000) fra et utall tunnelprosjekter hvor bergmassestyrke og teoretisk overlagringstrykk var kjent er vist med rød linje.

VALG AV TUNNELDRIVEMETODE

Figur 6 (fra Dammyr 2017) viser et fiktivt eksempel for hvordan valg av tunneldrivemetode henger sammen med funksjonskrav, tunnelkonsept og ingeniørgeologiske stabilitetsvurderinger. Denne figuren vil ikke bli inngående forklart her, men det er viktig å merke seg at generelle prosjektforutsetninger (type tunnel, lokalitet, overdekning og geologi) og funksjonskrav normalt er overordnet og at de således ikke påvirkes av valg lenger ned.



Figur 6: Fra Dammyr (2017). Eksempel som viser hvordan aspektene i PhD arbeidet henger sammen og hvordan de kan brukes til å vurdere egnetheten for TBM som drivemetode. I dette eksempelet for en imaginær togtunnel.

Valg av tunnelkonsept (inkl. vann-frostsikringsløsning) og vurdering av ingeniørgeologiske stabilitetsaspekter påvirker hverandre («feedback»), og det er viktig å se disse i sammenheng. Det er således viktig at ingeniørgeologiske stabilitetsvurderinger blir utført relativt tidlig i planleggingsfasen og oppdatert etter hvert som mer detaljerte data blir tilgjengelig (etter for eksempel grunnundersøkelser). Det kan være nyttig å arbeide med et slikt diagram for å illustrere geologisk risiko og egnethet for de forskjellige tunnelkonseptene, men det krever en god del bakenforliggende arbeid før en kommer så langt.

KONKLUSJON

Denne artikkelen har presentert noen av resultatene fra forfatterens nylig avsluttede PhD avhandling. Det har blitt vist at det er viktig å avklare funksjonskrav tidlig i prosjekteringsfasen da dette vil danne grunnlaget for valg av tunnelkonsept/løsninger, som videre vil kunne være utslagsgivende for hvordan tunnelen kan bygges. Vann-/frostsikringsløsninger for TBM har blitt diskutert og noen viktige metoder/aspekter for å estimere potensialet (risiko) for bergslag og deformasjoner har blitt presentert. Valg av tunneldrivemetode er noe som baserer seg på en lang rekke vurderinger i forkant og det er viktig at undersøkelser og vurderinger gjøres så tidlig som mulig i prosjekteringsfasen for en TBM tunnel, og at vurderingene oppdateres så snart ny relevant informasjon blir tilgjengelig.

REFERANSER

Dammyr Ø (2017) Engineering geological considerations for the planning of TBM tunnels in Norway. PhD avhandling. Norges teknisk-naturvitenskaplige universitet (NTNU), Trondheim, Norge (elektronisk format vil bli tilgjengelig i løpet av 2017)

Dammyr Ø (2017b) Pressurized TBM-shield tunneling under the subsidence sensitive grounds of Oslo: Possibilities and limitations. Tunneling and Underground Space Technology 66:47-55

Dammyr Ø, Nilsen B, Gollegger J (2017) Feasibility of tunnel boring through weakness zones in deep Norwegian subsea tunnels. Tunneling and Underground Space Technology 69: 133-146

Dammyr Ø (2016) Prediction of Brittle Failure for TBM Tunnels in Anisotropic Rock: A Case Study from Northern Norway. Rock Mechanics and Rock Engineering 49:2131-2153

Dammyr Ø, Nilsen B, Kurosch T, Grøndal J (2014) Possible Concepts for Waterproofing of Norwegian TBM Railway Tunnels. Rock Mechanics and Rock Engineering 47:985-1002

Dammyr Ø, Nilsen B (2012) Evaluation of the potential for TBM use in future Norwegian tunneling projects. Proceedings of Eurock the ISRM International Symposium, 28-30 May 2012, Stockholm, Sweden © BeFo and ISRM, 15 pages

Hoek E, Marinos P (2000) Predicting tunnel squeezing problems in weak heterogeneous rock masses. Tunnels and Tunneling International, Part 1 – November 2000, Part 2 December 2000

Martin CD, Kaiser PK, McCreath DR (1999) Hoek-Brown parameters for predicting the depth of brittle failure around tunnels. Can Geotech J 36:136–151

Rawling GC, Baud P, T-f Wong (2002) Dilatancy, brittle strength, and anisotropy of foliated rocks: experimental deformation and micromechanical modeling. J Geophys Res 107(B10):2234.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2017

Geofysiske metoder og svakhetssoner i fjell. Hva fungerer best?

Geophysical methods and weak zones in bedrock. What is the best?

Jan Steinar Rønning, Seniorforsker NGU, Førsteamanuensis II, NTNU
Georgios Tassis, Forsker NGU
Terje Kirkeby, Forsker Vegdirektoratet
Morgan Wåle, Overingeniør GeoPhysix
Siegfried Rohdewald, President Intelligent Resources Inc.

SAMMENDRAG

I et samarbeid med Statens vegvesen Vegdirektoratet, har Norges geologiske undersøkelse (NGU) studert tomografisk inversjon av refraksjonsseismiske data med programmet Rayfract. Ved Knappetunnelen ved Ringveg Vest i Bergen ble det ved forundersøkelsene utført refraksjonsseismiske målinger som kunne tolkes med tomografisk inversjon. I tillegg var det utført resistivitetsmålinger langs store deler av tunnelen. Under drivingen av de to tunnelløpene ble bergmassekvalitet registrert slik at denne kunne sammenholdes med resultater fra geofysikken. Denne sammenligningen viste at resistivitetsmålinger kunne påvise dårlig fjellkvalitet marginalt bedre enn tradisjonell tolking av refraksjonsseismikk som igjen var marginalt bedre enn tomografisk inversjon av refraksjonsseismikken. Disse resultatene var så interessante at NGU har videreført arbeidet i form av modellberegning slik at muligheter og begrensninger med metoden kunne vurderes. Den første modelleringen viste at svakhetssoner i fjell kunne påvises og delvis karakteriseres ved tomografisk inversjon av de refraksjonsseismiske data, men også at resultatene i sterk grad kunne påvirkes av måten inversjonen ble foretatt på. Under vegs fikk NGU tilgang på nye inversjonsrutiner som viste seg å være betydelig bedre enn de som ble benyttet tidligere. NGU vil foreta en videre uttesting av mulighetene med programmet Rayfract, data fra Knappetunnelen i Bergen vil bli invertert på nytt med antatt beste prosedyre, og deretter sammenholdt med påvist bergmassekvalitet fra tunneldrivingen. På grunnlag av dette vil det bli utarbeidet en veileder for hvordan refraksjonsseismiske målinger bør utføres, tolkes og rapporteres.

SUMMARY

The Geological Survey of Norway (NGU) has, in cooperation with the Norwegian Public Road Administration (NPRA), performed tomographic inversion of refraction seismic data with the Rayfract program. At the Knappe tunnel in Bergen, Norway, tomographic inverted refraction seismic and electric resistivity tomography (ERT) data were compared with bedrock quality observed during tunnel excavation. This comparison showed that ERT was slightly better than traditional refraction interpretation in pinpointing bad rock quality, and the latter slightly better than tomographic inversion. These interesting results motivated NGU to use modelling to study the capabilities and limitations of tomographic inversion of refraction seismic data. The first modelling showed that it is possible to locate and partly characterize fractured zones in bedrock. However, the result of the inversion can be seriously affected by the inversion procedure. During our study, new procedures were released which gave significantly better results. NGU will continue the testing of the Rayfract software and redo the inversion from the Knappe tunnel. Based on this, NGU will develop guidelines for the acquisition, inversion and reporting of refraction seismic data.

INNLEDNING

I de senere årene har forundersøkelser for tunneler endret seg. Resistivitet er introdusert som en ny metode, og tolkning av refraksjonsseismikk presenteres som tomografisk inversjon. En sammenstilling av ny og gammel tolkning av refraksjonsseismikken har vist sprikende resultater og disse stemmer nødvendigvis ikke med resistivitetstolkninger (Rønning m.fl. 2009a). I et samarbeid med Statens vegvesen Vegdirektoratet har NGU sett nærmere på resultater fra forundersøkelser for Knappetunnelen ved Ringveg Vest i Bergen. Dette arbeidet er todelt. Først ble forskjellige tolkninger av refraksjonsseismiske data sammenlignet. Dernest ble seismikktolkninger sammenlignet med resistivitetsdata og data registrert under driving av tunnelen. Resultatene fra disse undersøkelsene var så interessante at NGU ville undersøke nærmere hvordan tomografisk inversjon virkelig fungerer ved modellberegninger.

Tomografisk inversjon av seismiske data er ikke en spesielt ny metode. Den første seismiske tomografistudien mellom borehull ble rapportert av Bios et al. (1972). Metoden har vært benyttet for tolkning av seismiske målinger mellom borehull og sjøbunn i lang tid i Norge. Etter det forfatterne kjenner til ble tomografisk inversjon for første gang benyttet til tolkning av refraksjonsseismikk på bakken av White (1989). Etter dette nevnes metoden mer og mer i litteraturen, og i de siste 10 til 15 årene er tomografisk inversjon av refraksjonsseismiske data målt på bakken blitt mye benyttet både internasjonalt og i Norge.

NGU har ved ett tilfelle tidligere sammenlignet tradisjonelle tolkninger av refraksjons-seismikk med resultater fra tomografisk inversjon av data (Rønning et al. 2009a). Her ble det benyttet tradisjonell tolkning med Hagedoorn's pluss-minus-metode (Hagedoorn 1959), automatisk tolkning med GRM-metoden (Palmer 1980), tomografisk inversjon med egenutviklet rutine (Heincke et al. 2006) og tomografisk inversjon med kommersiell programvare Rayfract (Rayfract 2016a). Ved denne undersøkelsen var ikke data fra tunneldriving tilgjengelig. Ved Knappetunnelen foreligger nå data fra tunneldrivingen slik at en i tillegg til metodiske studier kan korrelere geofysiske anomalier (seismiske hastigheter og resistivitet) med hva disse skaper av problemer ved tunneldrivingen.

Knappetunellen er en del av Ringveg Vest i Bergen. Den starter ved Sandeide i sør og går under Kanadaskogen til Liavatnet i nord og er 3,8 km lang. Tunnelen er bygd med to løp med tverrsnitt T9,5 med to kjørefelt i hver retning. Avstand mellom senterlinjer varierer fra 20 til 23 meter. I tillegg ble det bygd av- og påkjøringsramper ved Sandeidet. Total tunnellengde ble med dette 8325 m.

Siden forundersøkelsene ved Knappetunnelen ble gjennomført i 2009 og frem til det rapporterte arbeidet ble gjennomført, er også programvaren for inversjon av resistivitetsdata Res2DInv (Loke 2007 og 2014) oppgradert. Resistivitetsdata som NGU samlet inn er derfor reprosessert (Rønning et al. 2016).

Georgios Tassis ved NGU har utført tomografisk inversjon av refraksjonsseismiske data samlet inn av GeoPhysix og reprosessert resistivitetsdata samlet inn av NGU i 2009. Morgan Wåle ved GeoPhysix har tolket refraksjonsseismikken med tradisjonelle teknikker. Terje Kirkeby fra Statens vegvesen Vegdirektoratet har foretatt ingeniørgeologiske observasjoner under tunneldrivingen og sammenstilt disse. Jan S. Rønning ved NGU har sammenstilt resultatene fra alle tolkninger, og foretatt en evaluering av metodene. I tillegg har Siegfried Rohdewald, som har utviklet programvaren Rayfract, bidratt med gode tips om hvordan inversjonene bør foretas.

TIDLIGERE UNDERSØKELSER, RINGVEG VEST I BERGEN

I et samarbeid med Statens vegvesen Region vest er det utført flere geologiske og geofysiske undersøkelser ved Knappetunnelen ved Ringveg Vest i Bergen.

Geologiske forundersøkelser ved Knappetunnelen

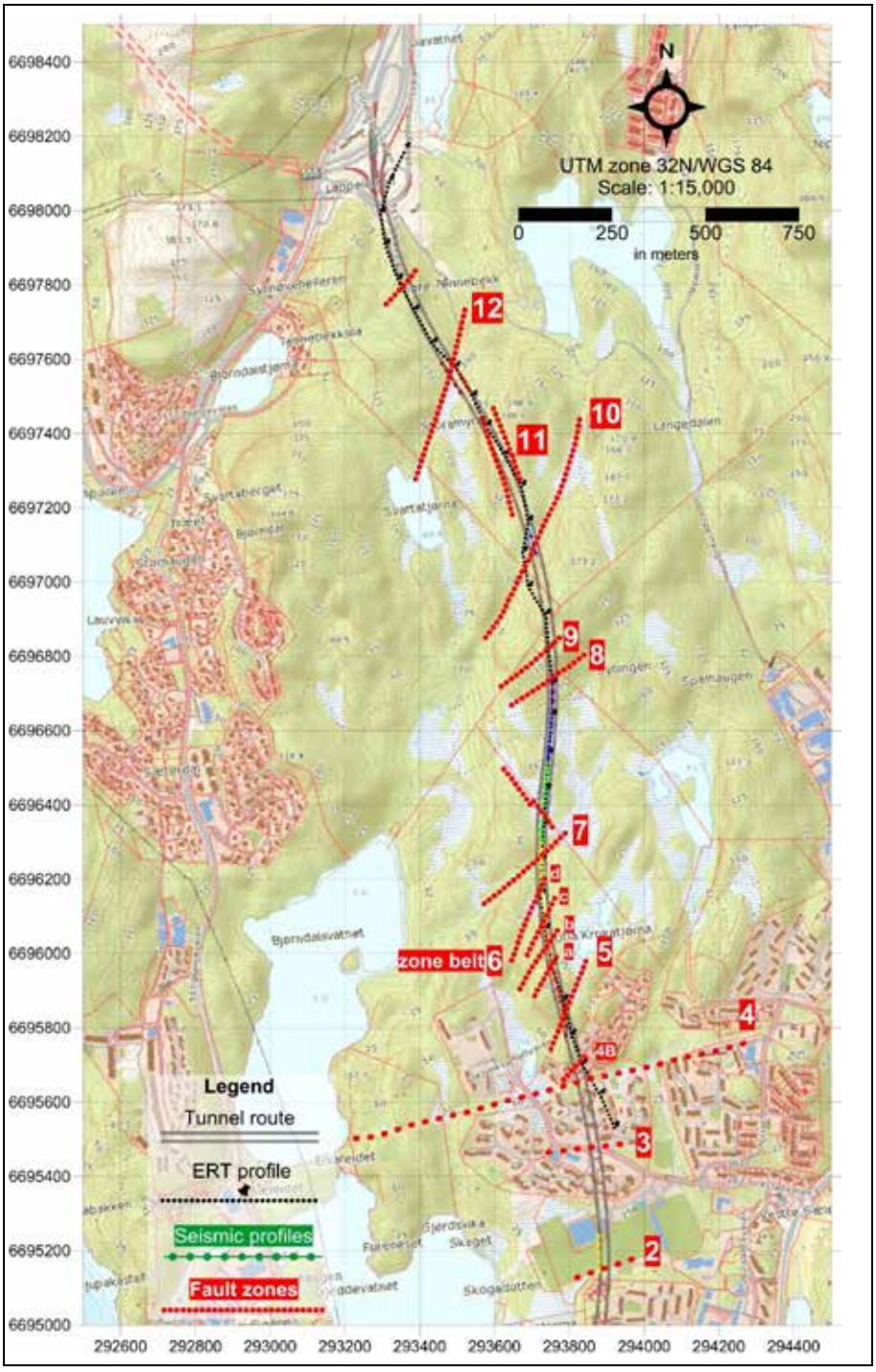
Bergrunnen ved Knappetunnelen er sammenstilt og beskrevet av Fossen (1989) og Fossen & Ragnhildstveit (1997). Hele tunnelen går gjennom prekambriske gneiser kalt Øygarden gneiskompleks som består av to komponenter: Granittisk gneis og heterogen gneis (granittisk til granodiorittisk). Bergartene ble ikke kartlagt i detalj under tunneldrivingen, men det ble rapportert om noe mer nyansert berggrunnsgeologi. I tillegg til forskjellige varianter av gneis (granittisk-, amfibolittisk-, bånd- og glimmergneis) ble det også rapportert amfibolitt i tunnelen (Arntsen 2012).

Som en del av forundersøkelsene utførte Rune Stumo (2002) numerisk modellering av bl.a. bruddnettverk og permeabilitet som sin hovedoppgave ved Universitetet i Bergen. Bruddsystem og spenningsfelt ved tunnelen er bl.a. beskrevet i hovedoppgaven til Guri Venvik (2003). Jordforsk (senere Asplan Viak) har gjennomført en vurdering av hydrogeologiske forhold langs tunneltraseen og Cowi (2009) anbefalte et overvåkingsprogram for grunnvann i løsmassene. I tillegg har Vegvesenet selv utført ingeniørgeologisk kartlegging som en del av forundersøkelsene (Kirkeby 2010). Mulige svakhetssoner fra denne kartleggingen er vist i Figur 1.

Geofysiske forundersøkelser.

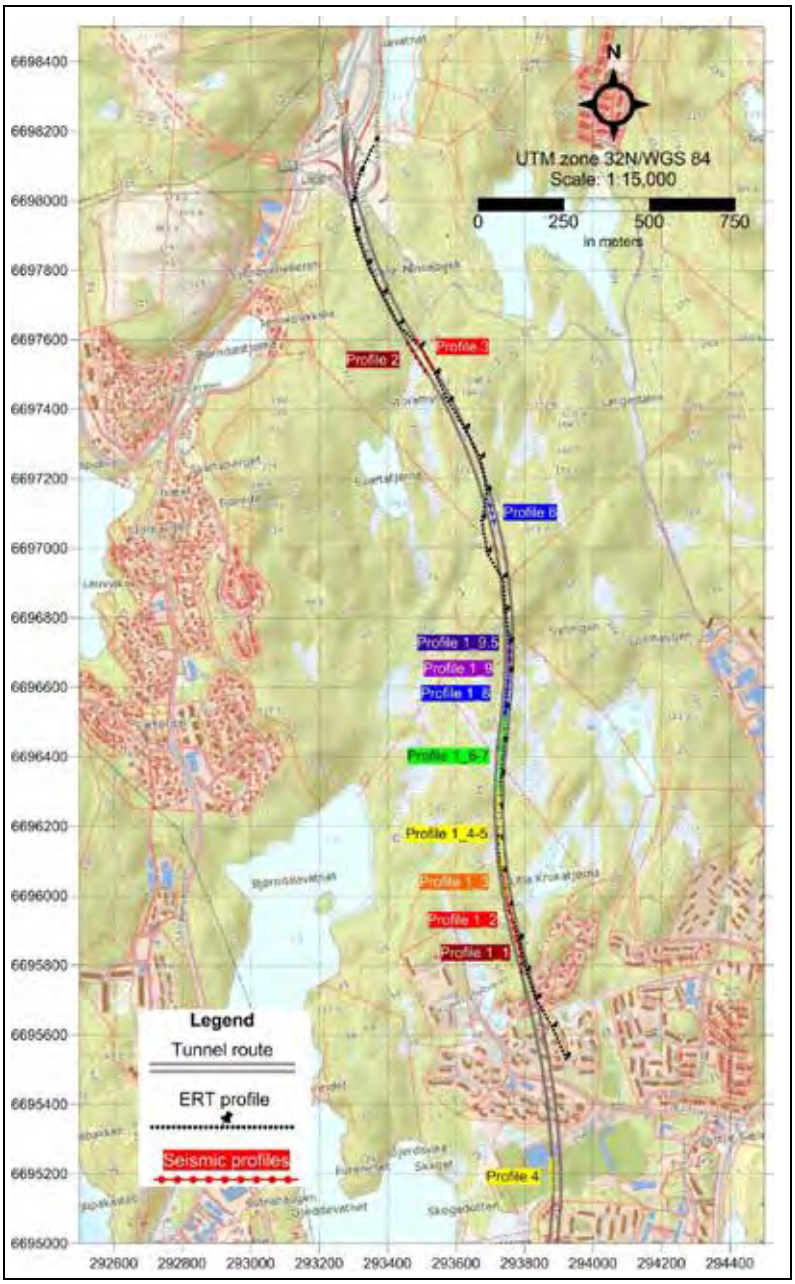
Planleggingen av Knappetunnelen ved Ringveg Vest i Bergen har gått over flere år, og en rekke undersøkelser er foretatt. Størst betydning for arbeidet som her rapporteres er refraksjonsseismiske målinger foretatt av GeoPhysix i juni 2009 (Wåle 2009) og resistivitetsmålinger utført av NGU også i juni 2009 (Ganerød m. fl. 2009). Resistivitetsmålinger utgjør totalt 3 km mens refraksjonsseismikken til sammen (P1/09, P2/09, P3/09 og P6/09) utgjør 1440 meter (se Figur 2). Det ble også utført noe refraksjonsseismikk i 2010 (Wåle 2010), data som ikke er benyttet i dette arbeidet.

For å gjøre en rask undersøkelse langs størstedelen av tunnelen er det ved resistivitets-målingene benyttet en elektrodeavstand på 10 meter, noe som gir en begrenset oppløsning lateralt men med større dybderekkevidde. All refraksjonsseismikk er skutt med geofonavstand 5 meter og skuddavstand 20 meter. For å kunne utføre tomografisk inversjon av de refraksjonsseismiske data må ikke skuddavstanden overstige 6 ganger geofonavstanden (30 meter), aller helst 3 ganger geofonsavstanden (15 meter, Rayfract 2016b). Ut fra dette burde data fra Knappetunnelen være gode nok for tomografisk inversjon. For mer utfyllende informasjon om målingenes utførelse, datakvalitet og tolkningsrutiner, se opprinnelige rapporter (Wåle 2009, Ganerød et al. 2009).

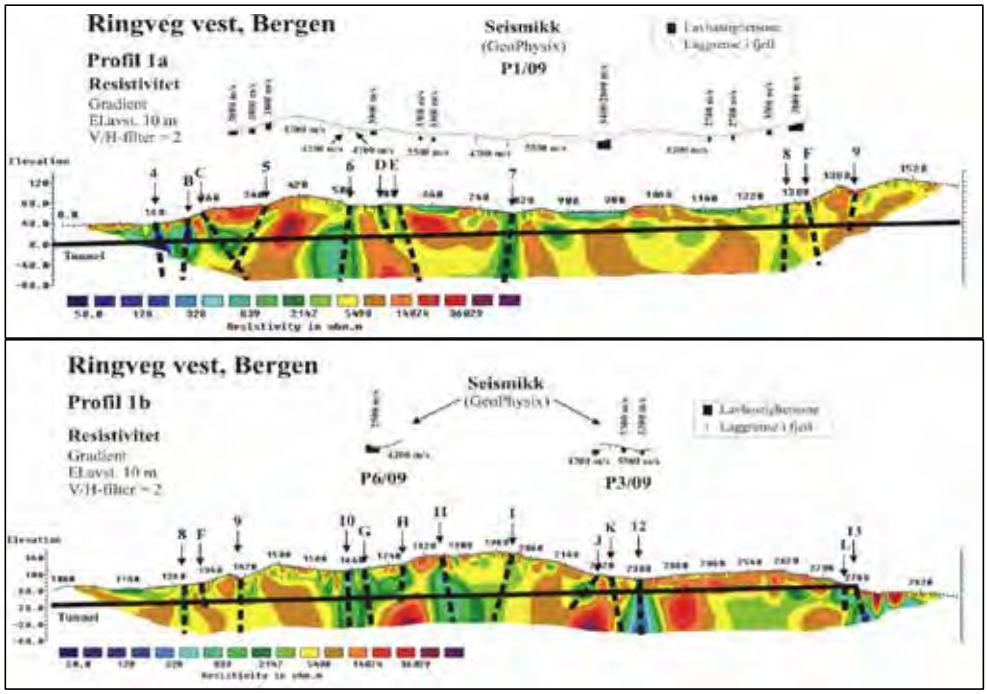


Figur 1: Geologiske kartlagte svakhetssoner ved forundersøkelser for Knappetunnelen, Ringveg Vest i Bergen (fra Kirkeby 2010). Refraksjonsseismiske profiler fremgår bedre i figur 2.

Plasseringen av seismiske profiler og resistivitetsprofilet ved Knappetunellen i Bergen er vist i Figur 2. De opprinnelige resultatene fra disse undersøkelsene er sammenstilt i figur 3.



Figur 2: Geofysiske målinger langs Knappetunnelen fra Sandeide i sør til Liavatnet i nord. Resistivitet i svart og de forskjellige seismikkutleggene i andre farger.



Figur 3: Opprinnelige resultater fra refraksjonsseismikk og resistivitet langs store deler av Knappetunnelen i Bergen (Fra Ganerød m. fl. 2009). Mulige svakhetssoner fra resistivitet er markert med sort stipling. Soner angitt med tall er kartlagt geologisk forut for resistivitetsmålingene. Soner angitt med bokstaver fremkom som nye ut fra resistivitetsdata. Over dette er resultatene fra refraksjonsseismikk presentert tradisjonelt med hastigheter i berg og svakhetssoner som sorte soner.

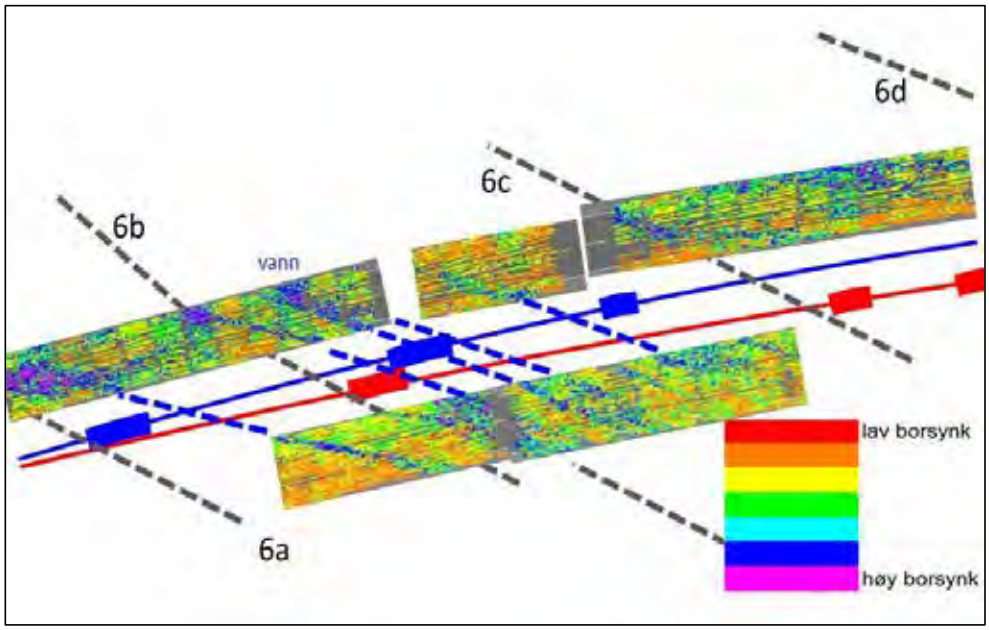
Ingeniørgeologisk oppfølging Knappetunnelen

Terje Kirkeby ved Vegdirektoratet har deltatt i planleggingen og fulgt drivingen av Knappetunnelen, og er den som kjenner forundersøkelsene og problemene under tunneldrivingen best. Disse erfaringene ble presentert på Statens vegvesens Teknologidager i 2013 (Kirkeby 2013).

All salveboring ved Knappetunnelen er utført med borerigg som kan registrere boreparametre automatisk (Arntsen 2012). Disse er: Borsynk, matetrykk, rotasjonstrykk, hammertrykk, rotasjonshastighet, vannmengde, vanntrykk og tid. Disse data er tolket og sammenstilt av Bever Control AS og lagt inn i programsystemet NovaPoint. En rask vurdering viste at borsynk presenterte svakhetssoner og soner med tettere oppsprekking best, og denne ble benyttet som indikator ved oppfølgende undersøkelser (Kirkeby 2013).

Figur 4 viser resultater fra forundersøkelser (geologisk kartlegging og tolkede svakhetssoner fra refraksjonsseismikk og resistivitetsmålinger) sammen med borsynk ved sonene 6a til 6d (se Figurene 1 og 3). I dette området indikerer både geologisk kartlegging, refraksjonsseismikk og resistivitetstolkningen svakhetssoner, men ikke nødvendigvis på samme sted. På grunn av at sonen krysser tunnelløpene i en spiss vinkel blir resultatene svært forskjellige i de to løpene. Forskyvninger fra overflaten og ned til tunnel kan skyldes fall på sonene. Soner påvist med

geofysikk som ikke detekteres i tunnel kan være grunne. Soner som påvises ved resistivitet og ikke ved refraksjonsseismikk og visa versa kan skyldes sonenes karakter (enkel oppsprekking vs. oppknusing, soner med og uten leire) og årsak til respons ved de forskjellige metodene er derfor en kombinasjon av flere faktorer.



Figur 4: Eksempel på sammenstilling av resultater fra forundersøkelser (sonene 6a til 6d i Figur 1) og borsynk som fargekodet bilde. Grå stiplet linje viser geologisk kartlagt sone, blå linje med utbuling viser resistivitetsprofil med svakhetssone, rød linje med utbuling viser refraksjonsseismikk med svakhetssone og blå stiplet linje indikerer sammenheng mellom høy borsynk i de to tunnelløpene (modifisert fra Kirkeby 2013).

Motivasjon for reprosessering av de geofysiske data

Både Arntsen (2012) og Kirkeby (2013) kunne konkludere med at de geofysiske målingene som ble foretatt under forundersøkelsene for Knappetunnelen var viktige og gav nyttig informasjon for planleggingen. Det er ikke alltid overensstemmelse mellom de geofysiske metodene, de stemmer ikke alltid med den geologiske kartleggingen (se Figur 4), og da heller ikke med resultater kartlagt under tunneldrivingen. Etter at forundersøkelsene for Knappetunnelen ble gjennomført er prosesseringsrutinene for resistivitet blitt oppdatert og refraksjonsseismisk tomografi er blitt en mer vanlig metode å presentere de refraksjonsseismiske data på. Det er derfor interessant å foreta en reprosessering av resistivitetsdata og samtidig gjøre en tomografisk inversjon av refraksjonsseismikken og sammenholde dette med erfaringer høstet under tunneldrivingen.

KORT BESKRIVELSE AV PROGRAMMET Rayfract®

NGU benyttet programsystemet Rayfract® ved den tomografiske inversjonen av refraksjons-seismikken ved Knappetunnelen i Bergen. En studie av Sheehan et al. (2005) sammenlignet flere kommersielt tilgjengelige inversjonsprogrammer for flere problemstillinger. Rayfract kom gunstig ut av denne testen og programmet er mye benyttet av geofysiske konsulenter.

Rayfract kan prosessere både P-bølge og S-bølge refraksjonsseismikk og i tillegg borehulls-undersøkelser. Programmet er meget avansert og benytter flere tolkningsmetoder for å komme frem til mer eller mindre automatisk genererte 2D hastighets-profiler. Første versjon (v. 1.3) ble sluppet i 1998, mens versjonen som opprinnelig ble benyttet i dette arbeidet (v. 3.33) ble gjort tilgjengelig i august 2015. I ettertid er programsystemet gradvis blitt bygget ut ved at flere inversjonsmuligheter er lagt til (Rayfract 2016a).

Største fordel med tomografisk inversjon med Rayfract er at hastighetsprofiler kan genereres automatisk så snart førsteankomster legges inn. Programmet kan også takle bedre reelle geologiske variasjoner som vertikal hastighetsgradient innenfor lag, hastighetsinversjoner (Reynolds 2011), utkiling av lag, forkastninger og hastighetsanomalier (Rayfract 2016b). Om en vil ha mer kontroll med startmodell for inverteringen, kan en benytte tradisjonelle tolkningsteknikker til dette.

Noe som kan oppfattes som en ulempe ved tomografisk inversjon er at hastighetsprofiler presenteres i farger med gradvise overganger og det kan være utfordrende å tolke hastighet i en svakhetssone og dyp til fjell. For å få gode hastighetsprofiler må ikke skuddavstanden være for stor. Ideelt bør det være ett skudd for hver tredje geofon. I noen tilfeller kan ett skudd pr. 6 geofoner aksepteres. Programmet varsler hvis en prøver å tolke kompliserte modeller med for få data.

Tomografisk inversjon av refraksjonsseismiske data består av tre arbeidsoperasjoner: Tilrettelegging av måledata, generering av en startmodell og selve inversjonen (se Figur 5). Rayfract kan generere en startmodell automatisk eller styrt av operatør på flere måter. En kan begynne med en 1D eller en 2D startmodell som kan være generert ved (Rayfract 2016a):

- Egendefinert startmodell
- 1 D Standard glatt inversjon
- 2 D Delta-t-v-metoden
- 2 D Hagedoorn's Pluss-minus-metoden
- 2 D Bølgefront-metoden

Med utgangspunkt i en av disse startmodellene starter en inversjonsrutine som blir kalt "Wavepath Eikonal Traveltime tomography" (WET, Schuster & Quintus 1993, Watanabe 1999) som genererer 2D hastighetsmodeller. Også denne prosessen kan utføres på flere måter (Figur 5 nederst). Nye inversjonsrutiner som ble tilgjengelig for NGU i prosjektperioden, er «Multi-run» hvor inversjonen gjøres i flere trinn med varierende parametre og «Conjugate Gradient» og «Cosine Squared Weighting». For presentasjon av hastighetsprofiler benyttes programmet Surfer scripts (Golden software).

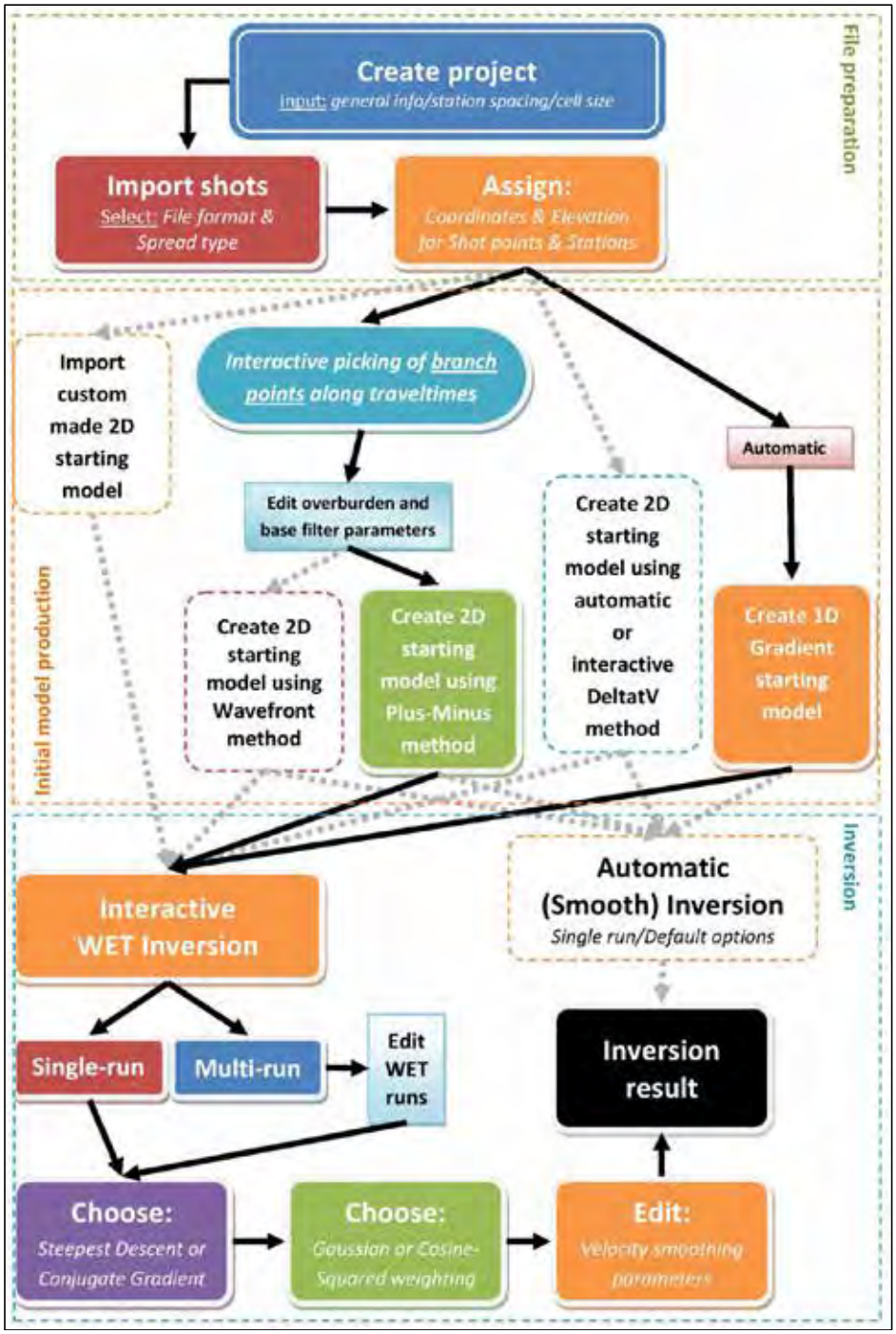


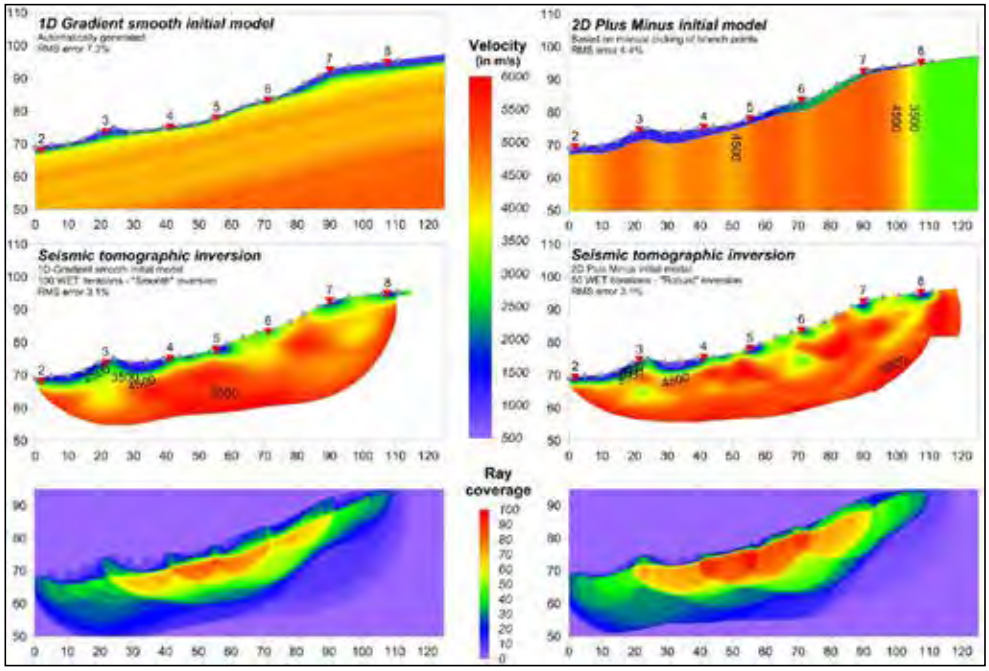
Figure 5: Flytskjema for programmet Rayfract®. Svarte piler viser prosedyrer som er benyttet i NGUs arbeid mens grå stiplede linjer er muligheter som hittil ikke er benyttet av NGU.

SAMMENLIGNING AV RESULTATER

For å gjøre seg kjent med programmet Rayfract®, har NGU sett på effekten av å benytte forskjellige startmodeller. Etter dette er forskjellige tolkings-/inversjonsmetoder av refraksjonsseismikk sammenlignet. Til slutt ble tolkingsresultater fra refraksjonsseismikk og 2D Resistivitetsmålinger sammenlignet med det en fant ved tunneldrivingen.

Tomografisk inversjon refraksjonsseismikk, 1D eller 2D startmodell

Eksempel på inverterte data med 1D glatt startmodell og 2D startmodell generert med pluss-minus-metoden (Hagedoorn 1959) er vist i figur 6. Dette er første del av P1/09 (Wåle 2009). Inversjonen her er utført med «Single-run» «Steepest Descent» inversjon med 100 og 50 iterasjoner.



Figur 6: Eksempel på inversjon med forskjellig startmodell, profil 1.1 Ringveg Vest. Startmodell (øverst), invertert hastighetsmodell (midten) og stråledekning (nederst) for 1D startmodell til venstre og 2D startmodell fra pluss-minus-metoden til høyre. Vertikal akse utgjør høyde over havet i m, x-aksen lengde langs profilet i m.

1D startmodell genereres automatisk av programmet og viser en gradvis økning av hastigheten mot dypet med svært liten lateral variasjon i tykkelser (Figur 6 øverst til venstre). Det er vanskelig å se hvilke hastigheter som ligger i modellen på grunn av delvis liten oppløsning i fargeskalaen. Trolig varierer hastigheten fra ca. 500 m/s til opp mot 5500 m/s. Rent intuitivt kan denne startmodellen synes feil siden en her er på jakt etter laterale variasjoner i berghastigheten. Det inverterte bildet (Figur 6 midten til venstre) viser imidlertid tre forsenkninger med lavere hastighet som kan representere svakhetssoner i berget. Blå hastigheter på toppen (2000 m/s og lavere) indikerer litt løsmasser. Siden hastigheten øker gradvis mot dypet er det vanskelig å fastslå med sikkerhet hvor overgangen til berg ligger.

Stråledekningen nederst i Figur 6 viser flest stråler sentralt i profilet (opp mot 80-90 stråler pr. hastighetscelle) og dette burde garantere for sikker beregning av hastigheter. I ytterkantene er dekningen dårligere (50 stråler pr. piksel og lavere). Dette er viktig informasjon for å kunne vurdere påliteligheten av de inverterte data, og bør alltid presenteres.

2D startmodell generert med Hagedoorn's pluss-minus-metode (Figur 6 øverst til høyre) viser laterale variasjoner i de to lagene (både hastighet og tykkelse) og det er en mye skarpere overgang fra det som tolkes som løsmasser (lag 1) og berg (lag 2). Dette er naturlig siden operatør i dette tilfellet manuelt har tolket knekkpunkt på gangtidskurvene, og derved lagt begrensninger på den automatiske genereringen av startmodell. Den tomografiske inverterte modellen i midten til høyre får igjen en glidende overgang til høyere hastigheter, noe som gjør det vanskeligere å lese ut løsmassenes tykkelse. Tre mulige svakhetssoner i berg ved posisjonene 25, 75 og 105 er mer utpreget enn ved 1D startmodell, og bl.a. er hastigheten i sonene lavere (ca. 3000 m/s). Ingen av sonene går særlig dypt (maksimum ca. 25 meter) og sonene lukkes med høye hastigheter i nedre del av profilet. Sonenes dybderekkevidde sammenfaller i hovedsak med største stråledekning. Det er uklart om skudd lengre til side for utlegget vil øke dybderekkevidden. Tunnelen ligger på ca. høydekote 10 – 20 m.o.h., ca. 40 m dypere. En legger også merke til at det opptrer lag med lavere hastighet nede i profilet noe som ved tradisjonell tolkning ikke kan avdekkes (hastighetsinversjon, Reynolds 2011).

I hovedtrekk er de to inverterte hastighetsprofilene fra 1D og 2D startmodell like, men det fremkommer klart flere detaljer på den tomografiske inversjonen med 2D startmodell, og mulige svakhetssoner kommer klarere frem.

Tradisjonell tolkning vs. tomografisk inversjon refraksjonsseismikk

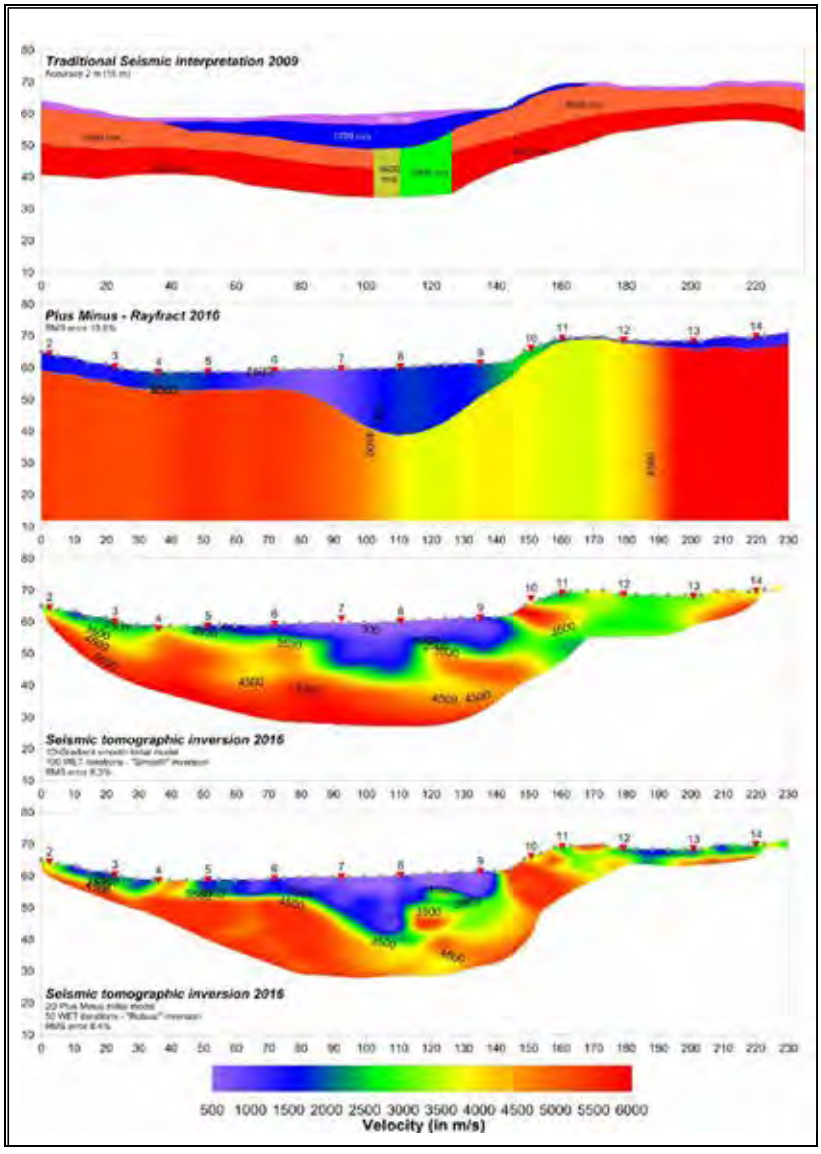
Figur 7 viser et eksempel på tolkning av refraksjonsseismisk profil der 4 forskjellige tolkings-metoder er benyttet. Profilet er en del av P1/09 (utlegg 6 og 7, Wåle 2009). Øverst vises manuell tolkning utført med Hagedoorn's pluss-minus-metode (også kalt Sjögrens ABC-metode) av Morgan Wåle ved GeoPhysix. De tre andre tolkningene er utført av NGU med programmet Rayfract®. Andre figur er automatisk tolkning med Hagedoorn's pluss-minus-metode. De to nederste tolkningene er tomografisk inversjon med henholdsvis 1D (automatisk generert) og 2D (Hagedoorn pluss-minus) startmodell.

Den tradisjonelle tolkningen av data vist øverst i figur 7 er kun tillagt farger med samme fargeskala som for de automatiske tolkningene. Profilet viser to hastighetslag i løsmassene (tørre masser med hastighet 600 m/s og morene/vannmettede masser med hastighet 1700 m/s). Under dette finnes et lag med hastighet 5000 m/s over et fjerde lag med hastighet 5300 m/s. De to siste tolkes gjerne som noe oppsprukket berg (dagberg eller dagfjell) over massivt berg, begge med god bergmassekvalitet. Midt på profilet indikeres en todelt svakhetssone med hastigheter 3400 og 2800 m/s.

Ved automatisk pluss-minus-tolkning fremstår løsmassene som tykkere med laterale variasjoner i hastigheten fra ca. 500 opp mot ca. 2000 m/s. At en her bare har tolket ett løsmasselag gjør at tykkelsen av dette blir større. Generelt er hastigheten i berg større enn 5000 m/s som ved den manuelle tolkingen. En merker seg at den ca. 25 meter brede sonen med hastigheter 2800 og 3400 m/s på den manuelle tolkningen er blitt 80 meter bred og med hastighet fra ca. 3500 (lys grønn) til 4000 m/s (gul) ved automatisk tolkning.

Den tomografiske inversjonen av profil P1/09 utlegg 6 og 7 i Figur 7 viser de samme strukturene uansett om det benyttes 1D eller 2D startmodell. Sistnevnte er imidlertid mer detaljert og representerer trolig et mer sant hastighets-profil, og her stikker en mulig svakhetssone dypere enn når profilet inverteres med 1D startmodell. Det er vanskelig her å tolke både tykkelse av løsmasser samt bredde av og hastighet i svakhetssoner.

En sammenstilling av resultater fra de fire forskjellige tolkningene er vist i tabell 1. Resultatene sammenstilles med observasjoner fra tunneldrivingen i neste avsnitt.



Figur 7: Forskjellig tolkning av refraksjonsseismisk profil P1/09 utlegg 6 og 7 (data fra Wåle 2009). Se tekst for utfyllende kommentarer.

Tolkning av svakhetssoner ved tomografisk inversjon er en subjektiv operasjon. Fargeplottene vist i Figurene 6 og 7 gir ikke klare signaler om overgang fra løsmasser til berg. En ser heller ingen klare lavhastighetssoner som strekker seg mot dypet og som klart indikerer svakhetssoner. I dette arbeidet tolkes områder langs profilene der lav hastighet viser klar nedbøyning som svakhetssone. I Figur 7 ser en dette mellom posisjon 90 og 115 i profilet.

Tabell 1 viser at tradisjonell tolkning av refraksjonsseismikk ser i alt 20 mulige svakhetssoner langs alle de undersøkte profilene. Ved den automatiske tolkningen med Pluss-minus-metoden indikeres 12 soner mens det ved de to tomografiske inversjonsmetodene er mulig å tolke 20 (1D startmodell) og 26 (2D startmodell). Det kan se ut som om tomografisk inversjon er like god eller bedre til å påvise mulige svakhetssoner enn tradisjonelle tolkninger, men at den automatiske pluss-minus-tolkningen er noe dårligere. Data spriker imidlertid noe mer enn dette. Det er mange soner som ses av tradisjonell tolkning men ikke ved de tre andre metodene og visa versa. Dette er forsøkt visualisert i tabell 1. Her er antall soner sett med en metode plottet vertikalt mens en horisontalt har antallet som sees med de andre metodene. Diagonalen viser totalt antall soner sett med metoden.

Sees med:	Ses også med:			
Metode	Tradisjonell +/-	Automatisk +/-	Tomografi 1D	Tomografi 2D
Tradisjonell +/-	20	11	11	13
Automatisk +/-	12	12	9	12
Tomografi 1D	10	8	20	18
Tomografi 2D	13	10	18	26

Tabell 1: Antall mulige svakhetssoner som ses med de forskjellige tolkningsmetodene og hvor mange av disse som ses med de andre metodene. Se tekst for utfyllende kommentarer.

Ut fra tabell 1 ser vi at av de 20 sonene som indikeres med tradisjonelle tolkninger blir 11 sett med automatisk pluss-minus tolkninger, 11 med tomografisk inversjon med 1D startmodell og 13 med 2D startmodell. På den andre siden, av de 26 sonene som indikeres med tomografisk inversjon og 2D startmodell, ses 13 med tradisjonell tolkning, 10 med automatisk pluss-minus tolkinger og 18 med tomografisk inversjon med 1D startmodell. Dette viser at tomografisk inversjon kan være noe mer detaljert enn tradisjonelle tolkninger, men også at de forskjellige tolkningsmetodene viser respons på forskjellige soner. Spørsmålet blir da hvordan ser dette ut i tunnelnivå?

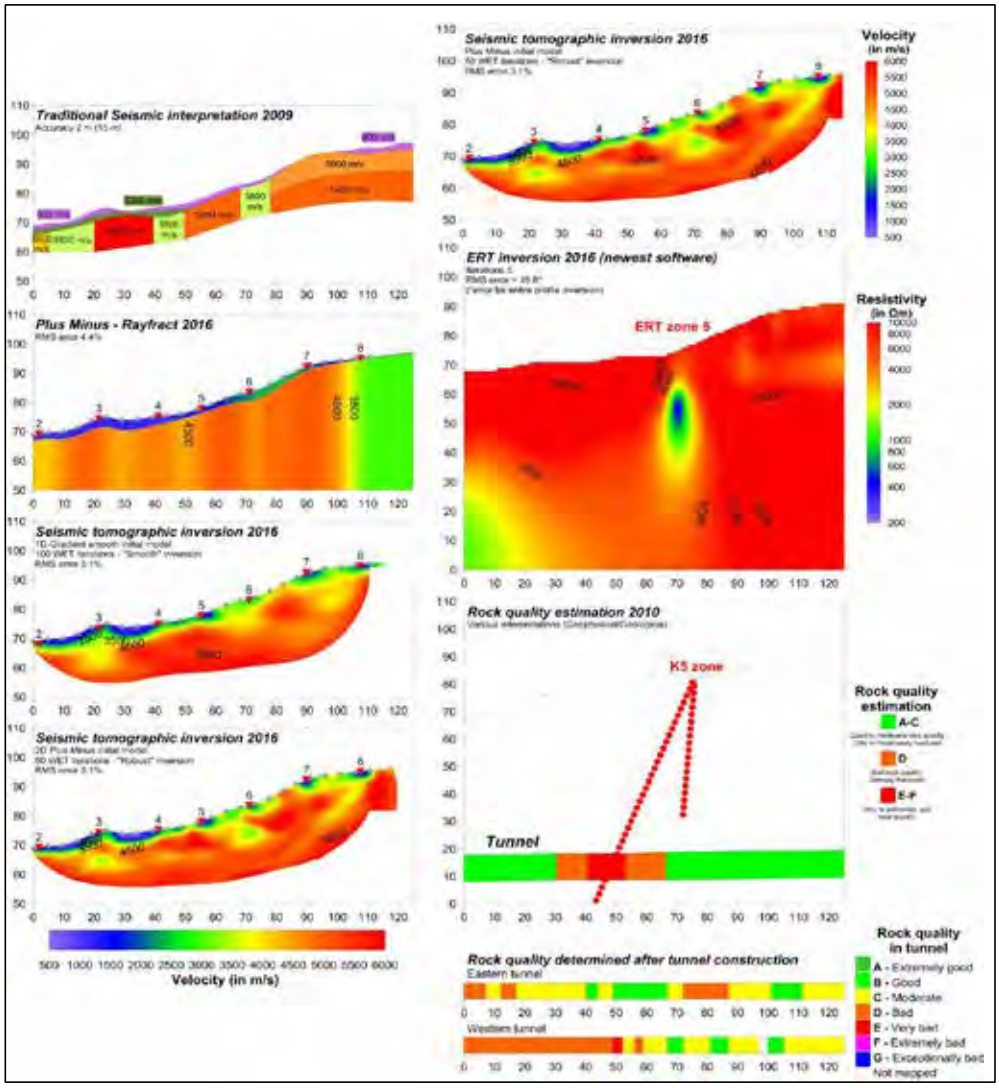
Siden tomografisk inversjon med 2D startmodell indikerer flere svakhetssoner enn med 1D startmodell, benyttes sistnevnte ved den videre analyse.

Samtolkning av geofysiske data og resultater fra tunneldriving

Figur 8 viser et eksempel på hva de forskjellige tolkingsmetodene viser i forhold til resultater slik de ble fremstilt fra forundersøkelsene før tunneldrivingen og observert under tunnel-drivingen illustrert med data fra et annet profil (Profil 1/09 utlegg 1 og 2).

Venstre del av figur 8 viser refraksjonsseismiske tolkinger tilsvarende det som ble vist i figur 7, men her for profil P1/09 utlegg 1 og 2. Den manuelle tolkningen indikerer tre svakhets-soner med hastighet 3800 m/s i berg i tillegg til noe lavere hastighet i starten av profilet (4600 m/s). Den automatiske tolkningen med pluss-minus-metoden viser noe tilsvarende, men med forskyvninger og generelt høyere hastighet. De to bildene av tomografisk inversjon med

henholdsvis 1D og 2D startmodell avviker i forhold til den manuelle og den automatiske tolkingen med Hagedoorn's pluss-minus-metode. Det indikeres imidlertid to kanskje tre svakhetssoner som er delvis forskjøvet i forhold til sonen på den manuelle tolkingen men indikert hastighet er tilnærmet lik det vi finner i manuelle tolkning.



Figur 8: Forskjellig tolkning av refraksjonsseismisk profil P1/09 utlegg 1 og 2 (data fra Wåle 2009). Venstre del viser resultater fra fire forskjellige tolkinger/inversjoner av refraksjonsseismikken. Høyre del viser antatt beste resultat fra tomografisk inversjon sammenstilt med data fra reprosessert 2D resistivitet, tolket bergmassekvalitet før tunneldriving og bergmassekvalitet observert under tunneldriving. Se tekst for utfyllende detaljer.

Høyre del av figur 8 viser fra toppen antatt beste tomografiske inversjon, resultater fra reprosessert 2D resistivitet, bergmassekvalitet slik den ble fremstilt før tunneldriving og bergmassekvalitet påvist i de to tunnelløpene ved drivingen av tunnelene. Lavhastighetssone (3800 m/s) ved posisjon 70 faller sammen med lav resistivitet i samme område og dårlig

bergmassekvalitet i østre tunnelløp, dog noe forskjøvet. Lavhastighetssoner ved posisjon 0 til 20 og 40 til 50 i den manuelle seismikktolkingen indikeres bare delvis ved tomografisk inversjon av seismikken og ved resistivitetsdata. Ved tunneldrivingen ble det påvist dårlig bergmassekvalitet nær kontinuerlig til posisjon 60 i vestre tunnelløp og frem til posisjon 18 i østre.

En kan ut fra det som er vist i Figur 8 konkludere med at de forskjellige metodene viser sprikende resultater, men at de samlet gir geofysikken klare signaler på dårlig bergmassekvalitet. Tilsvarende analyse er utført på de øvrige data fra Knappetunellen (Rønning et al. 2016) og i tabell 2 er resultatene sammenstilt. Påvist sone med dårlig bergmassekvalitet som faller innenfor en avstand på +/- 15 meter fra påvist plassering fra geofysikken regnes som treff. Dette for å ta hensyn til usikkerheter i tolkningen av sonenes fall, og samtidig være innenfor rekkevidde for sonderboringer på stuff. Det er ikke tatt noe hensyn til sonenes bredde og dårlig bergmasse i ett eller to tunnelløp telles likt. Sone med indikert seismisk hastighet mindre enn 4500 m/s og resistivitet mindre enn 3000 Ωm er registrert som svakhetssone uten noen videre oppdeling. Elvebakk (2011) vist at ikke oppsprukne gneiser kunne ha en hastighet på 5000 m/s eller høyere og Rønning et al. (2013) har foreslått at resistivitet lavere enn 3000 Ωm i krystalline bergarter kunne gi vannproblemer.

Metode	Trad-tolk +/-	Auto +/- Rayfract	Tomo-2D Rayfract	Resistivitet reprosessert
Påvist dårlig bergmasse	17	6	16	18
Ikke påvist dårlig bergmasse	5	16	7	4
God bergmasse vist som dårlig	2	2	7	2

Tabell 2: Oversikt over påvist bergmassekvalitet i tunnel og respons ved de forskjellige geofysiske metodene angitt som antall enheter (se teksten for detaljer).

Tabell 2 uttrykker antall soner med dårlig bergmasse som ses ved de forskjellige metodene, antall soner dårlig bergmasse som ikke ses med metodene og antall soner med god bergmasse men som feilaktig vises som dårlig bergmassekvalitet.

De tre metodene tradisjonell seismisk tolkning, tomografisk inversjon med 2D startmodell og resistivitet viser respons på et tilsvarende antall soner med dårlig bergmasse, mens den automatiske tolkningen med Hagedoorn's pluss-minus-metode gir respons på færre soner. Dessverre er det også slik at dårlig bergmasse ikke blir sett av disse metodene. Resistivitet og tradisjonell seismisk tolkning kommer noe bedre ut enn tomografisk inversjon og også her kommer den automatiske pluss-minus-metoden dårligst ut. Alle metodene unntatt tomografisk inversjon viser få feiltolkninger i form av god bergmasse angitt som svakhetssone.

Som en konklusjon kan en si denne testen viser at resistivitet er marginalt bedre enn tradisjonelle refraksjonsseismiske tolkninger for påvising av svakhetssoner i berg, men at tomografisk inversjon kommer like bak. Siden metodene gir respons på forskjellige soner kan en konkludere med at de utfyller hverandre.

MODELLERING AV SYNTETISKE DATA

Arbeidet referert så langt viser at tomografisk inversjon av refraksjonsseismiske data er nesten like bra for påvising av svakhetssoner i berg som tradisjonelle tolkninger. Dette førte til at NGU i samarbeid med Vegdirektoratet arbeidet videre med dette i form av modellering. Ved dette arbeidet defineres modeller og syntetiske data blir beregnet fra disse (Forlengs modellering). De syntetiske data blir så invertert, og resultatene av denne inversjonen blir sammenlignet med den opprinnelige modellen. På denne måten kan metoders muligheter og begrensninger analyseres.

Undervegs i dette arbeidet fikk NGU tilgang på nye inversjonsrutiner og som vi senere skal se, har disse avgjørende betydning for resultatene av inversjonene.

Tomografisk inversjon, enkle modeller

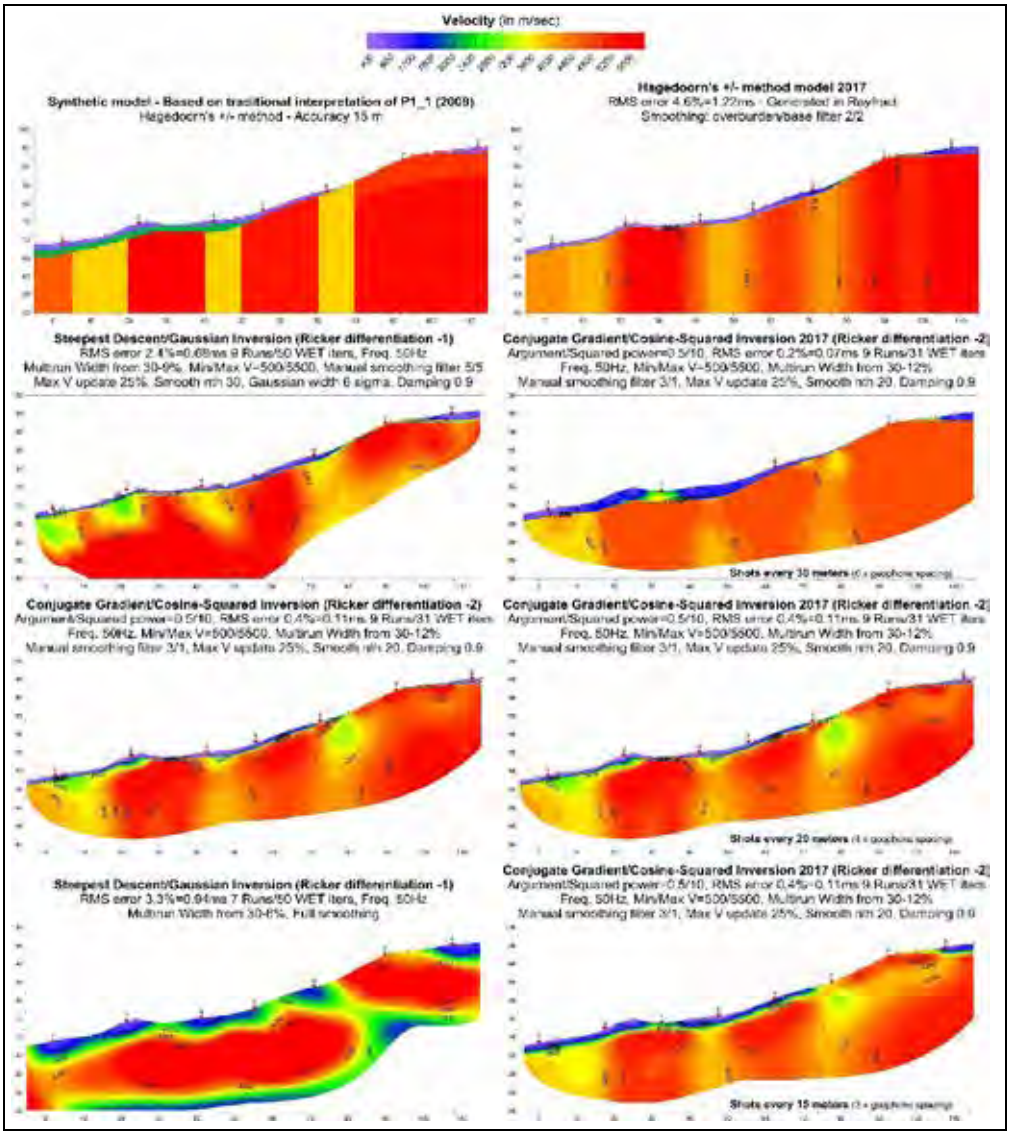
Første trinn ved dette modelleringsarbeidet var å gjøre seg kjent med programmet Rayfract's virkemåte. Her ble effekten av å variere parametre i modelleringen som antall iterasjoner, bølgepakkens frekvens, bølgepakkens bredde og glatting testet. Dette er resultater for de aller mest interesserte, og en viser til rapport fra arbeidet (Tassis et al. 2017).

Mer interessant for brukere av refraksjonsseismikk er hvordan tomografisk inversjon svarer på variasjoner i sprekkesoners bredde, dyptgående, fall og hastighet. Det er også interessant å studere effekten av varierende overdekketykkelse og hastigheten i overdekket. Det vil føre for langt å vise alle resultater fra dette arbeidet her, og det vises til rapport fra arbeidet (Tassis et al. 2017). Arbeidet viste imidlertid at det er meget avgjørende hvordan inversjonen gjennomføres (Jfr. Figur 5).

Som en konklusjon på tomografisk inversjon av enkle modeller (se Tassis et al. 2017) kan en si at det er mulig å lokalisere og delvis karakterisere svakhetssoner i berg dersom dette gjøres på riktig måte. Svakhetssonenes bredde kan påvises relativt greit. Hvor dypt sonene går er mer tvilsomt. Dette fungerer for grunne soner, men det ser ut til at mulighetene til å følge sonene mot dypet stanser ved ca. 25 meter slik det er modellert. Større avstand til fjernskudd kan muligens øke dette. Fall kan indikeres kvalitativt, men kvantitative tolkninger er usikre. Den seismiske hastigheten i berget generelt og i svakhetssoner spesielt, kan bestemmes relativt sikkert dersom inversjonsprosedyren er riktig. Bestemmelse av overdekkets tykkelse og hastighet kan bestemmes relativt godt dersom en benytter riktig startmodell. Erfaringen så langt sier at startmodell bør genereres med den tradisjonelle Hagedoorn's metode.

Tomografisk inversjon, kompleks modell

Figur 9 viser tomografisk inversjon av en kompleks modell. Modellen det er beregnet syntetiske data fra, tilsvarer den manuelle tolkingen av profil 1 utlegg 1 fra Knappetunnelen (Wåle 2009). Alle inversjoner er utført som «Multi-run» (se figur 5), men med forskjellige inversjonsrutiner. I venstre del av figuren vises fra toppen: Modell det er beregnet syntetiske data fra, tomografisk inversjon med «Steepest descent/Gaussian inversion» med begrenset dempning, «Conjugate Gradient/Cosine-Squared inversion» og «Steepest descent/Gaussian inversion» med full dempning. Høyre del av figur 9 viser øverst den automatisk genererte 2D startmodell (Hagedoorn's pluss-minus-metode) hvor skuddpunktavstanden er 20 m. Deretter vises effekten av varierende skuddpunktavstand (30 m, 20 m og 15 m) ved antatt beste inversjon.



Figur 9: Tomografisk inversjon av en kompleks modell. Til venstre og øverst til høyre vises forskjellige varianter av inversjoner. De tre nederste figurene til høyre vises effekten av skuddpunkttetthet. Se teksten for utfyllende detaljer.

Det første en legger merke til i figur 9 er hvor godt den automatiske tolkingen med Hagedoorn's pluss-minus-metode stemmer med utgangsmodellen (de to øverste figurene). Denne tolkingen, som brukes som en startmodell for tomografisk inversjon, viser seg å være den beste tolkingen av de syntetiske data. Dette skyldes trolig at utgangsmodell er tolket frem med samme metode. De to første av de tre lavhastighetssonene i utgangsmodellen har fått tilnærmet riktig hastighet (3800 m/s), mens den tredje har noe forhøyet hastighet (4200 m/s). Lavhastighetssonen i starten av profilet (4600 m/s) vises med ca. hastighet 4200 m/s. Det største avviket ligger i den gradvise overgangen i svakhets-sonenes hastighet. Løsmassedekket er noe tynnere enn i utgangsmodell,

noe som skyldes begrensede muligheter til å tolke dette med den skuddpunktavstand som her er benyttet (20 m).

Inversjonen kalt «Steepest descent/Gaussian Inversion» med begrenset dempning (andre bilde til venstre) indikerer to av de tre svakhetssonene i riktig posisjon, men med begrenset utstrekning mot dypet. Lavhastighetssoner i starten av profilet (4500 m/s og 3800 m/s) fremstilles feilaktig som to overflatenære soner med hastighet ca. 3000 m/s.

Inversjonen med «Conjugate Gradient /Cosine-Squared Inversion» (nest nederst til venstre) indikerer alle de tre sonene med hastighet 3800 m/s i utgangsmodellen. Også sonen med noe lavere hastighet i starten av profilet (4600 m/s) antydes. Overgangen fra løsmasser med hastighet 2200 m/s er noe mer uklar. Den første svakhetssonen med hastighet 3800 m/s avtegnes relativt godt med tilnærmet riktig hastighet. De to andre sonene med samme hastighet viser kunstige effekter i form av ulikt forløp og feil hastighet.

Det nederste bildet i Figur 9 til venstre viser hvor ille inversjonen kan gå dersom denne ikke gjøres på riktig måte. Her benyttes «Steepest descent/Gaussian Inversion» men hvor det benyttes full dempning. To av de tre vertikale svakhetssonene forsvinner helt, mens den tredje erstattes med et subhorisontalt lavhastighetslag på ca. 3000m/s. Løsmassene på toppen, som opprinnelig hadde en klar hastighetskontrast, erstattes med et undulerende lag med gradvis økende hastighet. Tolking av dyp til fjell blir meget usikker.

Effekt av avstand mellom skuddpunkt.

Ved generering av syntetiske data står en fritt til å velge avstand mellom skuddpunktene. Høyre del av Figur 9 viser effekten skuddpunktavstand har på inversjonen. Øverst vises startmodellen generert automatisk med Hagedoorn's metode og skuddpunkavstand 20 m. I de tre inverterte hastighetsprofilene er skuddavstanden 30 m i første bildet, 20 m under dette og 15 m nederst.

Arbeidet viste at den automatisk genererte pluss-minus-tolking (øverst til høyre) ikke gav vesentlige avvik ved forskjellig skuddavstand. Det er åpenbart at skuddpunktavstanden påvirker inversjonen. Skuddavstand 30 meter indikerer de tre lavhastighetssonene, men spesielt de to til høyre viser avvikende forløp og feil hastighetsverdier. Løsmassenes tykkelse stemmer relativt bra, men hastigheten er markert forskjellig fra utgangsmodellen (øverst til venstre). Dette skyldes trolig begrensede muligheter til å tolke flere lag i løsmassene ved denne skuddpunktavstanden.

Med skuddavstand 20 m (nest nederste bilde) indikeres alle de tre lavhastighetssonene men med avvik i geometrien og hastigheten. Her antydes også sonen i starten av profilet med moderat hastighet. Løsmasselaget er noe krympet, og til gjengjeld får en lavere hastighet i øvre del av bergmassen.

Med skuddavstand 15 m (nederste bildet) blir lavhastighetssonene mer kontinuerlig mot dypet, spesielt den midterste (posisjon 40 til 50). Her stemmer bredden av sonen også godt. Hastigheten i sonen er imidlertid noe høyere enn i utgangsmodellen (mellom 4000 og 4250 m/s mot 3800 m/s i utgangsmodellen). Den første lavhastighetssonen, mellom posisjonene 5 og 20, viser samme hastighet som i utgangsmodellen, men helt i starten av profilet er hastigheten for lav. Den siste lavhastighetssonen, mellom posisjon 70 og 80, påvises men avviker i forløp og har delvis for lav og delvis for høy hastighet. En subhorisontal sone med hastighet lavere enn

4250 m/s på ca. 10 meters dyp lengst mot høyre i bildet, er trolig en effekt av en sone med lavere hastighet (5000 m/s) i utgangsmodellen men som knapt vises i figuren på grunn av anvendte fargeskala.

Ut fra denne analysen kan en konkludere med at skuddpunktavstanden bør være så liten som mulig, og bør ikke overstige 4 ganger geofonavstanden.

DISKUSJON OG KONKLUSJONER

I dette arbeidet har NGU gjennomført et metodestudium på tomografisk inversjon av refraksjonsseismiske data. Først ble refraksjonsseismiske data fra Knappetunnelen ved Ringveg Vest i Bergen invertert og sammenlignet med resistivitetsdata og ingeniørgeologiske observasjoner ved tunneldrivingen. Resultatene her ble så interessante at NGU i samarbeid med Statens vegvesen Vegdirektoratet viderefører prosjektet med modellering for å se muligheter og begrensninger med metoden.

Ingeniørgeologiske forhold.

Tidligere undersøkelser i Norge har vist at tomografisk inversjon av refraksjonsseismiske data kan avvike fra tradisjonelle tolkinger (Rønning et al. 2009a). Den første analysen av data fra Knappetunnelen ved Ringveg Vest i Bergen viser også dette. Det kan se ut som tomografisk inversjon indikerer flere svakhetssoner enn det den tradisjonelle tolkingen av refraksjons-seismiske data gjør (se tabell 1). Men en erfarte også at ulike tolkingene/ inversjonene gir svar på forskjellige soner. Det var derfor av interesse å se hvordan responsene ved ulike tolkinger stemmer med påvist dårlig bergkvalitet i tunnelnivå.

Etter å ha reprosessert resistivitetsdata fra 2009, ble de nye resultatene sammenlignet med seismiske tolkinger og det som ble påvist av dårlig bergmassekvalitet ved drivingen av de to tunnelløpene. Denne analysen viste at resistivitet kom marginalt bedre ut enn tradisjonelle refraksjonsseismiske tolkinger, og disse igjen marginalt bedre enn tomografisk inversjon (se tabell 2). Det samme kan sies når det gjelder dårlig bergmassekvalitet som ble oversett med metodene, og her kom tomografisk inversjon noe dårligere ut. Resistivitet og tradisjonell seismisk tolking påviste feilaktig dårlig bergmassekvalitet der den i tunnelnivå var god ved to anledninger, og her var tomografisk inversjon noe dårligere. Det hører også med til historien at resistivitet og seismikk ga respons på forskjellige soner.

Det er flere grunner til at de forskjellige metodene svarer forskjellig ved påvising av dårlig bergmassekvalitet. Ved resistivitetsmetoden ledes strømmen hovedsakelig gjennom væskefylte sprekker. Få og tynne sprekker kan gi lavere resistivitet uten at seismisk hastighet påvirkes nevneverdig (Rønning et al. 2009b). Westerdahl (2003) viste at en 10 m dyp forsenkning i bergtopografien feilaktig kunne tolkes som svakhetssone, mens Reiser et al. (2009) viste at resistivitet bedre kunne følge soner mot et større dyp. Resistivitet og refraksjonsseismikk virker forskjellig ved karakterisering av bergmassekvalitet og metodene utfyller derved hverandre.

Den tomografiske inversjonen av refraksjonsseismiske data fra Knappetunellen i Bergen var så interessant at NGU ønsket, i samarbeid med Vegdirektoratet, å gå videre med modellering for å vurdere muligheter og begrensninger ved denne metoden.

Muligheter og begrensninger med tomografisk inversjon

Ved modellberegninger kan metoders muligheter og begrensninger studeres. Ut fra definerte modeller beregnes syntetiske data som så blir invertert. Hvor godt den inverterte modellen stemmer med utgangsmodellen avgjør hvor god inversjonen er. NGU har testet hvordan forskjellige tekniske og geologiske parametre påvirker inversjons-resultatet (Tassis et al. 2017). Ved programmet Rayfract kan en velge flere måter å generere en startmodell på, en kan velge flere inversjonsrutiner og resultatet kan påvirkes ved valg av flere tekniske parametre under inversjonen (se Figur 5). Studiet har vist at det er ikke likegyldig hvordan dette utføres.

Under modelleringsarbeidet fikk NGU tilgang på nye inversjonsrutiner innenfor programmet Rayfract. Inversjonene kunne gjøres stegvis med endring av inversjonsparametre («Multi-run») og inversjonsrutinen «Conjugate Gradient / Cosine-Squared Inversion» ble presentert som ny. Uttesting på en kompleks modell viste at denne rutinen kunne gi meget gode inversjoner og metoden anbefales ved fremtidig arbeid. Modelleringen viste også at en kan få en dramatisk endret modell ut fra samme syntetiske data dersom en valgte feil prosedyre.

Modelleringen viste at det kunne være en utfordring å gjenskape hastigheten i en svakhetssone. Dette betyr at tolkingsprosedyrer presentert av Barton (2007) kan bli noe tilfeldig.

Modelleringen viste at tomografisk inversjon krever en tettere skuddpunktavstand enn det som har vært vanlig å benytte i Norge. En skuddpunktavstand på seks ganger geofon-avstanden kan gi brukbare resultater men aller helst bør denne være så liten som mulig og ikke større enn fire ganger geofonavstanden.

I denne presentasjonen har NGU bevist unnlatt å presentere stråledekningen ved alle inversjoner unntatt i figur 6. Dette før å gjøre det hele mer oversiktlig. For å kunne vurdere påliteligheten av de utførte inversjoner må denne tas med ved presentasjonen an resultater.

Videre arbeid med tomografisk inversjon

Som der fremgår av figur 5, er det flere rutiner i programmet Rayfract som ikke er testet ut i dette arbeidet. Dette gjelder spesielt generering av startmodell. For å gjøre bildet komplett bør også startmodeller generert med Bølgefront-metoden og Delta-t-v-metoden testes på en komplisert modell.

Metodestudiet med data fra Knappetunnelen i Bergen ble utført før de nyeste og beste inversjonsrutinene ble tilgjengelig for NGU. Tomografisk inversjon kom da noe dårligere ut enn ved den tradisjonelle tolkingen av refraksjonsseismiske data og resistivitetsmetoden. En vet nå at de nye rutinene kan gi langt bedre inversjoner og alle data fra Knappetunnelen må inverteres på nytt for å kunne vurdere hvor god metoden tomografisk inversjon av refraksjonsseismiske data er.
På grunnlag av opparbeidede erfaringer på tomografisk inversjon av refraksjonsseismiske data vil det, i samarbeidet med Statens vegvesen Vegdirektoratet, blir utarbeidet en veileder for refraksjonsseismiske arbeider.

TAKK!

Forfatterne ønsker å rette en stor takk til Statens vegvesen som har bidratt til at denne undersøkelsen kunne gjennomføres. Dette gjelder Region vest som sørget for mer detaljert datafangst slik at tomografisk inversjon av data fra Knappetunnelen ble mulig, og ikke minst Vegdirektoratet som har gitt økonomisk bistand gjennom flere år slik at metodestudier kunne gjennomføres. Marco Brønner takkes for verdifulle innspill.

REFERANSER

Arntsen, M.L. 2012: Vegtunnelene Eikremtunnelen og Knappetunnelen: Vurdering av refraksjonsseismikk, resistivitetsmålinger og laboratorieundersøkelser som en del av de ingeniørgeologiske undersøkelsene. Masteroppgave ved Teknisk geologi NTNU.

Barton, N. 2007: Rock quality, seismic velocity, attenuation and anisotrophy. Taylor & Francis, London 2007, side 92.

Bois, P., LaPorte, M., LaVergne & Thomas, G. 1972: Well-to-well seismic measurements. Geophysics, 37, 471 – 480.

Cowi 2009: Overvåkingsprogram for grunnvann i løsmasser Ringveg Vest. Rapport datert 09.04.2009.

Elvebakk, H. 2011: Sammenstilling av resistivitet, seismiske hastigheter og naturlig gammastråling i norske bergarter. NGU Rapport 2011.042 (60 s.). http://www.ngu.no/upload/Publikasjoner/Rapporter/2011/2011_042.pdf

Fossen, H., 1989: Geology of the Minor Bergen Arc, West Norway. *Norges geologiske undersøkelse Bulletin* **416**, s.47-62.

Fossen, H. & Ragnhildstveit, J., 1997: Berggrunnskart Bergen 1115 I M 1:50 000. Norges geologiske undersøkelse.

Ganerød, G.V., Dalsegg, E. & Rønning, J.S. 2009: Geologiske og geofysiske undersøkelser for tunnelstrekning Sandeide-Liavatnet, Ringveg Vest, Bergen. NGU Rapport 2009.077, 23 pp. http://www.ngu.no/upload/Publikasjoner/Rapporter/2009/2009_077.pdf

Hagedoon, J.G. 1959: The plus-minus method of interpreting seismic refraction sections. Geophysical Prospecting 7 (2), pp.158 – 182.

Heincke, B., Maurer, H., Green, A.G., Willenberg, H., Spillmann, T. & Berlini, L. 2006: Characterization of unstable mountain slope using shallow 2D and 3D seismic tomography. Geophysics Vol 71 (6) B 241 – B256, doi: 10.1190/1.2338823

Kirkeby, T. 2010: Ringveg Vest i Bergen, 2. byggetrinn. Ingeniørgeologisk rapport til konkurransegrunnlaget. Oppdragsrapport nr. 2010127742-001, 132 sider.

Kirkeby, T. 2013: Resistivitet og tunnelkartlegging, Ringveg Vest i Bergen. Eller; hvordan gikk det egentlig. Foredrag, Svv Teknologidagene i Trondheim 21. – 24. oktober 2013.

Loke. M.H. 2007: RES2INV ver. 3.56. Geoelectrical Imaging 2D & 3D. Instruction manual. www.geoelectrical.com.

Loke. M.H. 2014: RES2INV x64 ver. 4.03.32. Geoelectrical Imaging 2D & 3D. Instruction manual. www.geoelectrical.com.

Palmer, D. 1980: The Generalized Resiprocal Method of Seismic Refraction Interprtation. Society of Exploration Geophysicists, Tusla. ISBN 0-931830-14-1.

Rayfract 2016a: Rayfract Seismic Refraction & Borehole Tomography- Subsurface Seismic Velocity Models for Geotechnical Engineering and Exploration. Downloaded from http://rayfract.com

Rayfract 2016b: Rayfract help. Download from http://rayfract.com/help/rayfract.pdf

Reiser, F., Dalsegg, E., Dahlin, T., Ganerød, G.V. and Rønning, J.S. 2009: Resistivity Modelling of Fracture Zones and Horizontal Layers in Bedrock. NGU Report 2009.070 (117 pp.). http://www.ngu.no/upload/Publikasjoner/Rapporter/2009/2009_070.pdf

Reynolds, J. M. 2011: An Introduction to Applied and Environmental Geophysics. Wiley & Sons, West Sussex, UK (2nd edition).

Rønning, J.S., Dalsegg, E., Heincke, B., Tønnesen, J.F. & Wisen, R. 2009a: Resistivitets-målinger og retolkning av seismikk langs E6 og Dovrebanen ved Mjøsa. NGU Rapport 2009.064 (50 sider). http://www.ngu.no/upload/Publikasjoner/Rapporter/2009/2009_064.pdf

Rønning, J.S., Dalsegg, E., Elvebakk, H., Ganerød, G.V. & Heincke, B.H. 2009b: Characterization of fracture zones in bedrock using 2D resistivity. Proceedings from 5th Seminar on Strait Crossings, Trondheim, June 21 – 24 2009, p. 439 - 444 (SINTEF/NTNU)

Rønning, J.S., Ganerød, G.V., Dalsegg, E. & Reiser, F. 2013: Resistivity mapping as a tool for identification and characterization of weakness zones in bedrock - definition and testing of an interpretational model. Bull. Eng. Geol. Environment Volume 73, Issue 4 (2014), Page 1225-1244.

Rønning, J.S., Tassis, G., Kirkeby, T. & Wåle, M. 2016: Retolkning av geofysiske data og sammenligning med resultater fra tunneldriving, Knappetunnelen ved Ringveg Vest i Bergen. NGU Rapport 2016.048 (48s.). http://www.ngu.no/upload/Publikasjoner/Rapporter/2016/2016_048.pdf

Schuster, G.T. & Quintus-Bosz, A. 1993: Wavepath eikonal traveltime inversion: Theory. Geophysics vol. 58, pp. 1314 – 1323.

Sheehan, R.S., Doll, W.E. & Mandell, W.A. 2005: Refraction Tomography Analysis. Journal of Environmental & Engineering Geophysics, Vol 10 Issue 1(March 2005).

Stumo, R. 2002: Numerisk modellering av bruddnettverk: konnektivitet og permeabilitet med anvendelse på tunneler, Ringveg Vest, Bergen. Hovedfagsoppgave ved Institutt for Geologi ved Universitetet i Bergen.

Tassis, G., Rønning, J.S. & Rohdewald, S. 2017: Refraction seismic modelling and inversion for the detection of fracture zones in bedrock with the use of Rayfract® software. NGU Report 2017.025 (62pp.). http://www.ngu.no/upload/Publikasjoner/Rapporter/2017/2017_025.pdf

Venvik, R.G.F. 2003: Bruddsystem og spenningsfelt tilknyttet tunneltraséen Ringveg Vest i Bergen. Hovedfagsoppgave ved Geologisk Institutt, Universitetet i Bergen.

Watanabe, T., Matsuoka, T. & Ashida, Y. 1999: Seismic traveltime tomography using Fresnel volume approach. SEG Technical Program Expanded Abstracts 1999: pp. 1402-1405. https://doi.org/10.1190/1.1820777

Westerdahl, H. 2003: Seismisk modellering. Modellering av seismiske data over løsmassefylte depresjoner, svakhetssoner og ved kabelheng. Miljø- og samfunnstjenlige tunneler, Rapport 32. Statens vegvesen.

White, D.J. 1989: Two-Dimentional Seismic Refraction Tomography. Geophys. J. Int. 97.2 pp 223 – 245.

Wåle, M. 2009: Refraksjonsseismiske undersøkelser Ringveg Vest, byggetrinn 2 Sandeide-Liavatnet. GeoPhysix, Rapport nr 09171.

Wåle, M. 2010: Refraksjonsseismiske undersøkelser Ringveg Vest, byggetrinn 2 Sandeide-Liavatnet. Supplerende undersøkelser, Hesjakollen. GeoPhysix, Rapport nr 09431.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2017

SWELLING MECHANISMS IN ROCKS NOT CONTAINING SWELLING CLAY MINERALS

Svellemekanismer i bergarter som ikke inneholder svelleleire

Lena Selen, PhD stipendiat, NTNU

SUMMARY

Rocks and minerals are subjected to a variety of physical and chemical changes during their lifetimes, and the properties of a rock in a certain case are consequences of combinations of physio-chemical forces acting together over time. Some minerals are stable through a wide range of environments, while others are more vulnerable to changes in moisture content, stress and temperature. Rocks prone to alteration may also change their mechanical properties, even when the original rock is strong and competent. Laumontite replacing plagioclase minerals in rocks initially rich in silica, is one type of alteration to be aware of in tunneling.

The expansive character of intact rock is in many cases closely linked to the mineralogy, especially the content of clay minerals. However, also other groups of minerals have proved to hold a swelling potential, and apparently strong rocks may generate remarkable swelling pressures when exposed to water. Possible explanations on unexpected swelling problems in apparently strong volcanic rocks absent of swelling clays, will be reviewed in this paper.

SAMMENDRAG

Bergarter og mineraler blir utsatt for en rekke fysiske og kjemiske endringer i løpet av sin eksistens, og egenskapene til en gitt bergart er konsekvenser av et samspill mellom, og kombinasjoner av fysisk-kjemiske krefter over tid. Noen mineraler er stabile i et vidt spekter av miljøer, mens andre er mer sårbare for endringer i fuktighet, spenninger og temperatur. Bergarter som er utsatt for omvandling kan også endre sine mekaniske egenskaper, selv om den originale bergarten er sterk og kompetent i utgangspunktet. Laumontitt som erstatter plagioklas-mineraler i bergarter rik på silikater, er èn type omvandling man skal være oppmerksom på i tunnel prosjekter.

Evnen til intakt berg for å utvide seg, er i mange tilfeller nært knyttet sammen med mineralogi, da særlig innholdet av leirmineraler. Likevel er det andre grupper av mineraler som også har vist seg å potensielt kunne svelle, og tilsynelatende sterke bergarter kan generere er betydelig svelletrykk når de blir utsatt for vann. Mulige forklaringer på uventet svelleproblematikk i bergarter som ikke inneholder svelleleire, vil bli presentert i denne artikkelen.

1 INTRODUCTION

In general, swelling behavior of rocks depends on complex internal and external factors, such as material properties, hydro-geological conditions, fracturing, pore pressure conditions, water availability (including water vapor), stress distribution and other boundary conditions of the rock mass surrounding for example a tunnel (Hudson 1993). In addition the geological history and degree of weathering and/or other degrading processes after formation will influence on how the rock reacts to swelling provocations.

In most underground projects, water plays an important role in the degradation of stability condition at the rock mass, which occur during construction and operation period in different ways. The actual mechanisms and effect on different rock types appears to lack well-proven explanations that are universally acceptable to account for the influence of water on rock strengths, probably due to the great variety of rock types (Wong et al. 2016). If the rock additionally has a swelling potential, a reinforcement of the challenges during construction and operation may appear.

The case project to be discussed in this paper is sited in Ifugao, North Central Luzon in the Philippines. The Alimit hydropower generation project, with an installed capacity of 120 MW is located immediately downstream of the Alimit dam, is in its feasibility stage (Figure 1). The rocks in the area are primarily volcanic rocks of basaltic and andesitic origin, included rocks undergone hydrothermal alteration or metamorphic transformation processes and different stages of weathering. The project will be constructed entirely in volcanic terrain (SN Aboitiz/Stache 2015).

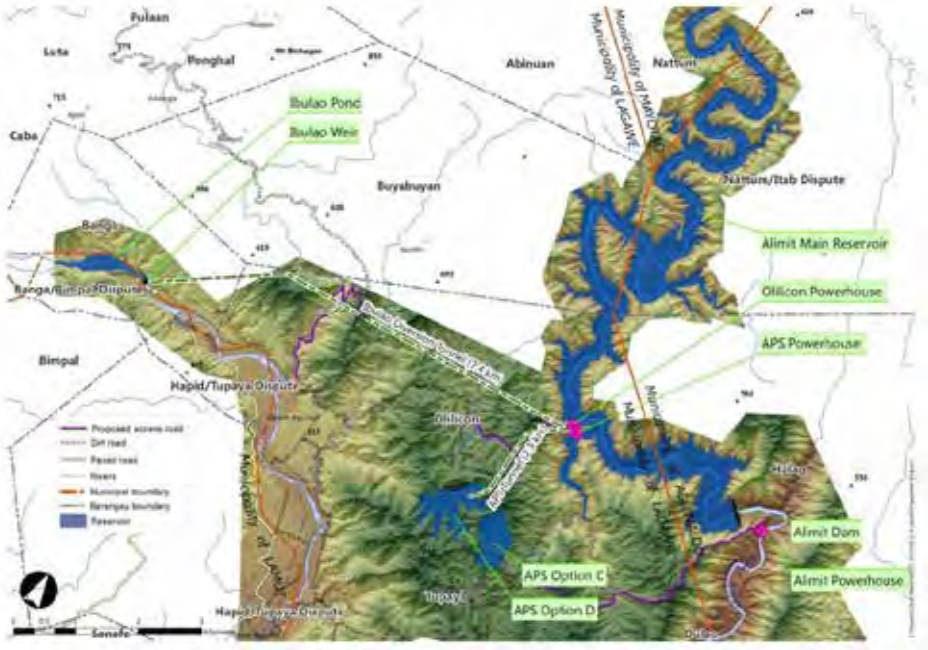


Figure 1 Map of the project case area (SN Aboitiz 2015 (received PPP))

The main issue of interest is the effect of water on the rocks in the water tunnels, regarding swelling potential and stability. The material tested is collected from the borehole core samples stored at the office of SN Aboitiz in the Philippines, where the rocks available are mainly from the dam site area.

2 SWELLING CAUSES AND MECHANISMS

2.1 The swelling of clay minerals

The leading explanation in swelling rock sciences is the hydration of swelling clays. Smectite is a group of clay minerals where montmorillonites, vermiculites and mixed-layer swelling minerals are most common, formed from the alteration either of in-situ rock forming minerals or solution deposits (Selmer-Olsen & Palmstrøm 1989). Two major types of swelling take place in rocks containing clay; osmotic swelling and intracrystalline swelling.

Osmotic swelling occurs in clays and argillaceous rocks, and is related to the double layer effect, i.e. the large difference in concentration between ions which are electrostatically held close to the clay particle surfaces and the ions in the pore water further away (Einstein 1996). The hydration of the cations results in an increase of the layer distance, in other words; swelling occur (Figure 2 b)).

Intracrystalline swelling occurs in smectite and mixed layer clays, anhydrite, pyrite and marcasite (Einstein 1996). The clay minerals consist of negatively charged layers of aluminosilicate-anions which are bounded by intermediate layers of cations and, in the presence of water, the cations hydrate and water molecules are integrated into the clay mineral crystal, increasing the distance between the aluminosilicate layers (Fig 2.a, Schädlich 2014).

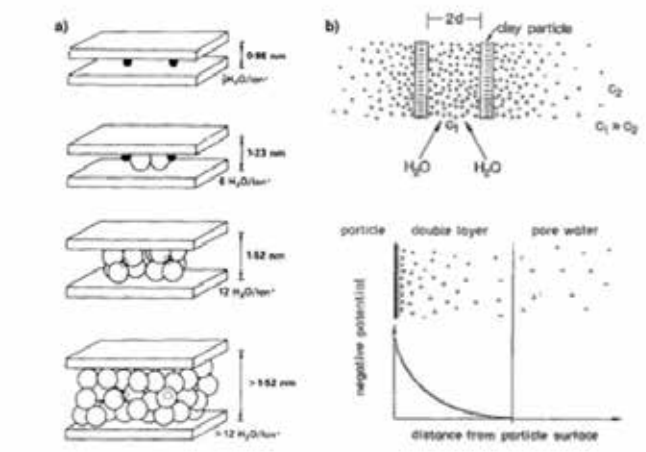


Figure 2 a) intracrystalline swelling b) osmotic swelling (Schädlich 2014)

2.2 Alternative swelling mechanisms

To detect a swelling potential of rocks, complex processes of mineralogical aspects and rock fabrics have to be considered thoroughly in addition to the leading hypotheses of intercrystalline or osmotic swelling (Wedekind et al. 2013). The more the rock have undergone alteration processes, the higher the probability of degradation and swelling.

One type of alteration, which may occur in basalt and andesitic rocks as a result of percolation of fluids, is zeolites replacing primary constitutes, especially plagioclase (Sumner et al. 2009). Zeolites are hydrated alumino-silicates with a high swell and shrink potential, and are very often associated with clay minerals. Unlike most other tectosilicates, zeolites have large vacant spaces or cages in their structure, which allow incorporation of large cations and molecules (Marosvölgy 2010). Where gas cavities are prominent, the alteration may be pronounced (Sumner et al. 2009), and an initially competent rock may be highly altered to a less durable zeolitic rock type.

Moisture swelling ("physical swelling"), swelling of chlorites and swelling of anhydrite, are other examples of swelling mechanisms documented by previous researchers, but will not be further reviewed here.

3 LABORATORY TESTING TO DETERMINATE THE SWELLING POTENTIAL

3.1 The material tested

Since the sampling and categorization were made prior to any property investigations, the categorizations *Rock type "strong"* and *Rock type "weak*" were obtained based on visual inspections. In addition, the strong samples were further divided in basaltic and andesitic rock types based on assumptions of their origin, where extra attention was given to the sub-category *Andesitic rock*.

Table 1 and Table 2 give an overview of the tested samples. The samples are named according to the borehole they are extracted from and the box number in which they were stored.

Table 1 Overview of the selected (strong) samples (Selen, 2017)

Rock type «strong»	Depth	Area
AD-02, box 12	~ 40.35 – 44.05 m	Alimit Dam Site
AD-06, box 25	~ 86.30 – 87.30 m	Alimit Dam Site
AD-07, box 12	~ 38.35 – 41.00 m	Alimit Dam Site
AQD-02, box 12	~ 42.25 – 45.60 m	Near the additional quarry deposit

Table 2 Overview of the selected (weak) samples (Selen, 2017)

Rock type «weak»	Depth	Area
AQD-02, box 5	~ 16.70 – 20.60 m	Near the additional quarry deposit
AQD-02, box 6	~ 20.60 – 24.60 m	Near the additional quarry deposit
APH-02, box 18	~ 59.80 – 63.40 m	Near Alimit Dam Site

The main characteristic for the group categorized as *"strong",* is the presence of core-lengths of >15 cm, and low degree of visible disintegration. The majority of the intact cores show appearance similar to the assumed andesitic rock type, as of AD-02 (box 12) (Fig. 3). The distribution of grain sizes and minerals appear as uniform throughout the samples, and the color is medium grey with shades of green.

Fig. 3 Sample AD-02 (strong, andesitic rock type)

The main characteristics of the "weak" group of samples are the heterogeneity regarding grain sizes and color. The samples break easily by hand force, and are thus considered to not withstand the suggested preparation procedure of UCS-tests. Fig. 4 shows one of the weak samples tested.

Fig. 4 Sample AQD-02 (box 6) (weak, agglomeratic rock type)

3.2 Mineralogical analyses

Information on the mineralogical composition is crucial when investigating swelling rocks. Different methods and techniques are available, where the application favor particular aids, depending on which type of information and details that are preferred. To assess the composition of the rocks and in special detect swelling minerals, two methods were chosen: X-ray diffraction (XRD) analysis on both bulk material and fine-fraction powder, and differential thermal analysis (DTA) on bulk material powder. Both types of mineralogical analyses were performed according to the standardized procedure used at the laboratory (NTNU).

X-ray diffraction analyses were performed on bulk powder to get an overview of the composition of the chosen samples. The fine fraction of all samples was sieved from the crossed material for each sample and treated with ethylene glycol to detect swelling minerals. As a complementary test, differential thermal analyses, where the samples are heated up to 700 °C, were carried out.

3.3 Swelling tests

In general, the two main swelling characteristics that can be determined by laboratory testing are the swelling strain and the swelling pressure. The following two main testing configurations are thus possible (Rauh et al. 2006):

- Swelling strain tests (“zero pressure change”), where only the displacement is measured, with no axial or radial restraint and
- Swelling pressure tests (“zero volume change”), where only pressure is measured with rigid radial and axial restraint.

These testing principles are very often mixed, where the most common is a testing procedure with radial restraint and axial measuring; the latter can be analyzed with or without axial load (Rauh et al. 2006). In addition, the volumetric change of swelling gauge or of pulverized rock material, is a common index test.

When volume expansion of swelling rocks is prohibited, the pressure will increase until a maximum value is reached (Barla 2008). In order to determine the stress acting on the support in a tunnel, swelling *pressure* tests are often carried out. The most common methods are performed in oedometers where the samples are radially constrained and the axial pressure is measured. When volume expansion is prohibited by surrounding rock and/or support, the stress will increase until a maximum value is reached. This maximum swelling pressure induced by the rock mass on its surroundings imitates the "worst case scenario" of stress conditions in a tunnel if a volume increase is completely prohibited. However, to prepare and test intact rock structure is not always performable due to low rock quality. ISRM therefore suggests procedures where remoulded samples are used for the tests, and the method is frequently used. But, if the rock is of high enough quality to withstand preparation of intact discs, this method is thought to better reflect the actual behavior of a natural rock in-situ.

In this case, the swelling tests performed are free swelling index tests (FSI), oedometeric swelling tests on pulverized samples (maximum swelling pressure), and oedometric swelling tests on intact rock discs (maximum swelling pressure and cyclic swelling tests). The oedometer tests are performed at two different laboratories, i.e. NTNU and KiT (Karlsruhe institute of Technology). NTNU use the ISRM standard of 1979, while KiT uses a modified variant of the ISRM standard of 1989. In addition to the standardized maximum swelling pressure test, at KiT it is possible to carry out cyclic swelling tests where a controlled deformation is allowed.

3.4 Cyclic swelling tests with controlled deformation

Some rocks have the potential of increased swelling pressures when volume expansion is not fully restricted. Small increments in deformation may in some cases lead to a remarkable change of the swelling potential (Vergara 2016). In most cases an opportunity of volume expansion will decrease the maximum swelling pressure induced by the rock on its surroundings. The cyclic moisture changes and swelling of rocks surrounding hydropower tunnels may be simulated in the laboratory, to detect patterns of rock behavior under such conditions.

To examine the behavior of a rock when exposed to cyclic wetting and drying, cyclic maximum swelling pressure tests are performed on each sample at KiT. To examine the response to a simultaneously release in pressure (allowing some deformation in axial direction), cyclic swelling tests with controlled deformation (0.5% in each cycle) are performed as an extension of the cyclic maximum swelling pressure tests at KiT. The oedometers at NTNU are not yet modified to perform such tests.

4 LABORATORY TEST RESULTS

4.1 Mineralogy

All samples hold high contents of silica minerals, mainly plagioclase, pyroxenes and quartz, which are typical forming minerals of igneous rocks. Some samples show alteration- and weathering products, such as laumontite, clay-minerals and chlorites. In particular, a

correlation between the amount of plagioclase and laumontite is detected. The amount of plagioclase versus the amount of laumontite is assumed to reflect the degree of weathering and/or alteration processes in the region/depth of rock mass from which the samples are extracted.

The analyses were mainly performed to detect swelling clay minerals, whereby four out of seven samples contain either smectites or mixed-layer smectites. The DTA confirms the detection of swelling clay minerals from the XRD-analysis. In addition, some unexplained thermal reactions find place in several samples, included those where swelling clay minerals are not detected by XRD. These reactions may be due to a dehydration of laumontite. An overview of the XRD- and DTA-results is given in Table 3.

Table 3 Overview of the mineralogical composition and detected swelling minerals of the samples, based on XRD- and DTA-results (Selen, 2017).

Sample	Main constituents	Detected swelling minerals	Thermal reactions in swelling clay interval	Comments
AD-02, box 12 (1)	Laumontite, clinopyroxene, quartz and plagioclase	Laumontite	Yes (undefined)	No swelling clay confirmed by the DTA analysis, but several undefined thermal reactions find place during the entire heating process. May be due to dehydration of laumontite.
AD-06, box 25	Plagioclase, clinopyroxene, quartz and microcline.	None (small amounts of laumontite)	No	Clear thermal peak (DTA) in the quartz interval.
AD-07, box 12	Microcline, chlorite, laumontite, plagioclase and analcime.	Corrensite, laumontite	Yes	Thermal peak (DTA) in the chlorite-interval indicate swelling of corrensite.
AQD-02, box 12 (1)	Plagioclase, clinopyroxene, phrenite and chlorite.	None (small amounts of laumontite)	No	A clear but undefined thermal peak (DTA) around 625 ºC.
AQD-02, box 5	Plagioclase, calcite, clinopyroxene and enstatite.	Montmorillonite, montmorillonite-chlorite (mixed layer), laumontite	Yes	Classic thermal peaks in the smectite-interval (DTA).
AQD-02, box 6	Plagioclase, yugawaralite, clinopyroxene, hematite and montmorillonite.	Corrensite, montmorillonite	Yes	Classic thermal peaks in the smectite-interval (DTA).
APH-02, box 18	Plagioclase, clinopyroxene, chlorite, hematite and laumontite.	Corrensite, laumontite	Yes	Thermal peak (DTA) in the chlorite-interval indicate swelling of corrensite.

4.2 Swelling properties

Table 5 shows an overview of the results obtained from the free swelling index tests and oedometer tests at both NTNU and KiT, and include the detected swelling minerals from the XRD-analyses.

Table 5 Swelling test results (Selen, 2017)

Test / Samples		Swelling minerals detected	Maximum swelling pressure in oedometer (powder) MPa		Maximum swelling pressure in oedometer (intact rock/disc) MPa		Free swelling index
		NTNU	NTNU	KiT	NTNU One cycle	KiT Several cycles (cycle nr.)	NTNU
Rock type «strong»	AD-02, box 12 (1)	Laumontite (56 %)	0.33	4.88	1.33	2.08 (1)	FS = 82, slightly active
	AD-06, box 25	Laumontite (3 %)	0.06	0.38	0.01	0.05 (3)	FS = 70, inactive
	AD-07, box 12	Laumontite (15 %) Corrensite (?)	0.10	2.42	0.22	0.18 (5)	FS = 110, active
	AQD-02, box 12 (1)	Laumontite (2 %)	0.10	0.41	0.09	0.04 (3)	FS = 75, inactive
Rock type «weak»	AQD-02, box 5	Montmorillonite (9%) Laumontite (6 %) Mixed-layer smectite (?)	0.43	3.03	-	0.38 (1)	FS = 182, active
	AQD-02, box 6	Montmorillonite (8%) Corrensite (?)	0.35	2.87	0.08	0.19 (6*)	FS = 145, active
	APH-02, box 18	Corrensite (?) Laumontite (7 %)	0.12	0.82	0.04	0.74 (8*)	FS = 145, active

* = Controlled deformation of 0.5 % allowed in the cycle
(?) = amount not quantified

None of the samples in category “strong” contains smectite minerals according to the mineralogical analysis, except AD-07 (box 12), which contain some corrensite (mixed-layer smectite-chlorite). All samples contain the zeolite *laumontite,* which is assumed to hold a swelling potential. Three out of four samples show low to medium swelling pressures for both powder samples and intact rock structure samples, according to the NTNU-characterization system. Sample AD-02 (box 12) stands out with a pressure characterized as high/very high. The high maximum swelling pressure for sample AD-02 (box 12) is correlated to its high content (56%) of laumontite. This finding is especially interesting, since the rock type is of high rock quality and do not contain any swelling clay minerals.

All three category “weak”-samples tested contain swelling clay minerals, and show medium/high swelling pressures in the tests performed on powder samples. For the NTNU tests on *intact rock structure discs*, only two out of three samples did withstand the preparation. The measured values are characterized as low due to the NTNU characterization system, and it is a clear tendency of higher swelling pressures for powder than intact structure samples. The KiT tests on intact rock structure, show medium to high swelling pressures. The advantage of use of the KiT-methodology of oedometer testing is the intact rock specimen can be tested in cycles allowing the regulated deformation to occur.

As can be seen from Table 5, two samples have an increased swelling capacity when deformation is allowed in the cyclic tests performed at KiT, whereby sample APH-02 (box 18) shows the highest increase.

5 THE SWELLING OF LAUMONTITE

5.1 The swelling mechanism of rocks containing laumontite

Many zeolites, similar as for clay minerals, have an affinity of water which is incorporated into their structures (Kranz et al. 1989). These minerals are characterized by their ability to expand and contract due to hydration or dehydration without damaging their crystal structures (Marosvölgy 2010). Rock composed largely of zeolites may swell or shrink significantly as the rock becomes saturated or dries out, and if such rock is constrained, large stresses may develop (Kranz et al. 1989).

As shown, the rocks tested contain remarkable amounts of the zeolite *laumontite*. A laumontite mineral is shown in Figure 6.

Figure 6 A laumontite crystal (Association 2008)

The presence of active zeolites, like laumontite, may account for the swelling, degradation and lack of durability of the rock mass.

5.2 Which rocks may contain laumontites?

In general, rocks are stable under their formation conditions, in equilibrium with the temperature, pressure, water and air-conditions at the time of formation and lithification (Wahlstrøm 2012). When the conditions changes, as when a tunnel is constructed, the rock are prone to alter to adapt the new conditions. The minerals most susceptible to alternation contain abundant magnesium, calcium and iron, and the residual is often clay minerals. Smectite, which is one of the main mineral of attention in swelling properties, commonly result from the weathering of basaltic rocks (Marosvölgy 2010). Zones of weathered igneous rocks from the geologic past may be stripped away by erosion, hidden by unconformities and preserved under overlying younger rocks of different origin. Thus, sections of weathered rocks may also occur at depths beyond the expected limits of surface rock weathering, and is difficult to differentiate from hydrothermally altered rocks.

Volcanic/igneous rocks are commonly hydrothermally altered (Figure 7), a process controlled by major or minor channel-ways of circulation localized by faults or joints, or by movement of solutions along grain boundaries of minerals in aggregates (Wahlstrøm 2012). The alterations range from weak, where only some of the minerals or matrix in the host rock is altered, to high, where virtually all primary phases in the rock are altered to new hydrothermal minerals (Shanks III 2012).

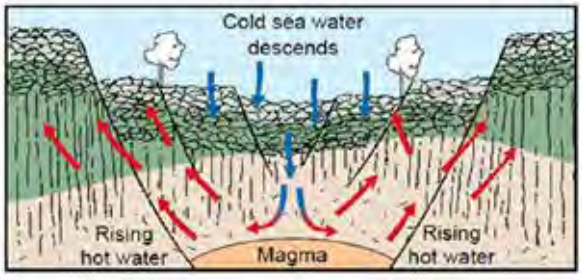


Figure 7 Illustration of rising hot fluids causing hydrothermal alteration (Streckeisen 2017)

Alteration of primary minerals by hot gases and fluids from a magmatic source migrating through the rock, gives rise to the formation of secondary clay minerals (Bell 2004). The primary rock minerals that tend to undergo the most deuretic alteration are olivine, plagioclase, pyroxene and biotite when present in basalt. This type of alteration of igneous rocks may also, especially if they are deficient in silica, form zeolithes (Wahlstrøm 2012). Microfracturing induce this process, creating channels in the rock mass whereby water circulate by driving forces as temperature and changes in stress. Altered pyroclastic rock tends to disintegrate and swell in contact with water or water, vapor and presents a very difficult challenge in tunneling operations (Wahlstrøm 2012).

The processes and products of alteration is dependent on which combination of pre-existing minerals, temperature, composition of water and stress changes that interplays in the rock of project case. An example of alteration, from this case, where plagioclase is replaced by laumontite, is shown in Table 6.

Table 6 Laumontite alteration (Selen, 2017)

	AD-02 box 12	**AD-02 box 8**
Depth	~ 40.35 – 44.05 m	~ 29,7-30,15 m
Rock type /category	Medium to coarse grained andesitic rock/ "Rock type strong"	Fine grained andesitic rock/ "Rock type strong" (complementary sample)
Main minerals	Laumontite (56 %) Clinopyroxene (15 %) Quartz (11 %) Plagioclase (10.%)	Plagioclase (60%) Quartz (10%) Amphibole (7%) Laumontite (7%)
Content of swelling clay	0 %	0 %
Swelling pressure potential of powder samples (measured at NTNU)	Very high 0.33 MPa	Very low 0.08 MPa

6 CONCLUSIONS

When swelling occurs in igneous rocks as basalt and andesite, the expansion of swelling clay minerals is the most frequent explanation. In addition, some studies have proved a link between the presence of active zeolites and swelling behavior of rocks (Boniface 1997, Kranz et al. 1989). Moisture expansion due to a high porosity may also be a possible explanation for the swelling of rocks, especially in cases where no swelling clay is detected (Ruedrich et al. 2011, Wedekind et al. 2013). Table 7 below summarizes the results of the findings achieved through the laboratory testing.

Table 7 Concluding summary (Selen, 2017)

	Rock type *strong* (Grey andesitic type)	**Rock type *weak*** (Agglomeratic rock type)
General description	Apparently strong, homogeneous and intact rock. Grey with shades of green. White "spots"/grains evenly distributed in the rock matrix. Does not disintegrate by hand force.	Apparently weak due to poor coherency and the heterogeneity. Fine-grained matrix with clasts of different shapes, size and color. Disintegrates easily.
Swelling potential	Low according to the free swelling tests. High to extremely high according to oedoemter tests.	High, according to both the free swelling tests and the oedometer tests.
Swelling mechanism	Hydration of laumontite.	Swelling of montmorillonite and mixed-layer smectite.
Overall evaluation of the consistency of test-results	The results are contradictory: 1) Free swelling tests and swelling pressure tests indicate different swelling potential of the rock type. 2) The strongest rock type (both visually and based on testing) has the highest swelling potential. 3) Intact rock structure specimens hold higher swelling potentials than the powder samples (NTNU)	The results make sense: 1) Free swelling tests and swelling pressure tests correspond in terms of expected behavior. 2) The swelling potential is in agreement with visual impression of strength. 3) Intact rock structure specimens hold lower swelling potentials than the powder samples (both NTNU and KiT)

Both laumontite swelling and moisture swelling may happen within the rock mass, where spatial and temporal variations makes the swelling zones difficult to detect. This type of rock swelling is typical for altered rocks initially rich in silica, and may cause swelling problems in great extents, also in strong rocks. The alteration may not be visual detectable, thus, visual similar rocks may hold different swelling potentials. In contrast, the swelling gouge fillings in faults and weakness zones, as typical for the Norwegian geological environment, mainly causes swelling enclosed in these zones.

Oedometer tests can reveal the swelling potential of different rock types, but the swelling magnitudes must be considered together with information on other rock material properties, and the actual configuration of the test performed. On the other hand, the free swelling index test (FSI), do not detect the swelling potential of swelling rocks, when the swelling mechanism differ from osmotic and intracrystalline swelling of clay minerals.

REFERENCES

Association, I. Z. (2008): Database of zeolite structures. *Library and Museum in Yorba Linda, California. The mission of the Festival is to educate students about water-related and*

conservation issues that correspond to California Science Standards. This year's Festival will reach about, 6.

Barla, M. (2008): Numerical simulation of the swelling behaviour around tunnels based on special triaxial tests. *Tunnelling and Underground Space Technology,* 23**,** 508-521.

Bell, F. G. (2004): *Engineering geology and construction*, CRC Press.

Boniface, A (1997): Lesotho Highlands water project - design and construction of the transfer tunnel. *Proc. Inst. Civil Eng.-Civil Eng.,* 120**,** 30-42.

Einstein, H. (1996): Tunnelling in difficult ground—swelling behaviour and identification of swelling rocks. *Rock mechanics and rock engineering,* 29**,** 113-124.

Hudson, J. A (1993): *Comprehensive rock engineering: principles, practice & projects: 4: Excavation, support and monitoring,* Oxford, Pergamon Press.

Kranz, R., Bish, D. & Blacic, J. (1989): Hydration and dehydration of zeolitic tuff from Yucca Mountain, Nevada. *Geophysical Research Letters,* 16**,** 1113-1116.

Marosvölgyi, K. (2010): Retrograde Alteration of Basaltic Rocks in the Þeistareykir High-Temperature Geothermal Field, North-Iceland.

Rauh, F., Thuro, K. & Spaun, G. (2006): The powder swelling test-advantages and limitations. *Engineering Geology for Tommorrow's cities Geological Society London, Engineering Geology Special Publication,* 22.

Ruedrich, J., Bartelsen, T., Dohrmann, R. & Siegesmund, S. (2011): Moisture expansion as a deterioration factor for sandstone used in buildings. *Environmental Earth Sciences,* 63**,** 1545-1564.

Schädlich (2014): *UDSM –Swelling Rock Model*

URL: https://www.plaxis.com/support/models/udsm-swelling-rock-model/ [Retrieved 4. August 2016]

Selen, L. (2017): Study on material properties and testing of various rock types, development of investigation procedure and test methodology for future projects, NTNU, 158 p.

Selmer-Olsen, R. & Palmstrøm, A. (1989): Tunnel collapses in swelling clay zones. *Tunnels & tunnelling*.

Shanks III (2012): Volcanogenic massive sulfide occurrence model: Chapter C in Mineral deposit models for resource assessment. US Geological Survey.

SN Aboitiz/Stache (2015): Internal report

Streckeisen, A. (2017): *Seafloor basalt*

URL: http://www.alexstrekeisen.it/english/meta/metabasalt.php [Retrieved 10. January 2017]

Sumner, P., Hall, K., Van Rooy, J. & Meiklejohn, K. (2009): Rock weathering on the eastern mountains of southern Africa: Review and insights from case studies. *Journal of African Earth Sciences,* 55**,** 236-244.

Wahlstrøm, E. (2012): *Tunneling in rock*, Elsevier.

Wedekind, W., Lopez-Doncel, R., Dohrmann, R., Kocher, M. & Siegesmund, S. (2013): Weathering of volcanic tuff rocks caused by moisture expansion. *Environmental earth sciences,* 69**,** 1203-1224.

Wong, L. N. Y., Maruvanchery, V. & Liu, G. (2016): Water effects on rock strength and stiffness degradation. *Acta Geotechnica,* 11**,** 713-737.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2017

REVIEW ON THE PREVAILING METHODS FOR THE PREDICTION OF POTENTIAL ROCK BURST / ROCK SPALLING IN TUNNELS

Krishna Kanta Panthi, Associate Professor
Norwegian University of Science and Technology (NTNU), Norway

SUMMARY

Rock burst / rock spalling is among the prevailing stability challenges, which can be met while tunneling through hard rock mass. Especially, this is very relevant for the mountainous country like Norway where hard rock is dominating and many road, railway and hydropower tunnels have to be aligned deep into the mountain with steep valley slope topography. Tunnels passing beneath deep rock cover (overburden), in general, are subjected to high in-situ stresses. If the rock mass is relatively unjointed and massive, which is the most likely case in Norway, a brittle failure may occur in the tunnel periphery, which is known as rock spalling / rock bursting. Establishing state of the stress and evaluating stress induced instability in tunnels passing through brittle rock mass at relatively greater depth is of course a challenge. This manuscript reviews and describes the existing rock burst prediction methods that are being practiced worldwide so that these can be used by professional engineers as base for the evaluation and predict potential rock burst / rock spalling scenario in the tunnels under planning and design. The manuscript describes each method itself, highlights extent of applicability and compares with other prediction methods.

INTRODUCTION

Three key engineering geological factors directly influencing the stability of tunnels or underground caverns are rock mechanical properties, in-situ stress conditions and groundwater inflow through fractures and weakness/fault zones (Panthi, 2012). Tunnels and under-ground caverns passing or located beneath deep rock cover (overburden) are subject to in-stabilities caused by induced rock stresses. In relatively unjointed and massive strata, if the rock mass strength is less than the induced stresses, the instability may be mainly associated with rock spalling or rock bursting (Panthi, 2017). On the other hand, if the rock mass is weak, schistose, sheared, deformed and thinly foliated / bedded, squeezing is the most likely scenario (Panthi, 2006).

Self-initiated rock burst is the most common type of brittle failure encountered in the tunnels and underground cavern excavated for civil engineering and mining purposes, especially in the Scandinavia. Diederichs (2014) categorizes brittle failure in tunnels into different five groups such as; moderate spalling/slabbing, severe rock burst, face burst, structural slip burst and structurally controlled strain burst. To study the rock burst phenomenon, it is important to determine the magnitude and direction of in-situ rock stress so that a meaningful assessment

of the instability likely to be caused by induced stresses in tunnels and underground openings is assessed (Hudson and Harrison, 1997).

The rock burst (brittle failure) that occurred in tunnels excavated in the past under high-stress environment is important information to enhance the knowledge on brittle failure and to understand its mechanism. Data and information collected from numerous tunnels and underground mines were used by many scientist to develop empirical and analytical methods, which could be used to predict rock burst activities in tunnels and mines. Most of these methods have been based on past experience, often combined with analytical calculations of rock mechanical and stress related parameters. The aim of this manuscript is to review and discuss the four most widely used rock burst prediction methods in the world. These methods represent either empirical or semi-analytical methods and are classified by Panthi (2017) as Norwegian Rule of Thumb (Selmer-Olsen, 1965), Stress Problem Classification – part of Q-system (Barton et al. 1974), Uniaxial Compressive Strength and Tensile Strength Approach (Diederichs, 2007) and Maximum Tangential Stress and Crack Initiation Strength Approach (Martin and Christiansson, 2009). While explaining the methods discussions are also made on the limitations and extent of their applicability through the engineering decision making process.

NORWEGIAN RULE OF THUMB

Most of the tunnels built in Norway are for hydropower, road and railways. These tunnels are mostly located in the countryside and pass through steep valley-side slopes. Many of these tunnels experienced rock spalling / rock burst problems while tunneling through hard and brittle rocks mass. In this respect, the knowledge associated to brittle failure in tunnels is not new in Norway (Panthi, 2017). Already in 1965 Professor Rolf Selmer Olsen of Norwegian Institute of Technology (NTH) studied over 60 tunnels passing parallel with valley-side slope where rock burs and rock spalling were experienced during tunnel excavation (Olsen, 1965). Most of the studied tunnels were passing through the topography where vertical rock cover over these tunnels was relatively small in comparison to the vertical height between the tunnel and top of the valley-side slope; the plateau. More importantly, most of these tunnels had relatively short distance (mostly not exceeding 300m) from the surface (Figure 1-right).

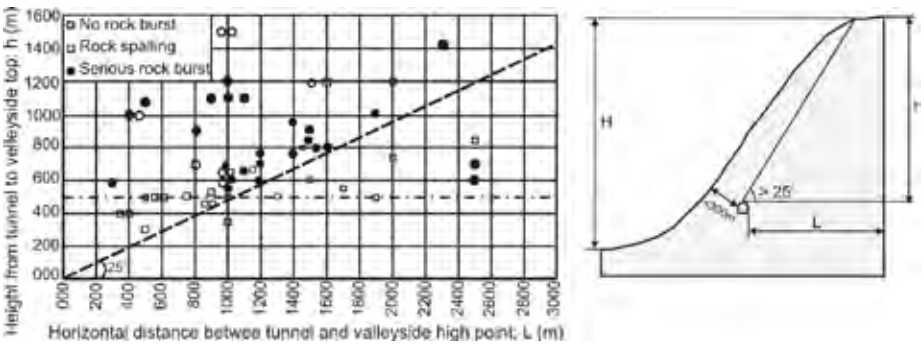


Figure 1 Tunnels having no rock burst, rock spalling and severe rock burst plotted against height from tunnel to top of valley-side slope; i.e. plateau, (left) and horizontal distance be-tween tunnel and valley-side top (right) (Panthi, 2017). The figure is developed based on Olsen (1965).

Figure 1-left above shows tunnels with no rock burst activity, medium rock burst (spalling) condition and high rock burst activity in relation with vertical height between the tunnel and top of valley-side slope (the plateau) and horizontal distance between tunnel and the top of valley-side slope. As one can see in the Figure 1, most of the tunnels that had vertical height (h) between tunnel and plateau less than 500 meters and angle between tunnel location and plateau less than 25 degrees mostly did not experienced any rock burst or rock spalling activities. However, those tunnels that had exceeded this threshold mostly had stability problems associated with rock burst or rock spalling.

According to Panthi (2017) this rule of thumb is useful tool that can be used to start with the first check on whether there is a potential rock spalling / rock burst activity in tunnels under consideration or not. Never the less, one should note here that this method gives indicative results or potential rock spalling / rock burst activity to those tunnels aligned parallel with the valley side slope with a location within 500m distance from the valley side slope topography.

STRESS PROBLEM CLASSIFICATION

Barton et al (1974) of the Norwegian Geotechnical Institute (NGI) proposed the Q-system of rock mass classification. This system is based on a numerical assessment of six different input parameters such as; rock quality designation (RQD), joint set number (Jn), joint roughness number (Jr), joint alteration number (Ja), joint water reduction factor (Jw), and stress reduction factor (SRF).

The numerical estimation of each of these six input parameters of Q-system can be found in many literatures such as Grimstad and Barton (1993), Barton (2002) and others. The parameter SRF of Q-system is associated to stress induced instability and the part of the SRF table classifies rock spalling / rock burst potential in a tunnel built in hard rock conditions. The reworked version of the table is presented in the Table 1.

Table 1 Stress problems class in competent rock mass based on Q-system (Panthi, 2017).

Stress Class	Description of potential stress induced instability	Ratio - intact rock strength and Major principle stress (σ_{ci} / σ_1)	Ratio between maximum tangential stress and intact rock strength ($\sigma_{\theta\text{-max}}$ / σ_{ci})
SC 1	Low stress, near surface, open joints	>200	<0.01
SC 2	Medium stress, favorable stress conditions	200 - 10	0.01 – 0.3
SC 3	High stress, very tight structure, usually favorable to blasting except for wall	10 - 5	0.3 – 0.4
SC 4	Moderate spalling after > I hour	5 - 3	0.5 – 0.65
SC 5	Spalling and rock burst after few minutes	3 - 2	0.65 - 1
SC 6	Heavy rock burst and immediate strain failure	<2	>1

As indicated in Table 1, the stress problems classification method mainly considers three input variables consisting intact rock strength (σ_{ci}), maximum principle stress (σ_1) and maximum tangential stress ($\sigma_{\theta\text{-max}}$). To use this method for the assessment one should have laboratory tested intact rock strength and knowledge about the in-situ stress condition of the area of concern.

UNIAXIAL COMPRESSIVE AND TENSILE STRENGTH APPROACH

It is quite logical to assume that there is an influence of tensile strength on the stress-induced instability in tunnels since higher the tensile strength of the rock material more homogeneous and brittle properties it has. In this respect, Diederichs (2007) proposed qualitative approach for assessing spalling / rock burst failure, which is directly linked with uniaxial compressive strength (UCS) and tensile strength (T) of the intact rock. This method assumes that the crack initiation (CI) in the rock mass occurs due to internal heterogeneities and strain an-isotropy in the hard, strong and brittle rock mass under compression and the crack initiation (CI) is strongly influenced by the internal tensile strength as indicted in Figure 2.

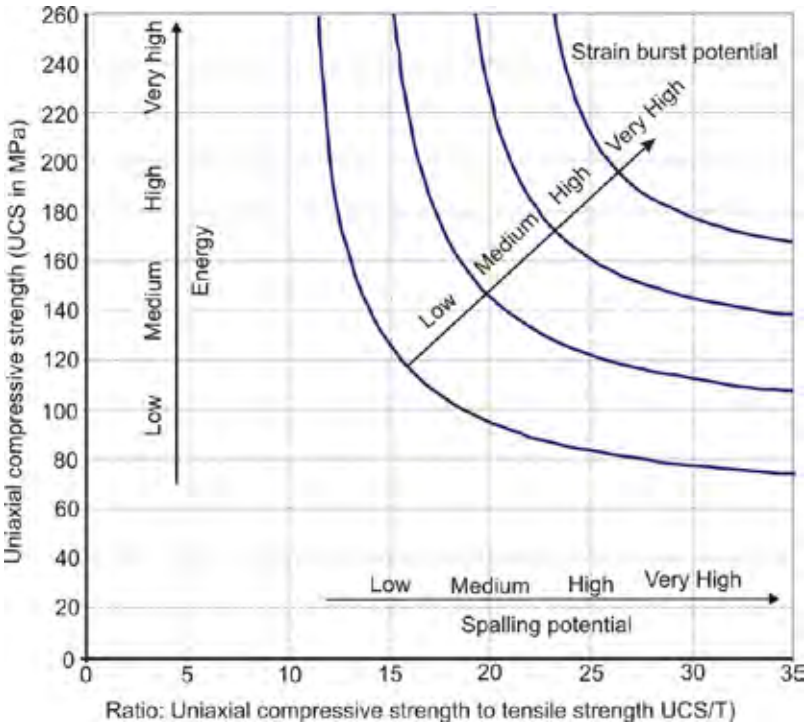


Figure 2 Classification on the potential rock spalling/rock burst based on compressive and tensile strength of the rocks (Panthi, 2017) (Re-produced from Diederichs, 2007).

According to this method of assessment, once the rock mass reaches to the spalling condition there develops extension fractures under compressive loading caused by the re-distributed in-situ stresses in the rock mass on the periphery of a tunnel or a cavern. The rock burst event on

the other hand represents a violent rupture in the rock mass along the periphery of the tunnel contour under mobilized high stress situation.

It is therefore important to note that in spalling rock mass the extension fracture may develop before the actual rock burst by forming parallel and thin slabs in the tunnel periphery (Panthi, 2017). As per Figure 2, higher the uniaxial compressive strength (UCS) of the rock material and higher the ratio between UCS and tensile strength (T), more violent and extensive will be the damage potential in the tunnel wall. The major weakness of this method is that it gives no consideration on the in-situ stress condition of the rock mass. Therefore, while carrying out assessment on should also judge on the prevailing in-situ stress condition of the rock-mass and take the assessment as indicative.

MAXIMUM TANGENTIAL STRESS AND ROCK SPALLING STRENGTH APPROACH

The three approaches discussed above provide qualitative assessment of the rock burst and therefore provide no clear picture on the severity of the rock burst (depth-impact) into the rock mass behind the tunnel wall. On the other hand, knowledge on depth-impact as indicated in Figure 3 is crucial in order to build a strategy on the application of rock support (Panthi, 2012). This is particularly important while deciding the length and type of rock anchors and other support means such as mesh, rock straps and steel fiber reinforcement of the tunnel wall so that needed safety and long-term stability of the tunnel is well taken care off.

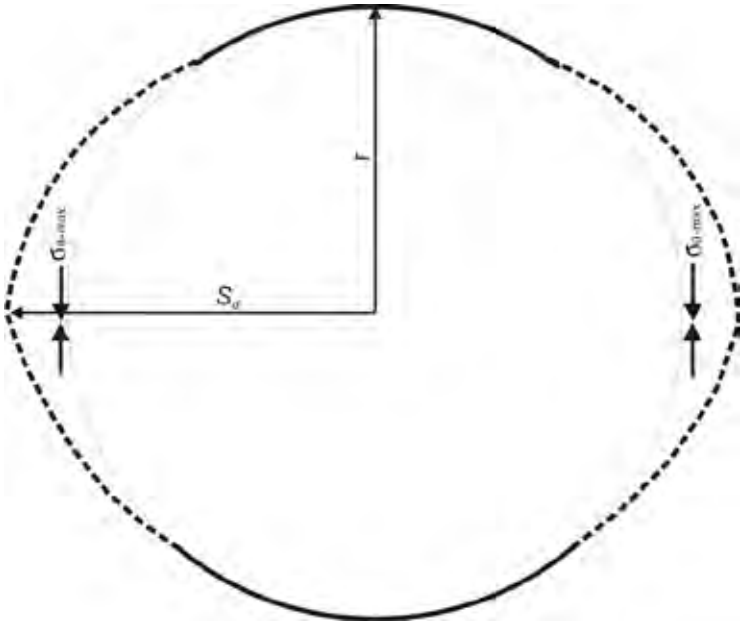


Figure 3 A circular tunnel (TBM tunnel) showing potential damage in the tunnel wall due to accumulated major vertical tangential compressional stress due to stress anisotropy (Panthi, 2017).

The methodology proposed by Martin and Christiansson (2009) as described by Equation 1 offers a possibility to assess the extent of rock spalling / rock burst depth-impact in the tunnel wall expressed by S_d.

$$S_d \approx r \times \left[0.5 \times \frac{\sigma_{\theta-\max}}{\sigma_{sm}} - 0.52 \right] \quad (1)$$

Where, S_d is the distance from tunnel center to the point up to where rock spalling / rock burst failure may extent into the tunnel wall; r is tunnel radius; $\sigma_{\theta\text{-max}}$ is the maximum tangential compressional stress and σ_{sm} is rock mass spalling strength.

Martin and Christiansson (2009) suggest that the magnitude of in-situ spalling strength for glacially eroded massive Scandinavian Crystalline rocks lies between 55 and 65% of the intact rock strength while the laboratory tested crack initiation (CI) strength may be between 40 and 50% of the intact rock strength (σ_{ci}). Comparison of the CI values measured in laboratory uniaxial tests and the rock mass spalling strength by Martin et al (1999) suggests that the crack initiation provides the lower bound limit for the rock spalling strength. With this understanding, one can assume that the rock mass spalling strength of massive and brittle rock is likely to be below 0.5 times the mean uniaxial compressive strength (UCS).

DISCUSSIONS ON THE LIMITATIONS AND APPLICABILITY

The four methods presented above are unique and are different in the way the rock spalling / rock burst phenomenon are assessed in a tunnel passing through strong and brittle rock mass. The Norwegian Rule of Thumb gives a qualitative assessment on where it is safe to place a tunnel that passes through the steep slope topography that extends from the valley bottom to the top of the hillside slope. The Stress Problem Classification Approach provides qualitative assessment based on either ratio between intact rock strength and major principle stress or ratio between maximum tangential compressional strength and intact rock strength. Similarly, Uniaxial Compressive and Tensile Strength Approach gives qualitative assessment based on the intact rock strength and ratio between intact rock strength and tensile strength of the rock material. Similarity between the later two approaches is that both methods assess the extent of severity giving “severity class”. The fourth one, the Maximum Tangential Stress and Rock Spalling Strength on the other hand provides an opportunity to assess the extent of rock spalling / rock burst depth-impact, which is fruitful information in many occasions since such information is valuable in the rock support design, particularly in the estimation of length of rock anchors.

It is important to discuss here that the rock spalling / rock burst assessment using Stress Problem Classification and Maximum Tangential Stress and Rock Spalling Strength Approaches require knowledge about the in-situ stress condition in the vicinity where planned tunnel will be located. In addition, one should have information on the intact rock strength and method to calculate maximum tangential compressional stress ($\sigma_{\theta\text{-max}}$), which can be estimated using Kirsch’s equation defined by maximum and minimum principle stresses expressed by Equation 2.

$$\sigma_{\theta-\max} = 3\sigma_1 - \sigma_3 \quad (2)$$

On the other hand, Panthi (2012) recommends that the rock mass spalling strength (σ_{sm}) can be replaced with rock mass strength (σ_{cm}) to calculate the rock spalling / rock burst depth-impact. For the rock mass influenced by schistosity, rock mass strength (σ_{cm}) can be estimated using equitation suggested by Panthi (2006), which is expressed by Equation 3. For homogeneous, massive and brittle rocks, one can use Equation 4 (Panthi, 2017) to estimate the rock mass strength (σ_{cm}).

$$\sigma_{cm} = \frac{\sigma_{ci}^{1.5}}{60} \quad (3)$$

$$\sigma_{cm} = \frac{\sigma_{ci}^{1.6}}{60} \quad (4)$$

Where, $\sigma_{sm} = \sigma_{cm}$ is the rock mass spalling strength or rock mass strength and σ_{ci} is the laboratory tested intact rock strength.

Equation 3 should only be used for the rock mass influenced by schistocity. The major type of stress-induced instability in this case is related mainly to the phenomenon such as rock spalling, rock buckling and plastic deformation. The rock mass strength (rock-mass spalling strength) for rocks with high degree of schistocity is in general below 0.3 times the intact rock strength. Equation 4 is appropriate to use for massive and brittle rock mass with homogeneity and high intact rock strength. The experience has shown that crack initiation develops at around 0.5 to 0.6 of its maximum USC in case of very fine grained, homogeneous and very strong to extremely strong rocks. On the other hand, in coarse grained to medium grained, homogeneous and strong to very strong rocks, the crack initiation starts developing once the specimen exceeds the threshold of approximately 0.3 of the USC.

CONCLUSION

Assessment on the extent of rock spalling / rock burst in tunnels passing through massive and brittle rocks is a challenging task in rock engineering. Different assessment methods have been applied worldwide and four of the most common methods have been discussed in this manuscript. All four methods have strength and weaknesses and should be used carefully with good knowledge on the rock mass. The first three methods mainly give qualitative assessment on the rock burst extent. The fourth one can be used to assess the rock burst extent in a quantitative way. However, before doing any assessment on the rock burst potential the user must have knowledge about the topographic, geological, in-situ stress, intact rock strength and tensile strength characteristics of the rock the rock. The combination of the method proposed by Martin and Christiansson (2009) in combination with Equation 3 and Equation 4 give valuable input on the extent of depth-impact, which many rock engineers wish to have while designing the underground structure. In rock engineering, the issue of subjectivity is always there and one should always be careful while using any prediction methods proposed.

REFERENCES

Barton N. 2002. Some new Q-value correlation to assist in site characterization and tunnel design. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, vol. 39, pp. 185-216.

Barton N., Line R. and Lunde J. 1974. Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. Rock Mechanics, vol. 6, pp. 189-236.

Diederichs, M. S. 2007. Damage and spalling prediction criteria for deep tunneling. Canadian Geotech-nical Journal, vol. 44 (9), pp. 1082-1116.

Diederichs, M. S. 2014. When does brittle failure become violent? Spalling and rockburst characterization for deep tunneling projects. Proceedings: World Tunneling Conference 2014, Foz do Iguacu, Brazil.

Grimstad E. and Barton N. 1993. Updating the Q-system for NMT. Proceeding of the International Symposium on sprayed concrete – modern use of wet mix sprayed concrete for underground support, Fagernes. Norwegian Concrete Association, Oslo, Norway.

Hudson, J. A. and Harrison, J. P. 1997. Engineering rock mechanics an introduction to the principle. Pergamon press: An imprint of Elsevier Science. 458p.

Martin C. D., Kaiser P. K., McCreath D. R. 1999. Hoek–Brown parameters for predicting the depth of brittle failure around tunnels. Canadian Geotechnical Journal, vol. 36 (1), pp. 136–151.

Martin C. D. and Christiansson R. 2009. Estimating the potential for spalling around a deep nuclear waste repository in crystalline rock. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, vol. 46, pp. 219-228.

Olsen, S. R. 1965. Stabiliteten i tunneler i dalsider (The stability in tunnels in valley-side slopes). IVA rapport 142, pp. 77-83.

Panthi, K. K. 2006. Analysis of engineering geological uncertainties related to tunneling in Himalayan rock mass conditions. Doctoral theses 2006: 41. ISSN 1503-8181. Norwegian University of Science and Technology, Trondheim, Norway.

Panthi, K. K. 2012. Evaluation on rock bursting phenomena in a tunnel of the Himalaya. Bulletin of Engineering Geology and Environments, vol. 71 (4), pp. 761-769.

Panthi, K. K. 2017. Rock burst prediction methods and their applicability. Chapter 11.2 of the book to be published in 2018 with a title “Rock Burst - Mechanism, Monitoring, Warning and Mitigation” edited by Xia-Ting Feng. Elsevier / Butterworth-Heinemann. 572p.

FJELLSPREGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2017

Numerisk stabilitetsvurdering av bergstabbe i Ulriken tunnel ved TBM driving

Numerical stability assessment of rock pillar in Ulriken tunnel during TBM excavation

Ingeniørgeolog Marie Rekve, Bane NOR/ NTNU

SAMMENDRAG

Ved bruk av likevektsanalyse og numerisk analyse i programvaren *RS*^{2}, har stabiliteten til den mellomliggende bergstabben i Ulriken tunnel ved Fløen blitt undersøkt. Ettersom den største begrensningen i numerisk analyse ligger i påliteligheten til inngangsparameterne, ble det utført parameterstudier på de parameterne antatt å ha størst innvirkning på stabiliteten i stabben; grippertrykk, horisontalspenning, GSI, E-modul og spekker. Analysen viste en tydelig sammenheng mellom deformasjon i stabben og økende grippertrykk. Sikkerhetsfaktoren funnet ved likevektsanalysen indikerte også at det ville være gunstig å drive med redusert grippertrykk. Ved driving gjennom påhugget i Fløen ble det derfor anbefalt å drive med lavt grippertrykk.
Effekten av sprekker på resultatene i den numeriske analysen ble undersøkt ved å sammenligne deformasjon i stabben ved ingen, to, og et nettverk av sprekker. Pessimistiske antagelser ble lagt til grunn for å estimere deformasjon ved de verst tenkelige tilfellene. Et nettverk av sprekker gav størst deformasjon, men sannsynligheten for at det skulle være tilfellet var derimot liten grunnet alle antagelsene lagt til grunn. De antatte spenningene i modellen utgjorde en stor usikkerhet i resultatene, da bergspenningsmålinger ved Fløen ikke forelå. Ettersom analysene viste ulikt resultat for innvirkningen av horisontalspenningene på bergstabben ble det anbefalt å utføre bergtrykksmåling ved Fløen for å minske usikkerhetene.

SUMMARY

By use of equilibrium analysis and numerical analysis in the software *RS*^{2}, the stability of the rock pillar between the existing Ulriken tunnel and a new parallel tunnel has been analyzed. Since the greatest limitation of the numerical analysis is the reliability of the entry parameters, a parameter study has been conducted on the parameters deemed the most influential on the stability of the pillar; gripper force, horizontal tension, GSI, E-module and fractures. A clear correlation was shown in the analysis between the deformations of the pillar and increasing gripper force. The level of deformation increase with the gripper force, therefore a reduced force of the grippers was recommended. The effects of fractures on the results of the numerical analysis have been studied by comparing the deformation of the pillar in the face of no, two and a network of fractures. To estimate the deformation in the worst case scenario, slightly pessimistic assumptions regarding the fractures have been made. A network of fractures turns out to give the greatest deformation, but due to the overly pessimistic assumptions this is a highly unlikely scenario. Furthermore, the assumed tension of the model constitutes a significant uncertainty, as rock stress measures have not been conducted. As the numerical and equilibrium analysis yields varying results for the effect of horizontal tension, rock stress measurements are recommended to reduce the uncertainty.

BAKGRUNN

Denne artikkelen er basert på masteroppgaven til undertegnede med tittelen *«Ulriken tunnel – Stabilitetsanalyse av bergstabbe mellom tunnelløp ved TBM driving»* skrevet våren 2017. Veiledere på oppgaven var professor Bjørn Nilsen fra NTNU og geolog Helge Tjelmeland fra Bane NOR. Arbeidet med masteroppgaven bestod av ingeniørgeologisk kartlegging og prøveinnsamling fra Fløen med etterfølgende laboratorietester. Basert på innhentet data ble det utført likevektsanalyse, samt numerisk analyse for berstabben ved Fløen. I denne artikkelen blir noe av bakgrunnsmaterialet presentert, mens hovedvekten er lagt på presentasjon av resultatene fra likevektsanalyse og numerisk analyse. For en mer detaljert beskrivelse henvises det til masteroppgaven.

INNLEDNING

Eksisterende Ulriken tunnel i Bergen stod ferdig i 1964 og går mellom Arna og Fløen gjennom fjellet Ulriken, illustrert i Figur 1. Jernbaneverket startet i 2014 med utvidelse av eksisterende tunnel til dobbeltspor med nytt løp som skulle drives av tunnelboremaskin (TBM). TBMen, som fikk navnet Ulrikke, startet å drive seg gjennom den 7,8 kilometer lange nye Ulriken tunnel fra Arna (Eikland, 2017). Gjennomslag av nye Ulriken tunnel ved Fløen inntraff 29. august 2017.

Figur 1: Plassering av eksisterende og nye Ulriken tunnel (Ramoni, 2016).

Det meste av togstrekningen mellom Arna og Bergen går gjennom Ulriken og det nye sporet bygges parallelt med eksisterende tunnel. Avstanden mellom det eksisterende og nye løpet er stort sett 30-40 meter, der den nye tunnelen ligger syd for den eksisterende. Ved gjennomslaget i Fløen vil avstanden bli betydelig mindre, og bergstabben som står igjen vil kunne bli kritisk smal. Estimert minste avstand på stabben mellom de to løpene ved Fløen er 2,7 meter (Tjelmeland, 2016).

INGENIØRGEOLOGISKE FORHOLD VED FLØEN

Påhugget til Ulrikstunnel ligger ved Fløen på Bergensiden av Ulriken, like ved Store Lungegårdsvannet, vist i Figur 2. Mylonittgneisen (Løvstakkengneisen) som ligger i Fløen fremstår for det meste som hard og solid, men er mer skifrig enn de øvrige gneisene på tunnelstrekningen Arna-Fløen. Sprekkene ble noen steder kartlagt i dagen som lukkede eller igjenngrodde med mineralfylling (kvartsårer). Det ble kartlagt glidestriper på sprekkeplan og tydelig foliasjon av bergarten (Norconsult, 2011).

Figur 2: Påhuggsområdet ved Fløen, med bergartsgrenser og berartsforklaring. Kartbasis er fra ngu.no, Berggrunn N50 (Fossen og Ragnhildstveit, 2008).

Fra påhugget ved Fløen og innover i fjellet vil tunnelen gå i en S-kurve. På denne strekningen kommer tunnelen til å gå med en spiss vinkel i forhold til foliasjonsvinkelen. Foliasjonsoppsprekningen i mylonittgneisen ble av Norconsult (2011) kartlagt til å være 5-10 cm eller mer. Ved Fløen ble det kartlagt inntil fire samtidig opptredende sprekkesett. De opptredende sprekkeretningene vil være mindre fordelaktige første del av strekningen.

Påhugget ved Fløen er lagt til en synlig vertikal bergvegg med grovblokkig bergmasse. Som illustrert på Figur 3 er det lite overdekning over påhugget. I følge Norconsult (2013) er overdekningen ved påhugget 12-14 m. Fra synlig topp av bergveggen og innover mot Ulriken langs traseen er terrenget nokså flatt. Terrengoverdekningen er tilnærmet konstant over en strekning på ca. 600 m. Ved beregning av stabiliteten til stabben ble det valgt å ta utgangspunkt i tykkelsen på stabben der gripperne ville være ved gjennomslag, omtrent 19 m bak borhodet. Overdekningen 19 m bak borhodet ble beregnet til å være 19 m.

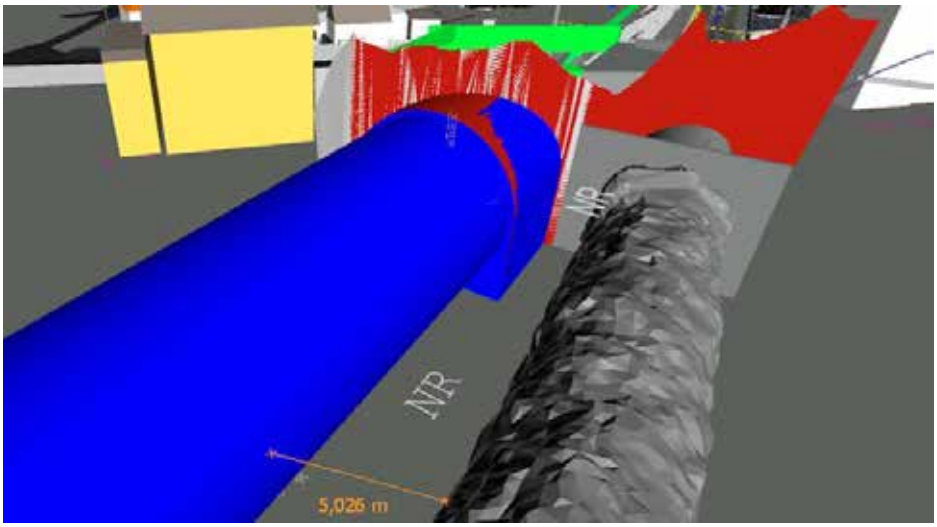
Figur 3: Befaring til Fløen 20. februar 2017. Mylonittgneisen ved påhugget er tydelig foliert og overdekningen er lav.

Ettersom det ikke forelå informasjon om bergspenningsmålinger i området ble det valgt å benytte spenningsverdier som erfaringsmessig har vist seg å være vanlige i områder med lignende geologi og topografi som Ulriken tunnel. Vertikalspenningen (σ_v) ble antatt å den utgjøre minste hovedspenningen og tilsvarer vekten av det overliggende berget. Største og minste hovedspenning, σ_H og σ_h, ble antatt å være orientert henholdsvis N110ºØ og vinkelrett på denne. De anslåtte spenningene for Fløen er vist i Tabell 1.

Tabell 1: Anslåtte spenninger for Fløen. Spenningene ble regnet ut ved hjelp av tetthetsverdier funnet i laboratoriet (2662 kg/m^3).

Km fra Oslo S	Overdekning	σ_v [MPa]	σ_H [MPa]	σ_h [MPa]
469.781	19 m	0,47	0,94	0,47

Senteret av gripperne på Ulrikke sitter 17,2 m bak kutterhodet og maksimal steglengde på TBMen er 1,8 m. Dette gjorde at senteret av gripperne mest sannsynlig ville være ca. 19 m bak kutterhodet ved gjennomslag av tunnelen. Avstanden mellom løpene 19 m inn i TBM-tunnelen, ble anslått å være omtrent 5 m, illustrert i Figur 4. Det er en forholdsvis lang strekning på 100-150 m der det ville være kort avstand mellom løpene (5-6 m).



Figur 4: Tykkelsen på bergstabben der gripperne vil være ved gjennomslag (Tjelmeland, 2016).

FELTARBEID

I februar 2017 ble det gjennomført befaring til påhuggsområdet ved Fløen der hensikten var å foreta ingeniørgeologisk kartlegging med innhenting av inngangsparametre til likevekts og numerisk analyse. Det ble spesielt lagt vekt på sprekkekartlegging og registrering av parametere for beregning av skjærfasthet langs sprekkeplan.

For å beskrive bergmassekvaliteten ved påhugget ble Q-verdi kartlagt i dagen. Det ble tatt to målinger, der Q-verdi 1 ble tatt på høyre side av påhugget, og Q-verdi 2 ble tatt til venstre for stuffen rett ved eksisterende tunnel. Resultatene fra kartleggingen av de to Q-verdiene vises i Tabell 2.

Tabell 2: Parametere til beregning av Q-verdi samt kalkulert Q-verdi.

Lokalitet	RQD	J_n	J_r	J_a	J_w	SRF	Q-verdi
1	85	9	1,5	1,5	0,9	5	1,7
2	75	9	1,5	1,5	1	1	8,3

For å kunne modellere i det numeriske programmet *RS*^{2} er man avhengig av GSI-verdi (geological strength index) for bergmassen. Med bakgrunn i dette ble det foretatt en vurdering av GSI-verdien ved Fløen. GSI-verdiene ble estimert i forskjæringen, der vurderingene ble gjort sammen med Bjørn Nilsen og Helge Tjelmeland. GSI-verdien for høyre side av stuff ble vurdert til 80, mens selve stuffen ble vurdert til 70. Den samlede GSI-verdien ble dermed anslått til å være omtrent 75, som er gjennomsnittet for høyre side av stuff og selve stuffen.

For å regne ut JCS verdien til mylonittgneisen ble Smidt hammer brukt i felt på sprekkeflater. Det ble tatt 20 målinger i felt, der Schmidt hardheten ble beregnet som middelverdien av de 10 høyeste verdiene. Det ble gjort én måling på intakt berg og seks på sprekkeplan, der fire var tverrsprekker og to var foliasjonssprekker. Tabell 3 viser en oversikt over de estimerte JCS-verdiene samt snittet av målingene gjort med Schmidt hammer for de ulike planene.

Tabell 3: Estimerte JCS verdier med middelverdi.

Stuff	Strøk/fall	JCS
Intakt massivt fjell ved stuff	-	225
Høyre side av stuff, markert sprekkeretning	N108/30NØ	215
Høyre side av stuff, tverrsprekk	N51Ø/89SØ	*300*
Høyre side av stuff, tverrsprekk	N49Ø/79NV	*265*
Høyre side av stuff, nederste foliasjonsflate	Ikke målt	245
Høyre side av stuff, tverrsprekk	N36Ø/82SØ	230
Nede ved bro/vei, foliasjonsflate	N114Ø/41NØ	245
Middelverdi JCS		**234**

JRC er et mål for ruheten til en bergflate og det er en potensielt viktig faktor for skjærfastheten til diskontinuiteter. Ved måling av ruheten til sprekkeflater ble *a/L* metoden benyttet. Det er en enkel feltmetode der en bruker en rett målestav med lengde *L* som blir lagt på bergflaten og videre måles den maksimale avstanden, *a* (amplituden) fra bergflaten (Bandis, Lumsden og Barton, 1981). Resultatene fra kartlegging av JRC vises i Tabell 4.

Tabell 4: Estimert JRC fra felt.

Strøk/fall	Måleretning	Profillengde [m]	Amplitude [mm]	JRC
N96°Ø/32°NØ	N150°Ø	1	27	12
N96°Ø/32°NØ	N150°Ø	1	30	14
N96°Ø/32°NØ	N150°Ø	1	15	7
N108°Ø/30°NØ	N60°Ø	0,4	10	11
N108°Ø/30°NØ	N60°Ø	0,4	17	18
N134°Ø/40°NØ	I fallretning	1	13	6
N134°Ø/40°NØ	Skrått på/diagonalt	0,4	6	6
N134°Ø/40°NØ	I strøkretning	0,4	12	12
Gj.snitt JRC				**11**

LABORATORIEUNDERSØKELSER

I forbindelse med masteroppgaven ble det utført laboratorieundersøkelser med hovedformål å bestemme inngangsparametre til likevekts- og numerisk analyse. Alle testene ble utført på bergartsprøver samlet inn i forbindelse med sprenging av påhugget ved Fløen.

For å klassifisere og måle styrken til det intakte berget ved Fløen ble det gjennomført enaksiell trykkfasthetstest, også kalt UCS-test. Forsøket ble utført ved å bruke en enaksiell trykkcelle som bruker et hydraulisk stempel til å påføre last på prøvene med konstant spenningsøkning, vist i Figur 5. For at foliasjonen ikke skulle ha innvirkning på resultatene, ble kjerneprøvene boret vinkelrett på foliasjonen til bergblokken.

Figur 5: Preparering av steinprøve til UCS-test. Trykkcellen som ble brukt for enaksielt trykkforsøk er vist i bildet til høyre.

Resultatene fra UCS-forsøkene er oppgitt i Tabell 5, med verdiene for trykkfastheten (σ_c), Youngs modulus (E_i) og Poissons forhold (v).

Tabell 5: Resultatene fra UCS-testing.

Prøve nr.	UCS (σ_c)[MPa]	E-modul (E_i) [GPa]	Poissons forhold (ν)
1	247	50,81	0,31
2	230	53,20	0,32
3	243	55,76	0,29
4	243	51,78	0,28
Gjennomsnitt	241	52,84	0,30

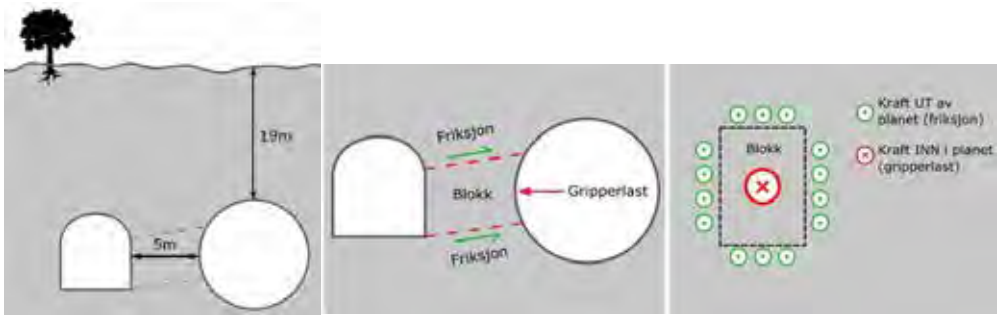
For å estimere basis friksjonsvinkel (ϕ_b) til mylonittgneisen ble tilt-test benyttet. Testen er en skjærtest som gjennomføres med svært lav normalspenning. Basis friksjonsvinkel er den vinkelen hvor øvre del av borkjernen (som er skåret på langs med diamantsag) begynner å gli langs flaten av nedre del som er fastlåst. I laboratoriet ble det utført tilt-test på tre kjerner. Resultatet av testen er vist i Tabell 6.

Tabell 6: Resultater fra tilt-test utført i laboratoriet.

Kjerne nummer	Basis friksjonsvinkel, ϕ_b
1	24,2°
2	25,2°
3	25,6°
Gjennomsnitt	25,0°

LIKEVEKTSANALYSE

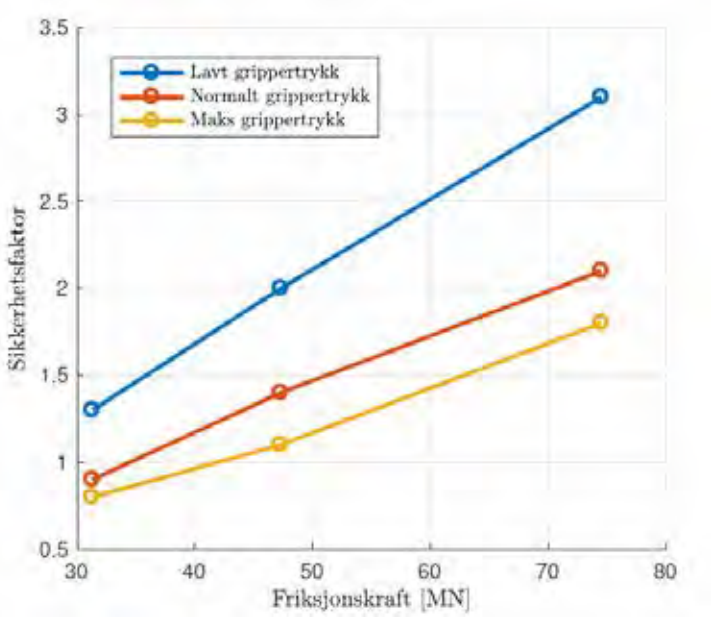
Ved å sammenligne stabiliserende og drivende krefter for en teoretisk sprekkeavgrenset blokk, ble det gjort beregninger av sikkerhet mot utpressing. For å demonstrere forholdene ved verst tenkelig situasjon, ble analysen utført på geometrien antatt å være minst gunstig. Blokken i stabben ble antatt å være avgrenset i hver side av gjennomgående sprekker. I tillegg ble det antatt at bergstabben ville være utsatt for grippertrykket over hele flaten som vendte mot eksisterende tunnel. Geometrien for blokken er skissert i Figur 6, der sprekkene som avgrenser bergblokken i pilarens lengderetning på parallelt med papirplanet. Blokken har høyde som er lik gripperhøyden til TBMen som er 5,2 m og en tykkelse lik gripperbredden på 1,4 m (Tjelmeland, 2016).



Figur 6: Antatt bergblokk i bergstabben mellom eksisterende og nye Ulriken tunnel med markerte gjennomgående sprekker i topp og bunn. Figuren i midten illustrerer situasjonen sett fra påhugget og innover, mens figuren til høyre viser bergblokken sett fra siden.

Sikkerheten mot utpressing for blokken vil være lik forholdet mellom stabiliserende og drivende krefter. I dette tilfelle utgjorde kraften fra gripperne som presset mot bergstabben de drivene kreftene på stabben. Friksjonen langs sprekkene i den definerte blokken vil motvirke kraften fra gripperen og utgjøre de stabiliserende kreftene. TBMen brukt for å drive Ulriken tunnel kunne settes til å påføre tre ulike grippertrykk på berget; lav, normal og maks. Ettersom det kunne være tre ulike trykk på bergstabben, ble det gjort en parameterstudie for å se på effekten av de forskjellige trykkene. Da det ikke forelå spenningsmålinger ved påhuggsområdet, var det vanskelig å estimere horisontalspenningen for Fløen ut fra teori. Det ble derfor valgt å se på sikkerhetsfaktoren for horisontalspenning lik $1/2\sigma_v$, σ_v og $2\sigma_v$. For sprekkene i sidene på bergblokken ble friksjonskraften dermed regnet ut for tre ulike spenninger.

Resultatene fra likevektsanalysen er vist i Figur 7, der sikkerhetsfaktoren for blokkutpressing ble plottet mot tre forskjellige horisontalspenninger. I diagrammet går sikkerhetsfaktoren fra minimum på 0,8 til maksimum på 3,1. For at situasjonen i bergstabben skal være sikker må sikkerhetsfaktoren helst være over 1,5.



Figur 7: Sikkerhet mot blokkutpressing plottet mot økende horisontalspenninger.

I likevektsanalysen ble det gjort en del forenklinger og antagelser, spesielt for sprekkene som definerte blokken. Beregningen forutsatte utpressing av en idealisert blokk med fire helt gjennomsettende sprekkeplan som ble antatt å bli trykt inn på samme tid som et regelmessig prisme, på størrelse med gripperen. Resultatet fra likevektsanalysen indikerte at horisontalspenningen har mye å si for sikkerhetsfaktoren, der minkende horisontalspenning førte til lavere sikkerhetsfaktor. Vanligvis er horisontalspenningen like stor og ofte betydelig større enn vertikalspenningen. Det mest sannsynlige var derfor at horisontalspenningen minst var av lik størrelse som vertikalspenningen ved påhugget. Ved antatt horisontalspenning lik $2\sigma_v$ var sikkerhetsfaktoren høy nok for alle grippertrykkene. I følge resultatene ville det derfor være trygt å drive med lavt grippertrykk dersom horisontalspenningene ble antatt å være like stor eller større enn σ_v. Beregningene viste også tydelig at grippertrykket hadde stor innvirkning på sikkerhetsfaktoren, ettersom den minket ved økende trykk. Ut fra resultatet ville det derfor være fordelaktig å drive med lavt grippertrykk for å ha god nok sikkerhet.

Resultatene fra beregningen virket fornuftige og lovende, samtidig som problemstillingen fra Fløen ble illustrert som en reell problemstilling. Dersom alt skulle gå i ugunstig retning indikerte beregningene at det var fare for innpressing. Sannsynligheten var derimot svært lav for at alle fire sprekkeflatene skulle være helt gjennomgående, med riktig vinkel og på riktig sted i forhold til gripperen. På bakgrunn av de konservative inngangsparametrene, ble resultatet vurdert til å gi en tilfredsstillende grad av sikkerhet mot utpressing

NUMERISK ANALYSE

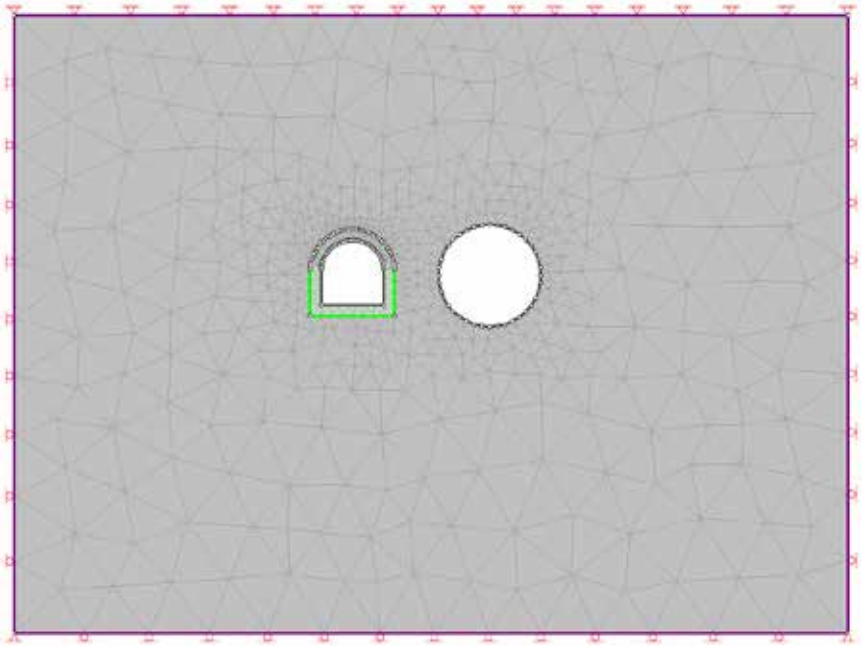
For å undersøke hvorvidt det ville oppstå stabilitetsproblemer i bergstabben mellom de to tunnelløpene ved Fløen, ble det også gjennomført numerisk analyse. Programmet som ble brukt for den numeriske modelleringen var *RS*^{2}. De benyttede inngangsparametrene ble basert på resultater fra laboratorietester, programmet *RocData* og nødvendige antagelser. For å undersøke hvor mye endring av enkelte inngangsparametre påvirket stabiliteten i bergstabben, ble det gjennomført parameterstudier. Tabell 7 viser en fullstendig oversikt over inngangsparametrene som ble lagt inn i *RocData* og *RS*^{2} samt hvor de er hentet fra.

Tabell 7: Fullstendig oversikt over inngangsparametre til RocData og RS^2.

Inngangsparameter	Verdi bergmassen	Verdi skadesone	Utregnet fra
GSI	75	75	Felt
σ_{ci}	241 [MPa]	241 [MPa]	Laboratoriet
E_i	52,84 [GPa]	52,84 [GPa]	Laboratoriet
m_i	30	30	Tabell i RocData
D	0	0.2	Tabell i RocData
E_{rm}	43,14 [GPa]	36,65 [GPa]	RocData
m_b	12,285	11,124	RocData
s	0,062	0,051	RocData
a	0,501	0,501	RocData
m_r	3,22	3,22	Formel 8.3
s_r	0,0009	0,0009	Formel 8.4
a_r	0,500	0,500	Formel 8.5
Dilatans	8,18	7,41	Formel 8.3
σ_H	1,05 [MPa]	1,05 [MPa]	Estimert
σ_h	0,85 [MPa]	0,85 [MPa]	Estimert
σ_v	0,47 [MPa]	0,47 [MPa]	Estimert

Som følge av nødvendige antagelser gjort for inngangsparametrene forelå det en del usikkerheter i analysen. Modellen ble likevel ansett til å være et nyttig verktøy for å undersøke spenningsforholdene og deformasjonene i de potensielt utfordrende partiene i bergstabben.

I den numeriske modellen ble eksisterende og nye Ulriken tunnel lagt inn i et 2D plan. Modellen er vist i Figur 8, der eksisterende tunnel befinner seg til venstre, mens den sirkulære tunnelåpningen til høyre er nye Ulriken tunnel. Den grønne sonen rundt eksisterende og sprengte Ulriken tunnel illustrerer en 1 m tykk skadesone fra sprengingen. For å unngå endeeffekter ble det valgt et domene som en boks med ekspansjonsfaktor på tre i forhold til det utdrevne arealet.

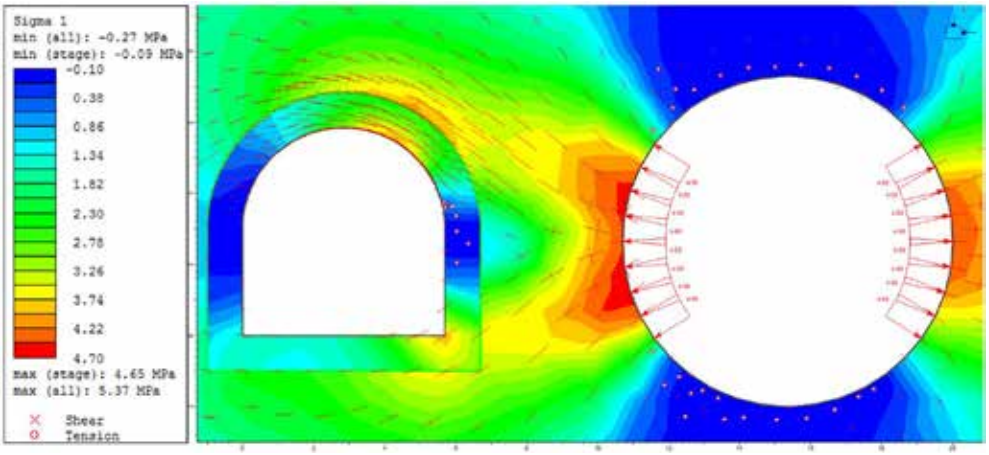


Figur 8: Modell i RS[2] med oppsett av nodene og størrelsen på domenet illustrert.

Ettersom mange av inngangsparametrene i den numeriske analysen var usikre, ble det valgt å gjennomføre parameterstudier. Dette ble gjort for å undersøke parameternes påvirkning på stabiliteten i stabben. Det ble i samtale med veileder Bjørn Nilsen valgt å gjennomføre parameterstudie for: grippertrykket til TBMen, horisontalspenningene, GSI-verdien til bergmassen og E-modul.

Grippertrykk

For å se hvor mye grippertrykket påvirket deformasjonen i stabben ble grippertrykket endret til de tre forskjellige trykkene TBMen kunne ha; lav, normal og maks. Ved kjøring på lavt grippertrykk ble trykket modellert som trykkvektorer på 4,68 MPa, som virker normalt på bergoverflaten på begge sider av tunnelen, vist i Figur 9. Bergspenningene var størst i berget ved gripperne som vendte mot bergstabben, opp til ca. 4,7 MPa, og lavest i TBM tunnelens heng og såle. I bergstabben mellom tunnelene var spenningene størst nærmest TBM-tunnelen, med lave spenninger i veggen mot eksisterende tunnel. Deformasjon i bergstabben var opp mot 0,9 mm ved gripperne og minket noe innover mot eksisterende tunnel. I modellen var det bruddelementer i TBM-tunnelens heng og såle, samt øverst i veggen i eksisterende tunnel.



Figur 9: Største hovedspenning med lavt grippertrykk. Totalt 34 bruddelementer.

Tabell 8 viser hvordan deformasjonen i bergstabben økte med økende gripperlast. Den induserte spenningsomlagringen fra grippertrykket ga gradvis mer ugunstige spenningsforhold og større deformasjon i stabben ved økende trykk. Til tross for at det ble satt på stort grippertrykk på bergmassen og bergstabben, ble trykket fordelt utover i den massive bergmassen utenfor tunnelen. Det førte til at det var lite av den totale kraften fra gripperne som virket i bergstabben mot eksisterende tunnel. Ettersom deformasjonen i bergstabben var minst ved 4,68 MPa grippertrykk, ble det valgt å gjennomføre de resterende parameterstudiene med *lavt grippertrykk.*

Tabell 8: Deformasjon i bergstabben ved de fire ulike situasjonene.

Drift	Trykk [MPa]	Bruddelement	Deformasjon i stabben [mm]
Uten grippertrykk	0	0	Ubetydelige
Redusert	4,68	34	0,9
Normal	6,74	86	1,4
Maksimal	8,04	146	1,9

Horisontalspenningens innvirkning

Da det ikke forelå spenningsmålinger for Fløen ble de antatte horisontalspenningene basert på anbefaling fra veileder. Ettersom det var usikkert hvor riktig denne antagelsen var for spenningssituasjonen ved påhugget ble det valgt å gjennomføre parameterstudie for å se hvor mye stabiliteten endret seg ved ulike spenninger. I analysen var det kun horisontalspenningene som ble endret ettersom det ble antatt at de var mer usikre enn vertikalspenningen. For å få frem hvordan endingene i horisontalspenningene påvirket stabiliteten av stabben ble det valgt å endre disse i fem ulike spenningsstituasjoner.

Tabell 9: Maksimalverdien til σ_1, bruddelement og total deformasjon i stabben ved variasjon av horisontalspenningene.

Forhold	σ_H [MPa]	σ_h [MPa]	σ_v [MPa]	σ_1 [MPa]	Bruddelement	Deformasjon [mm]
0,5×estimert	0,53	0,43	0,47	5,3	74	1,0
Estimert	1,05	0,85	0,47	4,6	34	0,9
1,5×estimert	1,58	1,28	0,47	5,0	16	0,8
2×estimert	2,1	1,7	0,47	5,6	1	0,7
3×estimert	3,15	2,55	0,47	7,5	0	0,8

Modellen indikerte at størrelsen på de utvalgte horisontalspenningene som ble analysert hadde lite å si for deformasjonen i stabben, noe som kommer godt frem i Tabell 9. En generell trend var at deformasjonen i stabben minket ved økende horisontalspenninger. Horisontalspenningen var en av parameterne med størst usikkerhet da den ikke var basert på målinger. Ettersom innvirkning på stabiliteten viste seg å være lav, indikerte analysen at det ikke var et stort behov for bergspenningsmålinger.

GSI-verdiens innvirkning

GSI-verdien ble kun kartlagt i påhugget. Ettersom det var sannsynlig at verdien kunne variere noe innover i tunnelen, ble det antatt nyttig å se hvordan GSI-verdien påvirket forholdene i bergstabben. Det ble valgt å legge tre ulike GSI-verdier til for å analysere virkningen de hadde på deformasjonen i stabben. Resultatene fra parameterstudiet vises i Tabell 10.

Tabell 10: Deformasjon og antall bruddelement som har gått i brudd ved varierende GSI-verdier.

GSI-verdi	Bruddelement	Deformasjon [mm]
50	197	2,4
75	35	0,9
90	0	0,7

Ved endring av GSI-verdien indikerte analysen at deformasjonen i stabben ville minke noe ved en økende verdi. Dersom den kartlagte verdien skulle være noe feil for bergstabben i nye Ulriken tunnel ved Fløen, viste resultatene at deformasjonen ikke ville endre seg i betydelig grad.

E-modulens innvirkning

For E-modulen ble det valgt å se på deformasjon i bergstabben ved ±50 prosent av verdien funnet i laboratoriet, 52,84 GPa. Ved å endre E-modulen måtte E_{rm} for bergmassen (B) og skadesonen (S) regnes ut i *RocData*. Resultatene er vist i Tabell 11:

Tabell 11: Deformasjon og antall bruddelement som gikk i brudd ved varierende GSI-verdier.

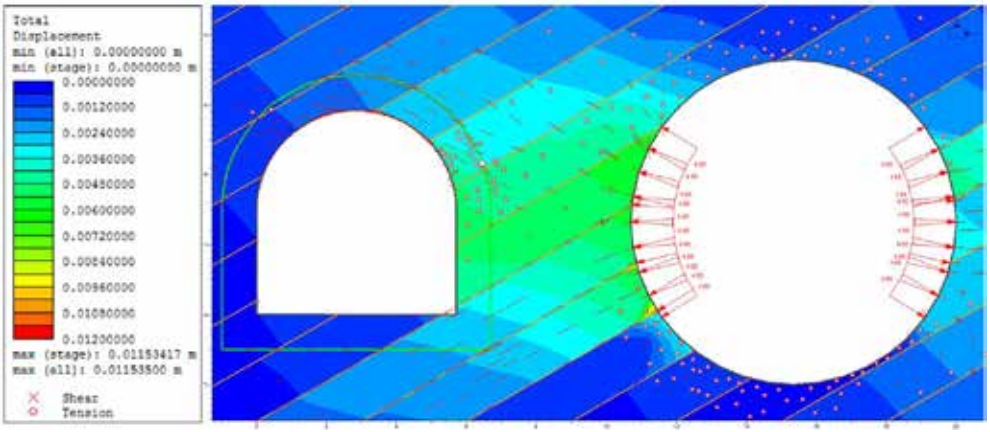
E-modul	B [MPa]	S [MPa]	Bruddelement	Deformasjon [mm]
0,5×estimert	21568	18327	34	1,7
Estimert	43136	36655	34	0,9
2 × *estimert*	64704	54982	34	0,6

Modellen indikerte at det kunne forventes mindre deformasjon i bergstabben ved økende E-modul. Ettersom E-modulen for mylonittgneisen ble funnet i laboratoriet ble det antatt at den stemte godt overens med den faktiske verdien.

Innlagte sprekker

Ettersom parameterstudiet så langt viste moderate endringer i deformasjonene ble det valgt å se på effekten av innlagte sprekker i modellen. To av egenskapene som måtte legges til for sprekkene i *RS*[2] var normal stivhet K_n og skjærstivhet K_s. Ettersom det ikke var anledning til å finne parameterne i lab, ble det valgt å basere verdiene på litteraturdata. Basert på verdier fra Sandøy, Oppikofer og Nilsen (2016) som hadde estimert verdiene for gneis, ble K_n og K_s henholdsvis antatt å ha en verdi på 5000 MPa/m og 2000 MPa/m.

Det ble valgt å se på deformasjonen i stabben ved å legge inn en sprekk i øvre og nedre del av bergstabben. Dette førte til en total deformasjon på 1,5 mm. Ved å studere Figur 3 er det mulig å se at det eksisterer et nettverk av forholdsvis gjennomsettende foliasjonssprekker ved Fløen. Sprekkene her er forholdsvis gjennomsettende ettersom lengden på sprekkene er mye større enn tykkelsen på stabben. Avstanden mellom sprekkene varierer i stor grad, men i modellen ble det valgt å legge inn avstanden på den sprekken som så ut til å gå gjennom bergstabben, som ble estimert til å ha en tykkelse på omtrent 1,5 m.



Figur 10: Deformasjon i bergstabben med et gjennomgående nettverk av foliasjonssprekker.

Figur 10 viser at den totale deformasjonen i bergstabben ble 11,5 mm med et nettverk av sprekker lagt inn i modellen. For å se hvilken effekt grippertrykket hadde i denne situasjonen ble det også valgt å legge inn normalt og maks grippertrykk i modellen.

Tabell 12: Deformasjon i stabben med ulik grad av sprekker.

Grippertrykk:	Lavt	Normalt	Maks
Uten innlagt sprekker	0,9 mm	1,4 mm	1,9 mm
To sprekker	1,5 mm	2,5 mm	3,1 mm
Nettverk av sprekker	11,5 mm	16,9 mm	21,5 mm

Tabell 12 viser en oppsummering av deformasjon i stabben ved ulike sprekkeforhold og gripperlaster. Stabilitetsproblemer viste seg å være mest sannsynlig med et nettverk av sprekker. Det ble antatt at deformasjonen ikke kunne bli mye høyere enn opp mot halvparten av deformasjonen på 11,5 mm på bakgrunn av de konservative inngangsparametrene. Dette illustrerer litt utfordringen med modellering; at rammebetingelsene, inngangsparametrene og selve oppbyggingen av modellen, har mye å si for resultatet.

Installering av sikring

For å beregne hvilken effekt sikring ville hatt på bergstabben, ble det valgt å legge inn sikring i modellen med et nettverk av foliasjonssprekker. Med en valgt Q-verdi på 2 og ESR til 0,5, havnet tunnelen i sikringskategori *Fiberforsterket sprøytebetong og bolting, 6-9 cm*. Boltene lagt inn i modellen hadde en lengde på 4 m. Resultatet av parameterstudiet for installering av sikring vises i Tabell 13.

Tabell 13: Effekt av innlagt sikring.

	Bruddelement	Deformasjon	Brudd i sprøytebetong	Brudd i bolt
Uten sikring	163	11,5 mm	-	-
Sprøytebetong	161	9,7 mm	22	-
Sprøytebetong og bolter	163	9,7 mm	22	0

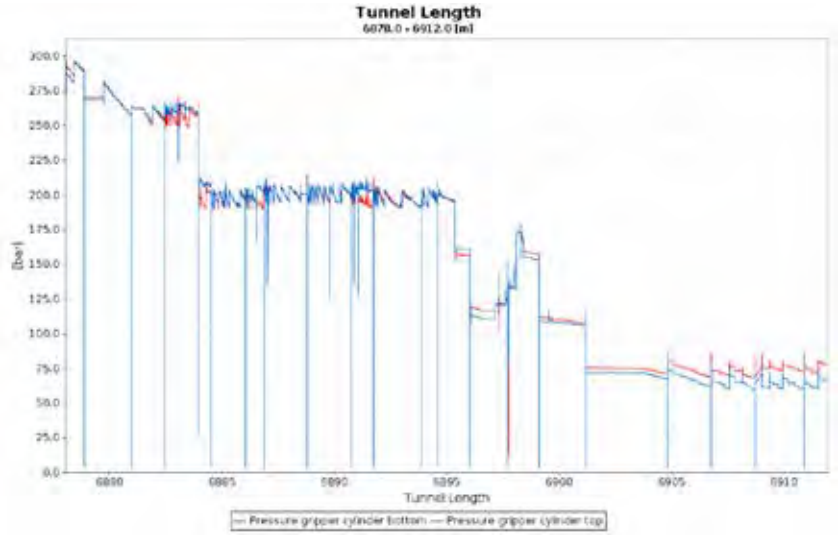
Installering av sikring viste i den numeriske modellen liten endring i deformasjon i bergstabben. Sikring ble derfor antatt ikke å være nødvendig. Ettersom sikringen ikke viste særlig effekt ble det antatt unødvendig med installert sikring. Til tross for at effekten av sikring kun viste små endringer i modellen, vil sikring kunne ta opp noe spenning og motvirke deformasjonen samt være med på å binde sammen bergmassen og hindre eventuelle småblokker å rase ned.

OPPSUMMERING

Resultatene fra likevektsanalysen og den numeriske modelleringen motsa hverandre noe på innvirkningen av horisontalspenningen. Det var usikkerhet i hvor stor betydning horisontalspenningen hadde for bergstabben ved Fløen. Derfor ville det vært nyttig med mer sikker informasjon om spenningene gjennom målinger. For innvirkningen ved grippertrykk ga begge analysene hovedsakelig likt resultat. Beregningene indikerte at det måtte forventes synkende sikkerhetsfaktor, økende deformasjon og bruddannelser ved økende trykk fra gripperne. Til tross for at resultatene var noe forskjellige, indikerte analysene at det ville være mulig å drive gjennom den smale stabben uten spesielle stabilitetsproblemer, forutsatt lavt grippertrykk.

GJENNOMSLAG AV NYE ULRIKEN TUNNEL

Etter masteroppgaven ble levert inn 11. juni 2017 inntraff gjennomslaget av nye Ulriken tunnel 29. august 2017. Bergstabben ved Fløen ble holdt under kontinuerlig oppsyn de siste meterne før gjennomslag, men det ble aldri funnet tegn til oppsprekking som tilsa deformasjon av bergmassen. På det siste strekket var det utfordringer med inndrift og matekraften samt grippertrykk måtte derfor økes for å få inndrift ved TL 6897 (Tjelmeland, 2017), se Figur 11.



Figur 11: Grafisk oversikt over grippertrykket de siste 30 m ved Fløen (Tjelmeland, 2017).

Figur 12:Vellykket gjennomslag av nye Ulriken tunnel og stabil bergstabbe mellom tunnelene.

REFERANSER

Bandis, S., Lumsden, A. og Barton, N (1981): *Experimental studies of scale effects on the shear behavior of rock joints.* International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts 18, s. 1-21.

Eikeland, I. (2017): *Brosjyre Arna-Bergen* http://www.banenor.no/contentassets/f44b5aeb5bdd425bb4c57d7fa036c86e/brosjyre-arna-bergen-mai-2016.pdf

Fossen H. og Ragnhildstveit J. (2008): *Berggrunnskart Bergen 1115-1 M 1:50 000.* NGU (2008). http://geo.ngu.no/kart/berggrunn/.

Norconsult (2011): *Ulriken tunnel - Geologisk rapport for detaljplan.*UUT-00-A-10006.

Norconsult (2013): *Ulriken tunnel – Ingeniørgeologisk – hydrogeologisk rapport for konkurransegrunnlag.* UUT-00-A12002.

Ramoni, M. (2016): *Ulriken Tunnel - The first TBM Drive for a Railway Tunnel in Norway*. Tunnel nr. 3.

Sandøy, G., Oppikofer T. og Nilsen, B. (2016): *Why did the 1756 Tjellefonna rockslide occur? A back-analysis of the largest historic rockslide in Norway.* Geomorphology 322, s. 233–241. http://dx.doi.org/10.1016/j.geomorph.2016.08.016

Tjelmeland, H. (2016): *Mailkorrespondanse.*

Tjelmeland, H. (2017): *Mailkorrespondanse.*

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2017

VARSLINGSSYSTEM UNDER BYGGING AV FOLLOBANE TUNNELENS KRYSSINGUNDER EKEBERG TUNNELENE

Warning system during construction of Follobanen tunnels under the Ekeberg tunnels

PhD Nghia Q. Trinh, PhD Kristin H. Holmøy SINTEF Byggforsk
Hanne Wiig Sagen, BaneNOR

SAMMENDRAG

Denne artikkelen beskriver et nylig case-studie med overvåkning av stabilitet av Ekebergtunnelene I forbindelse med bygging av Follobanetunnelen. Follobanentunnelen krysser ca. 4 under Ekebergtunnelene. I dette prosjektet har SINTEF utviklet en omfattende program som kombinerer kontinuerlig overvåkning av bergspennings- og setningsmålinger med 2-D og 3-D numerisk modellering. Kontinuerlig bergspenningsmålinger og endringer er aktivt brukt sammen med numerisk modellering for å overvåke stabiliteten i Ekebergtunnelene. Dette for å sikre at enhver risiko for ustabilitet i eksisterende tunneler kan oppdages i god tid for å kunne utføre nødvendige korrigerende tiltak.

SUMMARY

This paper presents a case study of a monitoring program for the stability of Ekeberg tunnels in connection with the construction of the Follobanen tunnels, just a few meters below. In this project, SINTEF has developed a comprehensive procedure, combining continuous rock stress measurements and displacement measurements with 2-D and 3-D numerical modelling. Continued rock stress measurements and rock stress change monitoring are actively used together with numerical modelling to monitor the stability situation in the Ekeberg tunnels. This is to make sure that any risk of instability in the existing Ekeberg tunnels can be detected in a good time to make necessary precaution actions.

INTRODUCTION AND BACKGROUND

Bane NOR (Norwegian National Rail Administration) has decided to construct the Follo Line Project – new railway tunnels close to the existing Ekeberg road tunnels in Oslo area in Norway, connecting Oslo and Ski. The project comprises a 22 km long twin-tube-tunnel to be excavated mainly with tunnel boring machines (TBM), but also by drill & blast and drill & split. The drill & blast and drill & split tunnel section is in the first part of the Follobane tunnels, near Oslo Central Station, and where the Follobane tunnels goes under the Ekeberg tunnels. The main construction phase commenced in 2015, and it is scheduled for completion in the end of 2021. Geological conditions of the area can be found in Holmøy et al (2015).

In the first part of the tunnel near Oslo Central Station, there is a special rock mechanics challenge. In this part of the project, the new tunnels intersect the existing road and sewage tunnels at different levels and with short distances. The minimum theoretical distance is less

than 4 m between Follobanen tunnels and Ekeberg road tunnels. This makes the intersection very complicated as shown in Figure 1. The construction of the Follobanen tunnels is performed with the following requirements:

- No negative effect on the stability of the Ekeberg tunnels;
- No stopping of traffic in the Ekeberg tunnels during the construction of the Follobanen tunnels;
- Thus, the stability of the existing tunnels must be ensured at all time. Any risk of instability in the existing tunnel must be detected beforehand to make necessary precaution actions;
- Note that the Ekeberg tunnels are about 11.5 m diameter, and the Follobanen tunnels are about 9.5 m diameter.

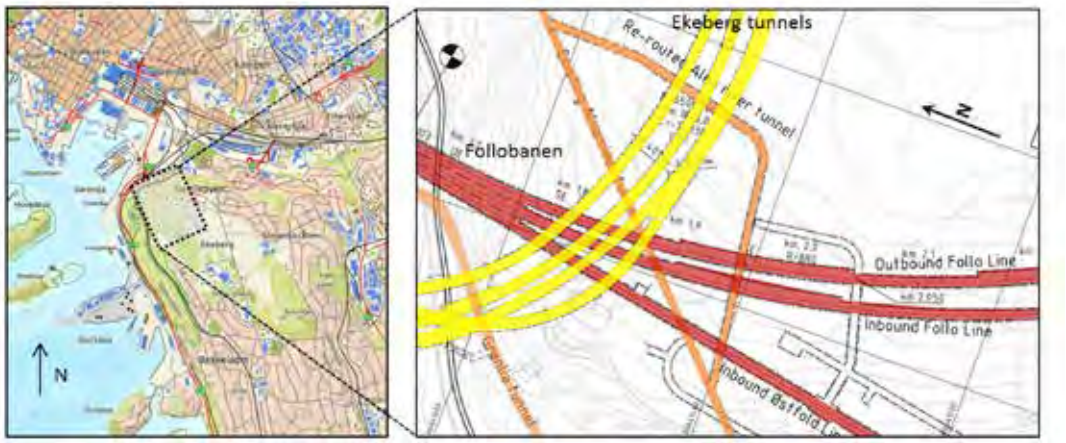


Figure 1. Location of the Follobanen project and layout of the junction area.

SINTEF was invited to assist Bane NOR in dealing with the rock mechanics challenges. To meet the requirements and to study the stability of the existing Ekeberg road tunnels and the Alna river tunnels, SINTEF uses a "tripod-approach", which is combination of Stress measurement/Laboratory – Numerical modelling – Monitoring. In-situ stress conditions obtained from the measurements together with thorough geological mapping provides reliable inputs for numerical modelling. Based on these inputs, a comprehensive numerical model can be established and simulated to provide information needed for further evaluation and decision-making. To increase the reliability of the model even further, equipment for long term monitoring of stress and displacement is installed, and the model is then followed, verified, and improved along the way by communicating with monitoring equipment. Any discrepancy between the model and in-situ observation or monitoring data must be studied carefully in order to detect the pitfalls and possible improvement, so that the model becomes useful tool for planning. This approach has been developed in SINTEF over the years and proven to be realistic, successfully applied in mining projects (Trinh et al., 2016). Based on this approach, the following activities were planned for the Follobanen project:

- Several stress measurements were carried out during pre-construction phase of the project. The measurement included both 2-D and 3-D in some underground openings closest to the concerned intersection area. Laboratory tests for obtaining intact rock mechanics properties were carried out in connection with the stress measurements;
- Geological mapping was carried out to obtain the rock mass characteristics and conditions in the existing tunnels;

- Comprehensive three-dimensional model was established for the entire junction complex, including existing and future tunnels, as shown in Figure 2. The construction of the new tunnels is modelled following the blasting steps and construction sequence as planned. The model will provide results regarding stress distribution, displacement, and yielding zones. The obtained information is used for model calibration in the existing tunnels and evaluation of the overall stability related to the construction of the new tunnels;
- A monitoring program is established. The monitoring program has two main purposes: (i) the measurements will be used to verify and calibrate the numerical model and (ii) to give early warnings if changes in stress conditions start to develop negatively or if deformations affect the stability of the Ekeberg tunnels. The monitoring program is set-up to run in parallel with the construction process. Model verification with visual observation as well as with monitoring data will be performed throughout the whole construction progress. Any discrepancy between the model and reality will be detected and studied for improvement so that the model becomes a reliable tool to predict the stability situation of the upcoming construction stage.

The stress measurement and the establishment of the 3-dimension numerical model can be found in Holmøy et al. 2015. This paper focuses on describing the monitoring and warning system implemented during the construction of the Follobanen tunnels.

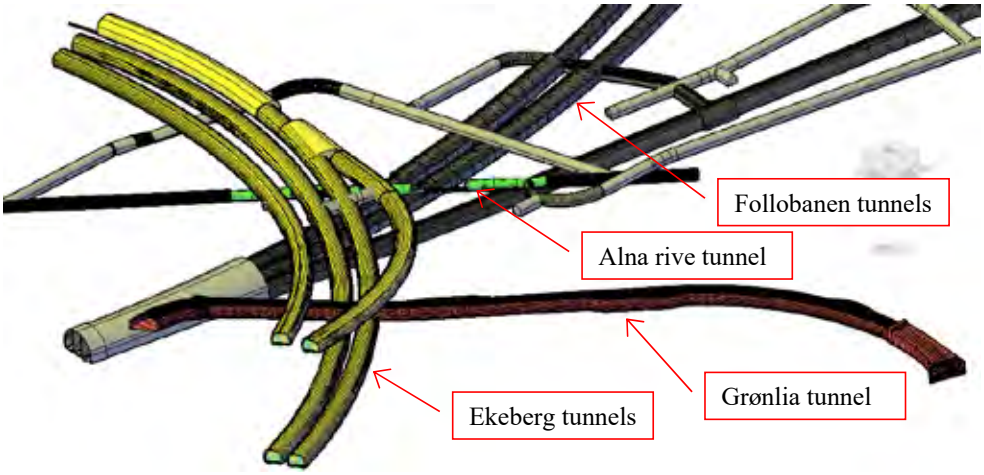


Figure 2: Layout of existing and new tunnels used for numerical model.

MONITORING PROGRAM

A comprehensive monitoring program was established to obtain the information for numerical verification, but more crucially to monitor the behaviour of the rock mass between the existing and new tunnels. During the excavation of the new tunnels, stress and displacement of the rock mass may be developed in connection with the excavation progress. It is very important to catch this development in very early stage, well before any instability problem may appear. The purpose to get early information are:

- Early information can be used to calibrate the numerical model, improving the model along the early construction so that the model becomes a reliable tool for testing the critical excavation stages – excavation close to or directly below the Ekeberg tunnels;

- The stress and displacement development in the rock mass can be followed from the beginning, so that any "unexpected development" can be detected in good time for further study and actions.

Taking into account the purpose of the monitoring, the installation of the monitoring equipment was carefully established and as soon as the suitable locations were available. Some locations were available before construction, but some locations were available only after certain progress of excavation. The monitoring equipment were installed as described below:

- Long-term-door-stopper monitoring (LTDM) in pillar – LTDM-Pillar: This stress monitoring was installed in May 2015, when the excavation of the Follobanen tunnel is relatively far from the Ekeberg tunnels. This LTDM was installed in a horizontal hole in a pillar. This LTDM is almost on top of the centre line of the Outbound Follo Line (OFL);
- LTDM-Floor: This stress monitoring was installed at the same time with the LTDM-Pillar (May 2015). This LTDM was installed in a vertical hole from the floor of the Ekeberg tunnels down toward the planned Follobanen tunnel (Inbound Follo Line - IFL). This LTDM is almost on top of the centre line of the IFL;
- Extensometer-Floor: This displacement monitoring was installed at the same time with the LTDM-Pillar (May 2015). This extensometer was installed in a vertical hole from the floor of the Ekeberg tunnels downward to the planned IFL. This extensometer is almost on top of the centre line of the IFL;
- Extensometer-niche: This displacement monitoring was installed in March 2016. This extensometer was installed in a vertical hole from the floor of the Ekeberg tunnels (in a SOS niche) down toward the planned IFL;
- LTDM-roof: This stress monitoring was installed in October 2016. At this time, the excavation of the Inbound ØstFold Line (IØL) arrived to this location, and thus the LTDM-roof was installed just a few meters behind the tunnelling face. This LTDM was installed in a vertical hole from the roof of the IØL upward. This LTDM is almost on top of the centre line of the IØL;
- Location of the LTDMs and extensometers is shown in Figure 3.

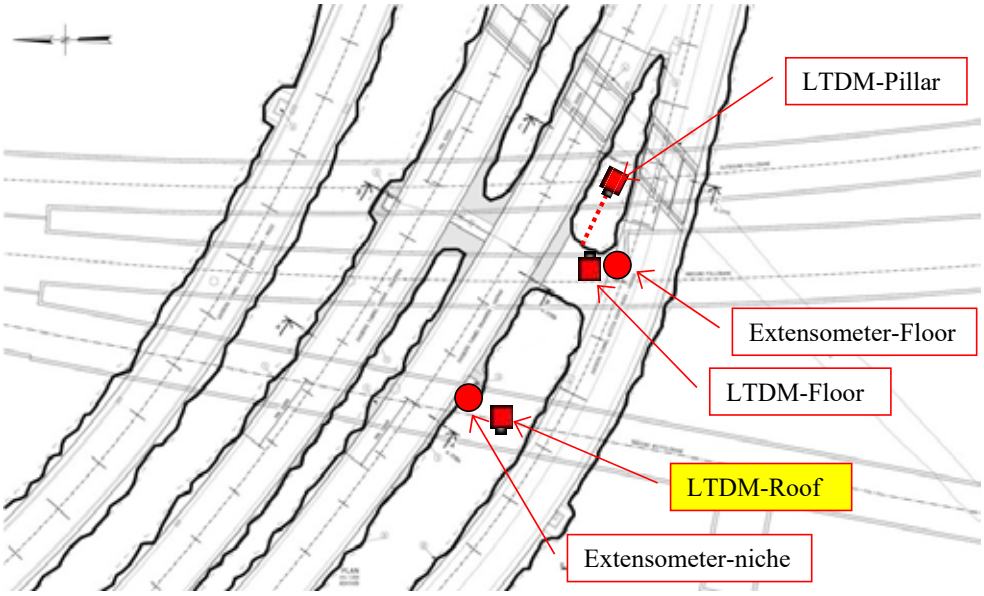


Figure 3: Monitoring equipment – Long-term-Door-Stoppers (LTDMs) and extensometers. The LTDM-roof is in "yellow box" because it is installed in the Follobanen tunnel. All other monitoring equipment were installed from the existing tunnels.

WARNING CRITERIA

Main purpose of the monitoring system was that during the construction of the Follobanen tunnels the monitoring system monitors the development of stress and displacement in the rock mass between the existing tunnels and the new tunnels. When the changes reach to certain magnitude, proper warning will be sent to all involved parties for necessary actions. A warning system similar to traffic light (Green / Yellow / Red) is applied for the construction of the junction between Follobanen and Ekeberg tunnels. The system is described as below:

- Value in "Green" areas meaning that the overall stability condition of the tunnel crossing is good and the excavation and rock support can be performed as planned.

- Value in "Yellow" areas meaning that the overall stability condition is developing toward an unfavourable situation. This situation needs to be followed-up closely. Meeting for evaluation and discussion need to be organised regularly to clarify the development and safety condition;

- Value in "Red" areas meaning that the stability condition is in an unfavourable situation, which may cause instability in the tunnel system. In this situation, all the construction activity must be stopped. Experts must be called-in immediately for inspection and evaluation of the situation and provide a clear action plan for rock support and stability control.

To meet the requirement that "*any unexpected development can be detected in good time for further study and actions*", the monitoring equipment is logged every 10 minutes, and the logged data is posted in a provided website as graphs of continuous change of stress and displacement. An information technology company was used to provided and design the

website so that necessary warnings ("Yellow" or "Red") are send automatically when the monitoring values reach the correspondent thresholds.

According to the warning system described above, when the value of stress and displacement is in "Green" range, no warning is necessary. As soon as stress or displacement reaches "Yellow" range, SMS and email will be sent to all registered mobile phones and email addresses, and necessary actions as described will be implemented. Similar procedure is applied when the value of stress and displacement reach to "Red" level.

During very early stage of the construction (in 2016), when the construction was still relatively far from the junction area and limited information regarding the rock mass behaviour, conservative thresholds were selected for the "Yellow" and "Red" warnings. The threshold at that time were:

- Initial warning threshold for stress:
  - "Yellow" warning will be activated when stress changes 5 MPa (corresponding to approximately 75 micro-strain);
  - "Red" warning will be activated when stress changes 10 MPa (corresponding to approximately 150 micro-strain);

- Initial warning threshold for displacement:
  - "Yellow" warning will be activated when displacement reaches 3 mm;
  - "Red" warning will be activated when displacement reaches 6 mm;

- It was commented at that time that the threshold should be considered as temporary, and these thresholds must be updated with more information from new stress measurements and observations during construction.

With the temporary thresholds, the whole system of monitoring-warning-actions performed smoothly. When the first "Yellow" warning was reached on 24th February 2017 at LTDM-Pillar as shown in Figure 4, the "Yellow" warning SMS and email were sent and necessary actions were carried out as planned. The actions included stress calculations from the logged strain and comparing with the 3D numerical model, inspection of the new and existing tunnels, meeting to discuss the results, and following-up the situation.

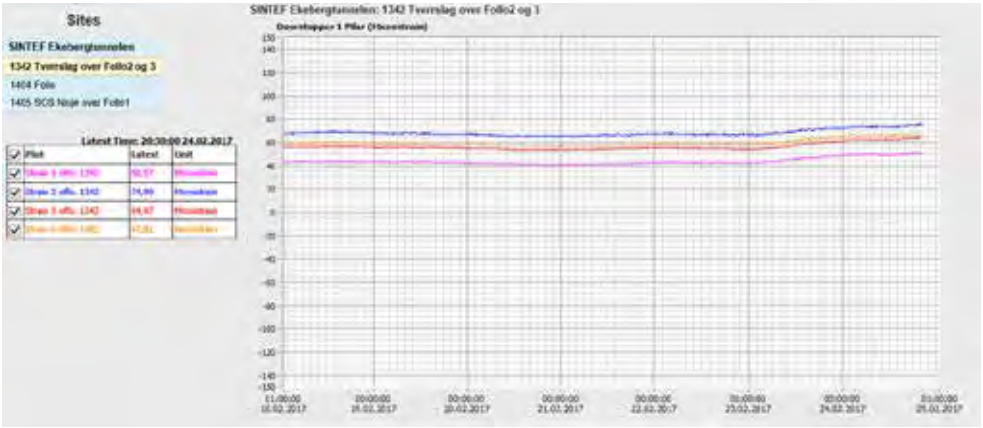


Figure 4: The first "Yellow" warning from LTDM-Pillar, sent at 19h10' 24/2/2017.

After the first "Yellow" warning, a careful discussion was made, and evaluating all of obtained information was done. It was as anticipated concluded that the temporary thresholds were too conservative and it was a need to review and set-up new theshold values. The review was based on new obtained information, including:

- The behaviour in the LTMD-Pillar: the logged strains have raised gradually with small fluctuation, and when it reaches 75 micro strain the small fluctuation triggered many "Yellow" warnings ON and OFF;
- When converting the logged strain to stress, the maximum in-plane-stress is almost vertical in the pillar and having value of about 14 MPa (thus the stress change is about 3.3 MPa from its initial stress condition);
- The registered displacement at Extensometer-Floor (nearest extensometer) was less than 2 mm;
- The monitored stress and displacement results were comparable with the 3D numerical model for the corresponding tunnelling progress;
- Inspection of new and existing tunnels by Bane NOR and found that there was no indication of instability;
- Information from additional stress measurements in connection with the installation of LTDM-Roof;
- Observation of the rock mass behaviour made during the tunnelling so far.

With all the new obtained information, the new thresholds were set as follow:

- Warning threshold for stress:
    - "Yellow" warning will be activated when stress changes 10 MPa (corresponding to approximately 150 micro-strain);
    - "Red" warning will be activated when stress changes 20 MPa (corresponding to approximately 300 micro-strain);

- Warning threshold for displacement:
    - "Yellow" warning will be activated when displacement reaches 4 mm;
    - "Red" warning will be activated when displacement reaches 8 mm;

- Even though the thresholds were raised significantly, the threshold is considered to be in a safe side. This is necessary to maintain the safety in the Ekeberg tunnels to meet the requirement that "*no stopping of traffic in the Ekeberg tunnels during the construction of the Follobanen tunnels*".

The warning system is now working with the new thresholds. The latest development of excavation and monitoring in the junction area is:

- The excavation is completed for the Inbound Østfold Line;
- The top heading is completed for the Inbound Follo Line. The benching for this tunnel is in progress;
- Full face excavation of the Outbound Follo Line is progressing from the south, and the top heading is progressing from the north. The southern tunneling face is now almost below the LTDM-Pillar;
- There is a fast development of strain in the LTDM-Floor. The logged strain is now more than 150 micro strain as shown in Figure 5, triggering new "Yellow" warnings;
- The "Yellow" warning SMS and email were sent and necessary actions were carried out as planned;
- The situation is closely monitored and new actions are under planning.

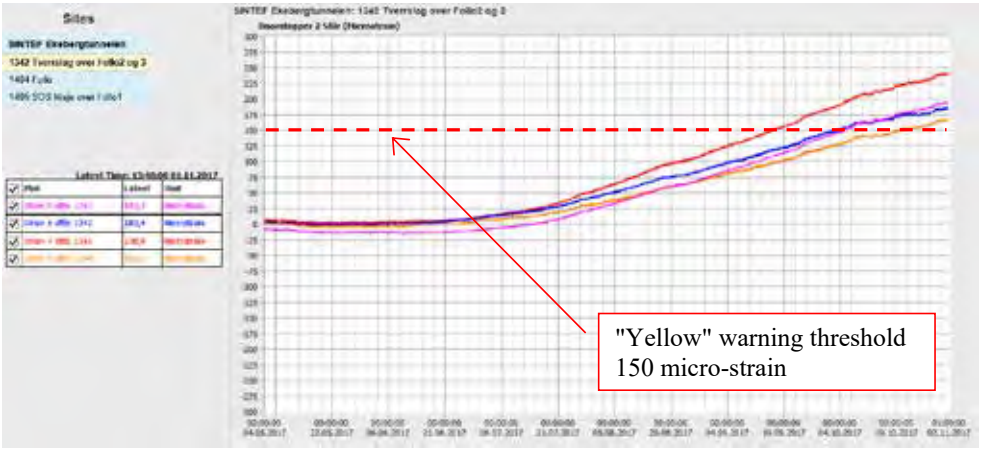


Figure 5: The "Yellow" warnings from LTDM-Floor (first sent at 18h30' 15/9/2017).

CONCLUSIONS

The new Follobanen tunnel is planned to be just about 4 m below existing Ekeberg tunnels. The short vertical-distance between new and existing tunnels create a huge rock mechanics challenging for planning and construction of the new tunnels. In addtion to the short vertical-distance, the traffic flow in the existing tunnels must be maintained at all time.

In order to deal with the challenges, a comprehensive program including stress measurement, numerical model, and stress and displacement monitoring was established and implemented for planning and following-up during the construction of the new tunnels. Experience so far from the construction is that the whole system is working smoothly and providing reliable information for evaluation of the safety situation for the new and existing tunnels. The system is also providing necessary warning as it is designed for. Practical experience from planning and construction of the new tunnels proof that the system is an usefull and reliable tool in dealing with the desribed challenges in this project.

ACKNOWLEDGEMENTS

The authors would like to express their thanks to Bane NOR for permission to prepare and publish this paper.

REFERENCE

Holmøy K.H., Trinh Q.N., Backer L., 2015, 3d-numerisk analyse, follobanen/ekebergtunnelene, FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK, BERGMEKANIKK/ GEOTEKNIKK 2015, Oslo, Norway.

Trinh Q. N., Holmøy H. K., Larsen T., and Myrvang A., 2016: "*Continued rock stress and displacement measurements combined with numerical modeling as an active, realistic rock engineering tool*", RS2016 Symposium, 7th International Symposium on In-Situ Rock Stress, May 10-12, 2016, Tampere, Finland.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2017

Magnus Rømoen, NGI
Leder av Norsk Geoteknisk Forening

LEDERENS 10 MINUTTER

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2017

STABILISERING AV KVIKKLEIRE VED BRUK AV SALT

Stabilising quick clays using salt

Tonje Eide Helle, Vegdirektoratet

SAMANDRAG

Porevasskjemien har stor innverknad på dei geotekniske eigenskapane i leirer. Kvikkleirer har lågt saltinnhald (< 2 g/L), med ein kationkomposisjon dominert av natrium (Na^+). Saltbrønnar fylt med kaliumklorid (KCl) blei installert i ei kvikkleireavsetjing på Ulvensplitten i Oslo i 1972. To år etter installasjon var konus omrørd skjerstyrke (s_{ur}) auka frå <0,5 kPa til > 10 kPa, og flytegrensa auka til over naturlig vassinnhald. Undersøkingar utført i 2013 viste at den ikkje-kvikke oppførselen i den saltstabiliserte leira vedvarte til trass i at saltinnhaldet hadde minka til 0,5 g/L i det djupaste partiet. I januar 2013 blei KCl-brønnar installert i ei kvikkleireavsetjing på Dragvoll i Trondheim for å undersøke korleis dei geotekniske eigenskapane endra seg som følgje av endra samansetjing og konsentrasjon av ion i porevatnet. Samanstilling av data frå Ulvensplitten og Dragvoll viser at til trass i lågt saltinnhald aukar den omrørde skjerstyrken til over 1 kPa når komposisjonen av kation i porevatnet inneheld meir enn 20% av kalium (K^+), magnesium (Mg^{2+}) og kalsium (Ca^{2+}). Studiar av utbreiinga av norske og kanadiske leirskred viser at store bakoverskridande (retrogressive) skred kan utvikle seg i leirer med s_{ur} < 1 kPa og flyteindeks (IL) høgare enn 1,2. Dermed vil saltstabiliserte kvikkleirer med s_{ur} > 1 kPa kunne hindre retrogressiv utvikling sidan massane frå eit eventuelt initialskred ikkje vil flyte ut av skredgropa. Eit kvikkleirevolum med saltbrønnar installert med ein senter-senter avstand på 1,5-2,0 m vil være stabilisert innan 3 år.

SUMMARY

The geotechnical properties in clays are greatly influenced by the pore-water chemistry. Quick clays have low salt content (< 2 g/L) in their pore water, with a cation composition dominated by sodium (Na^+). In 1972, salt wells filled with potassium chloride (KCl) were installed in a quick clay deposit at Ulvensplitten, Oslo, Norway. The remoulded shear strength (c_{ur}) increased from < 0.5 kPa to > 10 kPa within two years, and the liquid limit increased beyond the natural water content. Site investigations carried out in 2013, revealed that the non-quick behaviour remained even though the salt content was decreased to 0.5 g/L in the deepest part of the stabilised profile. To further investigate the influence of changed pore-water chemistry on the geotechnical properties, KCl wells were installed in a quick-clay deposit at Dragvoll, Trondheim, Norway in January 2013. The data from Ulvensplitten and Dragvoll shows that the c_{ur} is improved beyond 1 kPa when the composition of cations in the pore water consists of more than 20% potassium (K^+), magnesium (Mg^{2+}) and calcium (Ca^{2+}), even at low salt contents. Studies of Canadian and Norwegian landslides in clay slopes show that large retrogressive landslides may develop in clays with a c_{ur} < 1 kPa and a liquidity index (IL) larger than 1.2. Treating quick clays with KCl, and thereby increase the c_{ur} beyond 1 kPa, will inhibit large retrogressive landslides. Installing the salt wells with a centre-to-centre distance of 1.5 m, the quick-clay volume will be stabilised within 3 years.

INNLEIING

Talet på utløyste kvikkleireskred har auka i Noreg det siste tiåret. Skred kan utløysast grunna erosjon, men dei fleste utløysast grunna menneskeleg aktivitet. Risikoen for å utløyse kvikkleireskred fører til store utfordringar i utbyggingsprosjekt. Til og med i arbeidet med å sikre kvikkleireområder. Motfyllingar er mykje brukt for å forbetre skråningsstabiliteten. Desse medfører store endringar i terrenget, og det er heller ikkje alltid mogleg eller ønskeleg å legge ut motfylling. Ved å nytte grunnforsterking kan ein unngå ugunstige og uønska endringar av terrenget. Kalk-sementpeling er mykje nytta, men forårsakar ofte poreovertrykk som kan redusere skråningsstabiliteten i anleggsfasen. I tillegg er det kunn leira som inngår i sjølve pelane som blir stabilisert, medan leira mellom pelane eller ribbene fortsatt er kvikk. Dei geotekniske eigenskapane i leirer er sterkt påverka av porevasskjemien. For å utvikle effektive grunnforsterkingsmetodar i leirer, er det nødvendig med kunnskap om geokjemi og korleis denne påverkar dei mekaniske eigenskapane i leirer.

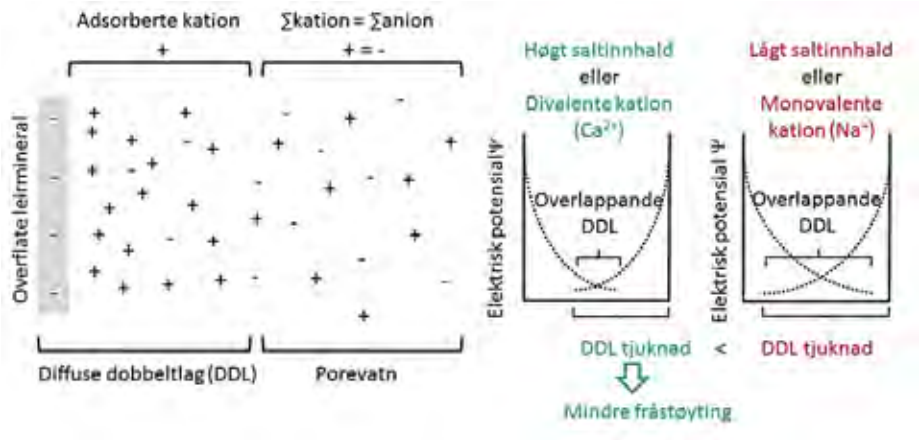
Kvikkleirer har lågt saltinnhald. Ved å re-etablere høgt saltinnhald i porevatnet vil leire ikkje lenger bli flytande ved omrøring (Rosenqvist 1946, 1953, 1955; Bjerrum 1955; Løken 1968, 1970; Moum et al. 1968; Quigley 1980; Torrance 1983). Laboratoriestudiar utført på 1960 og 1970-talet viste at kalium (K^+) var det kationet som hadde størst innverknad på forbetring av flytegrensa (w_L) og omrørd skjerstyre (s_{ur}) i norske kvikkleirer (Moum et al. 1968; Løken 1968, 1970). I 1972 blei det difor installert saltbrønnar fylt med kaliumklorid (KCl) i eit kvikkleireområde på Ulvensplitten i Oslo (Eggestad og Sem 1976). Føremålet var å auke dei geotekniske eigenskapane i forkant av utgraving i samband med eit vegprosjekt i området. Grunnundersøkingar utført 2-3 år etter installasjon viste ei signifikant auke av s_{ur} og w_L.

Til trass i dei gode resultata frå dette prosjektet, er saltbrønnmetoden ikkje brukt som grunnforsterking i dag. Dette er mykje grunna at metoden er rekna som tidkrevjande, og dokumentasjon av innverknaden av porevasskjemi på dei geotekniske eigenskapane har vore mangelfull. Difor blei seks KCl-brønnar installert i kvikkleire på Dragvoll i Trondheim i januar 2013. Det overordna føremålet med prosjektet var å finne ut om KCl-brønnar kan nyttast som eit alternativ til konvensjonelle sikringsmetodar i kvikkleiromåder. Målsetjinga var å finne ut korleis dei geotekniske eigenskapane endra seg som følgje av endra porevasskjemi, ved kva porevasskjemi leira endra seg frå kvikk til ikkje-kvikk, kor lang tid dette tek og om effekten er varig. Data frå Dragvoll blei samanstilt med data frå Ulvensplitten. Denne artikkelen oppsumerar nokre av hovudfunna frå doktorgradsarbeidet «Quick-clay landslide mitigation using potassium chloride» (Helle 2017).

BAKGRUNN

Porevasskjemi i marint avsette leirer

Leirmineral er negativt ladde, og er dermed elektrokjemisk aktive. Dei negativt ladde leirminerala tiltrekker seg positivt ladde ion (kation) frå porevatnet for å minimere ladninga. Den negativt ladde overflata og dei adsorberte kationa utgjer det diffuse dobbeltlaget (DDL) (Figur 1). Dess tjukkare DDL, dess større fråstøytande krefter mellom leirpartiklane. Saltinnhaldet og ionekomposisjonen i porevatnet er avgjerande for storleiken på dei fråstøytande kreftene mellom leirpartiklane, og har difor også stor innverknad på dei geotekniske eigenskapane. Spesielt eigenskapane i omrørd tilstand.



Figur 1 Tjuknaden på det diffuse dobbeltlaget (DDL) og fråstøytinga mellom leirpartiklane avheng av porevasskjemien

Dei norske leirene blei avsett i sjøvatn med et saltinnhold på 30-35 g/L (Moum et al. 1971, 1972; Appelo og Postma 2005). Dette medførte at leirminerala flokkulerte og danna ein open struktur med store vassfylte porar. Denne strukturen er sterk så lenge saltinnhaldet er høgt sidan dei fråstøytande kreftene mellom leirpartiklane er små (Figur 2a). Utvasking og diffusjon har redusert saltinnhaldet og introdusert nye ion til leir-vatn systemet. Når saltinnhaldet minkar, aukar dei fråstøytande kreftene mellom leirpartiklane og leira blir lettare å røre om (Rosenqvist 1946). Ved tilstrekkeleg lågt saltinnhald (< 2 g/L), kan leirene bli kvikke (Rosenqvist 1977; Torrance 1979) med ein omrørd skjerstyrke lågare enn 0,5 kPa (NGF 2011). Ved saltinnhald lågare enn 1 g/L, kan leirene bli heilt flytande og oppføre seg som vesker (Moum et al. 1971). Lågt saltinnhald er likevel ikkje einstydande med at leirene er kvikke. Om leira blir kvikk eller ikkje ved lågt saltinnhald, avheng av komposisjonen av kation i porevatnet.

Ulike ion har ulik innverknad på tjuknaden av DDL rundt leirminerala (Moum et al. 1971, 1972; van Olphen 1963; Rosenqvist 1968). Natrium (Na^+) er det dominerande kationet i sjøvatn. Divalente ion har større evne til å redusere tjuknaden på DDL enn Na^+ (Figur 1). Då dei marine leirene blei avsett i sjøvatn blei Na^+ det dominerande kationet både i porevatnet og i dei adsorberte posisjonane. I tillegg til å redusere saltinnhaldet, introduserer grunnvasstraumen kalsium (Ca^{2+}) og magnesium (Mg^{2+}) til porevatnet i dei marine leirene. Desse er divalente (toverdige), og har dermed større affinitet enn Na^+; dvs. dei blir lettare adsorbert til leirmineraloverflata. Dermed adsorberer leirminerala Ca^{2+} og Mg^{2+}, og frigjer Na^+ til porevatnet. Dette er årsaken til at kvikkleirer med lågt saltinnhald fortsatt har Na^+ som det dominerande kationet i porevatnet (Figur 2b) til trass i at det blir innført Ca^{2+} og Mg^{2+} til leir-vatn systemet.

Utvasking og ionebytte er pågåande prosessar som etter kvart fører til at konsentrasjonen av Na^+ i systemet blir redusert. Det finst eksempel på utvaska, marine leirer med lågt saltinnhald

Figur 2 a) Leire avsett i sjøvatn med høgt saltinnhald. b) Utvaska leire med porevatn dominert av natrium (Na^+). c) Utvaska leire med aukande konsentrasjonar av kalsium (Ca^{2+}) og magnesium (Mg^{2+})

som likevel ikkje er kvikke. Desse leirene har eit høgare innhald av divalente kation i porevatnet. Dermed minkar dei fråstøytande kreftene, og den omrørde skjerstyrken aukar slik at leirene ikkje lenger er kvikke (Figur 2c). Ved å tilsetje kation i kvikkleirer med større evne til å redusere dei fråstøytande kreftene mellom partiklane enn Na^+, vil dei geotekniske eigenskapane bli forbetra.

Kaliumklorid som grunnforsterking i kvikkleirer

Kalium (K^+) er i likheit med Na^+ monovalent (einverdig), men den hydratiserte ioneradiusen er mindre. Dermed er ladninga meir effektiv, og K^+ har større affinitet enn Na^+. I tillegg reduserer K^+ DDL tjuknaden meir enn Na^+, slik at dei fråstøytande kreftene avtek. Tidlegare studiar har vist at K^+ har større innverknad på å forbetre dei geotekniske eigenskapane enn Na^+, Mg^{2+} og Ca^{2+} ved same normalitet (meq/L) (Moum et al. 1968; Løken 1968, 1970).

Ved å installere kaliumkloridbrønnar (KCl) i kvikkleirer vil dei geotekniske eigenskapane først bli forbetra grunna auka saltinnhald (Figur 3a). Etter kvart vil både porevatnet og dei adsorberte posisjonane bli dominert av K^+. Med tida vil den saltstabiliserte leira også bli utvaska av grunn-

Figur 3 a) Saltinnhaldet og konsentrasjonen av kalium (K^+) aukar i tida etter installasjon av saltbrønnar. b) Utvasking av saltstabilisert leire reduserer saltinnhaldet og aukar konsentrasjonen av kalsium (Ca^{2+}) og magnesium (Mg^{2+}) i porevatnet

vasstraumar, og saltinnhaldet blir redusert (Figur 3b). Leira vil likevel ikkje bli kvikk igjen, sidan Na^+ er vaska ut av systemet. Porevatnet i den utvaska saltstabiliserte leira består av K^+,

Ca^{2+} og Mg^{2+} som alle reduserer dei fråstøytande kreftene i større grad enn Na^{+}. I 1972 blei det installert saltbrønnar i kvikkleire på Ulvensplitten i Oslo (Eggestad og Sem 1976). Brønnane blei installert til 15-16 m djupne, og fylt med KCl. Det blei totalt installert 2630 brønnar med c/c-avstand på 1.5 m som i alt dekka eit område på 6000 m^2. To år etter installasjon var den omrørde skjerstyrken auka frå <0.5 kPa til 10-45 kPa, og sensitiviteten var redusert frå 12-80 til 1-3. Flytegrensa auka til over det naturlege vassinnhaldet. Saltstabiliseringa førte til at utgravingane i området i samband med eit vegprosjekt kunne utførast utan utglidingar.

Studiar av kanadiske og norske leirskred viser at store, retrogressive skred (> 100 m) kan utvikle seg dersom den omrørde skjerstyrken er mindre enn 1 kPa og flyteindeks (IL) større enn 1,2 (Leroueil et al. 1983; Thakur et al. 2014). Saltbrønnane på Ulvensplitten viste at den omrørde skjerstyrken auka godt over 1 kPa i den saltstabilierte leira, og at metoden dermed kan hindre retrogressiv skredutvikling. For å utivkle KCl brønnar som ein alternativ skredsikringsmetode, blei det igangsatt eit forskingsprosjekt for å finne ved kva porevasskjemi leira endrar seg frå å vere kvikk til ikkje-kvikk, kor lang tid det tek å stabilisere kvikkleirevolumet, og om effekten er varig.

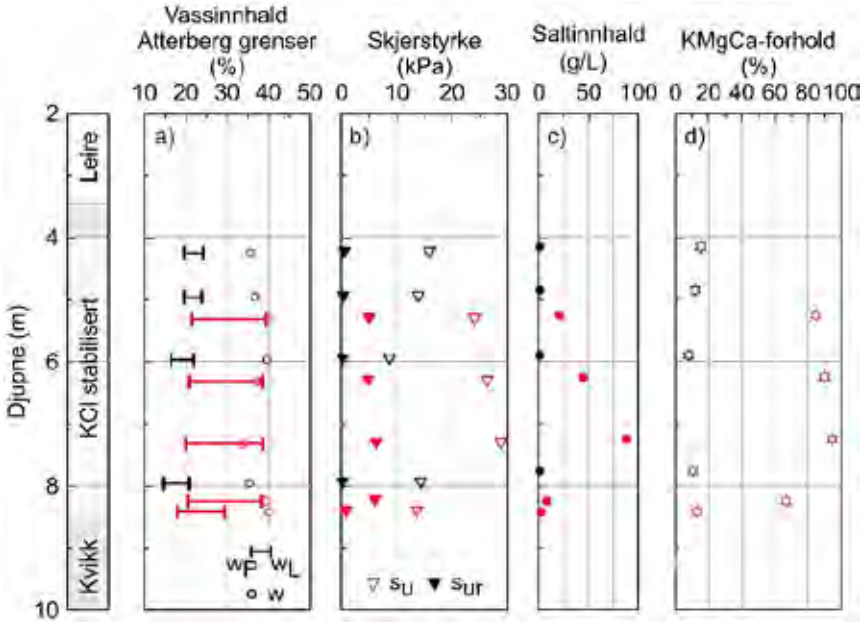
KCL SOM SKREDSIKRING I KVIKKLEIREOMRÅDER

Grunnforhold og installasjonar på Dragvoll

I januar 2013 blei seks saltbrønnar installert i kvikkleire på Dragvoll i Trondheim. Forsøksområdet ligg på 156 m.o.h., nært den marine grensa på 180 m.o.h. Området er relativt flatt med varierande grunnvasstand mellom terrengoverflata og 1 m djupne. Det er ingen dominerande hydraulisk gradient over området.

Tørrskorpa er 1-2 m djup, og ligg over leire med grus, stein og skjell (Bryntesen 2013). Kvikkleira strekk seg frå ca. 3,5 m djupne til ca. 16-20 m i området (Emdal et al. 2012). Porevatnet i kvikkleira på forsøksområdet har opphaveleg eit saltinnhald på 0,6-0,7 g/L, og ein kationekomposisjon med 85-92% Na^{+} (Helle et al. 2017). Flytegrensa er godt under det naturlege vassinnhaldet, og den omrørde skjerstyrken (s_{ur}) minkar frå 0,5 kPa på 3,5 m djupne til <0,1 kPa frå 5 m djupne og nedover. Flyteindeksen (I_L) er på 3,4-4,3, og leira har låg plastisitet med plastisitetsindeks (I_P) på 4,4-6,3%. Udrenerte treaksialforsøk (CAU_c) viste ein typisk sprøbrotsoppførsel med ein markant udrenert skjerstyrke ved brot (c_{uc}), og sterkt redusert styrke etter brot (Helle 2017). Denne strukturkollapsen var også synleg i ødometerforsøka (CRS) der det oppstod store deformasjonar ved pålasting over forkonsolideringsspenninga (p_c').

Saltbrønnane blei installert med c/c-avstand 10 m for å unngå at dei påverka kvarandre. Brønnane var 8 m djupe, med tette rør ned til 4 m djup for å hindre at saltet kom i kontakt med vegetasjonen. Brønnane blei fylt med granulert KCl og etterfylt ca. kvar tredje månad for å oppretthalde metta løysning i brønnane i heile prosjektperioden på 3 år og 5 månadar. Det blei tatt opp 54 mm stålsylinderprøvar og utført RCPTU rundt brønnane. I tillegg blei saltbrønn nr. 6 instrumentert med BAT filter (BAT Geosystems AB, Stockholm, Sweden) og elektriske konduktivitetsmålarar (Eijkelkamp Soil and Water, Giesbeek, Nederland) installert på 6 m djup. Instrumenta blei plassert 0,5 og 1,0 m frå brønnen. Det blei tatt grunnvassprøvar frå BAT filtera



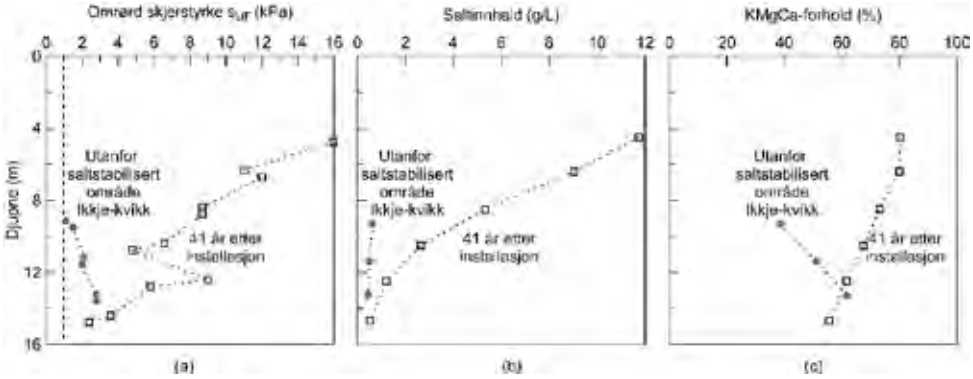
Figur 4 a) Vassinnhald (w), plastisitets- (w_P) og flytegrense (w_L) i kvikkleire (svarte symbol) og saltstabilisert leire 0,5 m frå saltbrønn nr. 3, 3 år og 3 månadar etter installasjon (raude symbol). b) Konus uomrørd (s_u) og omrørd skjerstyrke (s_{ur}). c) Saltinnhald. d) KMgCa-forholdet

ca. kvar tredje månad for å overvake korleis porevasskomposisjonen endra seg over tid. For meir informasjon om installasjonar, grunnundersøkingar og laboratorieforsøk, sjå Helle (2017).

Forbetra geotekniske eigenskapar på Dragvoll

RCPTU sonderingar rundt brønnane viste at saltet spreidde seg usymmetrisk, og noko raskare i ei retning, også med djupna. Etterrekningar av endringane i porevasskjemien viste at saltet spreidde seg hovudsakleg grunna diffusjon som følgje av konsentrasjonsgradienten frå brønnen og ut i porevatnet. Tynne silt-/sandlag (mm tjukke) vart funne med få cm mellomrom over heile djupna. Tjuknaden på desse laga auka til 1-2 cm på 7-8 m djup. Sidan densiteten på KCl-løysninga i brønnane var høgare (1,2 g/cm^3) enn i porevatnet i kvikkleira (1,0 g/cm^3), var den usymmetriske spreiinga av saltet truleg forårsaka av densitetsgradientar som pressa saltet horisontalt langs desse grovare laga.

Det var overraskande lite salt som skulle til for å auke den omrørde skjerstyrken til 1 kPa. På Dragvoll blei dette oppnådd ved å auke saltinnhaldet frå 0,7 g/L til berre 1,2 g/L. Rundt tre år etter installasjon hadde saltinnhaldet auka frå 0,7 g/L til 6-98 g/L ein halvmeter frå brønnane. Omrørd skjerstyrke auka frå <0,1-0,5 kPa til 3,5-9,6 kPa. Flytegrensa auka til godt over naturleg vassinnhald, og I_L minka til under 1,2. Leira endra seg frå å vere av låg plastisitet til middels og høg plastisitet. Ein meter frå brønnane var den omrørde skjerstyrken auka over 1 kPa i den



Figur 5 Resultat frå Ulvensplitten. Blå symbol frå området som blei stabilisert med salt i 1972, og grøne symbol i den ikkje-kvikke leira i området utanfor det saltstabiliserte området. a) Omrørd skjerstyrke. b) Saltinnhald. c) KMgCa-forhold

retninga saltet spreidde seg fortast. Figur 4 viser endra geotekniske eigenskaper som følgje av endra porevasskjemi 0,5 m frå saltbrønn nr. 3, 3 år og 3 månadar etter installasjon.

I tillegg til rutineundersøkingar blei det utført ødometerforsøk (CRS) på kvikkleireprøvar og nokre få prøvar frå den saltstabiliserte leira. Den tilsynelatande forkonsolideringsspenninga (p_c') auka frå 67 kPa til 90 og 110 kPa ved å auke saltinnhaldet til 9,7 og 27,7 g/L. Deformasjonane ved pålasting over p_c' blei kraftig redusert i forhold til i kvikkleira. Dette kan tyde på redusert sprøheit av materialet.

Langtidseffekt Ulvensplitten

I 2013 blei det utført nye grunnundersøkingar på Ulvensplitten. Det blei tatt opp ein prøveserie innanfor det saltstabiliserte området, og ein like utanfor (Helle et al. 2016). Den omrørde skjerstyrken i den saltstabiliserte leira minka med djupna, men var fortsatt ikkje blitt kvikk igjen 41 år etter installasjon (blå symbol i Figur 5a). Med eit saltinnhald på 11,7 g/L i toppen av profilet, minkande til 0,5 g/L i botnen av det saltstabilierte profilet (Figur 5b), var det tydeleg at leira var blitt utvaska i tida etter installasjon. Leira i området utanfor det saltstabiliserte området (grøne symbol i Figur 5) hadde saltinnhald på rundt 0,5 g/L, men var likevel ikkje kvikk. Den omrørde skjerstyrken på 9,5 m djup var 1,1 kPa og auka til 2,8 kPa på 13,5 m. Den ikkje-kvikke oppførselen i den låg-salte leira skuldast komposisjonen av kation i porevatnet (Figur 5c).

Ved kva porevasskomposisjon endrar leira seg frå kvikk til ikkje-kvikk?

Ved å samanstille kationekomposisjonen i porevatnet til leirene frå Dragvoll og Ulvensplitten, blei det konkludert med at s_{ur} auka over 1 kPa, I_L blei redusert under 1,2 og leira blei endra frå å ha låg til middels plastisistet (I_P > 10%) når KMgCa-forholdet i Likning 1 oversteig 20% (alle konsentrasjonar i meq/L) (Helle et al. 2017).

(1) KMgCa-forholdet:

$$\frac{K^+ + Mg^{2+} + Ca^{2+}}{Na^+ + K^+ + Mg^{2+} + Ca^{2+}}$$

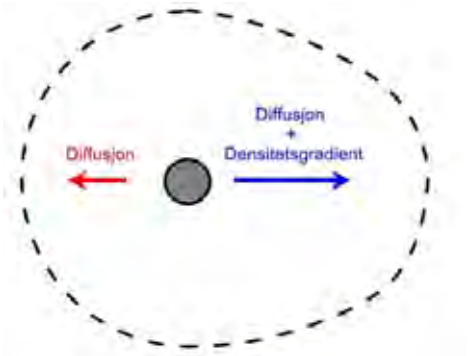
Ved låge saltinnhald, auka den omrørde skjertyrken med aukande KMgCa-forhold (Figur 4 og Figur 5). Eit KMgCa-forhold > 20% er i det følgjande brukt som kriterium for når leira er stabilisert, dvs. oppnår s_{ur} > 1 kPa. Den saltstabiliserte leira vil med tida bli utvaska. Som følgje av installasjon av KCl-brønnar, er Na^+ vaska ut av systemet og K^+ dominerer dei adsorberte posisjonane på leirmineraloverflatene og komposisjonen av kation i porevatnet. Grunnvatn er dominert av Ca^{2+} og Mg^{2+}, og vil med tida erstatte K^+ på mineraloverflatene og i porevatnet. Ca^{2+} og Mg^{2+} har større effekt enn Na^+ på å redusere tjuknaden av DDL og såleis redusere dei fråstøytande kreftene mellom leirpartiklane. Dermed vil eit KMgCa-forhold forbli større enn 20% og s_{ur} > 1 kPa i den saltstabiliserte leira sjølv om saltinnhaldet minkar som følgje av utvasking.

Kor lang tid tek det å auke s_{ur} over 1 kPa?

Leirer har låg permeabilitet. Difor vil kjemisk diffusjon som skuldast konsentrasjonsgradientar vere hovudmekanismen i transporten av salt frå brønnane og ut i leirvolumet. Tida det tek å stabilisere kvikkleira avheng av kationebyttekapasiteten (CEC) i leira og den effektive diffusjonskoeffisienten (D_e) for kjemikaliane. CEC i leira er påverka av leirinnhaldet og det spesifikke overlatearealet til leirpartiklane. D_e blir påverka av porøsiteten og mettingsgraden. I tillegg vil hydrogeologiske forhold på staden (hydraulisk gradient, vassførande lag), original porevasskjemi og adsorberte ion ha innverknad på hastigheita.

Grunnvassprøvar blei tatt med jamne mellomrom frå BAT filtera rundt saltbrønn nr. 6. Filterspissane var plassert på kvar si side av brønnen, og fanga dermed opp to ulike retningar og hastigheiter på saltmigrasjonen. Ionekomposisjonen i grunnvassprøvane blei analysert for å kunne følgje med på endringane i porevasskjemien over tid. Det geokjemiske dataprogrammet PHREEQC vart brukt til å etterrekne endringane i porevasskjemien (Helle 2017). Spreiinga av saltet rundt brønnane var i hovudsak driven av diffusjon med ein liten advektiv komponent i ei retning grunna densitetsgradientar (Figur 6).

I retninga der saltet spreidde seg som følgje av diffusjon, var leira stabilisert, dvs. KMgCa-forhold > 20% og s_{ur} > 1 kPa, over ein minimum radius på 35 cm etter 1 år, og 55 cm etter 3 år. I den raskaste retninga der saltet spreidde seg som følge av densitetsgradientar i tillegg til diffusjon, var leira stabilisert over en radius på 50 cm etter 1 år, og 85 cm etter 3 år.



Figur 6 Skisse av saltspreiing rundt saltbrønn som følgje av diffusjon og densitetsgradientar.

KONKLUSJONAR

Dei geotekniske eigenskapane i leirer er svært påverka av porevasskjemien. Kvikkleirer har som oftast eit saltinnhald lågare enn 2 g/L, og ein komposisjon av kation dominert av Na^+. Ved å installere KCl-brønnar i kvikkleire aukar den omrørde skjerstyrken og flytegrensa signifikant. Forsøka på Dragvoll og Ulvensplitten viste at dersom KMgCa-forholdet oversteig 20%, var $s_{ur} > 1$ kPa, $I_L < 1{,}2$ og $I_P > 10\%$, sjølv ved saltinnhald lågare enn 2 g/L. Ved å installer KCl-brønnar i kvikkleire, aukar saltinnhaldet i den omkringliggjande leira og Na^+ vaska ut av systemet. Forbetringa i dei geotekniske eigenskapane vil til å begynne med vere som følgje av aukande saltinnhald. Den saltstabiliserte leira vil med tida bli vaska ut, og saltinnhaldet vil dermed minke i porevatnet. Grunnvatnet vil fortsetje å tilføre Ca^{2+} og Mg^{2+} i porevatnet. Både Ca^{2+} og Mg^{2+} reduserer dei fråstøytande kreftene mellom leirpartiklane i større grad enn Na^+. Difor vil $s_{ur} > 1$ kPa vere ein varig effekt sidan KMgCa-forholdet forblir større enn 20% sjølv om saltinnhaldet minkar.

Brønnar fylt med KCl kan nyttast som skredsikring i kvikkleireområder. Dei omrørde eigenskapane i kvikkleira blir varig endra som følgje av endra porevasskjemi. Den reduserte fråstøytinga mellom leirpartiklane hindrar leira i å bli flytande ved omrøring. Eit potensielt initalskred i foten av skråninga vil dermed ikkje kunne flyte ut av skredgropa, og dermed vil bakoverskridande (retrogressive) skred ikkje kunne utvikle seg. Grunna redusert sprøheit i materialoppførselen vil truleg også risikoen for progressive skred vere redusert. I tillegg til å sikre naturlege kvikkleireskråninger, kan KCl-stabilisert leire brukast til å sikre eksisterande infrastruktur. Ved å stabilisere leira med KCl i forkant av utbyggingsprosjekt vil ein også kunne redusere krav til partialfaktor i vegprosjekt gjennom kvikkleireområder.

Ved å installere KCl-brønnar med ein c/c-avstand på 1,5 m vil heile leirvolumet vere stabilisert innan 3 år. Installasjonsmetodane brukt på 70-talet er lite kostnadseffektive. Dagens installasjonsmetodar kan truleg redusere tida det tek å installere saltbrønnane, samstundes med at dei er skånsame. For å kunne starte å bruke metoden i sikrings- og utbyggingsprosjekt, ønsker Statens Vegvesen å starte eit pilotprosjekt for å finne ein skånsam metode for å installere KCl-brønnar.

TAKK TIL

Stor takk rettast til Professor Emeritus Per Aagaard (UiO) og Professor Steinar Nordal (NTNU) for rettleiing under doktorgradsarbeidet ved NTNU. Takk også til Arnfinn Emdal (NTNU), Elisabeth Gundersen (SVV), Tor Løken (NGI), Øyvind Høydal (NGI), Åsmund Eggestad, Helge Sem, Vikas Thakur (NTNU), Frode Oset (SVV), Bjørn Kristoffer Dolva (SVV), Roald Aabøe (SVV), Anders Samstad Gylland (Multiconsult), og Helene A. Amundsen (NTNU) for gode diskusjonar og innspel i løpet av PhD arbeidet. Installasjon av brønnane og grunnundersøkingar blei utført av Jan Jønland (NTNU), Gunnar Winther (NTNU), Einar Husby (NTNU), Espen Andersen (NTNU), Karl Ivar Kvisvik (NTNU), Tor Kringlåk (SVV), Harald Skarvang (SVV), og Ole Vidar Kirkevollen (SVV). Takk til Norsk Geoteknisk Forening for stipend til forprosjektet som førte til PhD søknaden, og til forskingsprogrammet «Naturfare: infrastruktur, flom og skred (NIFS)» for finansieringa av doktorgraden.

REFERANSAR

Appelo, C., og Postma, D. (2005). Geochemistry groundwater and pollution. 2nd Ed., A.A. Balkema, Leiden, Netherlands.

Bjerrum, L. (1955). Norske marine leirers geotekniske egenskaper. NGI Publication No. 7, Norwegian Geotechnical Institute, Oslo.

Bryntesen, R.N. (2013). Block sample testing at Dragvoll. Prosjektoppgåve, NTNU, Trondheim.

Eggestad, A., og Sem, H. (1976). Stability of excavations improved by salt diffusion from deep wells. Proc., 6th European Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, ISSMFE Austrian National Committee, Vinna, Austria, 211–216.

Emdal, A., Long, M., Bihs, A., Gylland, A. S., and Boylan, N. (2012). Characterisation of quick clay at Dragvoll, Trondheim, Norway. Geotech. Eng. J. SEAGS AGSSEA 43(4), 11–23.

Helle, T.E. (2017). Quick-clay landslide mitigation potassium chloride. Doktoravhandling NTNU, Trondheim.

Helle, T.E., Nordal, S., Aagaard, P., og Lied, O.K. (2016). Long-term effect of potassium chloride treatment on improving the soil behavior of highly sensitive clay — Ulvensplitten, Norway. Canadian Geotechnical Journal 53(3): 410-422.

Helle, T.E., Aagaard, P., og Nordal, S. (2017). In-situ improvement of highly sensitive clays by potassium chloride migration. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE 143(10): https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001774.

Helle, T.E., Nordal, S., og Aagaard, P. (Sumbitted). Improved geotechnical properties in salt-treated highly sensitive landslide-prone clays. Levert til Geotechnical Engineering ICE.

Leroueil, S., Tavenas, F., og Le Bihan, J. P. (1983). Properiétés caracteristiqués des argiles de I'est du Canada. Canadian Geotechnical Journal 20(4): 681–705.

Løken, T. (1968). Kvikkleiredannelse og kjemisk forvitring i norske leirer. Available from Norwegian Geotechnical Institute, Oslo, Norway. NGI Publication No. 75.

Løken, T. (1970). Recent research at the Norwegian Geotechnical Institute concerning the influence of chemical additions on quick clay. In Proceedings of the Geologiska Föreningen i Stockholm, Förhandlingar 92(2). Geologiska Föreningen i Stockholm. pp. 133–147.

Moum, J., Sopp, O.I., og Løken, T. (1968). Stabilization of undisturbed quick clay by salt wells. Available from Norwegian Geotechnical Institute, Oslo, Norway. NGI Publication No. 81.

Moum J, Løken T and Torrance JK (1971) A geochemical investigation of the sensitivity of a normally consolidated clay from Drammen, Norway. Géotechnique 21(4): 329-340, https://doi.org/10.1680/geot.1971.21.4.329.

Moum J, Løken T and Torrance JK (1972) Discussion: A geochemical investigation of the sensitivity of a normally consolidated clay from Drammen, Norway. Géotechnique 22(3): 542-544, https://doi.org/10.1680/geot.1972.22.3.542.

Norsk Geoteknisk Forening (NGF) (2011). Veiledning for symboler og definisjoner i geoteknikk: Identifisering og klassifisering av jord. NGF melding nr. 2, første gong utgitt i 1982.

Quigley, R.M. (1980). Geology, mineralogy, and geochemistry of Canadian soft soils: a geotechnical perspective. Canadian Geotechnical Journal 17(2): 261–285, https://doi.org/10.1139/t80-026.

Rosenqvist, I. T. (1946). Om leirers kvikkaktighet. Meddelelsen fra Vegdirektøren, No. 3, Norwegian Public Road Administrations, Oslo

Rosenqvist, I.T. (1953). Considerations on the sensitivity of Norwegian quick-clays. Géotechnique 3: 195–200, https://doi.org/10.1680/geot.1953.3.5.195.

Rosenqvist, I.T. (1955). Investigations in the clay-electrolyte-water system. Available from Norwegian Geotechnical Institute, Oslo, Norway. NGI Publication No. 9.

Rosenqvist, I.T. (1968). Mechanical properties of soils from a mineralogical-physical-chemical viewpoint. Communication from Institutt for Geologi, Univ. of Oslo, Oslo, Norway.

Rosenqvist, I.T. (1977). A general theory for quick clay properties. Proc., 3rd European Clay Conf., Nordic Society for Clay Research, Oslo, Norway, 215–228.

Thakur, V., Degago, S.A., Oset, F., Aabøe, R., Dolva, B.K., Aunaas, K., Nyheim, T., Lyche, E., Jensen, O.A., Sæter, M.B., Robsrud, A., Viklund, M., Nigussie, D., og L'Heureux, J.S. (2014). Characterisation of post-failure movements of landslides in soft sensitive clays. Landslides in sensitive clays: From geoscience to risk management, J.-S. L'Heureux, A. Locat, S. Leroueil, D. Demers, and J. Locat, eds., Springer, New York, 91–104.

Torrance JK (1979) Post-depositional changes in the pore water chemistry of the sensitive marine clays of the Ottawa area, eastern Canada. Engineering Geology 114(2-3): 135-147, https://doi.org/10.1016/0013-7952(79)90081-4.

Torrance, J.K. (1983). Towards a general model of quick clay development. Sedimentology 30(4): 547–555. doi:10.1111/j.1365-3091.1983.tb00692.x.

van Olphen, H. (1963). An introduction to clay colloid chemistry. Wiley, Hoboken, NJ.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2017

E6 TRONDHEIM-MELHUS. SKJÆRING I KALK- OG SEMENTSTABILISERT KVIKKLEIRE

E6 Trondheim-Melhus. Cutting in quick clay stabilized with lime and cement

Eivind S. Juvik (Statens vegvesen Region midt), Lars A. Solås (Statens vegvesen Region midt), Svein E. Hove (Statens vegvesen Region midt) og Bjørn Kristian F. Bache (NGI)

SAMMENDRAG

Prosjektet E6 Trondheim-Melhus omfatter blant annet 8,1 km ny firefelts motorvei. På to steder, Sørnypan og Storlersbakken, går veien i kalksementstabilisert skjæring gjennom kvikk og sensitiv leire. På Sørnypan er det bløt til middels fast siltig leire. Kvikkleira er registrert fra 6 til 10 m under terrengoverflaten. Skjæringen er 10 m dyp på det meste. I prosjekteringsfasen ble det etablert et forsøksfelt for å undersøke hvor høy fasthet det var mulig å oppnå i kalksementpelene. På bakgrunn av det er det forventet at med 90 kg/m^3 kalk og sement innblandet i kvikkleire vil man få en fasthet over 425 kPa etter 2 måneders herdetid. For ikke-sensitiv siltig leire med 90 kg/m^3 bindemiddel forventes 250 kPa i fasthet etter 2 måneder. Kalksementstabiliseringen på Sørnypan er kompleks og skal oppfylle flere formål. To overgangsbruer fundamenteres direkte på blokk, enkel- og dobbelribber sikrer stabiliteten i skjæringene, traubunn stabiliseres med gitter og enkelpeler, og stabiliteten til VA-grøftene sikres med langsgående dobbeltribber. I tillegg skal leirmassene som graves ut stabiliseres med lavere mengder bindemiddel for at de skal være håndterbare under utlasting og at bæreevnen til maskinene skal være god nok. Pelefot konstrueres ved å la vispen stå i ro i bunn pel samtidig som det installeres 20 kg bindemiddel. Deretter fortsetter installasjonen med vanlig prosedyre. I prosjektet brukes en visp med 10 blad, diameter på pelen er 600 mm, rotasjonshastigheten er 200 omdr/min og stigningshastighet er 25 mm/omdr (5 m/min). Pelene kontrolleres blant annet med FOPS, CPTU og prøvetaking med gravemaskin og betongsag. Ved trekking av FOPS er det målt skjærfasthet på over 1000 kPa i pelene etter kun 6 dagers herdetid. Generelt viser FOPS-resultatene at vi får den fastheten i pelene som var forventet på forhånd. Fra enaksforsøk i laboratoriet oppnår vi også høyere skjærfasthet enn det som var forventet og var lagt til grunn i prosjekteringen.

SUMMARY

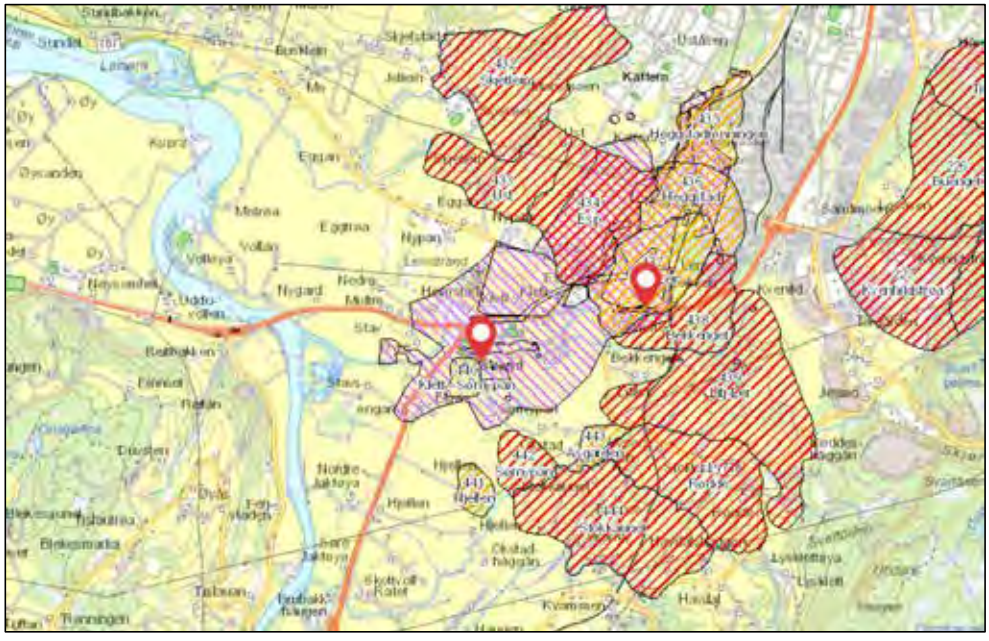
The project E6 Trondheim-Melhus includes construction of 8,1 km new highway. In two places the road cuts through quick and sensitive clay. At Sørnypan the strength of the clay is low to medium firm. Quick clay is located from 6 to 10 meters below terrain. The cutting in this area is up to 10 m deep. During the engineering phase of the project, a test site was established to investigate the strength properties of the clay stabilized with lime and cement. It is expected that with 90 kg/m^3 binder in quick clay, we will obtain a strength of 425 kPa after 2 months of hardening. For non-sensitive silty clays it expected a strength of 250 kPa with the same amount of binder and time of hardening. The installation of lime/cement columns at Sørnypan is complex. Two bridges are built directly on blocks of lime/cement columns.

Panels are installed to ensure the stability of the cuttings. The road-bed is stabilized with single columns and a grid pattern. We have installed panels parallel to the sewage pipes to prevent the ditches to collapse. The clay that is excavated is also stabilized to make it possible to handle for the excavators. The bottom of the columns is reinforced with extra binder. After penetration to the bottom the mixing tool is stationary while installing 20 kg of binder. After that the procedure goes as normal. In this project we use a mixing tool with 10 blades, the diameter of the columns is 600 mm, the rotation speed is 200 RPM and the retrieval speed is 5 m/min. The quality of the columns is inspected with reverse column penetration test (RCP), cone penetration test (CPT) and sampling with both excavator end a concrete chain saw. Results from the RCP indicates strengths above 1000 kPa after only 6 days of hardening. Generally, the RCP shows that the strength in the stabilized clay material is as expected in advance. Uniaxial tests in the laboratory also indicates that the obtained strength is larger than expected and was assumed in the design.

INNLEDNING

Prosjektet E6 Trondheim-Melhus omfatter bygging av 8,1 km ny firefelts motorvei mellom Tiller i Trondheim kommune og Jaktøya i Melhus kommune. Arbeidene inkluderer også bygging av 4,6 km lokalveier, 6,2 km gang- og sykkelveier, 7,2 km støyvoller og støyskjermer, samt omlegging og sikring av bekkene Søra og Klasbekken som renner gjennom områder med kvikkleire på Leinstrand og Storler.

Ved Sørnypan og i Storlersbakken skjærer E6-linja seg ned i kvikk og sensitiv leire. Plasseringen til skjæringene er vist i Figur 1. For å ivareta stabiliteten til veiskjæringene blir



Figur 1: Oversiktskart som viser plassering av skjæringene i kalksementstabilisert leire ved Sørnypan i vest og Storlersbakken i øst. (Kilde: skrednett.no)

leira stabilisert med kalksementpeler (KS-peler) før utgraving. I tillegg skal to overgangsbruer, Leinstrandbrua og Røddevegsbrua, fundamenteres direkte på blokker stabilisert med kalk og sement.

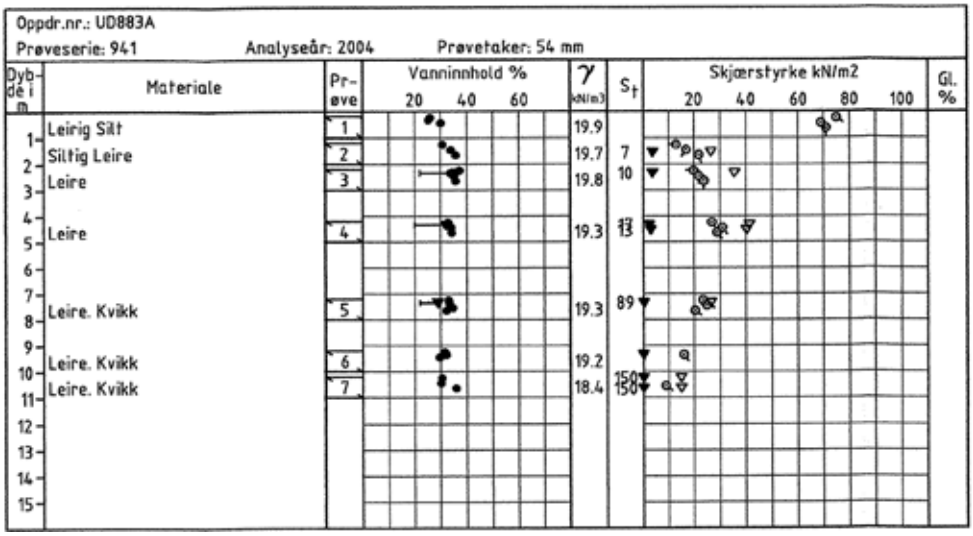
Skjæringen i kvikk og sensitiv leire på Sørnypan er 370 m lang, hvor 270 m er i kalksementstabilisert leire. I Storlersbakken er den stabiliserte skjæringen 100 m lang. Totalt i prosjektet skal det settes over 1 000 000 lengdemeter med KS-peler.

GRUNNFORHOLD

Multiconsult (2013) viser til at løsmassene ved *Sørnypan* består av et ca. 1 m tykt topplag med matjord og tørrskorpeleire. Under finner vi bløt til middels fast siltig leire. Det er registrert mektige lag med kvikkleire fra 6 til 10 m under terreng. Tykkelsen på kvikkleirelaget er stedvis over 25 m.

Figur 2 viser rutinedata fra en prøveserie som er tatt opp ved skjæringen på Sørnypan. Kotehøyden til borpunktet er +40,0 og utgravingsnivået i dette området er rundt kote +30,0. Relatert til prøveserien blir traubunn på ca. 10 m dybde, hvor vi har en omrørt skjærfasthet på 0,1 kPa og uomrørt skjærfasthet fra konus på 15,0 kPa. I en CPTU (trykksondering) like i nærheten er aktiv udrenert skjærfasthet i traubunn tolket til ca. 40,0 kPa (Multiconsult, 2013). Se Figur 2 for ytterligere informasjon om leiras egenskaper.

I *Storlersbakken* viser sonderinger og prøveserier i NGI (2014) at vi har omtrent 3 m med tørrskorpe i toppen og middels fast til fast leire under. En totalsondering viser leiravsetninger, med sandlag innimellom, ned til antatt fjell på 34 m dybde. Det er påvist kvikkleire mellom 6 og 10 m under terreng, og sensitiv leire videre ned til 14 m under terreng. Aktiv udrenert skjærfasthet er i størrelsesorden 50-70 kPa. Skjæringen i dette området er 4-5 m dyp.



Figur 2: Rutineundersøkelser fra en prøveserie som er tatt opp rett ved søndre skjæringstopp på Sørnypan. (Multiconsult, 2005)

RESULTATER FRA FORSØKSFELT

I forbindelse med prosjekteringen av E6 Trondheim-Melhus ble det etablert et forsøksfelt ca. 100 m sørøst for skjæringen på Sørnypan. Hensikten med forsøksfeltet var å undersøke hvor høy styrke det var mulig å oppnå i kalksementpelene og å optimalisere mengden bindemiddel som var nødvendig. Det ble installert 49 kalksementpeler med ulik innblandingsmengde og -energi. Pelene ble testet med FOPS (forinstallert omvendt pelsondering), CPTU (trykksondering) og oppgraving av prøver som ble analysert i laboratorium. Kalksementpelenes lengde var 15 m, diameteren var 80 cm og de ble satt med senteravstand på 70 cm.

På dette stadiet i prosjekteringen var det et alternativ å fundamentere de to nevnte bruene på stålrørspeler. Derfor ble det også installert 3 åpne stålrørspeler med diameter 406 mm og godstykkelse 8 mm til 25 m dybde. Det ble gjennomført pelopptrekk etter 1 måned og 12 måneder.

Bindemiddelet i kalksementpelene besto av en blanding med 50 % Norcem Standardsement FA og 50 % Stabila B 40. Innblandingen var gjort med pinnevisp. Pelene ble satt med ulike innblandingsmengder:

- 30 kg/m^3
- 50 kg/m^3
- 70 kg/m^3
- 90 kg/m^3
- 110 kg/m^3

Pelene ble også satt med ulik rotasjonshastighet og stigningshastighet:

- Rotasjon 150 omdr/min og stigning 25 mm/omdr
- Rotasjon 175 omdr/min og stigning 15 mm/omdr
- Rotasjon 200 omdr/min og stigning 25 mm/omdr

Se NGI (2014b) for ytterligere beskrivelse og resultater fra forsøksfeltet.

På bakgrunn av forsøksfeltet og forsøk på kalksementprøver som var blandet i laboratoriet ble det gjort vurderinger og gitt anbefalinger til skjærfasthet og stivhetsparametere til den kalksementstabiliserte leira. I laboratoriet ble det oppnådd samme fasthet ved bruk av Stabila B 40 som ved bruk av Multicem. Vurderingene er presentert i NGI (2014c) og påfølgende tabell med anbefalte verdier er hentet fra dette notatet.

Tabell 1: Anbefalte materialparametere for kalksementstabilisert leire etter 2 måneders herding. (NGI, 2014c)

Innblandings-mengde	Materiale	$s_{u;k}$	E_{25}	E_{50}	M
50 kg/m^3	Leire	150 kPa	80 MPa	80 MPa	110 MPa
	Kvikkleire	275 kPa	150 MPa	140 MPa	200 MPa
70 kg/m^3	Leire	200 kPa	110 MPa	100 MPa	140 MPa
	Kvikkleire	350 kPa	190 MPa	180 MPa	250 MPa
90 kg/m^3	Leire	250 kPa	140 MPa	130 MPa	180 MPa
	Kvikkleire	425 kPa	230 MPa	210 MPa	300 MPa
110 kg/m^3	Leire	300 kPa	160 MPa	150 MPa	210 MPa
	Kvikkleire	500 kPa	270 MPa	250 MPa	360 MPa
100 kg/m^3	Fyllmasser	200 kPa	110 MPa	100 MPa	140 MPa

KONSEPT FOR STABILISERING

Mønster

Kalksementstabiliseringen på Sørnypan er kompleks og metoden brukes for å oppfylle flere ulike formål:

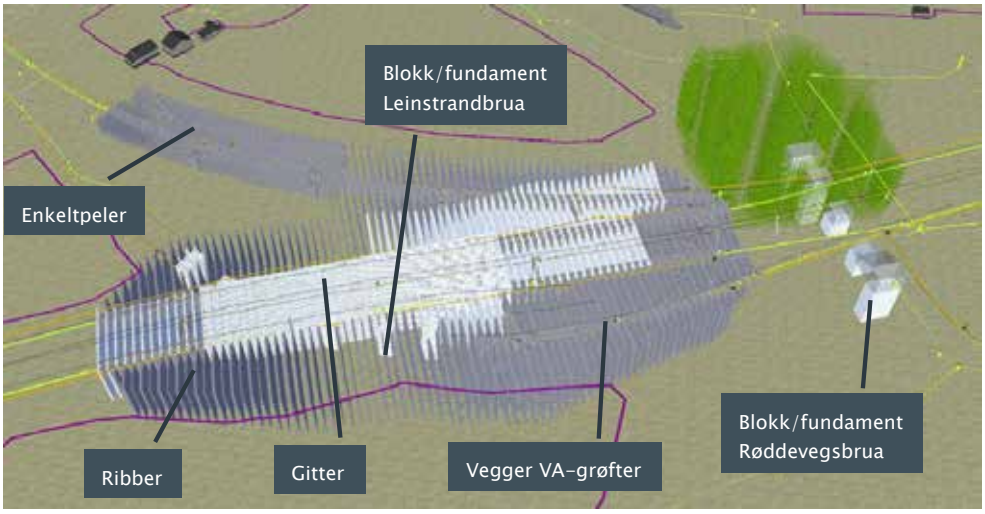
- Det settes *enkel- og dobbeltribber* for å ivareta skråningsstabiliteten i skjæringene
- Traubunn i E6-linjen stabiliseres med *gittermønster*
- Røddevegsbrua og Leinstrandbrua fundamenteres på *blokk*
- Stabiliteten til VA-grøftene sikres med langsgående *dobbeltribber*
- Traubunn i avkjøringsfeltet til E39 stabiliseres med *enkeltpeler*
- Leirmassene som skal graves ut stabiliseres også for å sikre stabilitet under utgraving

Figur 3 viser et utklipp fra 3D-modellen av ferdig tilstand på Sørnypan. Til venstre er Leinstrandbrua og til høyre er Røddevegsbrua. I Figur 4 ser vi de ulike mønstrene av kalksementpeler under bakken.

For å ivareta stabiliteten i skjæringene settes det annenhver enkel- og dobbelribbe med senteravstand på 3,5 m. Høydeforskjellen i skjæringene er opptil 12 m og de graves ut med helning 1:2. Den prosjekterte lengden på pelene var 25 m inkludert 0,5 m tomboring. Før vi begynte stabiliseringsarbeidet ble terrenget avlastet ca. 3 m fordi det var behov for ekstra leirmasser i en tidligere fase av byggingen. Den reelle lengde på pelene ble da ca. 22 m. Bakdelen med å avlaste terrenget før stabiliseringen ble påbegynt, er at kalksementriggene fikk større problemer med bæreevne og framkommelighet, enn de ville hatt dersom tørrskorpelaget hadde blitt værende.

I den kalksementstabiliserte skjæringen settes det også KS-peler under traubunn til E6. Her brukes det to ulike mønster. For å forsterke traubunn Leinstrandbrua settes pelene i et gittermønster med senteravstand 3,5 m i begge retninger. Det brukes doble peler i gitteret. Utenfor brutraseen stabiliseres traubunn kun med doble skiver normalt på veiens lengderetning, som en forlengelse av ribbene i skjæringene. Senteravstanden er også her

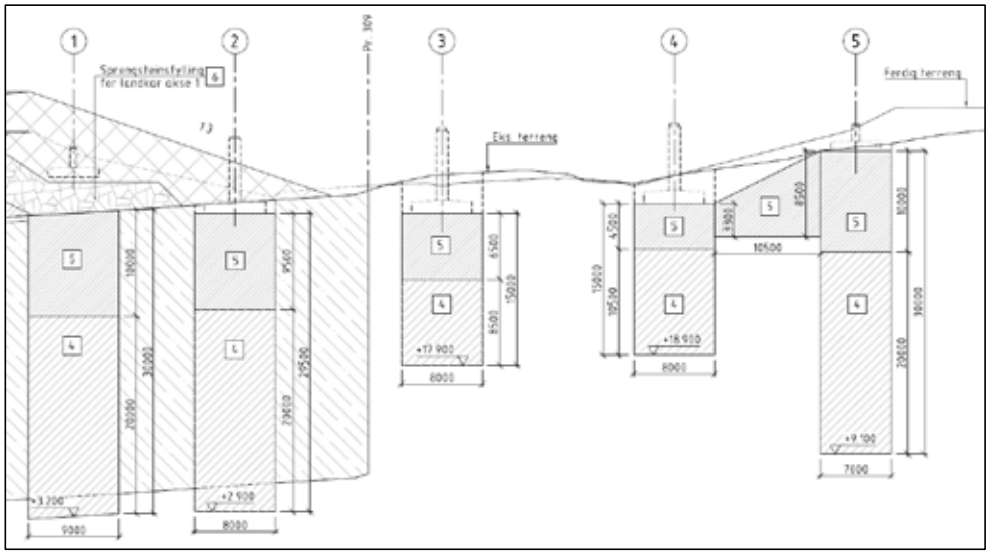
Figur 3: Utklipp fra 3D-modell av ferdig tilstand på Sørnypan. Til venstre er Leinstrandbrua og til høyre er Røddevegsbrua.



Figur 4: Utklipp fra 3D-modell av kalksementstabiliseringen på Sørnypan.

3,5 m. Lengden på pelene som settes i traubunn er 25 m inkludert 0,5 m tomboring. Pellengden som står igjen under traubunn etter utgravingen varierer mellom 16 og 24 m.

Røddevegsbrua fundamenteres på blokker av kalksementstabilisert leire. Den øvre delen av kalksementfundamentet har 100 % dekningsgrad (markert med 5 i Figur 5), og stabiliseringen gjøres delvis i gamle fyllmasser. I kontrakten er det lagt opp til at entreprenøren selv kan velge metode for å stabilisere massene. Den nedre del av blokka har 30 % dekningsgrad i akse 1 og 50 % dekningsgrad i akse 2-5 (markert med 4 i Figur 5). Her utføres det ordinær tørrmiksing. Akse 1, 2 og 5 er prosjektert til å ha 30 m lange peler, noe som har vist seg vanskelig å få til i praksis. I følge undersøkelser byggherren har gjort hos entreprenører var



Figur 5: Plan for kalksementstabilisering av fundamentene til Røddevegsbrua. Øvre del av kalksementfundamentet er blokk med 100 % dekningsgrad, og nedre del er blokk med 30 % dekningsgrad i akse 1 og 50 % dekningsgrad i akse 2-5.

det ingen i Europa, på daværende tidspunkt, som hadde utstyr til å sette 30 m lange kalksementpeler. Man må til USA eller Japan for å finne rigger som kan sette så lange peler. Av den grunn ble gjort en omprosjektering av kalksementfundamentene hvor lengden på KS-pelene ble redusert til 25 m. Dette har ingen vesentlig innvirkning på bæreevnen, men det gir større krypsetninger over tid som igjen fører til at lagrene på brua må justeres tidligere enn planlagt.

Leinstrandbrua har 6 akser hvor alle aksene fundamenteres på blokk med 75 % dekningsgrad. Lengden på pelene under fundamentene er 11,5 m.

Stabiliteten til VA-grøfter er en utfordring. De langsgående VA-grøftene i kvikkeleira er opptil 2-3 m dype. For å sikre stabiliteten har vi installert doble kalksementskiver på hver side av VA-rørene (Figur 6). Disse fungerer som grøftevegger og gjør at man kan arbeide trygt nede i grøfta. At dette er nødvendig har vi fått bevist ved et tilfelle hvor veggen ble gravd bort ved en feiltakelse. Ikke lenge etter fikk vi en utglidning mellom ribbene. Dette skjedde under utgraving av skjæringen på et stadium hvor utglidningen ikke utgjorde en fare for verken mennesker eller maskiner. VA-ledningene legges ned seksjonsvis, og de tverrgående ribbene fungerer som en vegg i enden av grøfta.

På avkjøringsfeltet til E39 på sørgående felt ved Sørnypan utføres det også kalksementstabilisering. Her stabiliseres traubunn med enkeltpeler med senteravstand på 1,1 m. Lengden på pelene er 10 m inkludert 0,5 m tomboring.

Figur 6: Bildet viser VA-grøften gjennom kvikkleira. Doble skiver på hver side utgjør veggene i grøfta. De tverrgående ribbene fungerer også som en vegg i enden av grøfta. (Foto: Statens vegvesen)

Prosjektering av kalksementstabilisering i skjæringer må også ta hensyn til byggefasen. Det vil si at stabiliteten også må være god nok under utgravingen slik at arbeidet kan utføres på en trygg måte. Her er dette ivaretatt ved at den delen av pelen som skal graves bort installeres med redusert mengde bindemiddel. Det brukes så mye bindemiddel at massene blir håndterbare for gravemaskinen og at bæreevnen til maskinene blir god nok.

Figur 7: Bilde av skjæringen på Sørnypan under utgraving. I sidene vises ribbene, i traubunn vises gitteret og på sidene vises kalksementfundamentene for landkarene til Leinstrandbrua. (Foto: Statens vegvesen)

Mengde bindemiddel og forventet minimumsfasthet

Kalksementpelene i prosjektet har en diameter på 60 cm. Foruten enkeltpelene settes alle med 10 cm overlapp. Bindemiddelet består av 50 % kalk og 50 % sement. Basert på erfaringene fra forsøksfeltet beskriver kontrakten ulike mengder med bindemiddel for de ulike pelene. I etterfølgende tabell er dette oppsummert sammen med forventet minimumsfasthet etter 2 måneders herding. De forventede verdiene er basert på en utførelse med rotasjonshastighet på 175 omdr/min og stigning på 15 mm/omdr.

Tabell 2: Mengde bindemiddel som skal brukes i kalksementstabiliseringen og forventet minimumsfasthet etter 2 måneder. Bindemiddelet består av 50 % kalk og 50 % sement. Rotasjonshastighet under installasjon skal være 175 omdr/min og stigning 15 mm/omdr.

Type masse	Mengde bindemiddel	Mengde bindemiddel	Forventet minimumsfasthet etter 2 måneder
Kvikkleire	[1] 30 kg/m^3	8,5 kg/m	-
Kvikkleire	[2] 50 kg/m^3	14,1 kg/m	275 kPa
Kvikkleire	[3] 90 kg/m^3	25,4 kg/m	425 kPa
Ikke-sensitiv siltig leire	[4] 90 kg/m^3	25,4 kg/m	250 kPa
Fyllmasser	[5] 100 kg/m^3	28,3 kg/m	200 kPa

[1] Alle peler som graves bort
[2] Ribber i skjæring og enkeltpeler i traubunn
[3] Gitter i traubunn og KS-fundament til Leinstrandbrua
[4] KS-fundament til Røddevegsbrua
[5] KS-fundament til Røddevegsbrua

For å stabilisere fyllmassene under fundamentene til Røddevegsbrua har entreprenøren valgt en annen løsning enn beskrevet i kontrakten. De fikk aksept for å bruke 100 % sement som bindemiddel og de stabiliserte massene med MDM-metoden (Modified Dry Mixing) som blant annet er beskrevet i Gunther et al. (2004). I denne metoden tilsettes vann gjennom egne dyser samtidig som bindemiddelet tilføres.

Pelefot

I beskrivelsen er det lagt opp til en spesiell utførelse av pelefoten for å unngå en omrørt sone under pelene. Den går ut på å føre vispen ned til bunn pel, blande inn bindemiddel opp til 1 m over bunn pel og returnere igjen til bunnen med innblanding. Deretter installeres pelen opp til riktig nivå. For pelene med 90 kg/m^3 går det med 76 kg bindemiddel i den nederste meteren av pelen.

Etter forslag fra entreprenøren endret vi metoden for installasjon av pelefoten. Utfallet ble at vispen ble ført ned til bunn pel hvor den står i ro i 10-15 sekunder samtidig som vi installerer 20 kg bindemiddel. Deretter installeres pelen med vanlig prosedyre. Med denne metoden blir det blandet inn 20 kg bindemiddel i en sone som er 10-20 cm tykk. Det tilsvarer en innblandingsmengde på 100-200 kg/m^3 i bunn av pelen. For pelene med 90 kg/m^3 reduseres mengden bindemiddel i den nederste meteren til 45 kg. Så langt i prosjektet er det ingenting som tilsier at metoden ikke har gitt den effekten vi var ute etter.

UTFØRELSE

Rotasjons- og stigningshastighet på vispen er parametere som har betydning for innblandingsenergien under installasjonen av KS-pelene. I kontrakten var det angitt at rotasjonshastigheten skulle være 175 omdr/min og stigningshastigheten 15 mm/omdr. Etter entreprenørens ønske ble disse parameterne økt til henholdsvis 200 omdr/min og 25 mm/omdr. Det ble samtidig påmontert 4 ekstra blad på vispene for å kompensere for reduksjonen i innblandingsenergien økt hastighet medfører. Antallet økte da fra 6 til 10 blad. Med de ekstra bladene fikk vi samme beregningsmessig innblandingsenergi som opprinnelig. Det er verdt å nevne at med denne endringen ble opptrekkingshastigheten under installasjonen nær doblet, fra 2,6 m/min til 5,0 m/min.

Vår erfaring fra blant annet FOPS (forinstallert omvendt pelsondering) er at fastheten i pelene kommer meget raskt. For å kunne trekke FOPS-ene etter 3 eller 7 dager har det vært nødvendig å ettertrekke wirene nesten daglig. Selv om fasthetsutviklingen går raskt har det likevel vært et krav at utgraving av skjæringen ikke kan skje før tidligst 2 måneder etter ferdig installasjon. Det henger sammen med at grunnlaget fra forsøksfeltet også er basert på 2 måneders herdetid.

Når man setter KS-peler med diameter på 600 mm, har vi erfart at det er vanskelig å installere så lave mengder bindemiddel som skulle brukes her. 30 kg/m^3 tilsvarer 8,5 kg/m installert pel. Dette har entreprenøren har hatt problemer med å få til, og det har blitt gjort en rekke tilpasninger og modifisering av utstyret. Hensikten med stabiliseringen er at massene skal være håndterbare under utgraving og at bæreevne og stabilitet skal være god nok. For å klare 8,5 kg/m har vi økt stigningshastigheten 3 ganger sammenlignet med produksjonshastighet. Det har fungert bra. Selv om det er tilstrekkelig med så lave mengder bindemiddel, møter vi altså begrensningene i innblandingsutstyret.

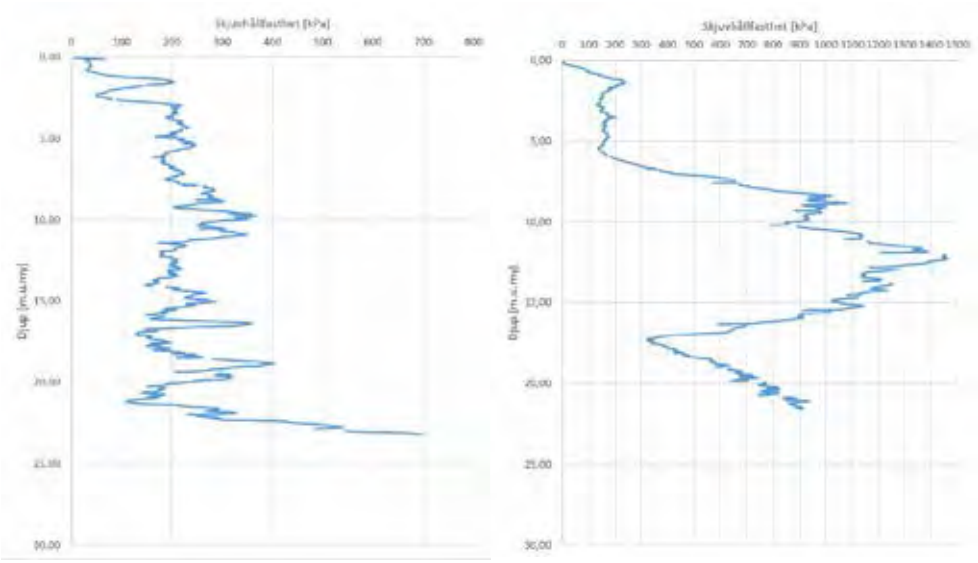
Ved installasjon av kalksementpeler i skrånende terreng er stabiliteten i byggefasen et viktig moment. Installasjonen av pelene vil medføre økt poretrykk i grunnen som igjen reduserer stabiliteten. For at det ikke skal bli for stor belastning på et område er det et krav at installasjonen skal utføres i hver 5. rad. Når man har satt en rad med peler skal riggen flyttes og begynne fem rader bortenfor.

FELTFORSØK UNDER PRODUKSJON

I NGI (2015) er det beskrevet en kontrollplan for kalksementstabiliseringen. For å kontrollere fastheten til KS-pelene er lagt opp til at det skal utføres trekking av FOPS, CPTU og utgraving av peler for uttak av prøver som skal testes i laboratoriet. Ettersom prosjektet fremdeles er under bygging og kalksementstabiliseringen ikke er ferdig, finnes det prøver som ikke er analysert på nåværende tidspunkt. Her følger noen resultater fra det som er gjort så langt.

FOPS (Forinstallert omvendt pelsondering)

Figur 8 viser resultater fra trekking av FOPS for to peler som begge er installert med 90 kg/m^3. Vi ser at for pel FG-10018 oppnår vi skjærfasthet på over 1000 kPa etter kun 6 dagers herdetid. Dette er noe vi ser på flere av pelene som testes. For pel BX-10002 ligger



Pel BX-10002
Trukket 7 dager etter installasjon
Bindemiddel 90 kg/m^3 (25 kg/m)

Pel FG-10018
Trukket 6 dager etter installasjon
Bindemiddel 90 kg/m^3 (25 kg/m)

Figur 8: Beregnet skjærfasthet fra FOPS (Geomind, 2016)

skjærfastheten rundt 200-300 kPa etter 7 dagers herdetid. Merk at øvre del av pelene, hvor skjærfastheten er lavere, er satt med mindre bindemiddel da denne delen skal graves bort.

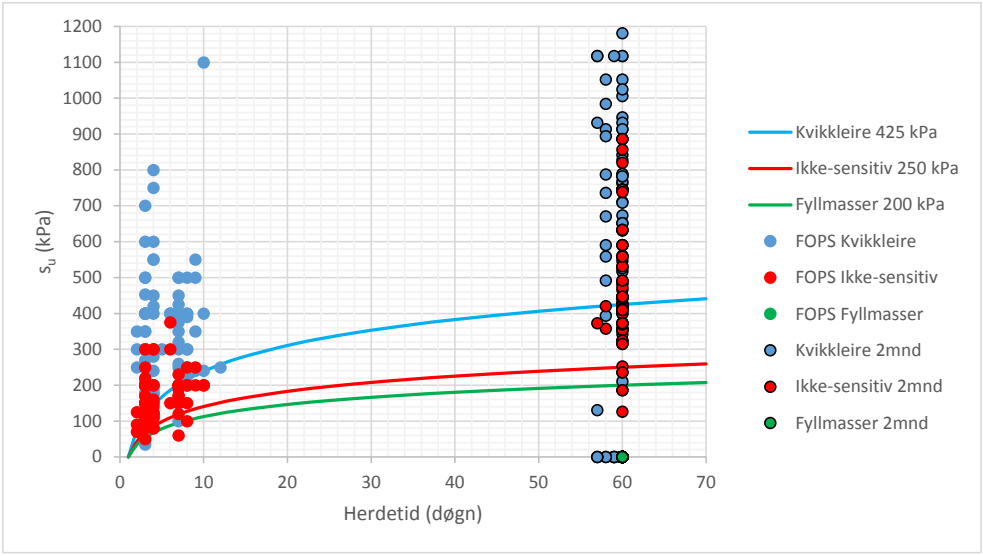
Vi har videre gjort en tolkning av en representativ skjærfasthet for hver FOPS som er utført. Med bakgrunn i følgende uttrykk fra Karlsrud et al. (2015):

$$\frac{\tau_f}{\tau_{f,28}} = 0{,}3 \times \ln t$$

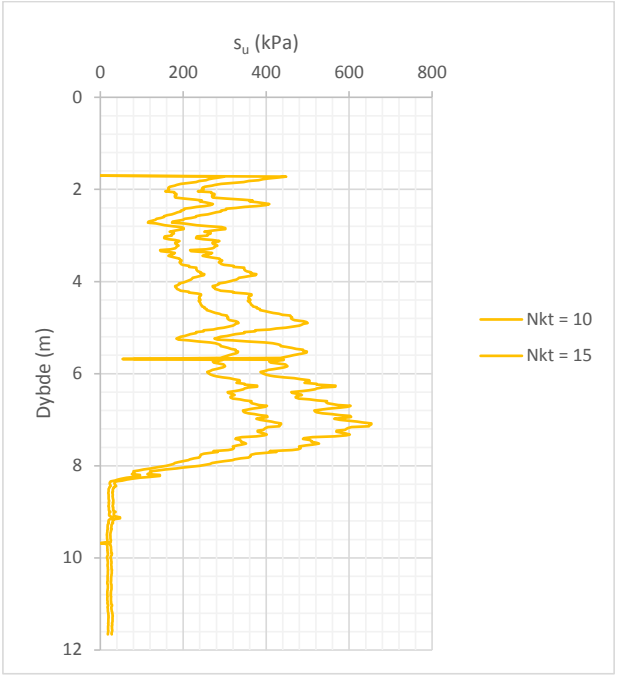
som beskriver utvikling av skjærfasthet med tiden, er det beregnet forventet skjærfasthet etter 2 måneders herding. Resultatene er vist i Figur 9. Sammenlignet med forventet minimumsfasthet ligger de fleste av målingene over kurven.

CPTU (Trykksonderinger)

Det er utført CPTU-er i kalksementfundamentene til bruene, i KS-peler i ribbene og mellom ribber og gitter. Hensikten med sistnevnte er å undersøke hvordan fastheten til leira mellom KS-pelene påvirkes av stabiliseringen. I følge NGI (2015) forventes det at fastheten først vil reduseres på siden av de stabiliserte massene, før den igjen øker. Sonderingen i Figur 10 er gjort i en pel i landkaret (akse 6) til Leinstrandbrua. Pelen ble installert 16.6.2016 og sonderingen ble utført 12.9.2016, altså nesten 3 måneder etter. Rundt 8 m dybde går sonden ut av KS-pelen og inn i urørt leire.



Figur 9: Beregnet skjærfasthet etter 2 måneders herding basert på resultater fra trekking av FOPS.



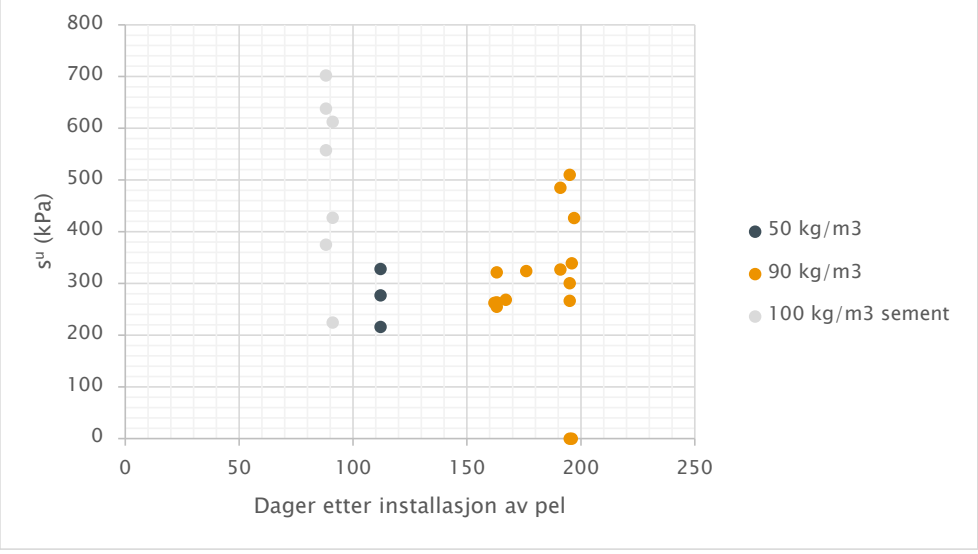
Figur 10: CPTU i KS-pel i akse 6 til Leinstrandbrua. CPTU-en er tolket med N_{kt} = 10 og 15. På ca. 8 m dybde går sonden ut av pelen og inn i urørt leire.

PRØVETAKING AV KALKSEMENTPELER

Så langt i prosjektet har vi hatt tre runder med prøvetaking av kalksementpelene. Ikke alle prøvene er analysert i laboratoriet per i dag.

Før vi startet utgraving av skjæringen på Sørnypan ble det gravd en 6 m dyp prøvegrop slik at vi fikk tatt ut prøver av KS-pelene i dybden. Nedre del av prøvegropen kom antakeligvis ned i kvikkleira. Prøvene ble skjært ut med betongsag. Resultatene fra enaksforsøkene er oppsummert i Figur 11. Vi ser at alle prøver med innblandingsmengde 90 kg/m^3 overstiger forventet fasthet på ikke-sensitiv siltig leire (250 kPa). De tre målingene over 400 kPa er sannsynligvis prøver fra stabilisert kvikkleire.

Fra de kalksementstabiliserte fundamentene på Røddevegsbrua ble det tatt prøver med gravemaskin av øvre del av blokka. Dette er fyllmasser som er stabilisert med 100 % sement hvor det samtidig ble tilsatt vann. Mengden bindemiddel var 100 kg/m^3. Alle forsøkene overstiger forventet fasthet i fyllmasser (200 kPa), hvor den høyeste er helt oppe i 700 kPa. Se Figur 11.



Figur 11: Enaksforsøk på KS-peler fra prøvegropa på Sørnypan (50 kg/m3 og 90 kg/m^3) og stabiliserte fyllmasser under Røddevegsbrua (100 kg/m^3 sement).

REFERANSER

Geomind (2016) *Produktionskontroll, KC-pelare. E6 Trondheim-Melhus. Kontroll 160929.* 1. oktober 2016

Gunther J., Holm G., Westberg G. & Eriksson H. (2004) Modified Dry Mixing (MDM) – A New Possibility in Deep Mixing, *GeoTrans 2004*. Los Angeles, USA, 27.-31. juli 2004.

Karlsrud K., Eggen A., Nerland Ø. & Haugen T. (2015) Some Norwegian Experiences Related to Use of Dry-Mixing Methods to Improve Stability of Excavations and Natural Slopes in Soft Clays, *Depp Mixing Conference 2015.* San Francisco, USA, 2.-4. juni 2015.

Multiconsult (2005) *Ny E6 parsell Jaktøyen-Sandmoen, profil 2600-3300. Kryssområde ved Klett. Geoteknisk rapport. Vurdering av stabilitet og gjennomførbarhet.* 410608-2. 18. januar 2005.

Multiconsult (2013) *E6 Klett. Jaktøya-Dovrebanen. Grunnundersøkelser. Datarapport.* 415531-RIG-RAP-001. 3. mai 2013. Rev. 01/1. oktober 2013.

NGI (2014) *E6 Jaktøyen-Storler. Grunnundersøkelser – Datarapport.* 20130642-01-R. 29. september 2014. Rev. 01/6. februar 2015.

NGI (2014b) *E6 Jaktøyen-Storler. Installasjon og testresultater kalksement- og stålrørspeler. Geoteknisk forsøksfelt.* 20130642-04-R. 21. november 2014. Rev. 01/16. september 2016.

NGI (2014c) E6 Jaktøyen-Storler. *Kalksementstabilisering – valg av designparametere.* 20130642-TN-12. Rev. 01/9. januar 2015.

NGI (2015) E6 Jaktøyen-Storler. *Kontroll og oppfølging under utførelse.* 20130642-14-R. 1. oktober 2015.

BESTEMMELSE AV HVILETRYKK (K_0) I NORSKE LEIRER – ANBEFALINGER BASERT PÅ EN SAMMENSTILLING AV LAB-, FELT- OG ERFARINGSDATA.

A revised look at the coefficient of earth pressure at rest for Norwegian Clays

Jean-Sébastien L'Heureux, Norwegian Geotechnical Institute (NGI), Trondheim, Norway

Zeynep Ozkul, Norwegian Geotechnical Institute (NGI), Trondheim, Norway

Suzanne Lacasse, Norwegian Geotechnical Institute (NGI), Oslo, Norway

Marco D'Ignazio, Norwegian Geotechnical Institute (NGI), Oslo, Norway

Tom Lunne, Norwegian Geotechnical Institute (NGI), Oslo, Norway

SAMMENDRAG

Artikkelen presenterer retningslinjer og korrelasjoner for å bestemme hviletrykk (K_0) i norske leire i fravær av stedsspesifikke data. For å evaluere K_0 er det etablert en database med K_0-målinger fra avanserte laboratorieforsøk og fra feltforsøk. Ved hjelp av en rekke regresjonsanalyser ble det utviklet empiriske korrelasjoner mellom K_0, OCR (overkonsolideringsgrad) og I_P (plastisitetsindeks). Resultatene fra regresjonsanalyser gir høy regresjonskoeffisient (dvs. $R^2 > 0.99$). Resultatene viser også at effekten av I_P på K_0 er av mindre betydning enn tidligere antatt. Sammenlignet med de nye resultater i denne studien, synes K_0-diagrammet fra Brooker og Ireland (1965) å gi et mindre pålitelig estimat på K_0.

ABSTRACT

The purpose of this study is to present guidelines and correlations to estimate the coefficient of earth pressure at rest (K_0) in Norwegian clays in absence of site-specific data. A database of K_0-measurements from advanced laboratory tests and *in situ* tests was established. From a series of multivariate regression analyses, it was possible to develop empirical correlations between K_0, overconsolidation ratio (OCR) and plasticity index (I_P). The results of the statistical analyses showed high regression coefficients (i.e. $R^2>0.99$) and suggest that the plasticity index, has little influence on K_0, at least for Norwegian clays. Compared to the recommended relationships in this study, the well-known K_0 chart from Brooker and Ireland (1965) shows greater variability about the correlation curves and seem to provide less reliable estimate of K_0.

1 INTRODUCTION

The coefficient of earth pressure at rest, K_0, is defined as the ratio of the effective horizontal stress to the effective vertical stress. The K_0-parameter is used in the design of, for example, retaining walls, basement walls, pile foundations, pipelines and tunnels. It is also used for generating initial stresses when using advanced numerical methods to solve complex geo-engineering problems. The results of many types of laboratory tests also strongly depend on the estimate of K_0 (e.g. small strain shear modulus, G_{max}, from resonant column tests, strength and moduli from static and cyclic triaxial tests). Although K_0 can have a significant impact on inputs and calculation results, the reliability in the estimates of K_0 is still uncertain.

Factors potentially affecting the development of the effective horizontal stress (σ'_h) *in situ* may include, for example, earlier stress and strain history, mineralogy, cementation, aging, weathering, pore water fluid, temperature and cementation (Mayne and Kulhawy 1990). The determination of σ'_h is time-consuming and difficult to achieve, both in the lab and in the field. Therefore, over the years geotechnical engineers have relied mostly on empirical relationships to assess K_0. Example of relationships and charts for the evaluation of K_0 include those of e.g.

Jaky (1944), Kenney (1959), Brooker and Ireland (1965), Massarsch (1979) and Mayne and Kulhawy (1990). However, most of these relationships were developed for clay types and soil history which are not necessarily representative of Norwegian conditions. The question is how well do these relationships apply to Norwegian soil conditions.

This paper presents a database of K_0-measurements from laboratory and *in situ* tests collating the results for eight Norwegian clays. A series of multivariable regression analyses were performed on the data in the K_0 database to establish guidelines for a reliable estimation of K_0 in Norwegian clays in the absence of site-specific K_0-data. The available Norwegian K_0-data are also compared to the previously published data from Brooker and Ireland (1965) and the differences are discussed.

2 LITERATURE REVIEW

The coefficient of earth pressure at rest was first introduced by Donath (1891) as the ratio of the horizontal stress to the vertical stress under a condition of zero lateral strain. After the principle of effective stress was introduced, the coefficient of earth pressure at rest, K_0, was defined as:

$$K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} = \frac{\sigma_h - u}{\sigma_v - u} \quad [1]$$

where σ_v and σ_h are the total vertical and horizontal stress, u is the *in situ* pore water pressure and σ'_v and σ'_h are the vertical and horizontal effective stress. The next significant work on K_0 was performed by Terzaghi (1920) and Terzaghi (1925) at Robert College in Turkey. In 1925 he reported values of K_0 for yellow residual clay and a blue marine clay of 0.7 from test results with modified equipment.

Kjellman (1936) used a triaxial device to perform one-dimensional compression tests on sand. He found that K_0 was a function of the stress history of the soil. Binnie and Price (1941) developed an apparatus which was intended to measure the variation of lateral pressure over the full range of consolidation for a clay sample subjected to a given vertical load.

Jaky (1944) established a theoretical solution where K_0 was presented as a function of the effective friction angle (φ') of the soil:

$$K_0 = 1 - sin\varphi' \left(\frac{1 + \frac{2}{3} sin\varphi'}{1 + sin\varphi'} \right) \quad [2]$$

A simplified version of Eq. [2] was also presented in presented by Jaky (1944):

$$K_0 = 1 - sin\varphi' \quad [3]$$

The differences between Eq. [2] and [3] are around 8% at low friction angles and 16 % at high friction angles. However, considering the difficulty of making an appropriate choice for the friction angle φ' for a given soil, this approximation was suggested as sufficiently accurate for most engineering purposes (Wroth, 1972).

Brooker and Ireland (1965) performed a comprehensive series of laboratory K_0-tests on five clay soils with well-documented properties (Table 1). In their study, all soils were air-dried and passed through a number 40 sieve before testing on specimens reconstituted at a water content corresponding to a liquidity index of about 0.5. In the oedometer cell, loads were thereafter applied to the sample in increments up to a maximum pressure of 15 MPa. An examination of

the Brooker and Ireland (1965) test results showed a form of equation similar to that proposed by Jaky (1944):

$$K_0 = 0.95 - sin\varphi' \quad [4]$$

The results obtained by Brooker and Ireland (1965) also showed that K_0 in clay soils was strongly dependent on the overconsolidation ratio (OCR) and the plasticity index (Fig. 1).

The Brooker and Ireland (1965) plasticity chart for estimating K_0 has been used extensively over the years and is still one of the main reference for the evaluation of K_0 in Norwegian practice. However, it is important to understand that this chart has not been developed for marine clays nor for natural soils. The stresses at which the samples were subjected in the Brooker and Ireland (1965) study were very high and outside the range normally encountered in geotechnical applications. It is therefore of great interest to compare the results obtained by Brooker and Ireland (1965) with K_0 data for clays typically found in Norway.

Table 1: Properties of clay soils used in the Brooker and Ireland (1965) study.

Soil	Test Type	Specific Gravity	Liquid Limit (%)	Plasticity Index (%)	Clay Content (%)
London Clay	K_0 oedometer	2.83	65	38	64
Weald Clay	K_0 oedometer	2.76	41	21	39
Bearpaw Clay	K_0 oedometer	2.76	101	78	59
Chicago Clay	K_0 oedometer	2.80	28	10	36
Goose Lake Flour	K_0 oedometer	2.72	32	16	31

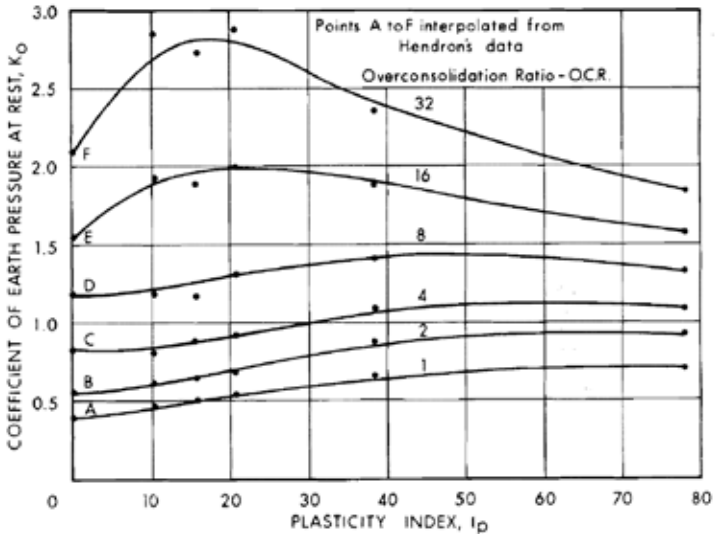


Figure 1: Relationship between K_0, plasticity index (I_P) and overconsolidation ratio (OCR) by Brooker and Ireland (1965).

3 DATA INCLUDED IN THE PRESENT STUDY

A database of K_0, OCR and soil index properties for Norwegian clay soils was compiled in the present study. Both laboratory and *in situ* test results were included in the database. Laboratory results include data from instrumented oedometers and K_0-triaxial test devices with radial strain sensors for the determination of K_0 for zero lateral strain. Field data from Self Boring Pressuremeter (SBPM), Hydraulic Fracture (HF) testing, and Dilatometer (DMT) tests were also added to the database. It is important to realize that neither laboratory nor *in situ* tests are easy to carry out or interpret when assessing K_0. All methods mentioned above have uncertainties. For example, Dyvik et al. (1985) discussed some of the difficulties in assessing K_0 from oedometer cell. Therefore only best estimates from the available test results are used in this study.

An overview of the data and properties available for the eight Norwegian clays included in the present study is given in Table 2.

Table 2: Properties of Norwegian soils used in this study.

Soil	Test Type	Total unit weight (kN/m^3)	Liquid Limit (%)	Plasticity Index (%)	Clay Content (%)
Drammen	K_0 oedometer, K_0 triaxial test DMT, HF, SBPM	18.6	54	26	47
Haga	K_0 oedometer, DMT, SBPM	19.0	43	21	45
Troll Plastic	K_0 oedometer	—	62	40	45
Troll Lean	K_0 oedometer	—	32	18	27
Koa	K_0 triaxial test	19.3	30	13	53.3
Onsøy	K_0 triaxial test, DMT, HF, SBPM	16.0	74	41	57.3
Peon	K_0 triaxial test	20.3	41	30	40
Aasgard	K_0 triaxial test	21.8	—	15	—

4 RESULTS FROM REGRESSION ANALYSIS

4.1 Brooker and Ireland (1965) data

The K_0-plasticity index-OCR chart proposed by Brooker and Ireland (1965) from Figure 1, as well as the data sets they used to derive it, are reproduced in Figure 2. The original chart has been developed for soils with plasticity indices ranging from 0 to 78% and OCR values ranging from 1 to 32. Not surprisingly, the proposed boundaries (shown as grey lines) correspond closely to the five sets of experimental data used. Note that the K_0-values used for a plasticity index of zero in the Brooker and Ireland (1965) data (Fig. 1), are those that correspond to a clean sand. These values for sand were excluded from the regression analyses for clay soils presented herein.

The multiple regression analyses performed herein assumed an exponential form equation linking the coefficient of earth pressure at rest with the plasticity index and OCR. The general form of the equation was:

$$K_0 = a\, I_p^b\, OCR^c \qquad [5]$$

where K_0 is the coefficient of earth pressure at rest, I_P is the plasticity index of the clay and OCR is the overconsolidation ratio. The *a, b* and *c* parameters in Eq. [5] are empirical factors describing the best fit from the regression analyses.

The left diagram on Figure 2 present the results of a multivariable regression analysis conducted on the Brooker and Ireland (1965) data set (with the exception of the data points for I_P =0). The best fit regression equation derived from this analysis is shown as well as the lines corresponding to different values of OCR (i.e. the thick colored lines). Although the regression coefficient (R^2) is rather high (i.e. 0.94), it is clear from the figure that the regression curve cannot properly capture the trend of the data points. This is true especially at OCR of 16 and 32, where the fit is clearly poor. There is also an undue influence of the K_0-values at a plasticity index of 0 on the curves drawn by Brooker and Ireland (1965).

Given that OCR values commonly encountered in engineering practice in Norway are less than 8 or 10, it seemed appropriate to rerun the regression analysis without the data corresponding to OCR values of 16 and 32. Limiting the scope in this manner is not believe to constrict design application. The revised regression equation and corresponding curves are shown in the right diagram of Figure 2. In this case, the R^2-value is higher (i.e. 0.97), as evidenced visually by the better fit of the regression curves to the Brooker and Ireland data.

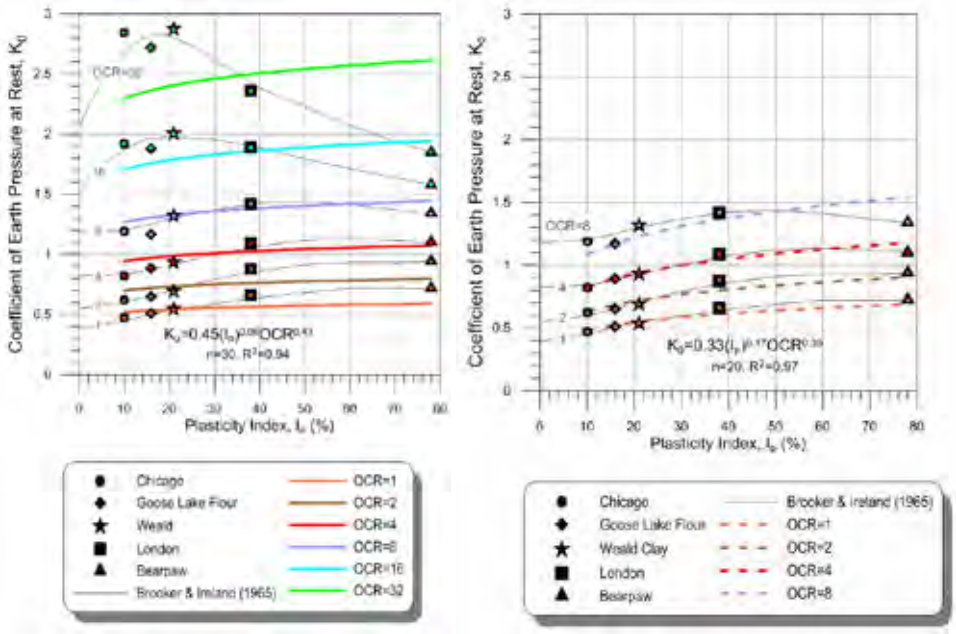


Figure 2: Results from regression analysis on the Brooker and Ireland (1965) data for clays. Left: for OCR = 1-32; Right: for OCR = 1-8.

4.2 Norwegian clays

The database of Norwegian clays includes the results obtained by Dyvik et al. (1985) where K_0-oedometer tests were performed on specimens of Drammen clay, Haga clay and Troll clays (i.e. Offshore clays: Troll lean clay and Troll plastic clay). In addition, more recent data from

tests performed at NGI on clays from Koa, Peon, Onsøy and Aasgård were added to the database.

The data collected on Norwegian clays were analyzed statistically in a similar manner as for the Brooker and Ireland (1965) data with the help of multivariable regression analysis. As for the Brooker and Ireland data, Figure 3 shows the data and regression curves for the results of the K_0-oedometer tests reported by Dyvik et al. (1985): the left diagram for OCR-values from 1 to 32, and the right diagram for OCR-values from 1 to 8. The resulting equation and curves from the multivariable regression analysis are also shown on the figures. The R^2-values are very high in both cases ($R^2 > 0.996$), and is significantly higher than those obtained for the Brooker and Ireland (1965) data. Similar to the Brooker and Ireland (1965) data, the goodness of fit seems to degrade with the two highest OCR-values, although to a smaller degree than in Figure 2.

The regressions in Figure 3 show that (i) the exponent on the plasticity index is close to zero, and (ii) the exponent on the OCR is nearly constant at about 0.47, which was not the case for the data in Figure 1.

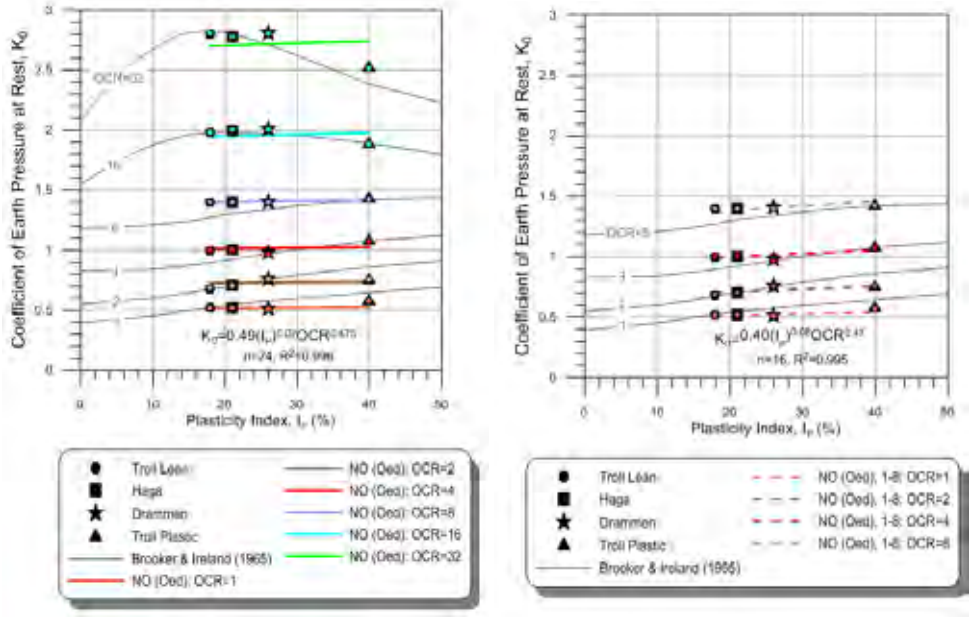


Figure 3: Results from regression analysis on the Norwegian data where K_0 is interpreted from K_0-oedometer tests for clays. Left: for OCR = 1-32; Right: for OCR = 1-8.

The results shown in Figure 3 are promising, but are limited by the fact that they are based on instrumented oedometers alone, and to plasticity indices between 18 and 40%.

Data from K_0-triaxial tests (CK_0UC)[1] on five Norwegian clays (Table 1) were also included and the regression analysis was repeated. The results are shown in Figure 4, in the same manner as Figure 3. Two of the data points were at OCR values of 3 and 4.9. Short regression curves for

[1] CK_0UC = K_0-consolidated undrained triaxial compression tests.

these two intermediate OCR values are included in Figure 4. The resulting regression equation for the combined K_0-triaxial tests and K_0-oedometer tests, for OCR between 1 and 8 was:

$$K_0 = 0.48\, I_p^{0.03}\, OCR^{0.47} \qquad [6]$$

where the R^2-coefficient is still high and equal to 0.976. There are some minor differences in the coefficients and exponents in Figure 3 and the left diagram of Figure 4. However, the overall trend is unchanged. Once again the exponent on the plasticity index is very close to zero, indicating little influence of the plasticity index on the K_0-value.

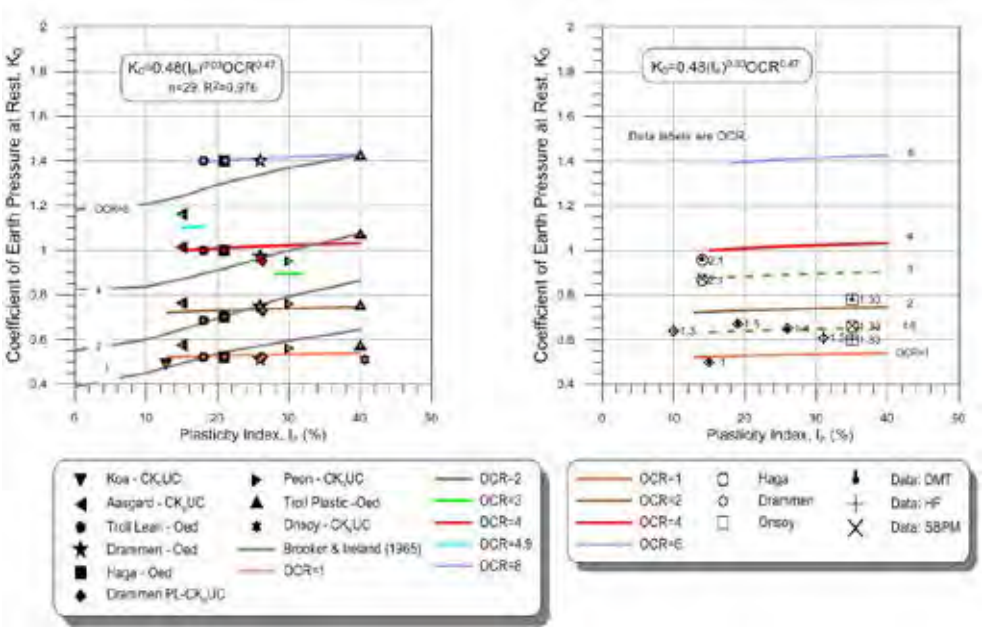


Figure 4: Left: Results from regression analysis on Norwegian clays where K_0 is interpreted from K_0-oedometer tests and CK_0UC triaxial tests; Right: Comparison of laboratory regression lines with K_0 from in situ tests in three Norwegian clays.

Due to the difficulties associated with retrieving high quality undisturbed soil samples and the time and cost constraints associated with running advanced K_0-laboratory tests, researchers have over the years looked into *in situ* methods for estimating K_0. Example of methods for estimating K_0 *in situ* are the self-boring pressuremeter test (SBPM) (Ghionna et al., 1983), the hydraulic fracturing test (HF) (Bjerrum and Andersen, 1972) and the dilatometer test (DMT) (Marchetti 1980).

Interpreted *in situ* values from DMT, HF and SBPM tests at the Haga site (Dyvik et al. 1985), Drammen site (Lacasse and Lunne 1979) and Onsøy site (Lunne et al., 2003) are shown on the right diagram of Figure 4. The *in situ* test results on this figure are overlain with the regression curves in the left diagram of Figure 4. Additionally, regression curves for OCR of 1.5 and 3 were included. The agreement is generally good for sites that are normally to slightly overconsolidated (i.e. Onsoy and Drammen).

The K_0 *in situ* data for the Haga site, which consists of a highly overconsolidated clay, is larger than values determined in the laboratory. The reasons for this are difficult to pinpoint but could be related to i) uncertainties in the *in situ* measurements; ii) the interpretation of the *in situ* tests, and/or iii) K_0 *in situ* is for a reloading phase of the soil whereas the K_0-measurements in the laboratory were for 1st unloading after reaching a maximum loading stress. Also, the Haga tests were run at relatively shallow depth, possibly in the top dry crust, where the material may be unsaturated.

5 DISCUSSION

Results from multivariable regression analyses on eight Norwegian clays with plasticity index between 13 and 41% suggest a simpler and more reliable relationship than the Brooker and Ireland (1965) data for the evaluation of K_0 based on OCR and I_P. A discrepancy can be observed between the best statistical fit of the Norwegian data and the previous results published by Brooker and Ireland (1965) (Figure 4). For low plasticity clays (I_p = 15%), the Brooker and Ireland (1965) relationship seems to underestimate K_0 by as much as 17% (when the regression curves are used as reference). For plastic clays (I_p = 35-40%), the inverse occurs and the Brooker and Ireland (1965) relationship can overestimate K_0 of Norwegian clays also by a factor of up to 17%, at low overconsolidation ratios. The reasons for the observed discrepancy may be in part attributed to e.g.:

- The Brooker and Ireland (1965) K_0 charts were developed for a wide range of clay types and soil history which are not necessarily representative of Norwegian conditions.
- The Brooker and Ireland (1965) relationships were influenced by data for sands (data at I_p = 0%).
- The stresses at which the samples were subjected in the Brooker and Ireland (1965) study were very high and outside the range normally encountered in geotechnical applications.
- The test results reported in Brooker and Ireland (1965) were performed in the 50's and 60's on instruments with limited possibilities compared to present day technology.

The results by Brooker and Ireland (1965) showed that the K_0 depended on OCR and I_P of a given clay (Fig. 1). Others, such as Kenney (1959) and Massarsch (1979), also presented relationships between K_0 and I_P for Canadian and Swedish clays, respectively.

The regression analyses for eight Norwegian clays in this study show much less influence of plasticity index, I_P, on K_0. For all practical purposes, the regression lines shown in Figures 3 and 4 are nearly flat showing little influence of I_P, and the I_P exponent from the regression analyses is close to zero. Regression analyses were also performed on the Norwegian clay database between K_0 and OCR only. The best fit was given by the following equation:

$$K_0 = 0.53OCR^{0.47} \quad [7]$$

The results of this regression analysis, shown on the left diagram in Figure 5, show that all of the K_0-laboratory data on the eight Norwegian clays fall within ±5% of Eq. [7]. A similar analysis was performed on the Brooker and Ireland (1965) data and the results are presented on the right diagram in Figure 5. In this case the difference in measured and estimated K_0 are larger than for the Norwegian clays and falls within a ±15% interval.

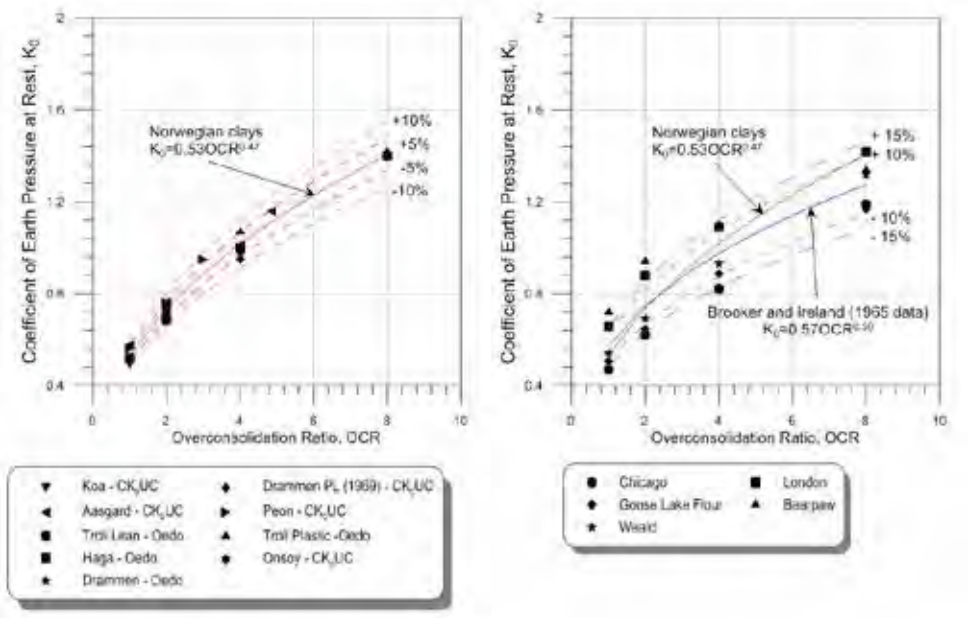


Figure 5: Results from regression analysis between K_0 and OCR only. Left: Norwegian clays data with OCR value from 1-8; Right: Brooker and Ireland (1965) data also with OCR value from 1-8.

6 CONCLUSIONS AND RECOMMENDATIONS

The purpose of this study was to present guidelines and correlations to assist geotechnical engineers in estimating the coefficient of earth pressures at rest (K_0) for Norwegian clays. For this, a database of K_0 measurements from advanced oedometer and triaxial tests and standard geotechnical engineering properties was established. The database allowed a comparison of K_0 data with the charts proposed by Brooker and Ireland (1965). The main findings and recommendations of this study are:

- The results from multivariable regression analyses on the Norwegian clay database suggest simple relationships for the evaluation of K_0 based on OCR and I_P. The results of the regression analyses show a very high regression coefficient.
- The Brooker and Ireland (1965) charts were developed for a wide range of clay types and soil history which are not representative of conditions in Norway. In low plasticity clays, the Brooker and Ireland (1965) charts underestimate K_0, while they overestimate K_0 in highly plastic clays.
- Results from K_0-tests in the laboratory and *in situ* have been compared and seem to match well for normally to slightly overconsolidated clays. However, large differences are observed for the highly over consolidated clays such as Haga.
- The Norwegian clays show a generally flat relationship between K_0-OCR and I_P. The influence of I_P on K_0 seems to be negligible and much less than previously anticipated.
- Based on the results from multivariate regression analyses, it is recommended to use equations [6] and [7] for the estimation of K_0 in Norwegian clays.

In general, it is also recommended that engineers consider all available data when estimating the value of K_0, including available relationships and site-specific geotechnical data. The use of correlations in geotechnical engineering should be limited to the conditions for which they were developed and calibrated. The recommendations presented in this paper should be used in conjunction with the engineer's own experience and engineering judgment. The conclusions drawn apply to Norwegian clays with plasticity index up to 45%. One should verify the regression curves for clays with higher plasticity. For this purpose, the database also contains datasets for high quality K_0-values reported in the literature. This will be the next step in the investigation.

In the near future it is recommended to assess the impact of K_0 on, for example, the behavior of clay material in the triaxial tests and on the assessment of small strain stiffness in the laboratory. Results from such study will contribute to an improved understanding of the impact of the coefficient of earth pressure at rest on specific geotechnical problems.

7 ACKNOWLEDGEMENTS

This work was part of the strategic research project SP8-GEODIP at NGI with fuding from The Research Council of Norway. The authors would like to thank the many colleagues at NGI who helped assembling the large dataset in the laboratory and in the field, and those who helped with discussion of the data.

8 REFERENCES

Binnie, G. M., & Price, J. A. (1941). An Apparatus for Measuring the Lateral Pressure of Clay Samples under a Vertical Load. *Journal of the Institution of Civil Engineers*, *15*(4), 297-306.

Bjerrum, L. and Andersen, K.H. (1972). "In situ measurements of lateral pressures in clay". Proc. 5th European Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. Madrid, Vol. 1, pp. 11-20.

Brooker, E.W., Ireland, H.O. (1965). "Earth Pressures at Rest Related to Stress History". Canadian Geotechnical Journal. Vol. II, No. 1, pp. 1-15.

Donath, A.D. (1891). "Untersuchung über den Erddruck auf Stützwände", Zeitschrift für Bauwesen, Berlin.

Dyvik, R., Lacasse, S., Martin, R. T. (1985). Coefficient of Lateral Stress from Oedometer Cell", Proc. 11th ICSMFE, Vol. 2, San Francisco pp 1003-1006.

Ghionna, V., Jamiolkowski, M., Lacasse, S., Ladd, C.C., Lancellotta, R. and Lunne, T. (1983) "Evaluation of self-boring pressuremeter". International Symposium on Soil and Rock Investigations by In Situ Testing. Paris. Proceedings, Vol. 2, pp. 293-301.

Jaky, J. (1944), "The Coefficient of Earth Pressure at Rest" (in Hungarian), Journal Society of Hungarian Architects and Engineers, Budapest, Hungary. pp. 355-358.

Kjelmann, W. (1936). Report on an apparatus for the consummate investigation of the mechanical properties of soils. *Proc. 1st Int. Conf. Soil Mech. and Fdn. Eng. 2:* 16-20.

Kenney, T. C. (1959). Discussion of "Geotechnical properties of glacial lake clays" by T. H. Wu. . *Soil Mech. and Foundations Div.,* ASCE, 85(3), 67-79.

Lacasse, S. and Lunne, T. (1979). "In situ testing program in Norwegian clays – Description of proposed test sites". NGI Internal report 52155-9.

Lunne, T. (2016). "Evaluation of K_0 in soft and lightly overconsolidated clays from in situ tests." NGI Report No. 20150030-05-R. NGI, Oslo.

Marchetti, S. (1980). "In situ tests by flat dilatometer". ASCE JGE, Vol. 106, No. GT3, pp. 299-321.

Massarsch, K.R. (1979). "Lateral earth pressure in normally consolidated clay". In Design parameters in geotechnical engineering. BGS, London. Vol. 2.

Mayne, P. W., and Kulhawy, F. H. (1990). "Direct and indirect determinations of in situ K_0 in clays". *Transportation Research Record*, (1278).

Terzaghi, K. V. (1920). Old earth pressure theories and new test results. *Engineering News-Record*, *85*(14), 632-637.

Terzaghi, K. V. (1925) Principles of soil mechanics, II-Compressive strength of clay. *Engineering News Record 95,* 20: 796.

Wroth, C. P., & Hughes, J. M. (1974). Development of a special instrument for the in situ measurement of the strength and stiffness of soils. In *Subsurface Exploration for Underground Excavation and Heavy Construction* (pp. 295-311). ASCE.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2017

STRANDSONESTABILITET – HVA HAR VI LÆRT AV Å NEDSETTE KOMITEER FOR Å UTREDE SKREDÅRSAK?

Stability of shoreline slopes – what did we learn from appointing committees to evaluate the cause of sliding?

Steinar Nordal (NTNU), Arnfinn Emdal (NTNU),
Jean-Sébastien L'Heureux (NGI), Stein Are Strand, (NVE)

SAMMENDRAG

Fire skredtilfeller i strandsonen er beskrevet med et forsøk på oppsummering av hva disse lærte oss, Kattmarka 13. mars 2009, Nord-Statland 29. januar 2014, Sørkjosen 10. mai 2015 og Ytre Sokkelvik 7. mai 1959. Kattmarka satte mellom annet fokus på å identifisere bergoverflaten med hensyn på sprengning. Nord-Statland reiset spørsmål rundt vibrasjoner fra komprimering med vibro-vals. I Sørkjosen ble funn av et dypt leirlag sentralt. Sensitiv og dels kvikk leire var involvert i alle tilfellene. Alle skredene, inklusive Sokkelvik, kan knyttes til anleggsvirksomhet, selv om utløsende årsak varierer. Skred er et uønsket fullskalaforsøk. Vi kan og bør lære av disse for å redusere antall skred. Tilbakeregning av skred gir verdifull kalibrering av parameterbestemmelse og beregningsmetodikk. De fire tilfellene bekrefter at norsk geoteknikk har gode prosedyrer for parameterbestemmelse mellom annet fra CPTU samt gode verktøy for stabilitetsvurderinger. Detaljert batymetri har vist seg å være til stor nytte for å finne årsak, initiering og forløp av skred i strandsonen. Denne artikkelen bygger på arbeid i de undersøkelsesgrupper som ble satt ned knyttet til de fire skredtilfellene og på arbeid utført av andre på oppdrag fra undersøkelses-gruppene. Navn på deltagere i undersøkelsesgruppene finnes i referanselisten.
Det understrekes at vi i arbeidet med å finne årsak til skred bør unngå å jakte på syndebukker – vi trenger geoteknikere og konsulenter som tar vanskelige oppdrag.

SUMMARY

Four shoreline slides are presented and lessons learned are suggested and discussed. The cases are Kattmarka 13. March 2009, Nord-Statland 29. January 2014, Sørkjosen 10. May 2015 og Ytre Sokkelvik 7. May 1959. Sensitive and partly quick clays were involved in all cases. A slides is an undesirable and unintended full scale test and we should learn from them to reduce the number of future slides. Backcalculation of slides offers valuable calibration of our procedures for determination of soil strength parameters and for evaluating methods for stability calculations. Backcalculating the initial slides of the four cases suggests that Norwegian geotechnical engineering has good procedures and adequate methods for evaluating slope stability. High resolution bathymetry is found to be of great value in investigating the initiation and development of slides in shoreline slopes.
It is emphasized that in work towards identifying the cause of a slide, we must avoid hunting scapegoats. We need geotechnical engineers and consultants that take on challenging projects.

INNLEDNING

Norge har tallrike fjorder med marin leire og løse delta-avsetninger. Mange av oss bygger, bor og ferdes i denne strandsonen og mange blir berørt når det skjer skred.

Skred kan skyldes naturlige prosesser og/eller menneskelige inngrep. Figur 1 viser kvikkleireskredet på Esp utenfor Trondheim som var initiert av erosjon i en bekk. Mens naturlig erosjon var den dominerende utløsende faktor i tidligere tider, er dessverre menneskelige inngrep den mest vanlige utløsende faktor i dag. Ca. 60 % av kvikkleire-skredene større enn 50.000 m^3 i perioden1970 – 2016 var utløst av menneskelige inngrep, L'Heureux (2017). NVE antyder en andel som kan være enda høyere. Dette er for høyt. Vi må som geoteknikere bidra til å redusere antall skred, og i særdeleshet de mange som skjer i tilknytning til menneskelige inngrep i terrenget.

Flere politikere og ledere i Statens Vegvesen har sagt: «Det skal være trygt å bo, også ved et veganlegg.» Vi trenger å lære - og kan lære - av skred for å unngå skred.

Figur 1 Skred ved Esp på Byneset utenfor Trondheim, nyttårsdag 2012, (Foto: Kim Nygård).

Artikkelen tar utgangspunkt i fire skredhendelser, Kattmarka 13. mars 2009, Nord-Statland 29. januar 2014, Sørkjosen 10. mai 2015 og Ytre Sokkelvik 7. mai 1959. I det følgende er hver av skredene kort behandlet fulgt av en oppsummering av noe av det vi kan lære av hendelsen. Deretter er noen tanker av mer generell art samlet i en konklusjon.

Artikkelen bygger på arbeidet utført av undersøkelsesgruppene som ble satt ned etter de fire skredene. Alle medlemmene i disse komiteene har derfor bidratt sterkt til de tanker som formidles herunder. Samtidig er ikke dette manus sendt på høring til alle komitemedlemmene, slik at forfatterne står ansvarlig for de formuleringer som er benyttet og de betraktningene som er presentert om de ikke finnes i de opprinnelige rapportene fra komiteene.

Når et skred oppstår ser en ofte flere mulige årsaker til dette. Som geoteknikere velger vi å

tenke materialteknisk: Belastningen er blitt større eller lik styrken. Altså kan skred skyldes økt belastning på jorda eller redusert styrke i jorda. Typiske eksempler på økt belastning er utlegging av fyllinger og utgravninger i skråningsfot. Styrken kan reduseres ved for eksempel økt poretrykk. Økt poretrykk forekommer ved mye nedbør, snøsmelting eller endring i avrenningsforhold og vannveier i terrenget. Udrenert styrke i leire kan reduseres over tid ved avlastning, ved syklisk belastning og bli forsvinnende liten etter store skjærdeformasjoner, som i kvikkleire.

Etter et skred er skredmassene sterkt forstyrret og de opprinnelige materialegenskapene kan ikke lenger måles. Dette og den øvrige kompleksiteten gjør at det ikke alltid, hverken innad i en komite eller i det geotekniske miljøet, er full enighet om hva som faktisk var årsaken til en skredhendelse. Ofte er det flere årsaker til et skred, men likevel kanskje en primær utløsende årsak. Igjen er det forfatternes syn som ligger til grunn for vurderingene i dette foredraget.

KATTMARKA 13. mars 2009

Skredet oppsto mens det pågikk sprengningsarbeid i en fjellskjæring knyttet til et mindre vegprosjekt inn til Kattmarka ved Namsos, med oppgradering og utvidelse av vegen for å etablere en gangvei, Figur 2. Den geotekniske konsulenten hadde anbefalt at vegen skulle legges inn på berg fremfor å legge utvidelsen på en fylling på leira mot sjøen. Konsulenten hadde verifisert at stabiliteten var dårlig og en utfylling mot sjøen for breddeutvidelse var ikke tilrådelig. Dette var en helt riktig geoteknisk vurdering.

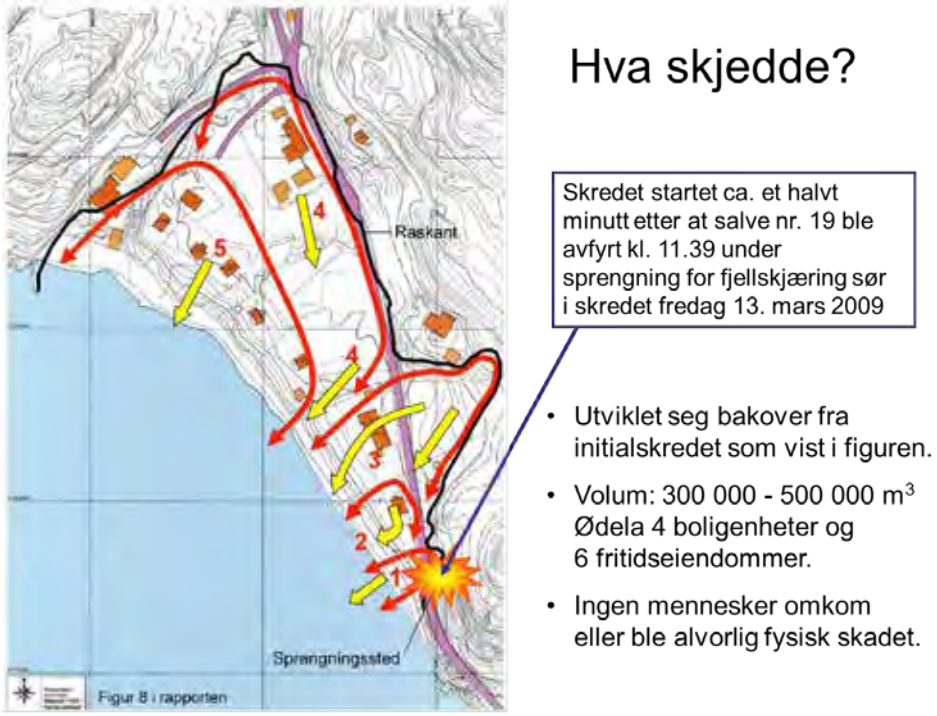
Undersøkelsesgruppa sitt arbeid

Skredet startet ca. ett og et halvt minutt etter at salve 19 i en serie av salver var satt av. Etter skredet var det antydet fra flere hold at det kunne være de gjentatte rystelsene gjennom berget fra salvene som initierte skredet gjennom syklisk poretrykksoppbygging og styrkereduksjon i leira. Alternativt kunne en tenke seg at mye masse fra sprengningen falt ned på leira og overbelastet skråningen nedenfor og ut mot sjøen.

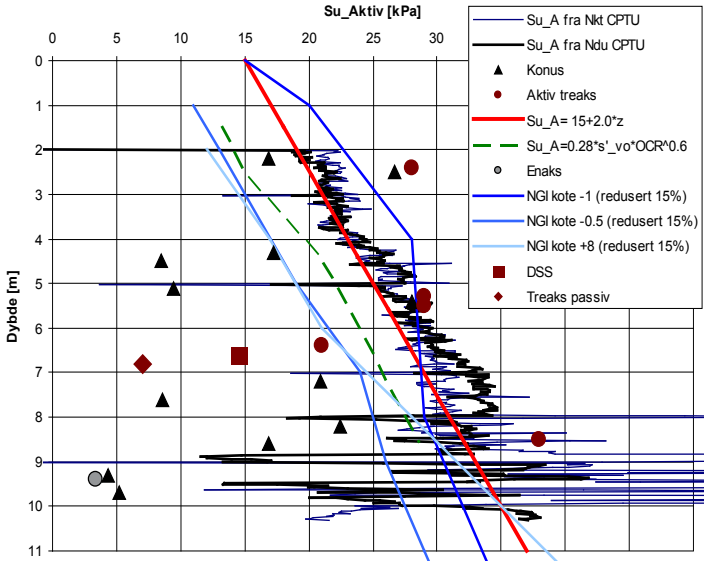
Undersøkelsesgruppa fant en annen årsak. Ved andre gangs befaring og etter forsiktig utgravning av de bakre rasmassene der skredet ifølge øyevitner startet, fant undersøkelseskomiteen at bergoverflaten der salve 19 ble satt, overhode ikke var som antatt og forutsatt. Bergoverflaten mot leira tok en uventet vending tilbake mot og nesten inn under borehullene. Dermed gikk salve 19 av svært tett på den sensitive leira og skjøv berget med voldsom kraft, som et stempel, ca. 1 meter rett inn i leira, Figur 5. Uheldige sprekkeretninger i berget, Figur 6, bidro til den uventede virkningen. Den bløte og sensitive leira ble fullstendig omrørt, mistet sin styrke og initialskredet gikk, Figur 4, 5 og 7.

Dette initiale skredet åpnet for en påfølgende retrogressiv bruddutvikling siden områdestabiliteten var lav og store deler av Kattmarka raste så ut på kort tid, Figur 3.

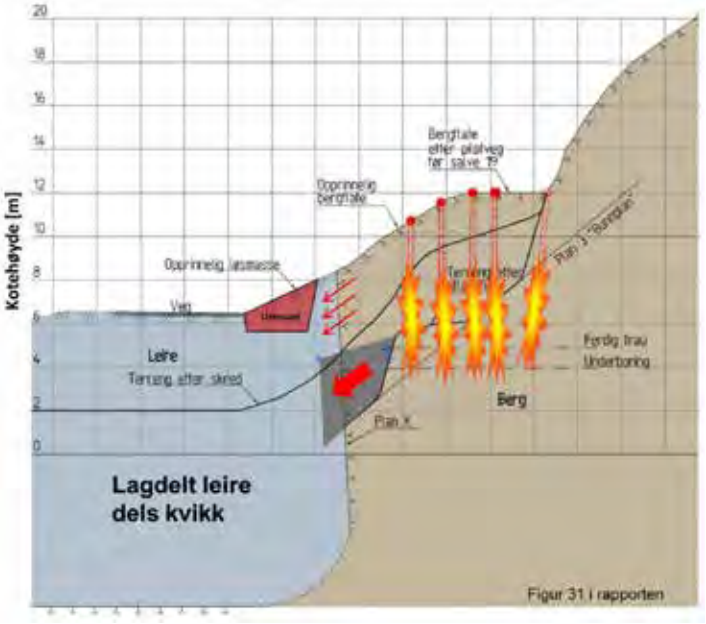
Figur 2 Foto av skredområdet i Kattmarka. Foto: Leif Arne Holme.



Figur 3 Illustrasjon av den retrogressive skredutviklingen i Kattmarka.

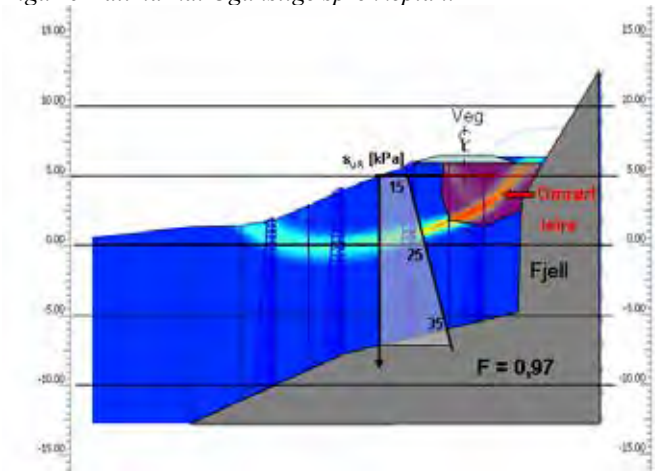


Figur 4 Udrenert aktiv styrke anslått ut fra CPT i Hull S5-B i Kattmarka supplert med NGI sine verdier fra Fiolveien (utenfor skredet) og med valgt midlere styrke for skredområdet angitt med rød linje.



Figur 5 Kattmarka. Salve 19 skjøt fjellveggen som et stempel ca. 1 meter ut mot leira.

Figur 6 Kattmarka. Ugunstige sprekkeplan.



Figur 7 Kattmarka, snitt mot sjøen ved salve 19. Plan ADP analyse med sidestøtte for å ta inn effekt av oppstøttende nabosoner (3D effekt), men svekket av omrøring rundt sprengnings-punktet, viser sikkerhet F ≈ 1,0.

Hva lærte vi av skredet i Kattmarka?
Konsulenten visste at både den lokale stabiliteten og områdestabiliteten var dårlig til moderat og hadde fokus på dette. Forslaget om å flytte veglinja var godt. Forfatterne mener konsulenten gjorde en god jobb. Og vi trenger konsulenter som tør å ta på seg også små oppdrag med krevende grunnforhold.

(1) Bergoverflaten må identifiseres.
Hovedbudskapet fra Kattmarka må knyttes direkte til den utløsende skredårsaken. Vi må vite hvor bergoverflaten går når vi sprenger i områder med sensitiv leire. Ingeniørgeologisk kompetanse i kombinasjon med tilstrekkelige grunnundersøkelser i tidlig prosjektfase må bidra til dette. Sett i ettertid er forløpet av bergoverflaten ved salve 19, Figur 6, ikke overraskende om en ser på hvordan bergoverflaten er lenger oppe i åsen, Figur 2.

(2) Områdestabilitet
Etter skredet ble det fokus på områdestabilitet og krav til å sikre denne. Det er viktig for alle involverte å være seg bevisst at en opererer i et område med sensitiv leire, der det kan være fare for at en lokal ustabilitet utløser en progressiv skredhendelse.

(3) Det er initalskredet vi må unngå
I Kattmarka var initialskredet forårsaket av sprengning altfor tett på leira. Da er ikke høyere sikkerhetsfaktorer (materialfaktorer) i geotekniske stabilitetsanalyser et egnet virkemiddel for å unngå at dette skjer igjen.

(4) Kontroll under utførelse og kommunikasjon mellom aktører kan hindre skred
I Kattmarka ble faresignaler under utførelsen oversett. Det ble noen dager før skredet funnet sensitiv leire på innsiden av veglinja nær salve 19. Hvis dette hadde blitt undersøkt nærmere, kunne en blitt klar over forløpet av bergoverflaten. Tettere kommunikasjon mellom utførende, prosjektleder, konsulent og byggherre kunne trolig avverget skredet?

(5) Hvor farlig er rystelser fra sprengning?
Selv om skredet i Kattmarka ikke ble utløst av ordinære rystelser gjennom berg og inn i sensitiv leire, satte hendelsen denne saken på dagsorden. Det ble gjort målinger av geodynamiske parametere på leira og problemstillingen førte til en økt forskningsinnsats, primært på NGI, for å sette tall på hvor store rystelsene må være for å gi en signifikant reduksjon i udrenert skjærstyrke (Johansson mfl., 2013). Studier i ettertid har vist at rystelser fra sprengning har utløst flere skred i sensitiv leire. Bouchard mfl. (2016) konkluderer med at 13 kvikkleireskred trolig er utløst av sprengning i Norge, Sverige og Canada siden 1910.

(6) Tilbakeregning ga sikkerhetsfaktor F = 1,0
Det er undersøkelsesgruppa sin oppfatning at tilbakeregning av skredet med lamellemetoden og elementmetoden er med på å bekrefte at dagens prosedyrer for å bestemme udrenert ADP - skjærstyrke fra CPTU er gode og videre at våre stabilitetsanalyser fungerer godt. I tilfellet Kattmarka er det ingen tvil om at det er korrekt å anta udrenerte forhold siden det er snakk om dramatiske spenningsendringer over kort tid.

(7) Tredjepartskontroll
Skredet i Kattmarka skjerpet kravet til tredjepartskontroll også i små i prosjekter der kvikkleire er involvert, siden selv små inngrep da kan føre til skred med store konsekvenser.

NORD-STATLAND, 29. januar 2014

Skredet i Nord-Statland i Namdalseid kommune var et omfattende undersjøisk skred på rundt 400.000 m^3, som tok med seg ca. 200 meter av strandlinja syd for Sagvika, Figur 8. Skredet førte til en flodbølge som ødela bygninger, båter og brygger nord for skredet. Ingen mennesker ble alvorlig skadet. I strandlinja syd for skredområdet pågikk det anleggsarbeid med masse-utskifting inklusive komprimering med en 11 tonns vibrovals knyttet til utbygging av ferieboliger fra Sagvika og rundt neset i øst mot Langvika. Anleggsarbeidet pågikk samme dag som skredet gikk. Den geotekniske konsulenten for prosjektet hadde identifisert en bratt marbakke, som begynte ca. 50 meter ut for det relativt langgrunne området der anleggsarbeidet foregikk. Den dårlige stabiliteten i marbakken ble senere bekreftet av beregninger i regi av undersøkelsesgruppa, Figur 9.

Grunnundersøkelser før skredet viste løsmasser av sand og silt avsatt i et mektig, undersjøisk delta ut for elvemunningen i Sagvika. Det var identifisert leire i dypere lag, med påvist kvikkleire i ett punkt. Det var fra tidligere grunnundersøkelser lenger nord/nordvest for Sagvika også påvist kvikkleire. Med dårlig stabilitet i marbakken ble det fra den geotekniske konsulentens side satt strenge krav i prosjektet til å ikke fylle ut mot marbakken, men derimot å holde anleggsarbeidet tett inntil land. Videre ble det tillatt kun en moderat tilleggsbelastning i området og størstedelen av fyllingen skulle etableres ved å bytte ut eksisterende blandede masser inklusive sagflis og bakhon med kvalitetsmasser.

Undersøkelsesgruppa sitt arbeid
Arbeidet med i etterkant å vurdere årsaken til skredet ble ledet av Stein Are Strand ved NVE. Hendelsen og situasjonen ble kartlagt og dokumentert i detalj. Vitner til hendelsen ble intervjuet. Mellom annet ble oppskyllingshøyder fra flodbølgene nøye registrert av NGI.

En rekke mulige skredårsaker ble vurdert av undersøkelsesgruppa. Det var lite nedbør og moderat vannføring i elva forut for skredet. Vannlekkasjer fra ulike rør i området, inklusive to større PVC- vannrør gjennom skredområdet til et settefiskanlegg i Langvika ble satt i fokus, men dette ble etter hvert funnet å ikke være av betydning for skredet. Videre var det tidligere foretatt fjellsprengning i området men den var neppe av betydning siden den var avsluttet et halvt år før skredet. Anleggsarbeidet pågikk da skredhendelsen skjedde med komprimering av fyllingen med vibrovals samme dag, kort tid før hendelsen (omtrent en time). Sammenfall i tid innebar at dette måtte vurderes som en mulig utløsende årsak til skredet.

Det ble etter skredet foretatt detaljert batymetrisk kartlegging av sjøbunnen samt refleksjonsseismiske undersøkelser. Ved sammenligning med tidligere kartlegging av sjøbunnen, kunne rasmassene vurderes og sannsynlige glideflater identifiseres. En modellering av flodbølger basert på ulike scenarier for hvor skredet startet og hvordan massene skled ut, ga samsvar med observerte oppskyllingshøyder dersom skredet startet rett utfor området som ble komprimert. Vurdering av skredmassenes beliggenhet på bunnen i kombinasjon med observerte oppskyllingshøyder sammenholdt med flodbølgesimuleringene pekte videre entydig på at skredet faktisk startet rett utenfor det stedet der komprimering foregikk.

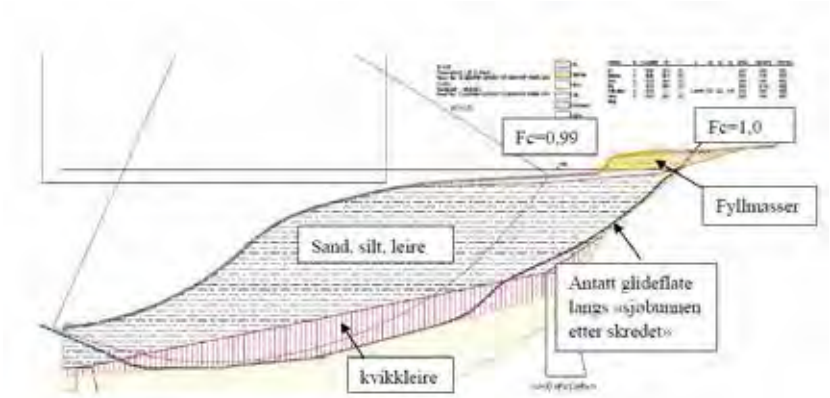
Nye grunnundersøkelser etter skredet bekreftet tidligere grunnundersøkelser vedrørende løs lagret sand og silt i deltaavsetningene og identifiserte kvikkleire under avsetningene innerst i Sagvika, Figur 10.

Det ble innledet et arbeid for å vurdere virkningen av komprimeringen med vibrovals på styrken i de løst lagrede sand og siltmassene i elvedeltaet. Det er rimelig å forvente at disse massene også inneholdt tynne sjikt med siltig leire. Det ble verifisert at avsetningen var svært

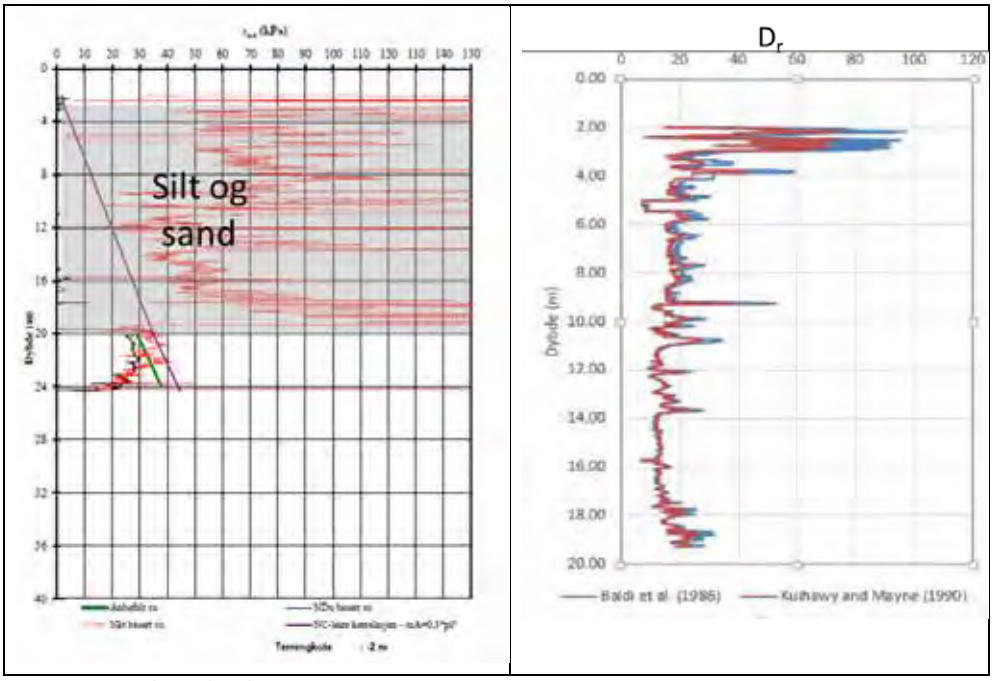
løs og at den falt i kategorien «liquefiable», en vurdering som ofte gjøres internasjonalt i relasjon til om en avsetning kan bli ustabil ved et jordskjelv. Avanserte dynamiske simuleringer ble foretatt med realistiske verdier for vibrovalsen. Disse viste at vibrasjonene i jorda ble forsterket ved resonans i jorda over fjellet, Figur 11, til høyre.

På basis av dette ble undersøkelsesgruppa sin konklusjon at en fikk en betydelig lokal poretrykksoppbygging og styrkereduksjon under fyllingen ved land og at skredet startet ved at denne kollapset lokalt, Figur 11, til venstre. Skredmassene fra det lokale skredet raste utover mot marbakken og ga en hurtig tilleggsbelastning på toppen av den mye større og bratte skråningen inklusive marbakken. Denne hadde i utgangspunktet helt marginal stabilitet og raste så ut nordover og åpnet for neste trinn i skredutviklingen. Dette skredet tok med seg massene helt inn i søndre del av Sagvika og gikk i hovedsak østover.

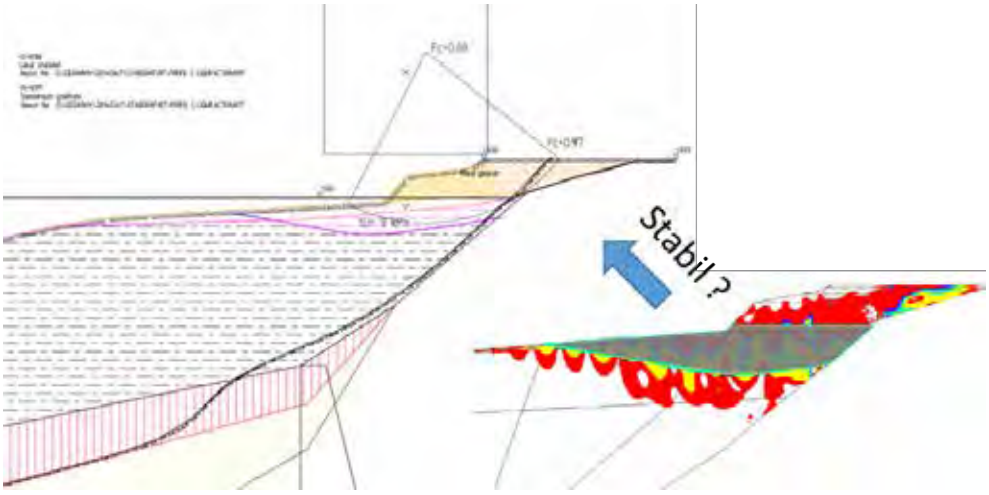
Figur 8 Sagvika, Nord-Statland 2013, med skredkontur fra 2014 inntegnet, (flyfoto fra finn.no).



Figur 9 Nord-Statland, snitt C-C. Stabiliteten av marbakken var i utgangspunktet svært lav.



Figur 10 Nord-Statland.
(a) Figur til venstre: Leirlag under siltige sandige masser på 20 meter var kvikt og med lav s_u .
(b) Figur til høyre: Lagringstetthet i sand og silt mot dybde. Dr < 20% viser svært løs lagring.



Figur 11 Nord-Statland, snitt CC øvre del. Utsnittet til høyre viser områder som mister styrke som følge av vibrokomprimeringen. Figuren til venstre viser at dette trolig ga et lokalt brudd. Undersøkelsesgruppa konkluderte med at dette utløste hovedskredene.

Hva lærte vi av skredet på Nord-Statland?
Prosjekteringen av anleggsvirksomheten i området hadde identifisert en svært bratt marbakke med dårlig stabilitet. Konsulenten visste at området besto av løse sedimenter og også sensitiv leire, dels kvikk leire. Konsulenten anga «rød linje» for å begrense inngrep som kunne true/påvirke stabiliteten av denne marbakken. Dette var gode og riktige vurderinger. Fyllingen langs land forverret i utgangspunktet ikke stabiliteten av marbakken.

(1) Komprimering med vibrovals utløste skred.
Undersøkelsesgruppa vurderte flere potensielle årsaker til skredet, men konkluderte med at vibrasjon fra komprimering av en fylling i strandkanten var utløsende årsak. Dette ga et initialt skred som så førte til en tilleggsbelastning på marbakken utenfor. Samtidig ville ikke skredet ha skjedd om ikke marbakken i utgangspunktet hadde hatt dårlig stabilitet. Uansett bør dette sette oppmerksomhet på bruken av tungt komprimeringsutstyr i slike områder. Entreprenørene har de siste årene fått stadig bedre og tyngre utstyr. I stedet for en hoppetusse ble eksempelvis en 11 tonns vibrovals, med dynamisk masse 3,6 tonn, og fri amplitude 1,9 mm brukt i Nord-Statland. Nytt og bedre utstyr bør brukes, men vi har kanskje ikke god nok erfaring med bruken. Noe forsiktighet synes å være på sin plass inntil mer forskning kan avklare saken.

Studier gjort i senere tid i regi av Etatssatninsprosjektet Naturfare, Infrastruktur, Flom og Skred (NIFS) og NGI har hatt som mål å tilgjengeliggjøre kunnskap og erfaringer, samt identifisere og synliggjøre de egenskaper/forhold som bør vurderes i forbindelse med vibrokomprimering på/ved løs avsetninger (NIFS 2016). Numeriske analyser ble også gjennomført for å bedre forstå hvordan effekten av vibrasjoner varierer med jordstivhet, fjelldybde, geometri og tilstedeværelse av tynne, bløtte lag (Johansson mfl. 2017). Det er foreslått å benytte en foreløpig vibrasjonsgrense på 10 mm/s i områder med sensitive leire og løs-lagrede avsetninger.

(2) Det er ikke bare leire og kvikkleire som trenger fokus.
Sensitiv leire og kvikkleire bidro til omfanget av Statlandskredet, men løse silt og sandavsetninger kan også kollapse som følge av rystelser eller forstyrrelser. «Liquefaction» trenger ikke bare være et fenomen knyttet til jordskjelv. Og en «farlig» lagpakke med sjikt av løse siltige og sandige masser i kombinasjon med tynne leirlag, som hindrer overtrykk i å dissipere, er ikke uvanlige i strandsonen. Områdestabilitet i typiske deltaavsetninger må vurderes, og regelverk, veiledere mv. bør sette mer fokus på problemstillingen.

(3) Batymetri og god sjøbunnskartlegging etter undersjøisk skred er svært nyttig.
Dette er avgjørende for å se hva som skjedde under vann. Batymetri og fremvisning i 3D (3D digitalt kart over sjøbunnen etter skred) viste at skredet først gikk ut fra stedet som ble komprimert ved vibrovals. Deretter gikk skredet retrogressivt inn i bukta. Konklusjonen støttes av flodbølgeberegninger sammenholdt med observert oppskylling.

(4) Tilbakeregning ga sikkerhetsfaktor F = 1,0.
Det er undersøkelsesgruppa sin oppfatning at tilbakeregningen av de første fasene i skredet med lamellemetoden (ref. Figur 9 og 11), er med på å bekrefte at dagens prosedyrer for å bestemme styrkeparametre er gode og videre at våre stabilitetsanalyser fungerer rimelig godt. I tilfelle Nord-Statland er det korrekt å anta udrenerte forhold i leira siden det er snakk om dramatiske spenningsendringer over kort tid. Effektivspenningsparametre er benyttet i siltige og sandige avsetninger.

SØRKJOSEN 10 mai 2015

Skredet i Sørkjosen skjedde natten mellom den 9. og den 10. mai trolig klokken 02.40. Skredet omfattet i størrelsesorden 1,1 til 1,4 millioner m^3. Skredet var dominert av masser med løs til middels fast lagret sand og silt, men gikk i deler av området ned i dypere lag av leire og siltig leire som til dels var kvikk. Skredet tok med seg ca. 100 meter av en molo og en fylling for nytt vegkryss og parkering der moloen nådde land. Skredet tok videre med seg deler av strandlinja over 1000 meters lengde langs E6 fra moloen og ut til Jubelen, se Figur 12. E6 ble stengt i to døgn etter skredet før den igjen ble åpnet for trafikk ved at trafikken ble ført inn på den indre delen av traseen som i hovedsak lå på fjell.

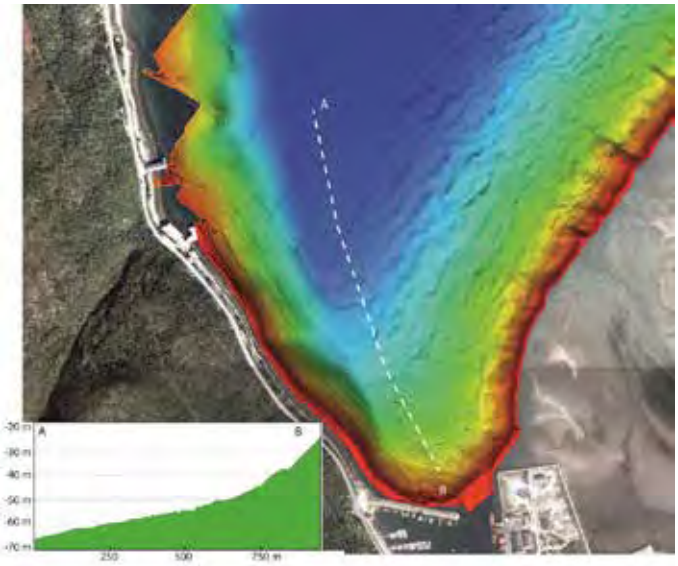
Figur 12 Skredet i Sørkjosen. Skredområdet var mellom tunnelpåhugget ved Jubelen og en molo nord for Sørkjosen sentrum. (Kart er hentet fra reguleringsplan av 2012 for E6 Sørkjosenfjellet og fra finn.no/kart).

Undersøkelsesgruppa sitt arbeid

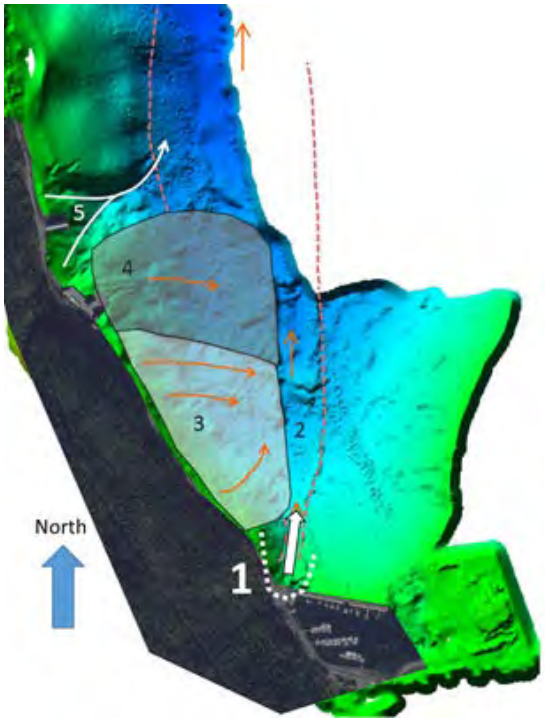
Det pågikk anleggsarbeid i området da skredet skjedde og det hadde året før vært gjennomført tiltak knyttet til beregningsmessig dårlig stabilitet etter funn av sensitiv leire ved Jubelen. Det hadde også vært utfyllingsarbeider i sjøen ved moloen, men dette var sluttført i slutten av 2014. Det regnet mye dagen før skredet og det var betydelig snøsmelting. Sørkjosen ligger på enden av et enormt delta for elva Reisa, som hvert år deponerer store mengder løsmasser i fjorden. Undersøkelsesgruppa vurderte også mulige brudd i vannledninger, drens- eller kloakkrør. Påvirkning/ettervirkning av sprengnings-aktiviteter i tunnelen nord for Jubelen og spylerensk av fjellskjæringen mellom Jubelen og moloen ble også vurdert.

Største delen av skredet den 10. mai foregikk under vann. Undersøkelsesgruppa fikk tilgang til batymetridata fra 2006 og 2011, samt batymetridata innhentet etter skredet i 2015. Batymetridata fra 2006 viser en relativt jevn sjøbunn uten spor av tidligere skredaktivitet, Figur 13. Batymetri etter skredet er vist i Figur 14. Den digitale sjøbunns-modellen med høy oppløselighet gjorde det mulig å fastslå at skredet startet ved moloen og deretter umiddelbart forplantet seg nordover.

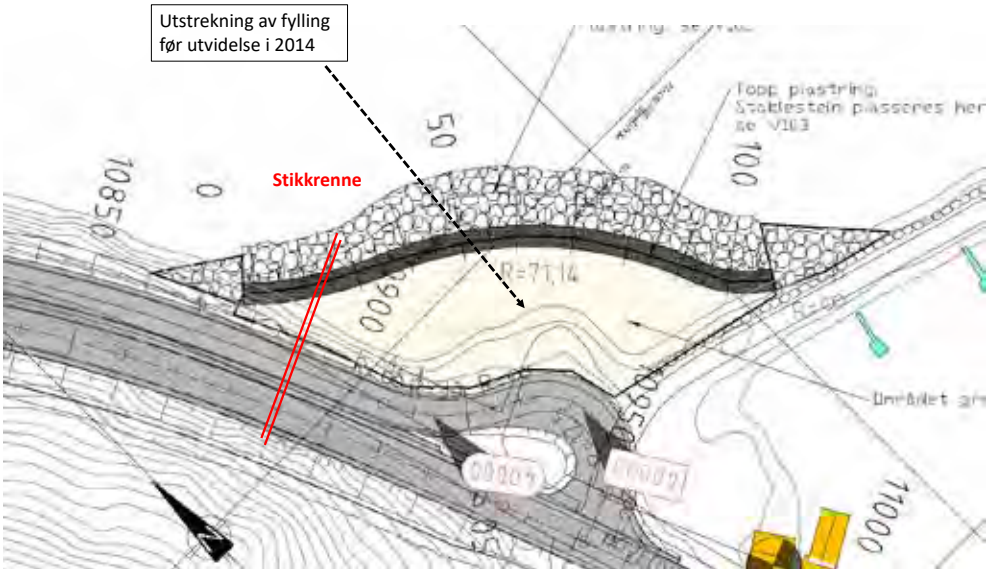
Undersøkelsesgruppa konkluderte med at årsaken til skredet var utfyllingen i sjøen ved moloen, Figur 15 og 16. Utfyllingen førte til så lav stabilitet at området ikke tålte den ekstra belastningen det ble utsatt for knyttet til stor nedbør og mye snøsmelting den 10. mai 2015. Undersøkelsesgruppa bygget sine konklusjoner ikke bare på studier av batymetri (sjøbunnskart), men også i stor grad på foto og videoer tatt av hendelsen, vitneobservasjoner, hydrometeorologiske data, tolkning av grunnundersøkelser, ortofoto og egne beregninger av stabilitet i utvalgte snitt i skredområdet.



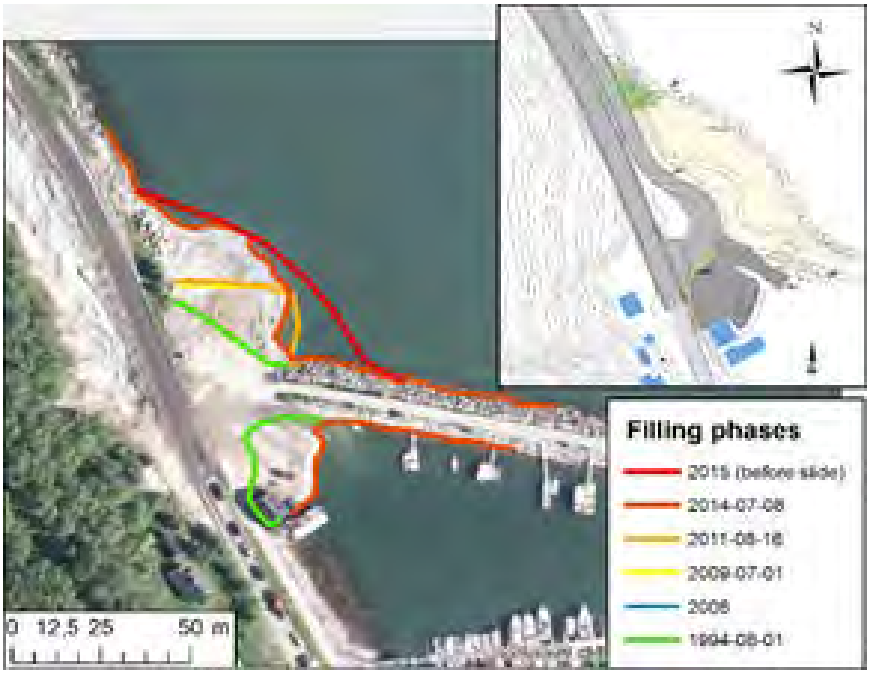
Figur 13 Batymetri fra 2006 viser sjøbunnen i Sørkjosen før skredet, framstillingen er basert på data fra NGU.



Figur 14 Batymetri etter skredet i Sørkjosen med tolkning av initialskred (1) og sekundærskred (2-5).



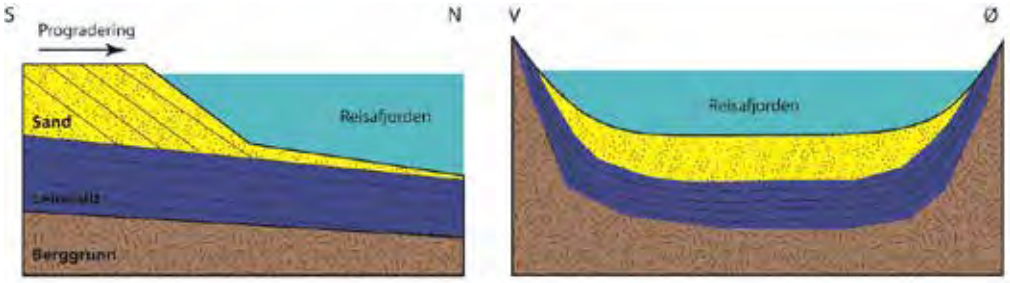
Figur 15 Fylling ved molo i Sørkjosen som bygget i November 2014.



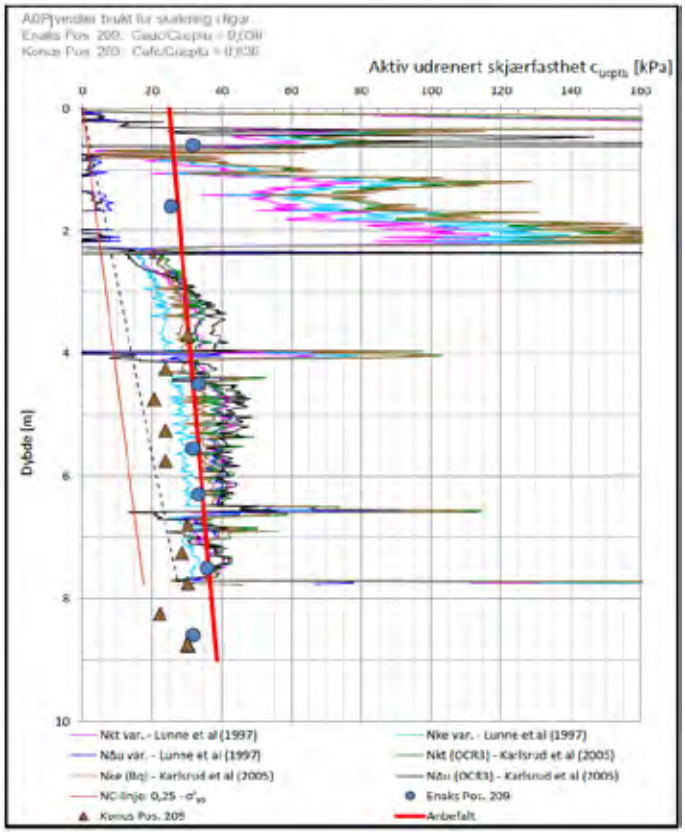
Figur 16 Kart som viser utfylling ved molo i Sørkjosen i flere faser siden 1994.

Vitner observerte store mengder vann i fjellskjæringen og i stikkrennene gjennom fyllingen om kvelden før skredet. Det var første gang det regnet så mye etter at fyllingen var lagt ut og anleggsarbeidet hadde endret avrenningsforhold og vannveier. Effekten av regnet ble forsterket ved snøsmelting. Det er grunn til å tro at fyllingen ved moloen ble fylt med vann. Fyllingen ble tyngre og poretrykket i massene under og i front mot marbakken økte.

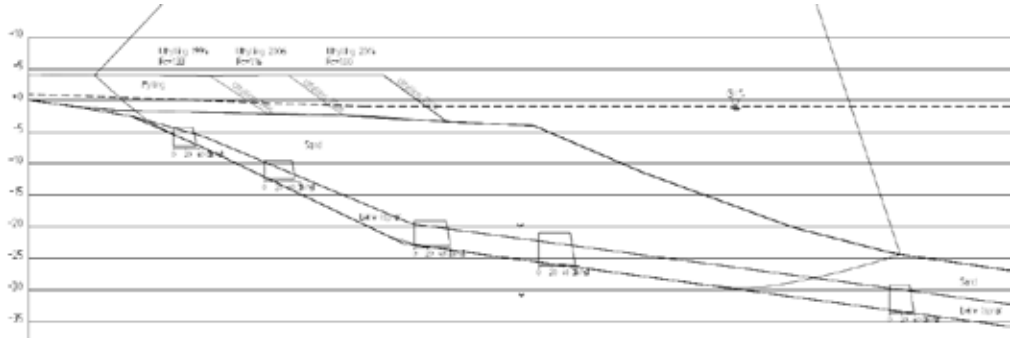
Sjøbunnen ved moloen var i øvre lag dominert av løs til middels fast sand og silt, dels med porøsitet over 45 %. Under sand og siltlaget finnes et lag med leire. Leirlagets tilstedeværelse, mektighet og utstrekning varierer i skredområdet og er beheftet med noe usikkerhet. Det er etter skredet tatt opp prøver som viser sensitiv og kvikk leire i ett borpunkt innenfor moloen, Figur 18. Ut fra sonderingene samt forventet geologisk avsetningshistorie i området, Figur 17, mener undersøkelsesgruppa at det er overveiende sannsynlig at leirlaget er gjennomgående i det aktuelle området ved moloen. Leirlagets dybde og utbredelse er avgjørende for stabiliteten ved moloen, Figur 19.



Figur 17: Skjematisk illustrasjon av Reisadelta ved Sørkjosen i to vertikale snitt, ett fra sør til nord (venstre) og ett fra vest til øst (høyre). N.B: Ikke i målestokk.



Figur 18 Eksempel på tolking av styrkedata i leire. Sørkjosen CPT 209 på innsiden av moloen viser leire fra dybde 2,5 meter. Anbefalt aktiv fasthet i leira er: $s_{uA} = c_{uA} = c_{uC} = 25\ kPa + 1{,}5 \cdot z$



Figur 19 Kritisk skjærflate beregnet i profil 31 med GeoSuite Stabilitet. Stabiliteten ble gradvis forverret gjennom utfylling over flere år.

Skredutviklingen må ha skjedd progressivt og raskt. De største massebevegelsene kan derfor ha vært over i løpet av et par minutter. Bevegelsene førte til en flodbølge som er observert midtveis på veg over fjorden mot Nordkjosen. Et vitne antyder at flodbølgen han så kan ha vært 2-3 meter høy. En slik flodbølge forutsetter at et betydelig volum av sjøbunnen er flyttet nesten simultant.

Hva lærte vi av skredet i Sørkjosen?
Unesrøkelsesgruppen konkluderte med at skredet startet ved moloen. Prosjekteringen av utfyllingen i området var basert på at det ikke var funnet gjennomgående lag av leire under fyllingen. Dette kan ha vært feil. Utfyllingen var regnemessig på F= 1.0 dersom et gjennomgående leirlag var tilstede, Figur 19. Batymetrien, Figur 14, pekte entydig mot at skredet startet ved moloen.

(1) Gode grunnundersøkelser
Ut fra undersøkelsesgruppa sin konklusjon understrekes et velkjent faktum: Vi må ha gode grunnundersøkelser og de må gå dypt nok.

(2) Skredet gikk et halvt år etter utfylling
Erfaring er at sikkerheten til en fylling bedres med tiden. Ut fra dette skulle skredet ved moloen skjedd i november 2014 og ikke i mai 2015 om udrenert styrke i leira var avgjørende for stabiliteten. Den udrenerte styrken i leira burde øke noe etter et halvt år med konsolidering for ny last. Undersøkelsesgruppa mener at denne økningen ble mer enn oppveid av virkningen av regn og snøsmelting som førte til økt vekt på fyllingen og en poretrykksøkning i øvre silt og sandlag. Videre er det et faktum at selv bløt leire oftest er noe overkonsolidert på grunn av kryp og da er økningen i udrenert styrke moderat også etter konsolidering så lenge en ikke øker spenningene forbi prekonsolideringstrykket.

(3) Batymetri og god sjøbunnskartlegging etter undersjøisk skred er svært nyttig
Batymetrien viste at skredet startet ved moloen. Dette første skredet tok fotfeste for skråningene videre langs strandlinja mot Jubelen slik at disse raste ut som sekundærskred. God batymetyri bidrar til avklaring mht skredårsak, initering og rekkefølge.

(4) Tilbakeregning ga sikkerhetsfaktor F = 1,0
Tilbakeregningen av skredet ved moloen ga F= 1,0 forutsatt at leirlaget var gjennomgående. Gitt at skredet startet ved moloen, begrunnet i studiene av batymetrien, må leirlaget ha vært gjennomgående. I så fall gir stabilitetsberegninger F = 1,0 ut fra dagens norske praksis, mellom annet via tolkning av CPTU. Plaxis beregninger og GeoSuite beregninger gir samme resultat.

SOKKELVIK 7. mai 1959

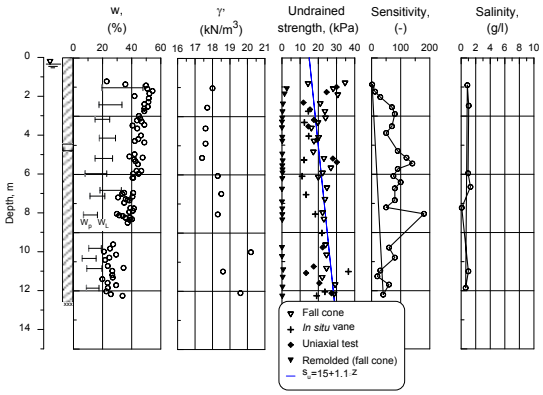
I forbindelse med vurdering av årsak til skredet i Sørkjosen valgte undersøkelsesgruppen for skredet i Sørkjosen også å se tilbake på skredet i Sokkelvik, Figur 20. Sokkelvik ligger kun 3 til 4 kilometer lenger ut i Reisafjorden enn Sørkjosen. Sokkelvik skredet krevde 9 menneskeliv og stedet ble i ettertid fraflyttet. Grunnen besto av lag med sand, silt og grus samt sensitiv leire, Figur 21. Det ble aldri trukket en konklusjon om årsakene til skredet i Sokkelvik, slik at dette skredet ofte i ettertid ble referert til som et av de som skjedde av naturlige årsaker, uten at noen kunne forklare hvilken naturlig årsak det kunne være. Den type konklusjoner gir en utrygghet med tanke på om skred kan skje uten påviselig årsak.

Elva Reisa deponerer betydelige mengder løsmasser i et mektig delta. Det har vært reist en hypotese om at skredene i Sokkelvik og Sørkjosen kanskje begge kunne knyttes til uidentifiserte, lange, undersjøiske flyteskred som ble initiert i løse masser i den ytre kanten på Reisadeltaet, nær utløpet av Reisa, og beveget seg kilometervis nordover i fjorden. Skredhendelsene både i 1959 og 2015 kunne, etter denne hypotesen, være initiert nesten midtfjords og så utviklet seg bakover inn mot land. Undersøkelsesgruppens studier i 2015/2016 av batymetrien viser ingen skredhendelser av en slik art og gir derfor ikke holdepunkter for en slik teori, men viser derimot at de to skredene er avgrensede hendelser, det ene initiert i Sokkelvik og det andre i Sørkjosen.

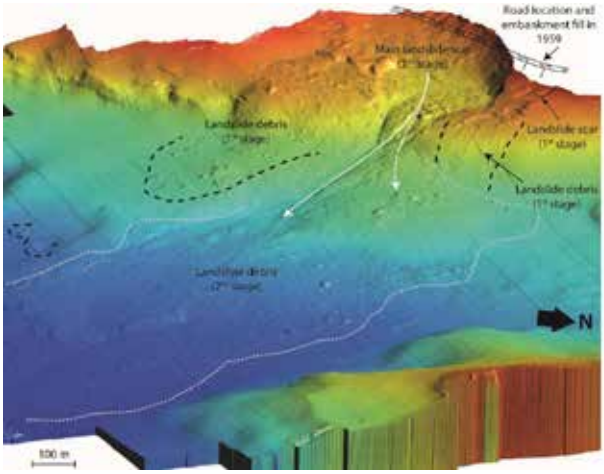
Sokkelvikskredet skjedde om våren, etter rekordartet regn og snøsmelting, slik at det finnes likhetstrekk med skredet i Sørkjosen. Indre Sokkelvik hadde betydelige forekomster av kvikkleire. Tre til fire år før Sokkelvik-skredet i 1959 registrerte en fisker et undersjøisk skred ute i bukta. Dette indikerer at det nordlige Indre Sokkelvik-området var ustabilt og det er fortalt at flomålet (strandlinja) hadde flyttet seg bakover mange meter i løpet av få år. Det var i rapporter fra skredhendelsen i1959 nedtegnet at det ble bygget en vei i strandkanten i Sokkelvik noen år før skredet.

Arbeidet i undersøkelsesgruppa for Sørkjosen fant på basis av informasjon fra lokalbefolkningen ut at forholdene rundt vegbyggingen var sterkt underkommunisert og at det foregikk vegbygging nord i Sokkelvik også i ukene før skredet. Tegninger for vegprosjektet ble funnet i arkiver i Tromsø og de viste en opptil 7,5 meter høy vegfylling på leira inn mot neset i nord, der veien ble lagt på fjell. Det var også fjell-sprengning i tilknytning til dette. Rester av veganlegget og litt av fyllingen ligger urørt også i dag, Figur 23. Dette satte Sokkelvikskredet inn i en ny ramme. Tilbakeregning av stabiliteten av den fyllingen som må ha vært der, viser at denne har bidratt til svært lav sikkerhet i området, $F \approx 1$, Figur 24. Se hovedoppgave av Synnøve Wiger Austefjord (NTNU 2016). Studier av batymetri viser også i dag skredmassene på sjøbunnen og støtter vitners utsagn om at skredet startet i nord i nærheten av vegfyllingen, Figur 22. Ekstremt mye nedbør den 7. mai 1959, Figur 23, i tillegg til snøsmelting, kan ha vært nok til å øke poretrykket i de grove massene i strandsonen og i grovere lag i leira slik at stabiliteten ble ytterligere redusert og skredet utløst.

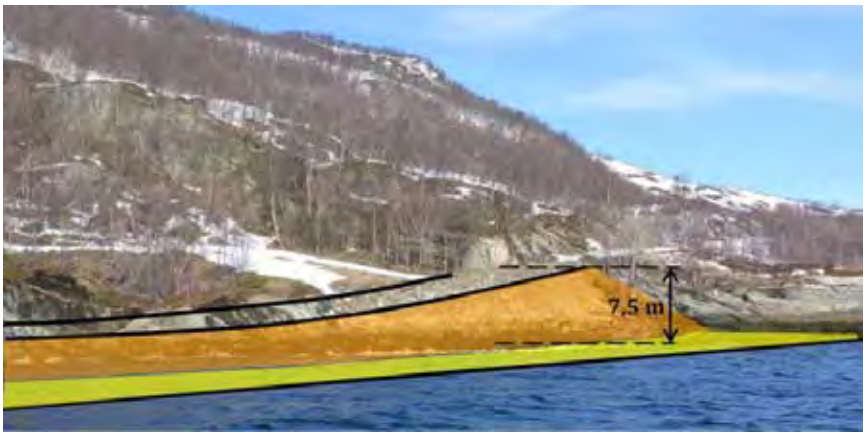
Figur 20 Skredet i Sokkelvik. Foto: NGI, 1959.



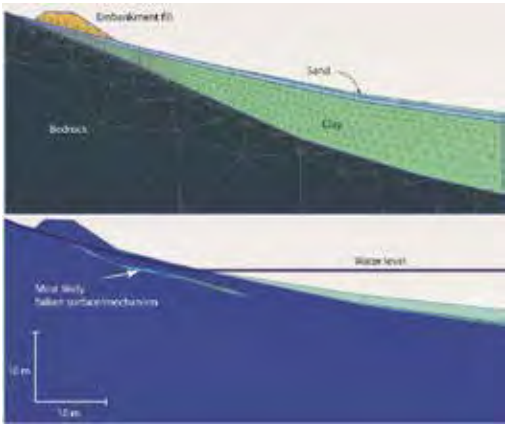
Figur 21 Grunnforhold i Ytre Sokkelvik, NGI 1960 og L'Heureux mfl. (2017).



Figur 22 Sjøbunn utenfor Sokkelvik, fra batymetri NGU 2006, L'Heureux (2017).



Figur 23 Anslått veifylling Nord i Sokkelvik i dagene før skredet basert på bildearkiv og tegninger for vegprosjektet ble funnet i arkiver i Tromsø (fra Austefjord 2015).



Figur 24 Sokkelvik, snitt gjennom vegfylling fra beregning av stabilitet med Plaxis, F ≈ 1, *(fra Austefjord 2015).*

Figur 25 Største registrert nedbør pr døgn for vår-månedene i perioden 1950-2015 i Sokkelvik og Sørkjosen (fra eklima.no). De to ringene viser verdiene for de to skredhendelsene.

Hva lærte vi av å se tilbake på skredet i Sokkelvik?

Dette skredet var en katastrofe med tap av 9 menneskeliv og en hel bygd ble fraflyttet. Årsaken til skredet var ikke hovedtema da NGI så på skredet og rapporterte om dette rundt 1960, hovedtema var om det var fare for nye skred og om en kunne flytte tilbake. Tilbakeflytting ble ikke anbefalt på bakgrunn av hendelsen og de dårlige grunnforholdene.

(1) Vegbygging forverret stabiliteten.

Stabiliteten i Sokkelvik ble forverret av vegbygging i strandkanten med høy fylling på sensitive masser. Skredet ble initiert av rekordartet nedbør i kombinasjon med snøsmelting.

(2) Batymetri gir informasjon lang tid etter hendelsen

På batymetri i fra 2006 synes skredmassene fortsatt svært tydelig og det er fortsatt mulig å se hvordan skredmassene har beveget seg i 1959 og dels i hvilken rekkefølge.

KONKLUSJON

Skredhendelser er uønskede fullskalaforsøk som bør utnyttes til læring gjennom å bruke ressurser på å klarlegge hva som skjedde og hvorfor det skjedde. Det å vurdere potensielle årsaker til skred og spesielt det å identifisere de mest sannsynlige årsakene, setter fokus der det bør være i senere prosjekter.

Forfatternes erfaring er at tilbakeregningen av sikkerhetsfaktor F = 1 gjerne blir resultatet om veletablerte metoder og prosedyrer for grunnundersøkelser og tolking av styrkeparametere benyttes. Mellom annet styrker arbeidet tiltroen til tolkning av udrenert styrke fra CPT. Dette er betryggende for norsk geoteknikk. Ødometerforsøk for å bestemme p_c' er også svært nyttige for å vurdere udrenert skjærstyrke via Shansep.

Grunnforholdene i strandsonene er ofte komplekse ofte med «uryddige» lag med løse friksjonsmasser og kvikkleire og «kvikksilt». Dette gjør at gode grunnundersøkelser og parametertolkning er avgjørende. Det er også avgjørende med grunnundersøkelser i sjøen og at grunnundersøkelsene er dype nok. Kartlegging av bergoverflaten er viktig, jfr Kattmarka.

Detaljert batymetri er til svært stor nytte for å finne årsak, initiering og forløp av skred i strandsonen.

Arbeidet med skredene har satt fokus på vibrasjoner ved sprengning og komprimering. Nytt og bedre komprimeringsutstyr bør brukes, men vi har kanskje ikke nok erfaring med dette. Noe forsiktighet synes å være på sin plass inntil mer forskning kan avklare saken. Johansson et al. (2017) foreslår å benytte en foreløpig vibrasjonsgrense på 10 mm/s i områder med sensitive leire og løs-lagrede avsetninger.

I de tilfellene som her er vurdert, er beregnet sikkerhetsfaktor for et «lokalt» initialskred svært nær F = 1 om en vurderer alle potensielle skjærflater. En progressiv analyse kan forklare hvorfor skredet forplanter seg og også estimere endelig omfang, men skredet starter ikke om det ikke finnes en potensiell skjærflate med en svært lav sikkerhetsfaktor, beregnet etter konvensjonelle metoder (GeoSuite eller ordinær «safety» analyse i Plaxis).

Områdestabilitet i strandsoner må vurderes, og regelverk, veiledere mv. bør sette mer fokus på problemstillingen.

Gjennom arbeidet i undersøkelseskomiteene har akademia arbeidet tett på utførende konsulenter. Dette er nyttig, mellom annet ved at kunnskap kan utveksles og erfaringer deles og spres i bransjen og tas inn i undervisning på universitetet.

Vedrørende rapporter fra undersøkelseskomiteer er det to «grøfter» med hensyn til valg av formuleringer. En kan på den ene siden være for skråsikker vedrørende årsak, uten at påstandene underbygges godt nok. Eller en kan på den andre siden være alt for forsiktig, med vage antydninger om mulig skredårsak samtidig som en egentlig har grunnlag for sterkere uttalelser. Begge grøfter bør unngås.

Det understrekes avslutningsvis at vi bør unngå å jakte på syndebukker – vi trenger geoteknikere og konsulenter som tar vanskelige oppdrag.

REFERANSER

Nordal, S., Alén, C., Emdal, A., Jendeby, L., Lyche, E., Madshus, C., (2009):
Skredet i Kattmarkveien i Namsos 13. mars 2009. NTNU, ISBN 978-82-92506-72-1

Nordal, S., L'Heureux, JS., Skotheim, A., Emdal, A., Lyche, E., Christensen, S., (2016):
Skredet i Sørkjosen 10. mai 2015, SINTEF rapport SBF20160043, ISBN 978-82-14-05814-7

Strand, SA., Lyche, E., Moholdt, R., Nordal, S., Thakur, V., Oset, F., Viklund, M., (2014):
Skredet ved Nord – Statland, NVE rapport nr. 93 – 2014

Austefjord, SW (2016): Skred i strandsonen: Studie av skredet i Indre Sokkelvik 1959. MSc. Thesis. Norwegian University of Science and Technology (NNTU). pp. 91

L'Heureux, JS, Nordal, S., Austefjord, S.W. (2017): Revisiting the 1959 Quick Clay Landslide at Sokkelvik, Norway, IWLSC Trondheim, NTNU.

Nordal, S., L'Heureux, JS., Skotheim, A., Emdal, A., Lyche, E., Christensen, S., Hellum, Ø.S. (2017): Lessons learned from the 2015 Soerkjosen shoreline landslide in Norway. pp 2183 – 2186, 19th. ICSMGE 2017, Seoul.

Bouchard, S., L'Heureux, J.-S., Johansson, J., Leroueil, S. & LeBoeuf, D. (2016) :
Blasting induced landslides in sensitive clays. In Landslides and Engineered Slopes. Experience, Theory and Practice, Proceedings of the 12th International Symposium on Landslides (Napoli, Italy, 12-19 June 2016), Chapter 42, pp. 497–504, DOI:10.1201/b21520-52

Johansson, J., Lovolt, F., Andersen, K. H., Madshus, C., & Aabøe, R. (2013):
Impact of blast vibrations on the release of quick clay slides. In Proceedings of 18th international conference on soil mechanics and geotechnical engineering, ICSMGE, Paris.

Johansson, J., Bouchard, S., & L'Heureux, J. S. (2017) :
Vibratory Roller Influence Zone Near Slopes with Vibration Susceptible Soils. In Landslides in Sensitive Clays (pp. 191-201). Springer International Publishing.

NIFS (2016) –Dynamiske påkjenninger og skredfare. NIFS Rapport 16/2016.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2017

Fv32 HOVENGATUNNELEN I PORSGRUNN. LØSMASSETUNNEL BYGGET FERDIG I BAKKEN FØR UTGRAVING. PERMANENT SPUNT OG JETPELER SOM HEL, KONSTRUKTIV BUNNPLATE.

Fv 32 Hovengatunnel in Porsgrunn, Norway. Tunnel built in soft ground conditions before excavation. Sheet piles and jet piles as permanent structures.

Ola Ellingbø og Ole-Martin Trønnes, Norconsult AS

SAMMENDRAG
Hovengatunnelen i Porsgrunn, som er under bygging, er en del av Bypakke Grenland. I 2014 ble prosjektet lyst ut som «konkurransepreget dialog». AF Gruppen, med Jetgrunn som underentreprenør og Norconsult som rådgiver, utviklet i samarbeid et byggekonsept for best mulig å kunne tilfredsstille kravene gitt av Statens vegvesen. I oktober 2015, etter flere dialogmøter og optimalisering av løsningen, ble endelig tilbud levert. Anleggsstart var våren 2016 og ferdigstillelse skal være sommeren 2018.

Det ble stilt strenge krav til små deformasjoner, opprettholdelse av poretrykk i byggefasen og tetthet av konstruksjonen på permanent basis. Hovedgrepet i vårt konsept var å etablere en permanent, vanntett og stiv konstruksjon i bakken før utgraving av tunneltverrsnittet. Dette oppnås ved bruk av permanente spuntvegger i kombinasjon med en permanent bunnplate av jetpeler, etablert fra terreng i hovedsakelig leire/silt, og støp av takplata forut for utgraving.

I skrivende stund er alle jetpeler installert, takplata støpt og ca. nordre 1/3 av tunnelen gravd ut. Innstallering av J2-pelene gikk uten spesielle problemer. Lag av relativt ensgradert sand i enkelte områder, resulterte i noen utfordringer for EC1-peler ved at toppen av en del EC1-peler kom for høyt. Metodikk for korrigering ble utviklet under prosjektets gang, slik at avvik i pelehøyden ble justert. Etter utgraving har for høye peler blitt korrigert ned til korrekt nivå ved hjelp av fresing.

Målinger av deformasjoner, poretrykk og visuell inspeksjon har så langt vist god overensstemmelse med forventningene.

«Konkurransepreget dialog» har vært en positiv opplevelse. Dette byggekonseptet hadde ikke kommet til utførelse uten at prosjektet hadde blitt utlyst med denne konkurranseformen.

SUMMARY
The Hovenga tunnel in Porsgrunn, which is under construction, is part of Bypakke Grenland. In 2014, the first project phase started as a "competitive dialogue". AF Gruppen, with Jetgrunn as the subcontractor and Norconsult as the consultant, developed a construction concept to best meet the requirements specified by The Norwegian Public Roads Administration (NPRA). In October 2015, after several dialogue meetings and optimization of the solution, the final offer was delivered. Construction started in spring 2016 and completion will be in summer 2018.

Strict design specifications on allowed deformations and reduction in porewater pressure during construction were given by NPRA together with requirements on limited inflow of

water during the structure's service life. The main aim of our concept was to establish a permanent, water tight and rigid structure in the ground prior to tunnel excavation. This was achieved by using permanent sheet pile walls in combination with a permanent bottom slab of jet piles (established from terrain level) and a casted roof slab.

As of October 2017, all jet piles are installed, the roof slab casted, and the northern approx. 1/3 of the tunnel is excavated. The J2 jet piles were installed without any difficulties. Layers of poorly graded sand in some areas resulted in challenges during production of the EC1 piles. Some EC1 piles were casted too high. Corrective measures were implemented during the installation process to ensure that deviations in pile height were adjusted. After excavation, pile tops that were too high have been corrected by milling/removing excess pile material above the specified design level.

Deformation and pore pressure monitoring combined with visual inspections has shown good compliance with our expectations.

"Competitive dialogue" has been a positive experience. This construction concept would not have been proposed without this type of competition.

PROSJEKTET
Hovengatunnelen inngår i «Bypakke Grenland» som en del av entreprisen «Gimlevegen-Augestadvegen» («Lilleelvkrysset» på folkemunne). Dette er det største enkeltprosjektet i Bypakke Grenland.

ENTREPRISEFORM/ANBUDSKONKURANSE
Prosjektering og bygging av entreprise 1, som omfatter Hovengatunnelen, ble lyst ut som «konkurransepreget dialog» i 2014, hvor 4 entreprenører meldte sin interesse. Hver entreprenør skulle levere forslag til teknisk løsning som best svarte på utfordringene knyttet til bygging av en 385 m lang løsmassetunnelen med meget strenge krav mht. opprettholdelse av grunnvannstanden og minimale deformasjoner i grunnen. 1. oktober 2015 var endelig tilbudsfrist med to-konvolutt system. Tre entreprenører med samarbeidspartnere leverte endelig tilbud.

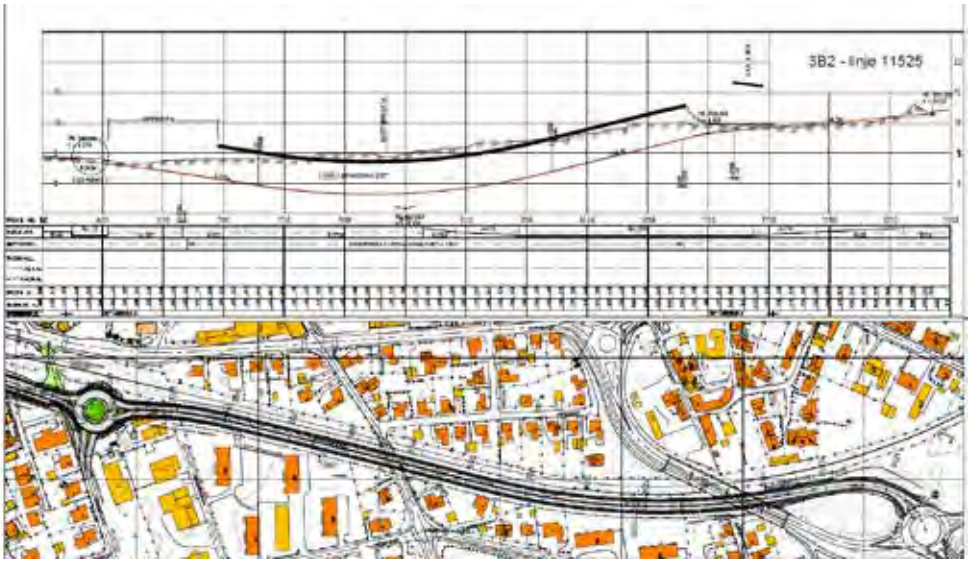
AF Gruppen, med **Jetgrunn** som underentreprenør og **Norconsult** som rådgiver vant denne konkurransen. Anleggsarbeidene startet våren 2016 og skal ferdigstilles sommeren 2018.

Denne konkurranseformen var ny for de fleste av deltakerne i gruppa. Idéutviklingsfasen ble en positiv opplevelse der vi hadde gode og konstruktive møter med en ekspertgruppe fra vegvesenet.

GRUNNFORHOLD
Kort oppsummert består grunnen av et topplag av sand og siltig materiale over siltig leire til stort dyp. Sonderinger viste også et 2-3 m tykt lag av sandig, siltig materiale i 8-12 m dybde. Grunnvannet var for det meste av strekningen registrert i mindre enn 1 m dybde.

KONKURANSEGRUNNLAGET
Figur 1 viser plan og lengdesnitt av parsellen «Gimlevegen-Augestadvegen». Tunnelen ligger i en smal korridor mellom jernbanen og bebyggelsen.

Figur 2 viser et typisk snitt av reguleringsplanens løsning med åpen byggegrop mellom langsgående spuntvegger, og med brede «labber» for motvekt mot oppdrift.



Figur 1: Plan og lengdeprofil.

Figur 2: Reguleringsplanens løsning. Åpen byggegrop innenfor avstivet spunt

Følgende krav var stilt i konkurransegrunnlaget:

- Poretrykket skal ikke senkes mer enn 10 kPa.
- Horisontal deformasjon av støttekonstruksjoner skal ikke overstige 20 mm.
- Deformasjoner av jernbanen skal være under kravene for vedlikeholdsgrense K4.
- Krav til tetthet av konstruksjon:
    - Mindre enn 2 liter lekkasje pr 100 m tunnel pr minutt.
    - Punktlekkasje mindre enn 0,1 l pr minutt.

Det var dette utgangspunktet vegvesenet utfordret konsulenter og entreprenører på mht. alternative byggekonsepter.

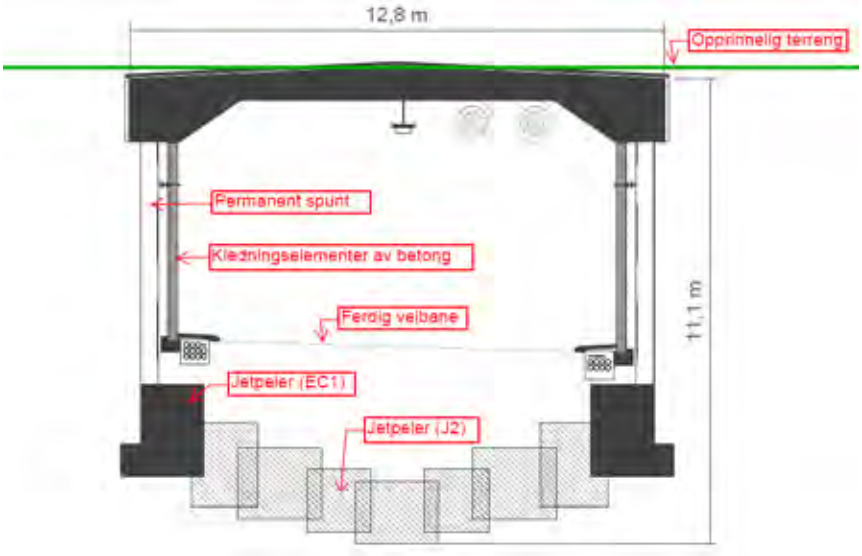
VÅRT KONSEPT

I konkurransegrunnlaget ble det stilt meget strenge krav mht. påvirkning på grunnvann/poretrykk og deformasjoner i løsmassene.

Hovedgrepet i vårt løsningsforslag tar utgangspunkt i nettopp kravene til opprettholdelse av poretrykkene og minimale deformasjoner ved at vi etablerer den permanente, vanntette og stive konstruksjon i bakken før utgraving. Dette oppnås ved bruk av permanente spuntvegger i kombinasjon med en permanent bunnplate av jetpeler, etablert fra terreng, og støp av den permanente takplata forut for utgraving av løsmassene inne i tunnelkonstruksjonen. Et prinsippsnitt er vist i figur 3.

Ved at spunten benyttes som permanent tunnelvegg blir bredden av byggegropa minimalisert og spuntlinjene langs jernbanen og mot bebyggelsen kommer i større avstand fra disse enn de ville gjort ved bruk av spunten som en midlertidig støttevegg.

Løsningsforslaget utfordret nok etablerte oppfatninger med hensyn til utførelse av løsmassetunneler, og brakte inn forhold som krevde avklaringer med hensyn til premisser for myndighetsgodkjenning (Vegdirektoratet). Dette gjaldt først og fremst forhold knyttet til anvendelse av uarmerte jetpeler som permanent konstruksjon, samt forhold vedrørende dimensjoneringsforutsetninger for oppdrift.



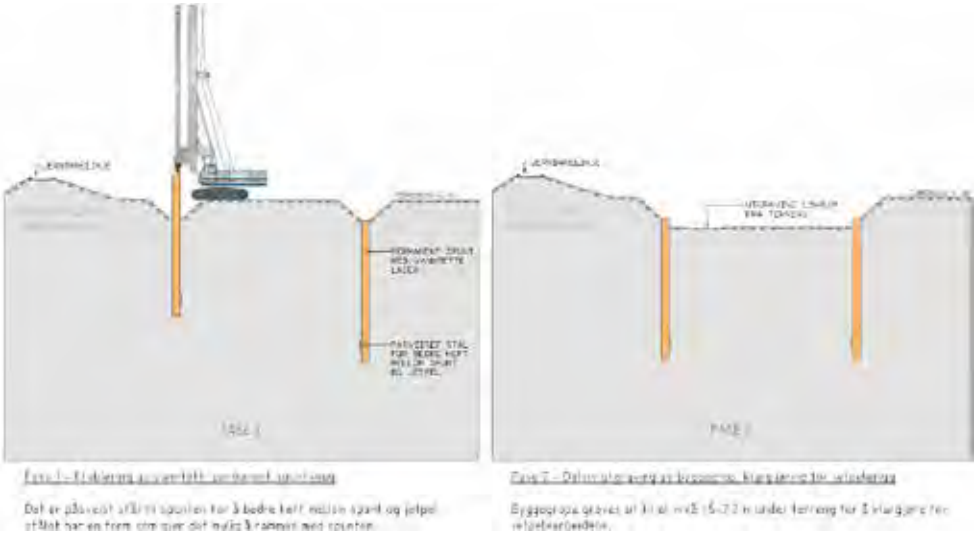
Figur 3: Vårt løsningsforslag

De bærende veggene i tunnelen er spunten. Disse kles innvendig med betongelementer. Jetpelkonstruksjonen fungerer som permanent vanntetting og avstivning av spuntveggene, samtidig som den er en del av ballasten for å hindre oppdrift.

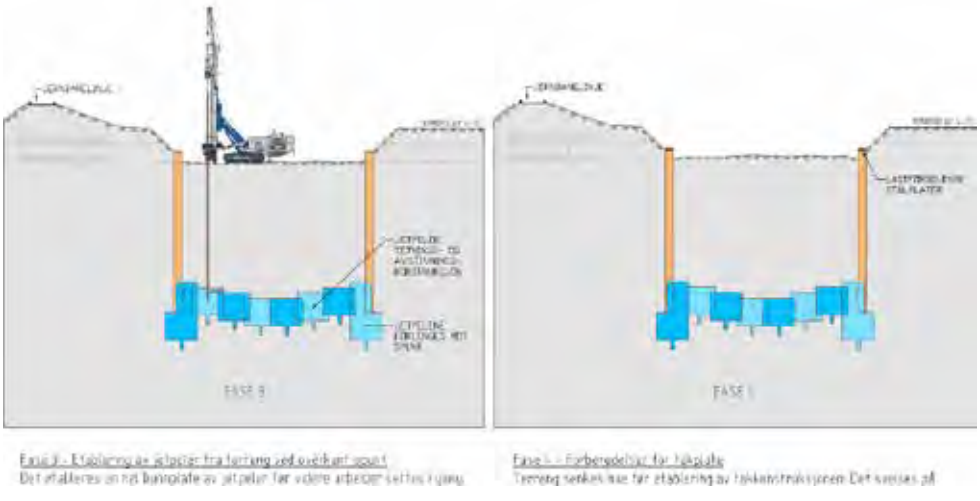
Etablering av takplate før utgraving av tunnelen, muliggjør redusert behov for anleggsveier, byggekraner o.l. langs byggegropa og raskere reetablering av terrengoverflaten enn en løsning med åpen grop. Tiden omgivelsene vil merke anleggsarbeidene vil følgelig bli minimalisert.

Løsningen med tett jetpelplate er avgrenset til tunneldelen med tak (385 m). Portalåpningene i hver ende, med murer og trau, bygges i tradisjonell spuntavstivet byggegrop.

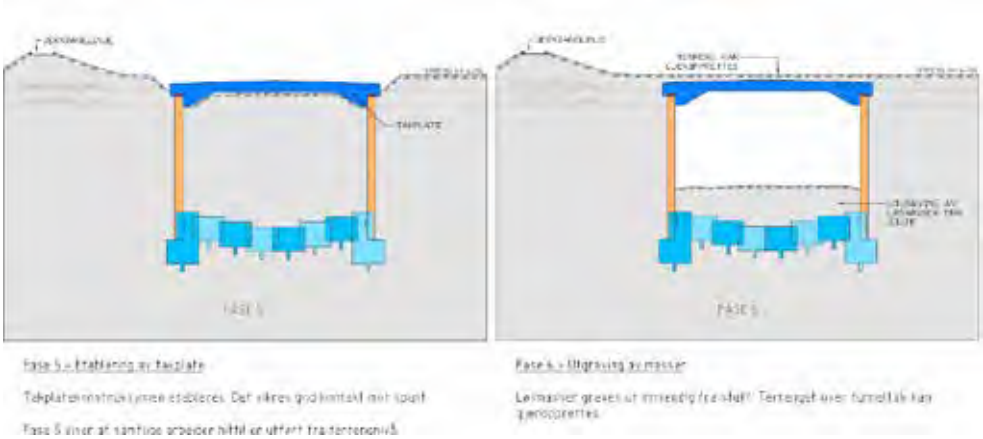
Hovedelementene/arbeidsgangen i løsningsforslaget er vist i prinsipp i figur 4-8.



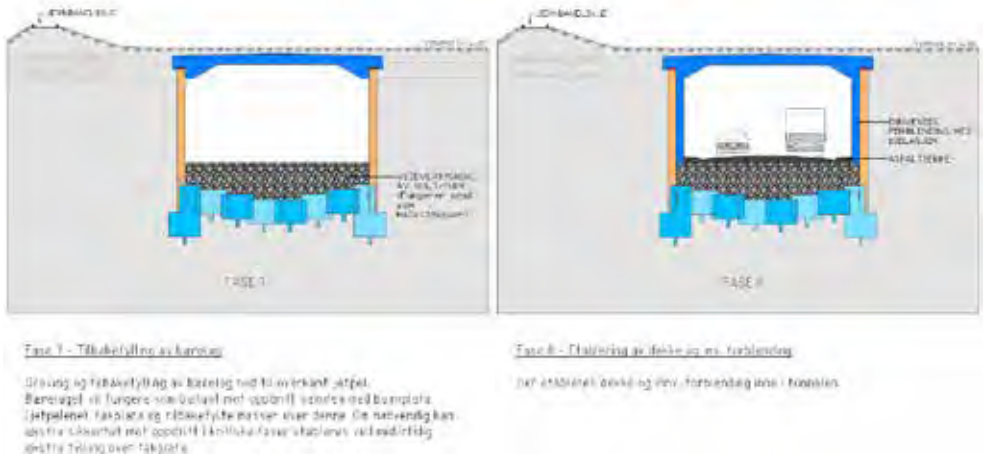
Figur 4: Fase 1 og 2. Spuntramming og klargjøring for jetpeler



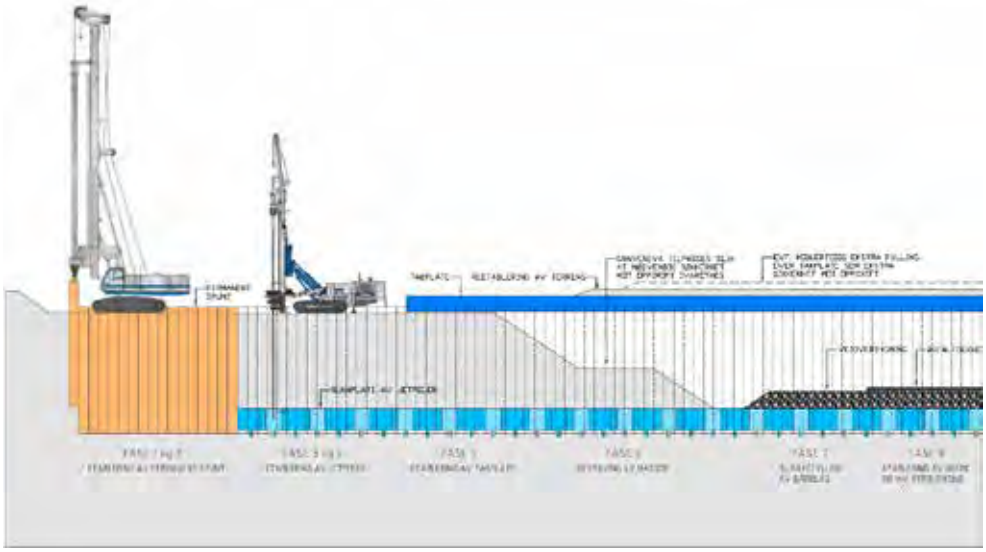
Figur 5: Fase 3 og 4. Etablering av jetpelplate og klargjøring for støp av takplate



Figur 6: Fase 5 og 6. Etablering av takplate og utgraving av løsmasser inne i tunnelen



Figur 7: Fase 7 og 8. Tilbakefylling for vei, og montering av veggelementer (forblending) og annen tunnelinstallasjon



Figur 8: Lengdesnitt som viser byggefasene etter hverandre (avstanden mellom de ulike fasene er ikke i målestokk).

PERMANENT SPUNT

Bruk av spunt som en del av den permanente konstruksjonen er mye brukt i utlandet. Metoden er også tidligere benyttet her i landet for veier og kjellere, som f.eks. Henrik Ibsen-ringen i Oslo, løsmassetunnel i Horten og Kristiansand, Oslo City etc.

De tre viktigste utfordringene mht. permanent spunt er:

- Korrosjon av spunt.
- Vanntetthet av spuntlåser.
- Frostisolering og forblending av spunten innvendig i tunnelen.

Korrosjon

Korrosjon hensyntas ved å legge inn korrosjonsmonn som en dimensjoneringsforutsetning. Korrosjonshastighet for jordsiden av spunten ble valgt i henhold til anbefalte verdier i Peleveiledningen 2012 [1] med henholdsvis 0,015 mm/år under grunnvannstanden og 0,02 mm/år over grunnvannstanden. Belastningsmessig kritiske områder av den permanente spunten vil ligge under grunnvannstanden, altså korrosjonshastighet 0,015 mm/år.

For luftsiden (tunnelsiden) av spunten ble NS-EN ISO 12944-2:199, Tabell 1 – *"Atmosfæriske korrosivitetskategorier og eksempler på typiske miljøer"* [2] benyttet som grunnlag. Her ble øvre del av angitt korrosjonshastighetsområde for kategori C2 lagt til grunn for dimensjoneringen. Det tilsier en korrosjonshastighet på 0,015 - 0,025 mm/år. Samlet dimensjonerende korrosjonshastighet for de to sidene av spunten ble konservativt valgt til 0,04 mm/år, eller 4 mm over levetiden på 100 år. Dette er hensyntatt i spuntdimensjoneringen.

Vanntetting av spuntlåser

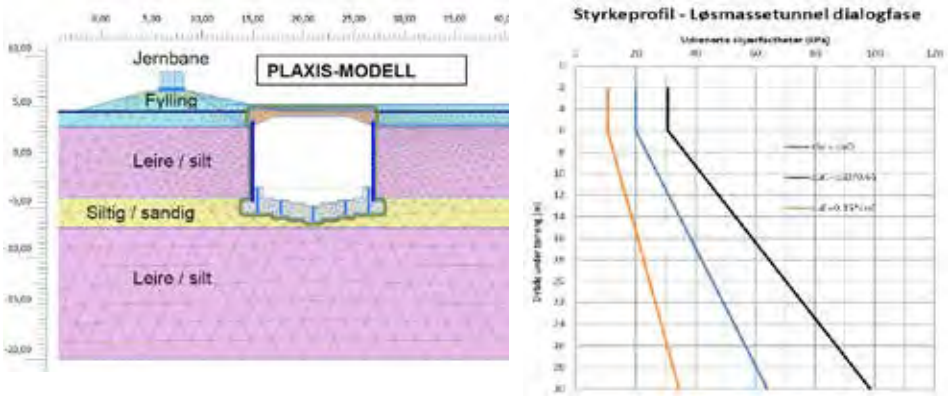
Behov for spesiell vanntetting av låser er i sterk grad avhengig av massetypen utenfor spunten. I leire og siltig leire vil det normalt ikke være behov for spesiell tetting. I dette prosjektet er derimot tetthet av konstruksjonen en meget viktig premiss for valg av løsning.

Alle spuntlåser ble derfor utført med bitumen i låsene (Beltan Pluss) og spunten ble levert i doble, klinkede nåler.

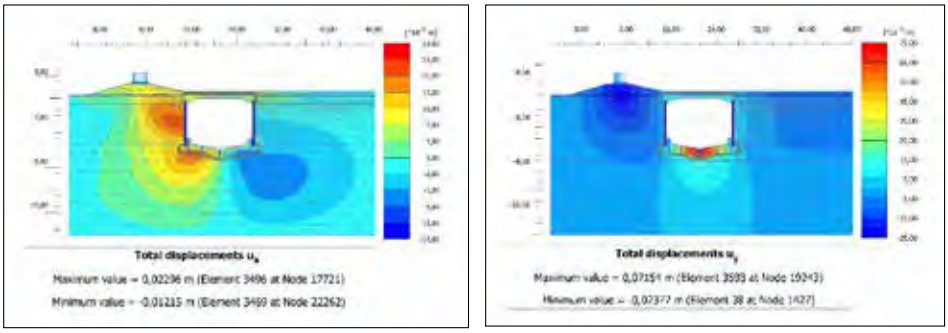
Når spunten blir frigravd innvendig i tunnelen blir låsene inspisert. Skulle det eventuelt bli registrert lekkasjer, vil låsen bli tettet ved hjelp av sveising. Foreløpig har låsene vært tette.

Frostisolering av permanent spunt
Det vil være telefarlige masser rett bakenfor spuntveggene i tunnelen. Det anses uaktuelt å dimensjonere for teletrykk. Alle innvendige spuntflater isoleres for å sikre at frost ikke trenger gjennom spuntveggene. Nødvendig isolasjon integreres i forblendingspaneler som monteres på veggene i hele tunnelens lengde.

BEREGNINGER
Det er beregnet krefter og deformasjoner av spunt i PLAXIS 2D. Typisk modell er vist i figur 9 og deformasjoner i figur 10.



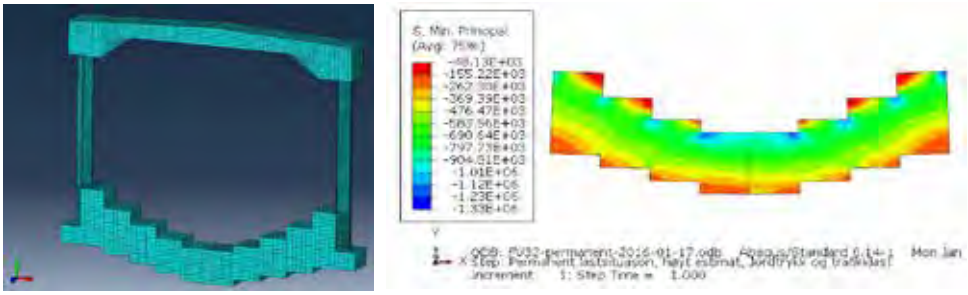
Figur 9: 2D Plaxismodell og benyttet styrkeprofil for leire/silt



Figur 10: Beregnede horisontale og vertikale deformasjoner ved utgraving helt ned på topp jetpelplate

I tillegg til Plaxis-analyser ble det gjennomført omfattende 3D-analyser i ABAQUS for å studere krefter og oppførsel av jetpelplata. Dette var nødvendig både for å optimalisere bueformen av plata, tykkelsen og ikke minst grensesnittet mellom spunten og jetpelene. Disse

analysene viste at det var nødvendig med konstruksjonsbetong i den ytterste jetpelraden mot og under spunten (Jetgrunns EC1-peler der all erodert løsmasse erstattes av fabrikkbetong), mens resten av plata kunne utføres med «normale» jetpeler (Jetgrunns J2-peler). Figur 11 viser ABAQUS-modellen og spenninger (trykkbuen) i jetpelplata. Disse analysene medførte at plata kunne dimensjoneres med varierende tykkelse, og kun 1,5 m i midtpartiet.



Figur 11: 3D ABACUS-modell og spenninger i jetpelplata (trykkbue)

Konklusjonen av beregningene for den permanente spunten med jetpelplate og "top-down" byggemetode, ble at hele tunnelstrekningen ville tilfredsstille konkurransegrunnlagets strenge krav til minimale deformasjoner.

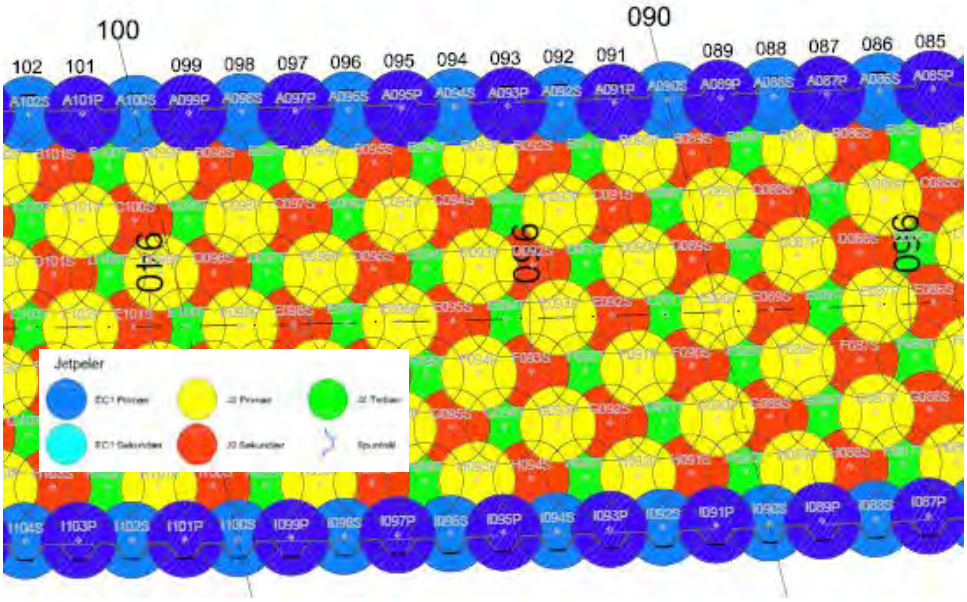
JETPELER

Bunnplata av jetpeler har tre hovedfunksjoner:

- Fungere som avstiving av nedre del av spuntveggen.
- Tette bunnen av byggegropen mot inntregning av grunnvann.
- Fungere som permanent bunnplate i tunnelen og overføre laster fra tunnelen til grunnen.

For å ta opp kreftene fra bunnoppressingen, er jetpelene plassert slik at jetpelplata danner en trykkbue. Dette gjøres for å unngå at det oppstår sprekker eller uakseptable skjærspenninger i den uarmerte konstruksjonen.

Bunnplata består i tverretningen av 9 rader med jetpeler hvor hver annen rad er forskjøvet for å dekke «innsnevringene» mellom nabopelene. Jetpelene danner på denne måten en helt tett bunnplate uten hulrom, se figur 12.



Figur 12: Bunnplate av jetpeler, plan

Diameteren på jetpelene er i hovedsak ca. 2,0 m. Hver rad med peler settes med overlapp slik at det sikres god kontakt mellom pelene. Lengden av pelene (tykkelsen av plata) variere over tverrsnittet og er helt nede i 1,5 m i midtpartiet.

Pelene ble etablert i rekkefølge (primær, sekundær og tertiær) slik at det sikret minst 2 døgns herdetid før etablering av inntilliggende peler. Totalt er det satt 2651 jetpeler hvorav 2096 er J2-peler og 555 er EC1-peler. Dette er den største jetpeljobben som har vært utført i Norge. Arbeidene ble utført i løpet av 38 arbeidsuker og involverte i perioder opp til tre jetpelrigger.

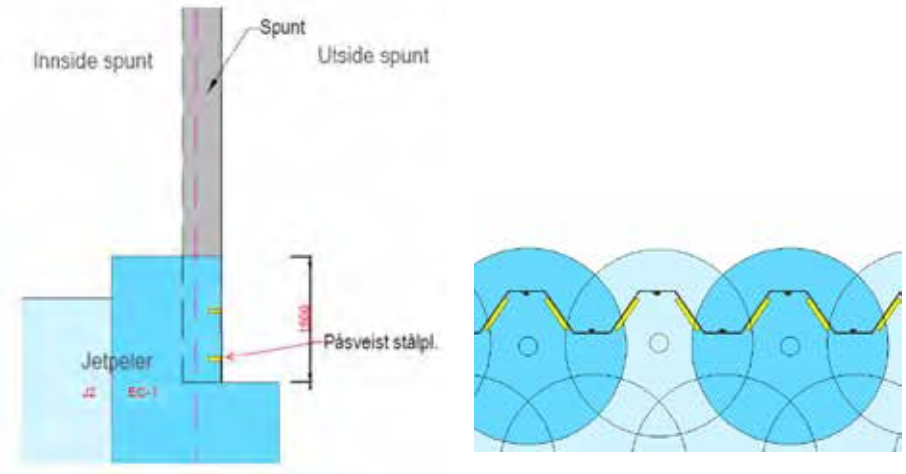
Figur 13: Installering av jetpeler

Peler som er satt inntil en annen pel har en overflate inn mot den første som viser et omvendt speilbilde av denne pelen. Pelenes inngrep i hverandre fører til at det oppnås meget godt samvirke mellom pelene mht. å overføre vertikale og horisontale krefter.

Når det er gravd ut ned til overkant jetpeler kontrolleres det visuelt om kontakten mellom pelene er fullverdig eller ikke. Tiltak for å tette eventuell mangelfull kontakt kan være injisering eller setting av ny jetpel for etablering av en «plugg». Fram til nå har det ikke vært avdekket forhold som har medført behov for tiltak (hele tunnellengden er pr. skrivende stund ikke ferdig utgravd).

Overgang mellom jetpeler og spunt
Kontaktstøpen mellom jetpeler og spunt blir svært god. Det er jetstrålens erosive energi som lager hulrommet for selve pelen. Massene mellom spunten og borestrengen løses opp og fjernes ved at fabrikkbetong pumpes inn (EC-1 peler). Spuntveggen blir helt fri for løsmasser og det oppnås full kontakt mellom spunten og betongen.

For ytterligere å sikre kraftoverføring mellom jetpelene og spunten, ble denne utstyrt med påsveiste stålplater, se figur 14. Dette ga ingen problemer med nedramming av spunten.



Figur 14: Overgang mellom jetpeler (EC-1) og spunt (snitt og plan)

Tetthet av jetpelplata
Det ble stilt strenge krav til tetthet av tunnelkonstruksjonen. Vanngjennomstrømningen skulle være mindre enn 2 liter pr. 100 m tunnel pr. minutt.

Det finnes lite dokumentasjon på permeabilitet/tetthet av jetpeler. Under tilbudsfasen gjennomførte Jetgrunn prøvetaking av nylig utførte peler i et annet prosjekt. Det ble kjerneboret for uttak av prøver og disse ble permeabilitetstestet i laboratoriet. Resultatet av testen viste en permeabilitetskoeffisient på $1{,}4 \cdot 10^{-10}$ m/s.

For Hovengatunnelen får vi med permeabilitetskoeffisient $1{,}4\ 10^{-10}$ m/s, en trykkforskjell på 9 m og en gjennomsnittlig pelelengde/platetykkelse på 1,7 m en vanngjennomstrømning på 0,05 l pr. 100 m tunnel pr. minutt, hvilket er langt under kontraktens grenseverdi.

Bruk av uarmerte konstruksjonsdeler
Vi er ikke kjent med at jetpeler etablert i leire, og satt som hel plate (uarmert plate), tidligere er benyttet som en permanent konstruksjonsdel. Det var innledningsvis i prosjektet ikke gitt at dette ville bli godkjent i vegdirektoratet. Regelverket tillater imidlertid bruk av uarmerte konstruksjonsdeler. Etter NS-EN 1992 pkt. 12 [3] er det lov å bruke uarmerte konstruksjoner hvis de er hovedsakelig belastet i trykk og ikke utsatt for dynamiske virkninger. Det er også gitt utfyllende regler for dimensjonering av slike konstruksjoner.

I vår løsning ligger jetpelplata så dypt under veibanen, og så langt fra jernbanen, at den ikke anses å være utsatt for dynamisk virkning fra trafikklast. Videre, er det som tidligere omhandlet, bevisst valgt en bunnplate med bueform, slik at den fungerer som en trykkbue. Utførte beregninger dokumenterer at bunnplata har trykkspenninger i buetverrsnittet og løsningen ble som man skjønner godkjent.

Trykkfasthet J2-peler og EC1-peler
For kontroll av jetpelenes trykkfasthet har det blitt støpt ut terninger for trykkprøving (enaks). Under etablering av J2-pelene er prøvene tatt ut fra returmassene fra produksjonen, mens terningene fra produksjonen av EC1-peler er basert på prøver fra ferdigbetongen levert byggeplass. Når det gjelder J2-pelene er trykkstyrken erfaringsmessig noe lavere i returmaterialet enn i selve pelen.

Totalt har det blitt støpt ut ca. 500 terninger fra J2-peler og ca. 150 fra EC1-peler, hvorav henholdsvis 288 og 120 har blitt trykket.

For J2-pelene viser resultatene en karakteristisk trykkfasthet på 9,32 MPa (terningfasthet) etter 28 døgn+, mens kravet, basert på våre dimensjoneringsforutsetninger, var 7 MPa.

Dimensjoneringsforutsetningene for EC1-pelene, var at trykkfastheten skulle tilsvare en betong B45. Resultatene fra de undersøkte prøvene viser en trykkfasthet på 64,8 MPa (terningfasthet), dvs. tilnærmet en B55-betong. Tilveksten i trykkfasthet fra 28 til 56 døgn er målt til ca. 15%, og viser en trykkfasthet etter 56 døgn på 74,8 MPa, hvilket nærmer seg en B65-betong.

TAKPLATA
Konstruksjonsmessig er det gunstig å etablere en takplate i samvirke med permanent spunt. Dette gir reduserte momenter både i spunten og takplata på grunn av innspenningseffekten. I tillegg blir det en mer robust konstruksjon når det gjelder å ta opp eventuelle skjevlaster på konstruksjonen. Innspenning av spunten i takplata gir også redusert innpressing/deformasjon av spunten i forbindelse med utgraving av tunnelen.

Plasstøpt takplate ble vurdert å være den beste løsningen. Plata ble støpt på en forskaling lagt direkte på en avrettet pukkfylling, se figur 15. Samvirke mellom spunt og takplate er etablert ved at armeringen i bakkant takplate er lagt i omfar med spunten, samt at det er lagt stålplater på toppen av spunten for å fordele kreftene på en god måte mellom takplate og spunt.

Figur 15: Støp av takplate på avgravd terreng

SIKKERHET MOT OPPDRIFT

Bunnplata og tunnelkonstruksjonen ligger helt eller delvis under dimensjonerende grunnvannsnivå, noe som medfører at oppdrift er en bestemmende faktor i dimensjoneringen av jetpelplata og hele byggekonseptet, blant annet hvor dypt jetpelplata måtte ligge og derav lengden på spuntnålene.

Hvilke kriterier som skulle legges til grunn for beregning av sikkerhet mot oppdrift var derfor avgjørende å få avklart. Regler for oppdriftsberegning, og nødvendig sikkerhet mot oppdrift, ble diskutert med vegvesenet i idéfasen fordi vegvesenets regelverk og håndbøker er uklare på dette punktet. Vi har basert oss på beregningsregler gitt i Eurokode 7 «Geoteknisk prosjektering» [4], som er ett av de styrende dokumentene angitt i konkurransegrunnlaget.

Dette medfører:

- Det benyttes lastfaktor 0,9 på alle stabiliserende krefter for å komme frem til dimensjonerende stabiliserende kraft.
- Det benyttes normale geoteknisk materialfaktorer på stabiliserende skjærkrefter/friksjon i jord og/eller mellom jord og konstruksjon.
- Det benyttes normalt aksepterte karakteristiske romvekter.
- Det benyttes lastfaktor 1,0 på oppdriften (poretrykket under bunnplata). Dette fordi det ikke anses sannsynlig at det vil kunne være «overtrykk» under bunnplata i forhold til dimensjonerende grunnvannstand.
- Nødvendig sikkerhet er oppnådd når forholdet mellom dimensjonerende stabiliserende krefter og dimensjonerende oppdrift er større enn 1,0.

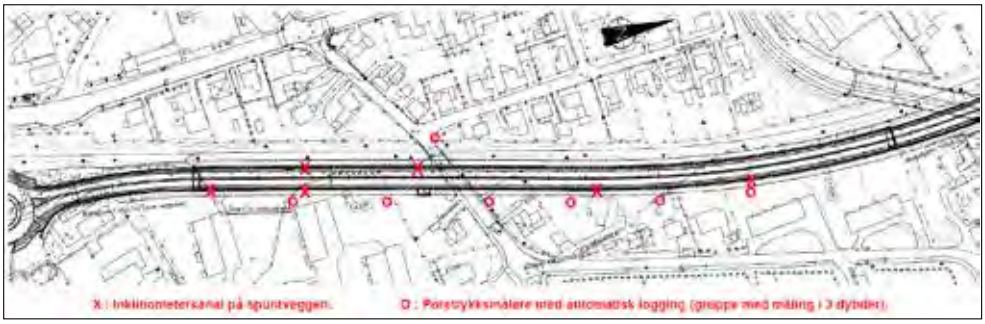
Dimensjonerende grunnvannstand for permanentfasen ble av vegvesenet satt til opprinnelig terreng. For midlertidige korttidstilstander i byggefasen er dimensjonerende grunnvannstand valgt basert på måleresultater fra poretrykksmålere langs traséen.

Oppdrift har vært avgjørende for utførelsen av utgraving innvendig i tunnelen. Det er ikke sikkerhet mot oppdrift ved full utgraving ned på topp jettpeler. Oppdriftssikkerheten i denne utgravingsfasen har blitt ivaretatt ved midlertidig ekstra oppfylling over takplata og utnyttelse av tunnelens stivhet i lengderetningen. I permanent tilstand har tunnelen sikkerhet mot oppdrift uten jord over takplata.

Oppdrift har, som nevnt ovenfor, også vært dimensjonerende for hvor dypt jetpelplata skulle ligge, og dermed også for lengden av spuntnålene.

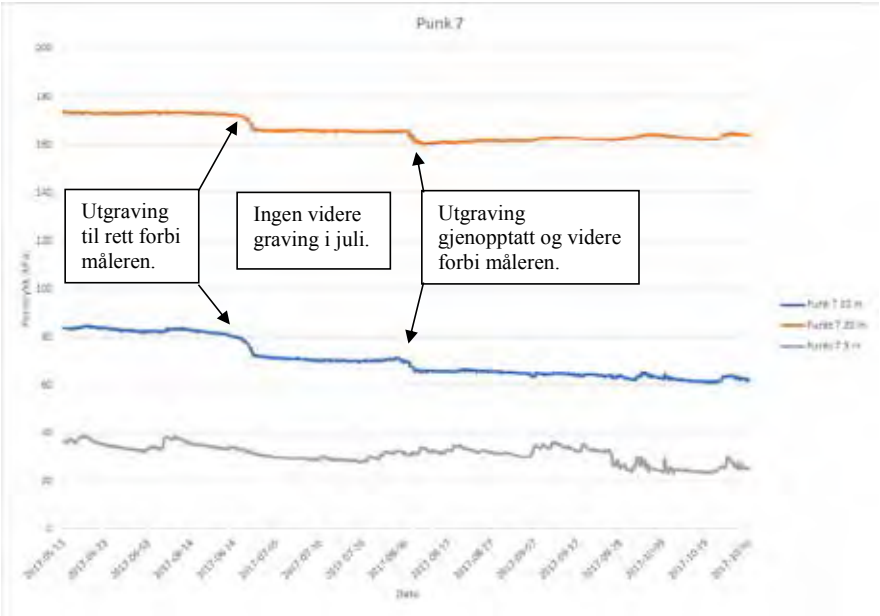
OVERVÅKING AV PORETRYKK OG DEFORMASJONER

Det ble stilt strenge krav i konkurransegrunnlaget til opprettholdelse av poretrykk og maksimalt tillatte deformasjoner i byggeperioden. For kontinuerlig overvåking av poretrykk og deformasjoner, ga konkurransegrunnlaget klare krav mht. installasjon av poretrykksmålere samt at deformasjoner på konstruksjonen skulle måles. Plassering av poretrykksmålere og inklinometerkanaler på spunten er vist i plan på figur 16. Alle målere (poretrykk og deformasjoner) logges automatisk og er tilkoblet internett for avlesning når det måtte ønskes.



Figur 16: Planlagt omfang og plassering av inklinometerkanaler og poretrykksmålere

I skrivende stund er kun ca. nordre 1/3 av tunnellengden gravd ut. Det er derfor kun målinger fra nordre poretrykksmålere (måling i 3 nivåer) og nordre inklinometer som foreløpig er påvirket av utgraving inne i tunnelen. Resultater fra poretrykksmålerne er vist i figur 17.



Figur 17: Resultater fra nordre poretrykksmålere (målere i 5, 10 og 20 m dybde)

Fra anleggsstart og fram til utgraving inne i tunnelen (startet fra nord) kom fram til området ved nordre måler viste poretrykksmålerne kun små, naturlige variasjoner opp og ned. Som det fremgår av figur 17, kom det et raskt poretrykksfall i målerne i 10 og 20 m dybde da utgravingen inne i tunnelen kom frem til området ved måleren. Utgraving ble da stoppet til etter sommerferien og gjenopptatt i starten av august. Da kom det et nytt, mindre poretrykksfall i de samme målerne. Måleren i 5 m dybde viste ingen klar reaksjon på utgravingen.

De registrerte poretrykksfallene er et resultat av at utgravingen inne i tunnelen medfører en avlastning av grunnen under tunnelen. Dette gir en liten svelling som pga. massenes lave permeabilitet fører til et «sug» i porene. Det er dette som registreres som fall i poretrykket. Svellingen skjer bare fra underkant tunnel og nedover, og gir derfor ingen effekt på måleren i 5 m dybde. Denne type poretrykksfall gir ingen setning, og er følgelig ufarlig. Det gir kun en viss reduksjon i svellingen, inntil poretrykket over tid utjevnes som følge av at vann suges inn i porene. Dette er det motsatte av hva som skjer ved pålastning (spenningsøkning) i grunnen.

Målinger i nordre inklinometerkanal viser at deformasjonene i konstruksjonen er meget små, kun noen få millimeter, etter utgraving i tunnelen. Dette er som forventet, basert på beregninger i prosjekteringsfasen. Største deformasjon er i overgangen til takplata, dette skyldes svinn og temperaturvariasjoner, hvilket er helt «etter boka».

ANLEGGSGJENNOMFØRING OG ERFARINGER SÅ LANGT

Første kritiske arbeidsoperasjon var spuntramming. Grunnforholdene lå godt til rette for ramming og alle spuntnålene var like lange. Med strenge toleranser til plassering, vertikalitet og nivå topp spunt, sammen med ramming i bue, og med varierende toppnivå for spuntnålene hele veien, var dette likevel en utfordrende jobb som ble gjennomført av Seierstad Pelemaskiner.

Neste hovedarbeidsoperasjon var installering av jetpeler. Dette var, som man skjønner, en meget krevende jobb, der Jetgrunn skulle sette hel 2651 jetpeler til varierende nivå, med ulik høyde og i korrekt posisjon, slik at de til sist skulle danne en sammenhengende og vanntett, buet plate.

Innstallering av J2-pelene gikk uten spesielle vanskeligheter. Det er heller ikke avdekket avvik av betydning i disse innenfor den delen av tunnelen som til nå er gravd ut.

Lag av relativt ensgradert sand (lite eller ingen kohesjon i massen) i enkelte områder, resulterte i utfordringer for EC1-peler. Grunnen til dette er at lagene med ensgradert sand har en langt lavere motstand mot erosjon, noe som medførte at «taket» i det eroderte hulrommet for pelen kollapset før det var ferdig utstøpt. Dette resulterte i at pelediameteren, og derved også betongbehovet, varierte, slik at det ble problematisk å avslutte pelene i riktig nivå for topp pel.

Omfattende kontrollboring ble iverksatt og avdekket at toppen av en del EC1-peler hadde kommet for høyt. Med små marginer i forhold til senere installasjoner i tunnelen skapte dette en del frustrasjon/diskusjon, og iverksettelse av ulike tiltak. Metodikk for korrigering ble utviklet under prosjektets gang, slik at avvik i pelehøyden ble justert. Etter utgraving har for høye peler blitt korrigert ned til korrekt nivå ved hjelp av fresing, se figur 18. Dette fungerte bra. Avvikene i toppnivå for EC1-peler har derfor ikke fått konsekvenser for gjennomføringen.

Figur 18: EC1-peler inn mot spunten før (venstre bilde) og etter fresing av topp peler (høyre bilde)

Jetpelearbeidene gikk kontinuerlig gjennom hele vinteren 2016-17. Utførelse av jetpeler betyr håndtering av store vannmengder, grout og returslam, og er følgelig ikke de mest egnede arbeider på vinterstid. Disse utfordringene ble imidlertid håndtert underveis og jetpelinstallasjonen ble ferdigstilt 5 uker før oppsatt fremdriftsplan.

Støp av takplate og utgraving av massene inne i tunnelen har AF så langt gjennomført som planlagt. Figur 19 og 20 viser henholdsvis tunneltaket og utgravd tunnel med midlertidig anleggsvei inn til gravestuffen.

Figur 19: Topp takplate sett fra søndre tunnelende og nordover

Figur 20: Utgravd tunnel per oktober 2017.

KONKLUSJON PER OKTOBER 2017

Vi skal være forsiktige med å trekke bastante konklusjoner allerede nå, all den tid anlegget ikke er ferdigstilt. Spunt- og jetpelarbeidene er ferdig utført, mens ca. 2/3 av utgravingen gjenstår. Basert på det vi til nå har sett, tillater vi oss likevel følgende utsagn:

- Spuntarbeidene, med påsveiste stålplater i nedre del for kraftoverføring til jetpelene, lot seg gjennomføre uten betydelige avvik.
- Det er ikke registrert vannlekkasje i spuntlåsene.
- 2651 jetpeler ble satt i løpet 38 arbeidsuker, 5 uker mindre enn planlagt.
- Det oppstod noen uforutsette utfordringer med en del av EC1-pelene, uten at dette har fått konsekvenser for konstruksjonen. Jetpelmetodens robusthet i krevende grunnforhold ble bekreftet.
- Det er ikke avdekket avvik i jetpelplata mht. tetthet/kontinuitet.
- Utlasting av massene inne i tunnelen har ikke bydd på spesielle utfordringer.
- Poretrykksmålinger og deformasjonsmålinger på konstruksjonen viser at arbeidene gjennomføres innenfor kontraktens strenge grenseverdier.

Byggekonseptet er spesielt, ved at så mye av konstruksjonen bygges uten mulighet til visuell inspeksjon underveis. For AF har dette vært uvant. Her har man i større grad vært nødt til å forholde oss til måledata og forskjellig input fra de som har detaljkjennskap til utstyret og logging av produksjon. Spesielt jetpelplata er en krevende konstruksjon med behov for nøye oppfølging innenfor fagfelt med høy grad av spesialkompetanse.

Det må også nevnes at kostnader og lønnsomhet i dette prosjektet i stor grad henger sammen med tettheten/kontinuiteten av jetpelplata. Foreløpig utgraving viser en god og sammenhengende konstruksjon. Det ser altså ut til å være samsvar mellom loggede data fra jetpelproduksjonen og det endelige bildet ute i felt.

Mht. byggekonseptets kostnadsbilde, bekreftet anbudskonkurransen, som jo ble vunnet, antagelsen om at dette ville være en kostnadseffektiv metode under prosjektets gitte forutsetninger.

Konkurranseformen, «konkurransepreget dialog», med en idéutviklingsfase forut for selve totalentreprisekonkurransen, har vært en positiv opplevelse for alle parter på entreprenør-/konsulentsiden. AF har fått økt innsikt i, og forståelse for, hvorledes Norconsult arbeider, samt hva som trengs av dokumentasjon og tid for godkjenningsprosesser hos vegvesenet/vegdirektoratet. Tilsvarende har Norconsult fått økt innsikt i, og forståelse for, entreprenørens planleggingsprosess og nytten av tidlig implementering av hans erfaringer med kostnadseffektive løsninger.

Byggherren, Statens vegvesen, har gjennom hele prosessen, fra idéutviklingsfasen og gjennom byggeperioden, vært positive, engasjerte og løsningsorienterte.

Dette byggekonseptet hadde ikke kommet til utførelse uten at prosjektet hadde blitt utlyst som «konkurransepreget dialog». Dette fordi utviklingen av konseptet ikke hadde vært mulig uten et tett samarbeid mellom totalentreprenør, spesialentreprenør og konsulent fra dag én. Det hadde sannsynligvis heller ikke vært mulig å gi byggherren tilstrekkelig trygghet for konseptets gjennomførbarhet uten samhandlingen i dialogfasen, og den tilliten vi opplevde at denne skapte mellom partene.

Det har hele tiden vært spennende, utfordrende og gøy å jobbe i dette prosjektet.

REFERANSER

1. NGF, Peleveiledningen 2012
2. Standard Norge, NS-EN ISO 12944-2:1998 «Maling og lakk - Korrosjonsbeskyttelse av stålkonstruksjoner med beskyttende malingssystemer - Del 2: Klassifisering av miljøet»
3. Standard Norge, NS-EN 1992 Eurokode 2 Prosjektering betongkonstruksjoner
4. Standard Norge, NS-EN 1997 Eurokode 7 Geoteknisk prosjektering

REDWIN – REDUCING COST IN OFFSHORE WIND BY INTREGRATED STRUCTURAL AND GEOTECHNICAL DESIGN

REDWIN – Kostnadsreduksjon i havvind gjennom integrert struktur- og geoteknisk-design

Skau, K.S., Senior engineer, NGI and PhD candidate, NTNU
Kaynia, A.M., Technical Expert and Professor II, NTNU
Page, A.M., PhD Candidate, NTNU
Løvholt, F., Senior Specialist, NGI
Norén-Cosgriff, K., Head of Section CGM, NGI
Sturm, H., Discipline leader Offshore renewables, NGI
Jostad, H.P., Technical director offshore energy NGI and Professor II, NTNU
Nygard, T.A., Senior researcher IFE and Professor, NMBU
Andersen, H.S., Structural Engineer, Dr. Tech Olav Olsen
Eiksund, G., Professor, NTNU
Havmøller, O., Senior researcher, Statoil ASA
Strøm, P., Lead Geotechnical Engineering, Statoil ASA
Eichler, D., Senior Lead Structural Engineer, Vattenfall

ABSTRACT

The offshore wind energy production in Europe has grown the last decade and has become a significant part of the energy production in several countries. At the same time, the cost of offshore wind energy has been considerably reduced. However, further reduction is required to improve the competitiveness compared to other energy sources. To contribute to this goal, a 4-year research project *REDWIN – REDucing cost of offshore WINd by structural and geotechnical integrated design* – is currently ongoing at NGI. NTNU, IFE and Olav Olsen are partners in the project. The project aims to develop foundation and soil models to be used in dynamic time-domain analyses of offshore wind turbine structures. A library of models has been developed for representation of the most common foundation types. The models can be applied to different ground conditions by site-specific model input. To make the models applicable for practical usage, it has been important to balance the need for computational effectiveness against the need for accuracy. The effect of the foundation models on design and cost will be evaluated in the final year of the project.

SAMMNEDRAG

Vindkraftproduksjonen i Europa har vokst det siste tiåret og blitt en betydelig del av energiproduksjonen i flere land. Samtidig har kostnaden for offshore vindkraft blitt betydelig redusert. Likevel er ytterligere reduksjon nødvendig for å forbedre konkurranseevnen sammenlignet med andre energikilder. Et 4-årig forskningsprosjekt REDWIN - REDusering av kostnader for offshore WINd gjennom integrert struktur og geoteknisk design - pågår for tiden på NGI. NTNU, IFE og Olav Olsen er partnere i prosjektet. Prosjektet tar sikte på å utvikle fundament og jordmodeller som skal brukes i dynamiske tidsdomene analyser av vindturbinstrukturer til havs. Et bibliotek med modeller er utviklet for å representere de vanligste fundamenttypene. Modellene kan benyttes for forskjellige grunnforhold ved å definere input spesifikt for grunnforholdene man ønsker å representere. For å gjøre modellene praktiske for brukerne, har det vært viktig å balansere behovet for beregnings effektivitet mot behovet for nøyaktighet. Fundamentmodellenes effekt på design og kostnader vil bli vurdert det siste året i prosjektet.

INTRODUCTION

Europe has currently a strong growth in the energy production from offshore wind. Over the last ten years, the installed capacity has increased from around 2000 MW to around 13 000 MW (Pineda and Tardieu, 2017). The increase is part of Europe's planned energy transition away from fossil fuels to renewables energy. The transition is motivated by the need for reducing greenhouse gasses to curb global warning and to reduce Europe's dependency on energy production elsewhere. Figure 1 shows the historical development of installed offshore wind energy capacity in Europe. The growth is expected to continue and spread to other parts of the world (Renewable Energy Agency, 2017). The offshore wind production compared to onshore wind production has the advantage of being less socially controversial due to noise emissions and visual impact from the wind turbines. In addition, wind is stronger and more stable in the offshore environment. Nevertheless, the cost of offshore wind production is still higher than onshore wind and the cost has to be reduced. A significant reduction has already taken place, however the industry depends on even further reductions. Norway's maritime industry can take part and contribute to this development including the geotechnical society.

Norwegian Geotechnical Institute (NGI) has increased its involvement in offshore wind development over the last decade, both as a consultant and research institution. An ongoing research program has the aim of addressing some of the aspects where geotechnical engineers can contribute to cost reductions. The title, *REDWIN – REDucing cost of offshore WINd by structural and geotechnical integrated design,* points to the key aspects in the project: Reducing cost by closer integration of the geotechnical discipline in the structural design process. The NGI-led research program is sponsored by the Research Council, Statoil, Statkraft and Vattenfall. The geotechnical department at the Norwegian University of Science and Technology (NTNU), Institute for Energy Technology (IFE) and Olav Olsen take part as research partners. This paper summarize briefly some results and outcomes of the project so far.

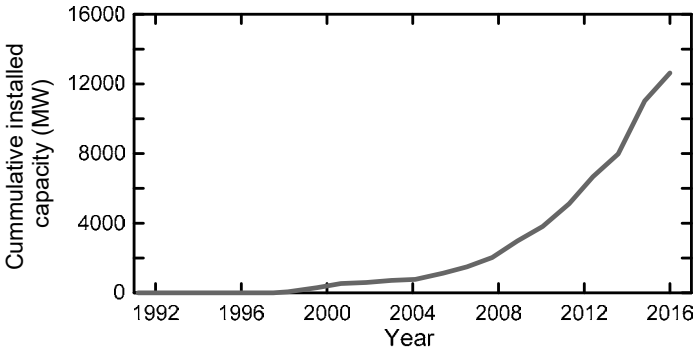


Figure 1 Historical cumulative installed capacity of offshore wind energy production in Europe from the start in 1991 (after (Pineda and Tardieu, 2017)).

DYNAMICS OF OFFSHORE WIND TURBINES

Loads and eigenfrequencies

The geotechnical involvement in the development and construction of offshore wind starts in an early phase by planning and executing site investigations; followed by laboratory testing and interpretation; and finally calculations and computations of the limit sate criteria. For the Norwegian geotechnical society, which typically has experience from oil and gas projects, this process is familiar. However, offshore wind turbine (OWT) structures are different from offshore oil and gas structures in several ways. It is important to be aware these differences and address them in the design process. One of these characteristics is the pronounced dynamic sensitivity of the offshore wind turbine structures. The OWTs are slender structures and exposed to a complicated load regime with various frequencies. The excitation loads from the blade passing frequencies, 1P (every blade) and 3P (full turbine rotation) affect the steel structure in fatigue, which is design driving for the OWT. Because of this, the OWT has to be designed with a natural frequency separated from these excitation frequencies. Figure 2 illustrates the power spectrum density of the loads from wind and waves and the 1P and 3P frequency range of some selected turbines. Typically, OWT are designed with a natural frequency between 1P and 3P, denoted soft-stiff design (illustrated in the figure).

The importance of foundation behaviour

This narrow frequency band makes the prediction of foundation stiffness important, since it influences the overall dynamic behaviour of the OWT. The level of influence dependents on the relative difference between the foundation stiffness and the tower stiffness. It is up to designers to choose how to balance the tower and foundation flexibility. The two extreme designs are illustrated in Figure 3a, where one of the parts (either the tower or the foundation) is assumed perfectly rigid. However, soil has an inherent uncertainty compared to steel and this has to be reflected in the design practise. This means that the OWT is designed such that the overall dynamic behaviour is most influenced by the tower flexibility and less by the foundation flexibility. Figure 3b illustrates this by results from a sensitivity study considering the effect of foundation-tower stiffness ratio on the natural frequency. The study is based on an OWT installed in a

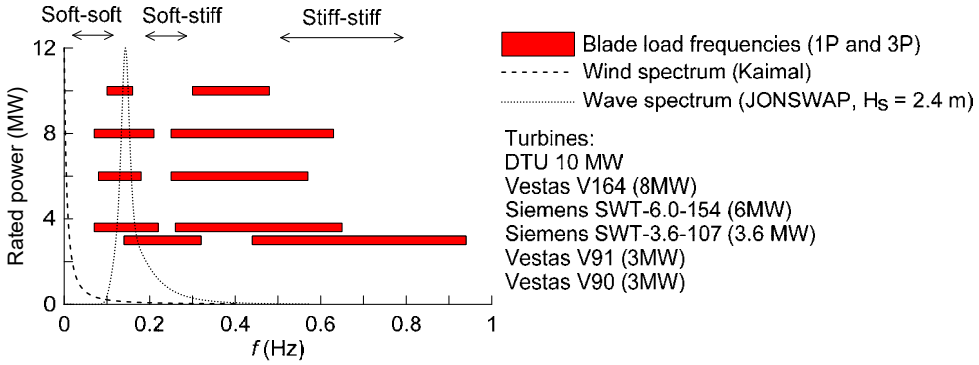


Figure 2 Load frequencies from wind, waves and blade rotation for some selected turbines (after Bak et al., 2013; Arany et al., 2016).

North Sea wind farm. The figure shows the first natural frequency normalized by the natural frequency of a fully clamped foundation. The natural frequency decreases as the foundation stiffness reduces. The measured natural frequency and the back-calculated normalized stiffness of the real design of the OWT is also included as an example of how a specific foundation-tower stiffness is balanced. The dynamic behaviour is mainly controlled by the tower stiffness, but the foundation stiffness will also have a significant influence on the natural frequency.

Improving the understanding of the OWT dynamics is of great importance for two reasons. First, measurements suggest that stiffness of OWTs are systematically under predicted (Hald *et al.*, 2009; Kallehave *et al.*, 2015). Figure 4 summarize findings from (Kallehave *et al.*, 2015) which assessed natural frequency measurements from over 400 wind turbines and compared them with design predictions. The deviation varied from 0 – 20 %. Secondly, any change in the natural frequency has an impact on the fatigue damage of the structural components. Schafhirt *et al.*, 2016 investigated the effect of foundation stiffness on the fatigue damage using the OC3 code comparison turbine from NREL (Jonkman and Musial, 2010). Figure 5 illustrates the fatigue damage sensitivity to natural frequency changes. The figure gives the accumulated fatigue damage in the pile at mudline as function of changes in natural frequency adapted from Schafhirt *et al.*, 2016.

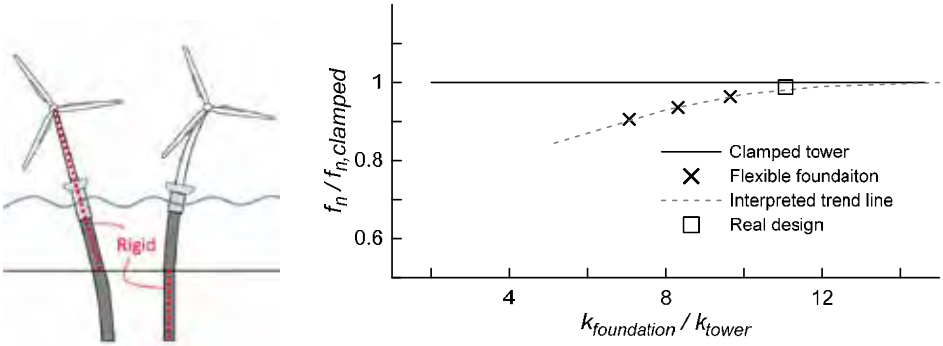


Figure 3 The OWT natural frequency dependency on foundation stiffness a) Fully clamped foundation and fully rigid tower above mudline, b) The OWT natural frequency as function foundation-tower stiffness ratio.

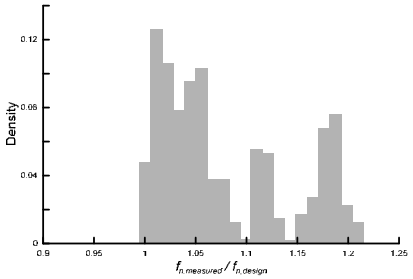


Figure 4 Measured natural frequencies versus frequency predicted in design for more 400 OWT (after Kallehave et al., 2015).

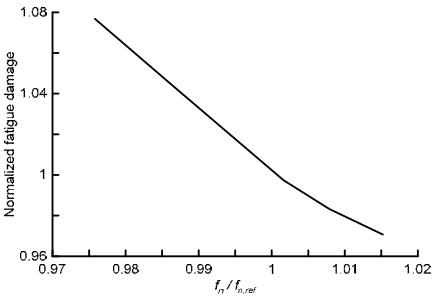


Figure 5 Effect of change in natural frequency on the accumulated fatigue damage (adapted from Schafhirt et al., 2016).

THE REDWIN RESEARCH PROJECT

The impact of the foundation behaviour on the OWT dynamics give a strong incentive to accurately model the dynamic behaviour of the foundation of the OWT in the design. (DNV, 2014) recommend to carry out so called *integrated analyses* in the time domain to ensure a good dynamic representation. These analyses include, wind and wave loads, blade pitch controller, structural dynamics and soil/foundation response. The integrated approach is motivated by the observation that loads and reactions are strongly coupled. The time domain requirement is motivated from the observation that load and reactions are strongly nonlinear. State of the art of integrated analyses today include soil or foundation support, hydrodynamics, aerodynamics, structural dynamics and the blade pitch controller system. In the REDWIN project, the program 3DFloat developed at IFE was used to carry out such analyses (Nygaard *et al.*, 2016). Figure 6 illustrates loads and reaction included in integrated analyses. Figure 7 shows foundation types considered in the project.

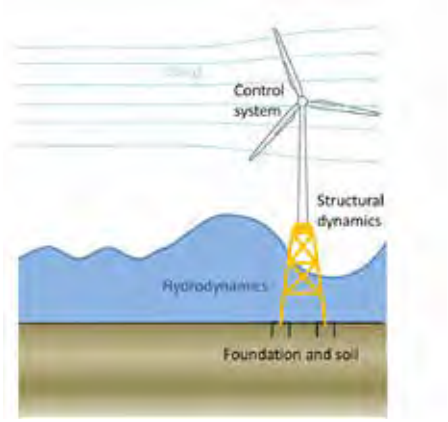


Figure 6 Loads and reaction included in integrated analyses.

Figure 7 Foundation type considered in the REDWIN project.

Several geotechnical disciplines are required to accurately model the soil and the foundation response. Site investigations have to be planned and followed closely accompanied by

laboratory testing. Interpretation of soil parameters and soil characteristics has to carried out prior to computation of the foundation response. Finally, the foundation response has to be described in a mathematical form such that it can be implemented in the integrated analyses. Figure 8 illustrates this chain of activities influencing the foundation stiffness as it finally appears in the integrated structural analyses. The REWWIN project aims to address three of the aspects mentioned below: The computation of the relevant foundation and soil response, their implementation in integrated analyses, and finally assess the effect of the foundation and soil response by integrated analyses. To improve the geotechnical accuracy in the integrated analyses it was clear that a significant gap existed in the chain in Figure 8: The lack of numerical models of the foundation and the soil available for integrated analyses. Thorough work on interpretation of the soil and the geotechnical analyses are difficult to justify if the accuracy cannot be implemented in the integrated dynamic analyses. This made development of soil and foundation models to be implemented in integrated dynamic time-domain analyses to the most important task in the project.

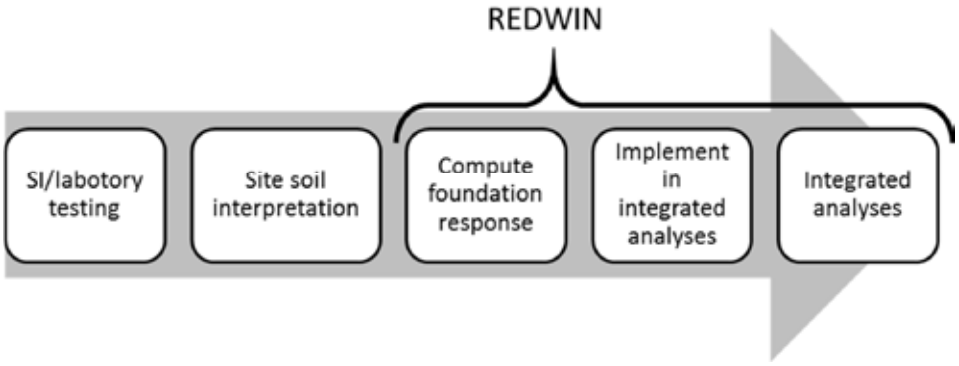


Figure 8 The chain from soil investigations to the response representation in an integrated analyses

SOIL AND FOUNDATION MODELS FOR INTEGRATED ANALYSES

Standard practice today

The numerical models of foundation response that are used in design work today are overly simplified. It is not within the scope of this paper to give a detail review of the different models available, and reference is made to (Page *et al.*, 2016) for a thorough discussion on the topic. However, some comments are included. The models used are mainly simple 1D springs. For shallow and skirted foundations, these are typically linear elastic and defined according to the load level of interest. The soil response is obviously not nonlinear and iterations between structural and geotechnical analyses are often required. This process, which is illustrated in Figure 10, is time consuming, hence costly for developers. In addition, the iterative approach is questionable when the load histories are strongly irregular, as shown in (Skau *et al.*, 2015).

For monopiles, the design approach is more standardized by the use of *p-y* approach where the pile is modelled as a beam and the soil is represented as a series of discrete, uncoupled, non-linear springs. The springs relate the local lateral resistance, p, to the local lateral displacement of the pile, y. Different formulations are proposed depending on the type of soil (sand or clay) and the type of loading (static or cyclic). A detailed description of the approach is given by e.g.

Reese and Van Impe (2010). The current API *p*-y curve formulations, originally developed for slender piles have typically been used in design also for monopiles. The formulations are primarily based on the contributions from Matlock (1970) for laterally loaded piles in clay and from Reese et al. (1974) for laterally loaded piles in sand. The shape of the API curve for clay is given by ε_{50}, the strain at 50 % shear stress mobilization ($\tau/\tau_f = 0.5$). The shortcomings of such a simple formulation can be illustrated by comparing two clays from an offshore wind farm in the North-Sea. Zhang and Andersen, 2017 have shown that the stress-strain DSS curve of a clay has the same shape as the *p-y* curve for a monopile in the same material. Thus, the shape of the DSS-response is directly comparable to the *p-y* curve shape. The stress-strain curves from two static DSS tests shown in Figure 9. The shear stress is normalized by the maximum shear stress and the shear strain are normalized such that the shear strain at 50% mobilization (γ_{50}) is similar for both curves. However, the curves are still very different. The difference in the example may appear obvious for geotechnical engineers, but it challenge the practise of the entire offshore wind industry. The REDWIN models which will be presented later address this challenge by a flexible formulation that can capture greater variety of soil response. Several modified *p-y* curves for monopiles have been suggested the last decade. Most important is the recent PISA project, which revised the *p-y* curves and suggested improved functions based on large scale testing and FEA (Byrne *et al.*, 2015; Burd *et al.*, 2017).

An alternative modelling approach, frequently suggested by researchers to represent shallow foundations, is the macro-element approach. Macro-element models reduce the foundation and the surrounding soil to a force–displacement relation in one point at an interface separating the foundation and the rest of the structure. The term macro-element, first used by (Nova and Montrasio, 1991), has roots back to the pioneering work by (Roscoe and Schofield, 1956) and later by (Butterfield, 1980, 1981). The concept of macro-elements has been further developed for earthquake and offshore applications, e.g. bridge piers and spudcans for jack-ups. The theoretical framework behind macro-element models has been adapted from soil modelling. The early models were developed for static loading within the elasto-plastic framework (Nova and Montrasio, 1991; Martin, 1994). Later, models accounting for cyclic loading were developed in the framework of hyperplasticity (Nguyen-Sy and Houlsby, 2005), hypoplasticity

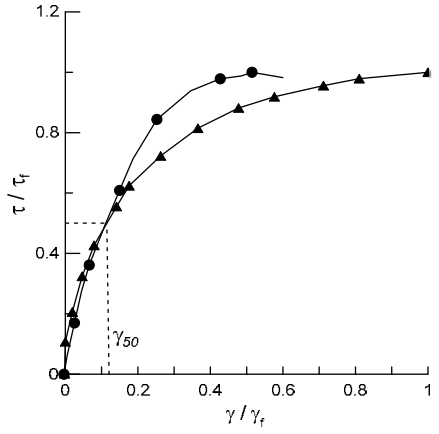


Figure 9 Stress-strian curves from two DSS tests on over consolidated North-sea clay

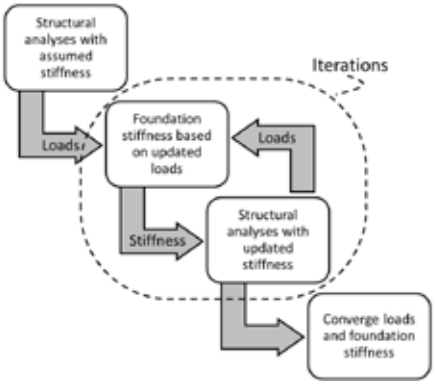


Figure 10 Iteration flow in computation of foundation stiffness

(Salciarini and Tamagnini, 2009) and multi-surface plasticity (Cremer, Pecker and Davenne, 2001). Unfortunately, the models have to a limited degree penetrated into design practise. There may be several reasons for this. However, two appear prominent. While the theoretical formulations of existing models are well documented in multiple papers, the available literature describing usage and case studies is very limited. Secondly, the input parameters are predefined for idealized conditions from model tests. This makes adaption to complicated sites in the field more difficult.

REDWIN FOUNDATION MODELS

The models developed in REDWIN aim to answer the issues raised above. This led to some general principles for model development:

1. Application oriented models such that it is intuitive to choose a suitable model for the problem and foundation type.
2. User interface understandable to practitioners.
3. General models to capture different soils conditions. (Although the accuracy to different conditions will vary).
4. The models should work in time-domain, which means they should exhibit realistic response though a load cycle, e.g. reduction in stiffness as function of load level and produce material damping.

To ensure applicability, it was decided to develop a library of soil/foundations models. The models developed so far have focused on monopiles and shallow skirted foundations. The model developed for shallow skirted foundations is applicable both for gravity based foundations and bucket foundations. For monopile foundations, two models are developed. One model follows the traditional distributed *p-y* curve approach where the monopile foundation is explicitly included the integrated analyses. The second model for monopiles is macro-element where the monopile is represented as a structural boundary at seabed.

The user interface is intuitive since the model input is physical interpretable. Typically, one or several load-displacement response curves have to be specified as model input. This response is typically computed in any project, and the method used to establish the curves are independent of the models itself. It also means that potential degradation effects from cyclic loading can be included in the load – displacement curves specified as input.

The flexibility is obtained by avoiding specific hardening functions and avoid hardcoded relations between the response in different directions. In practice this means that the model can fit very different response curves, e.g. the two stress-strain curves shown in Figure 9.

Mathematical formulation

The models are formulated within the theoretical framework commonly referred to as multi-surface plasticity. In this framework, the plastic component which gradually increases as function of mobilization is the sum of several plastic contributions. Mathematically this is expressed:

$$d\boldsymbol{u} = d\boldsymbol{u}^e + d\boldsymbol{u}^p = d\boldsymbol{u}^e + \sum_{i=1}^{k} d\boldsymbol{u}_i^p(\boldsymbol{F}, \boldsymbol{a}) \tag{1}$$

The displacement increment $d\boldsymbol{u}$ caused by a load increment can be divided up in an elastic part, $d\boldsymbol{u}^e$, and a plastic part $d\boldsymbol{u}^p$. The plastic part is the sum of k contributions. Each contribution is a function of the total loads and the state parameter, which keeps track of the recent load history. The state parameters in the REDWIN models are related to kinematic hardening such that the model produce damping but no accumulation of displacement. The plastic contributions can be formulated in different ways. For REDWIN model 1 (1D), the contribution is defined by a set of internal elasto-plastic springs in parallel as shown in Figure 11a. For the models with 2-6 DOF, the plastic contributions are given by surface translation forced by the movement of the total load point in the load space. Both model principles build on the models suggested by (Iwan, 1967) and are illustrated in Figure 11. Table 1 summarize the models available and the foundation type they are intended for.

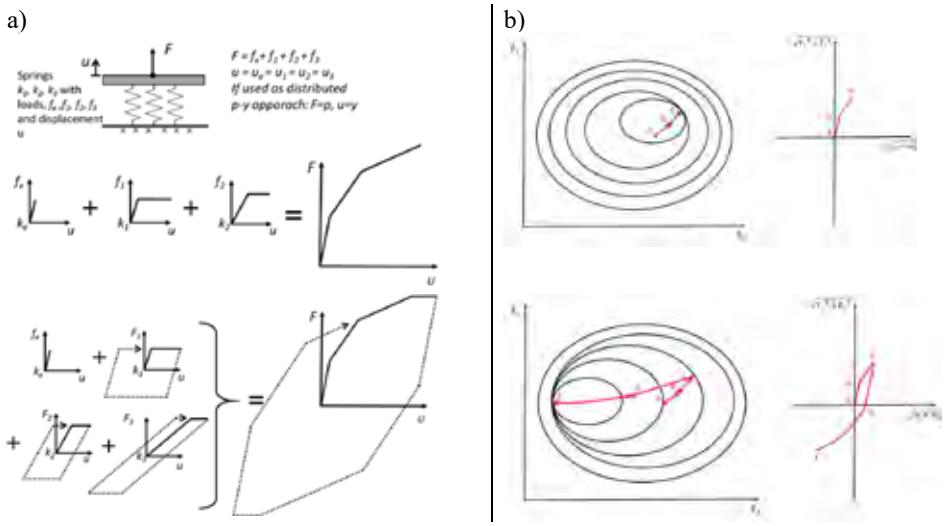
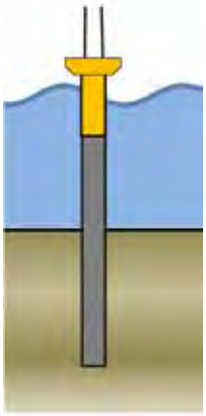
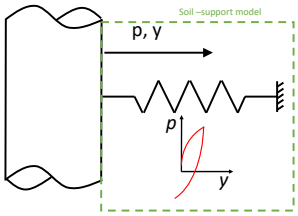
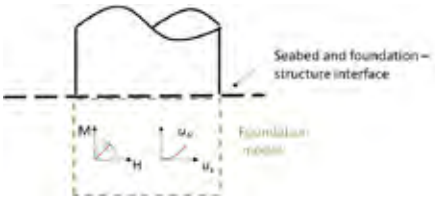
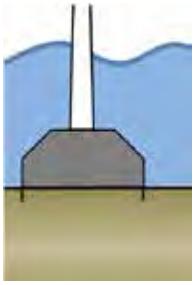
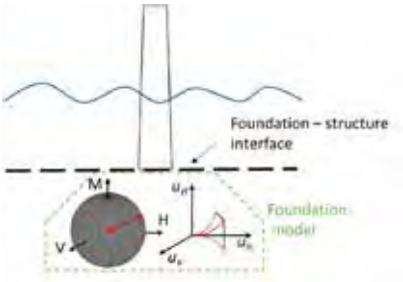
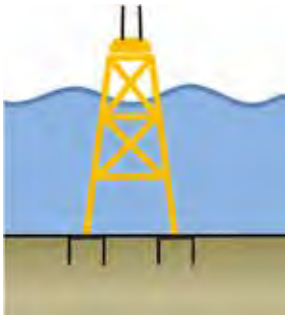
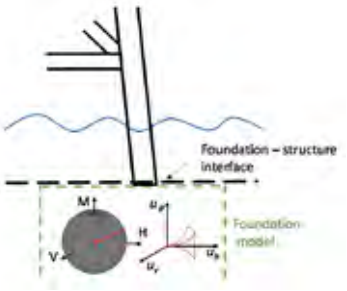


Figure 11 Illustration of the multi-surface plasticity concept a) 1D- parallel coupling, b) 2D-multi-surface translation

Table 1 Foundation types and available soil/foundation models

Foundation and substructre	Model applicable	Loading regime
	Redwin model 1 	Distributed 1D model to be applied to any DOF.
	Redwin model 2 	HM-loading
	Redwin model 3 	VHM-loading
	Redwin model 3 	VHM-loading

Model input

The model behaviour depends on the load-displacement curve input. Facing layered and varying ground conditions offshore, FEA is the most accurate method for establishing a response curve assuming the soil model is suitable and its input is properly defined. Geotechnical engineers are used to deliver load-displacement curves interpreted as a load dependent stiffness input. However, the foundation models in Table 1 will also produce damping through a load cycle. Carswell *et al.* (2015) and Aasen *et al.* (2017) have demonstrated that the foundation/soil damping may influence the design, in particular the fatigue damage. Unfortunately, there is a lack of tools and procedures for computing foundation damping. A procedure was therefore established in the REDWIN project to estimate damping from the soil. The procedure involved the steps from extraction of damping at soil element level to computation of a global foundation damping.

Assessment of foundation damping

The foundation damping of greatest relevance for the OWT is the material or hysteretic damping. The radiation damping is less relevant as it mainly influence the dynamics at higher frequencies. Figure 12 illustrates the steps in the calculation of foundation damping based on the material damping measured in laboratory test.

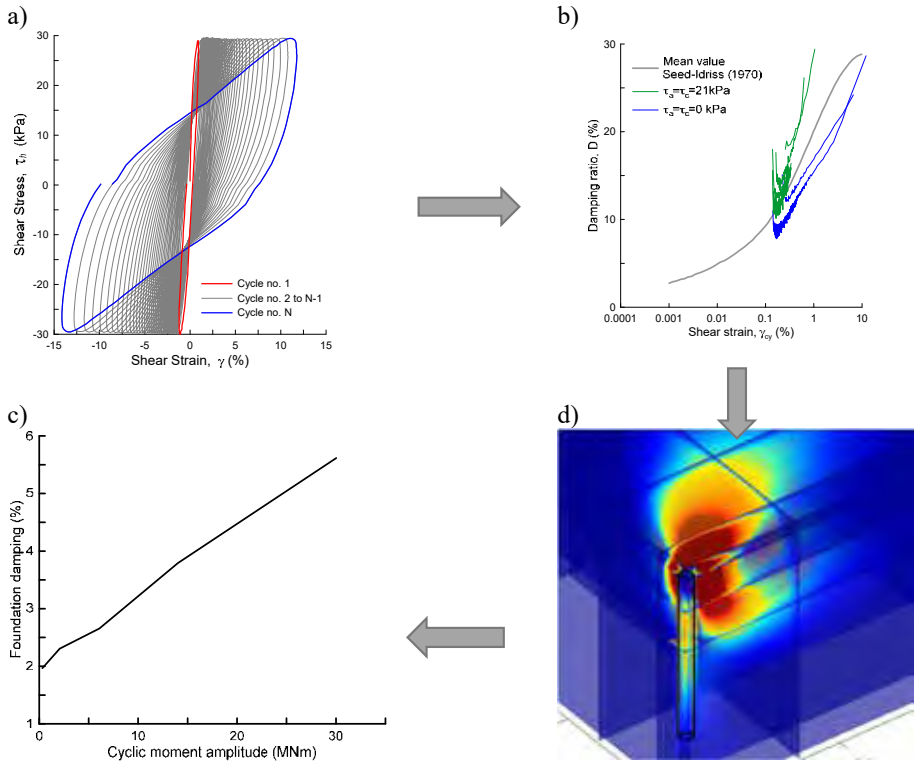


Figure 12 Computation of foundation damping. A) Laboratory sample testing, b) Extraction of damping for the soil element, c) Integration of the damping in soil volume d) Foundation damping as function of cyclic moment amplitude.

These steps are a) Cyclic laboratory testing. b) Soil damping extracted from the tests, determining damping as function of cyclic strain levels. c) Overall foundation damping computed in FEA for the relevant load level by integration of hysteretic energy on soil element level. d) By computing the damping at different loads levels, a damping – load curve for the foundation is established.

The damping produced by the macro-element model, which is based the load-displacement curve input, can be compared with the computed damping. Experience show that the curves agree reasonably well for the load levels critical to OWT. However, the models obey Masing's rule, which may overestimate the damping at high load levels. The procedure suggested by Kaynia and Andersen (2015) may then be applied to find a reasonable approximation.

MODEL DEOMSTRATION

The performance of one of the Redwin models is demonstrated for a layered site with a gravity based foundation supporting a monotower. The Redwin model 3 is suitable for such a foundation and loading regime. No thorough description of the site, load conditions and model input defined is given herein. A thorough description of the model is given in (Skau *et al.*, 2017). However, Figure 13 summarizes some key steps in the process of defining input and producing model response.

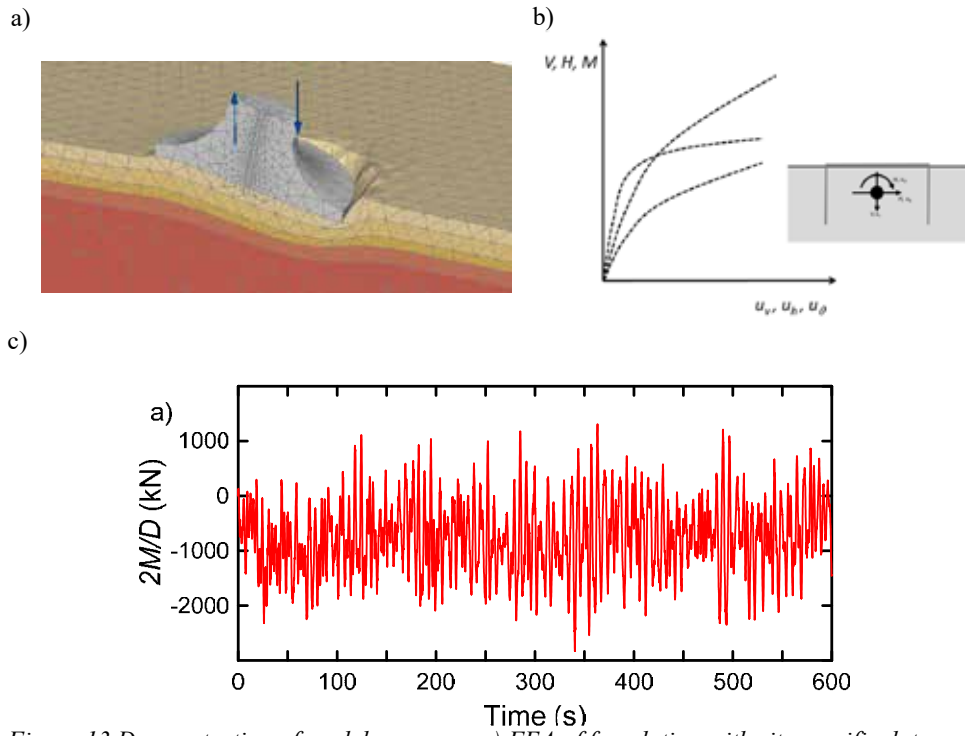


Figure 13 Demonstration of model response. a) FEA of foundation with site spesific data, b) Uniaxial load response as input to model, c) Macro-element response - Moment and rotation through a 10 min time history.

Figure 13a shows the FEA used to compute the uniaxial response (pure vertical, horizontal and moment load) shown in Figure 13b. The response of the macro-element model will then reflect the soil response modelled in the FEA. For dynamic OWT analyses, the response should reflect the cyclic behaviour. Figure 13c shows an example of the moment and rotation response through a 10 min time history.

IMPACT OF THE FOUNDATION MODELS

Studies of the impact of the foundation models will be one of the most important tasks in the project's final year. The studies will reveal insight in how the models influence OWT design compared to conventional models, expressing the effect in quantities such as steel utilization and cost. The studies will also give information on the relative importance on the foundation and soil itself. Some studies have already been carried out, with encouraging conclusions. They indicate that Redwin models are more accurate and have a positive effect on cost. Two studies are briefly summarized herein.

Foundation effect on monopile fatigue damage

The study by Aasen *et al.* (2017) considered the 5MW wind turbine from National Renewable Energy Laboratory (NREL) according to the OC3 Phase II (Jonkman and Musial, 2010). The turbine is supported by a 6m diameter, 36m long monopile installed in medium dense sand. The study investigated the influence of different foundation models on the fatigue damage. The fatigue damage was computed based on time domain analyses in the software 3Dfloat (Nygaard *et al.*, 2016). The modes were all relatively simple but the study revealed important information about the impact the of foundation behaviour on the overall design. This brief recap include results from four foundation models:

A. API *p-y* distributed elements.
B. Linear elastic model at mudline
C. Linear elastic spring at mudline with viscous damper (ca. 1.5 % foundation damping)
D. REDWIN model 1 from Table 1 used as a lumped foundation model applied to the rotational degree of freedom in the depth of the rotation centre.

The computed normalized fatigue damage for the monopile is shown in Figure 14.

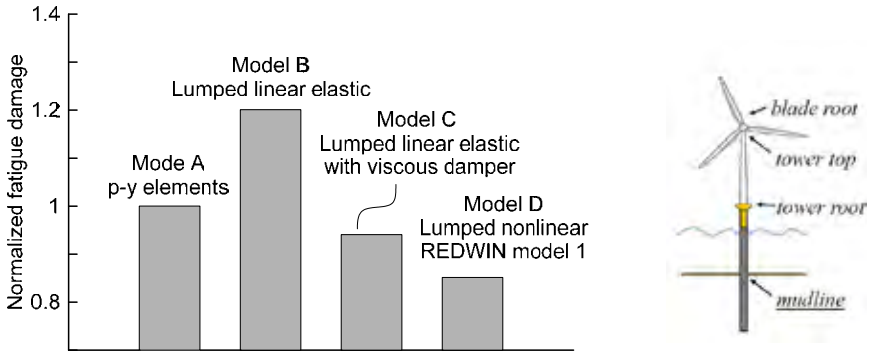


Figure 14 Foundation model influence on fatigue damage at tower root after (Aasen *et al.*, 2017).

The most important observation is that the relative difference on fatigue damage is significant, thus the foundation behaviour has an impact on fatigue – a design driver in monopile design. A closer look also reveals that both stiffness and damping influence the fatigue damage. The stiffness influence can be seen from the difference between model A and B, which has different stiffness and no damping. The damping influence can be seen from the difference between model B and C, which has the same stiffness but 0 and 1.5 % foundation damping respectively. Finally, it is encouraging to see that REDWIN model D, which is considered to be the most accurate model, gives less fatigue damage than the other models.

Prediction of foundation stiffness and natural frequency

The second case considered an offshore wind turbine on a monopile installed in the North Sea. Measured accelerometer data from the turbine were collected over several years of operation and post-processed in the Redwin project. The idling periods are of great interest for the foundation performance as this response is more affected by the foundation stiffness than the response during production. The natural frequency of the first mode was identified for these periods. The post-processing of the measured data contained sample periods with shifting wind and wave direction. The peak spectral density from one of these periods are shown in Figure 15. The natural frequency range predicted in the original design using the *p-y* approach are also indicated on the figure. The natural frequency of the turbine was revised in the REDWIN project by using the REDWIN model 2 from Table 1. A geotechnical 3D FEA was carried out prior to the analyses to establish a moment – rotation curve to be used as input to the model. The 3D FEA used the NGI-ADP soil model (Grimstad, Andresen and Jostad, 2012) and site specific soil data including cyclic testing. The substructure and tower was modelled in detail in 3Dfloat and REDWIN model 2 implemented with the monopile stiffness and damping characteristics. The natural frequency computed by this revised model is also included in Figure 15 for comparison with the measured and original design values. It is evident that the revised model agrees significantly better than the original design. It should be noted that the result was obtained without any tuning of input parameters to bring the computed natural frequency close to the measured.

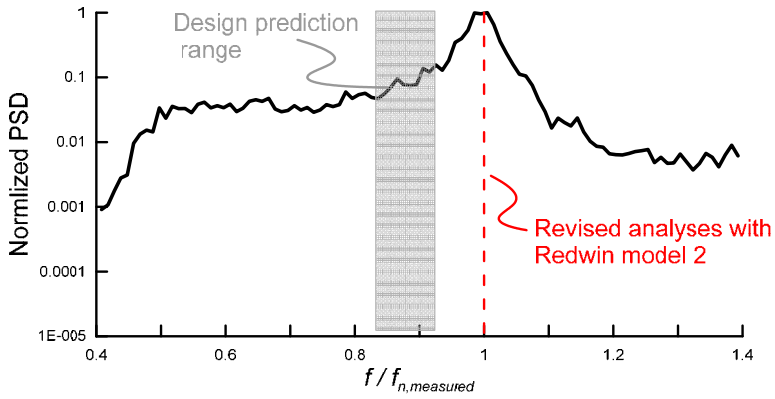


Figure 15 Peak spectral density from measurements showing natural frequency f_n of the first mode compared with original design natural frequency and natural frequency for analyses with Redwin model 2.

CONCLUSIONS

The foundation and soil support models developed in the REDWIN project offer both effective and practical but yet accurate representation of foundation and soil behaviour subjected to cyclic loading. The models are application-oriented linking different foundation types to specific models. The models benefit from being calibrated using FEA, which can capture location-specific properties more accurately compared to e.g. *p-y* curves or other closed form solutions. Comparisons with measured data from the field suggest that the models are more accurate. Numerical parametric studies have been carried out to investigate the effect of the models. These studies indicate that the foundation models significantly influence the design, and that the REDWIN models are beneficial since they include soil damping. More studies have to be carried out to investigate the extension of these conclusion for a greater range of foundation types and conditions.

The models reflect fundamental characteristics of foundations. Thus, they may be applicable to other problems than OWT foundation modelling. In particular, some models may be suitable to model spudcans for jack-ups, earthquake related problems in general and bridges and piers that are dynamically loaded from wind and waves.

The project has helped remove barriers between structural and geotechnical engineers and made it possible to solve design problems with an improved integration.

ACKNOWLEDGEMENTS

The authors would like to acknowledge the valuable contributions from Kristine Ekelid Klingan, Erik Holm, Wolf-Eckart Semm, Jørgen Johansson, Christian Madshus, Knut H. Andersen and Sebastian Schafhirt. The financial support by the Norwegian Research Council and the industrial partners Statoil, Vattenfall and Statkraft through the project ‘Reducing cost of offshore wind by integrated structural and geotechnical design (REDWIN)’, grant no. 243984, is gratefully acknowledged.

REFERENCES

Arany, L., Bhattacharya, S., Macdonald, J. H. G. and Hogan, S. J. (2016) ‘Closed form solution of Eigen frequency of monopile supported offshore wind turbines in deeper waters incorporating stiffness of substructure and SSI’, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 83, pp. 18–32. doi: 10.1016/j.soildyn.2015.12.011.

Bak, C., Zahle, F., Bitsche, R., Kim, T., Yde, A., Henriksen, L. C., Hansen, M. H., Blasques, J. P. A. A., Gaunaa, M. and Natarajan, A. (2013) *The DTU 10-MW Reference Wind Turbine*, *DTU*.

Burd, J. H., Byrne, B. W., Ross, A. M., Houlsby, G. T., Martin, C. M., William, J. A. P. B., Zdravković, L., Taborda, D. M. G., Potts, D. M., Jardine, R. J., Gavin, K., Doherty, P., Igoe, D., Gretlund, J. S., Andrade, M. P. and Wood, A. M. (2017) ‘Design aspects for monopile foundations’, in *Proceedings of the 19th International Conferance on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. Seoul, Korea.

Butterfield, R. (1980) ‘A simple analysis of the load capacity of rigid footings on granular materials’, in *Jornée de Géotechnique, ENTPE, Lyon, France*, pp. 128–134.

Butterfield, R. (1981) ‘Another look at gravity platform foundations’, in *Soil Mech. Found. Engng in Offshore Technology, Udine*.

Byrne, B., McAdam, R., Burd, H., Houlsby, G., Martin, C., c, L., Taborda, D., Potts, D., Jardine, R., Sideri, M., Schroeder, F., Gavin, K., Doherty, P., Igoe, D., Wood, A., Kallehave, D. and Gretlund, J. (2015) ‘New design methods for large diameter piles under lateral loading for offshore wind applications’, in *Frontiers in Offshore Geotechnics III*. CRC Press, pp. 705–710. doi: 10.1201/b18442-96.

Carswell, W., Johansson, J., Løvholt, F., Arwade, S., Madshus, C., DeGroot, D. and Meyers, A. (2015) ‘Foundation damping and the dynamics of offshore wind turbine monopiles’, *Renwable Energy*, 80, pp. 724–736.

Cremer, C., Pecker, A. and Davenne, L. (2001) ‘Cyclic macro-element for soil-structure interaction: material and geometrical non-linearities’, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 25(13), pp. 1257–1284. doi: 10.1002/nag.175.

DNV (2014) *DNV-OS-J101, Design of Offshore Wind Turbine Structures*.

Grimstad, G., Andresen, L. and Jostad, H. P. (2012) ‘NGI-ADP: Anisotropic shear strength model for clay’, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 36(4), pp. 483–497. doi: 10.1002/nag.1016.

Hald, T., Mørch, C., Jensen, L. and Bakmar, K. A. (2009) ‘Revisiting monopile design using py curves. Results from full scale measurements on Horns Rev’, in *Proceedings of European Offshore Wind 2009 Conference*.

Iwan, W. D. (1967) ‘On a Class of Models for the Yielding Behavior of Continuous and Composite Systems’, *Journal of Applied Mechanics*, 34(3), pp. 612–617. doi: 10.1115/1.3607751.

Jonkman, J. and Musial, W. (2010) *Offshore Code Comparison Collaboration (OC3) for IEA Task 23 Offshore Wind Technology and Deployment, Technical Report: NREL/TP-5000-48191*.

Kallehave, D., Byrne, B. W., LeBlanc Thilsted, C. and Mikkelsen, K. K. (2015) ‘Optimization of monopiles for offshore wind turbines’, *Philosophical Transactions of the Royal Society of London A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences*, 373(2035).

Kaynia, A. and Andersen, K. (2015) ‘Development of nonlinear foundation springs for dynamic analysis of platforms’, in *Frontiers in Offshore Geotechnics III*. CRC Press, pp. 1067–1072. doi: 10.1201/b18442-158.

Martin, C. M. (1994) *Physical and numerical modelling of offshore foundations under combined loads*. University of Oxford.

Nguyen-Sy, L. and Houlsby, G. T. (2005) ‘The Theoretical Modelling of a Suction Caisson Foundation using Hyperplasticity Theory.’, in *International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics, 19-21 September*. Perth, Australia: Taylor and Francis, pp. 417–423.

Nova, R. and Montrasio, L. (1991) ‘Settlements of shallow foundations on sand’, *Géotechnique*, 41(2), pp. 243–256. doi: 10.1680/geot.1991.41.2.243.

Nygaard, T. A., De Vaal, J., Pierella, F., Oggiano, L. and Stenbro, R. (2016) ‘Development,

Verification and Validation of 3DFloat; Aero-servo-hydro-elastic Computations of Offshore Structures', *Energy Procedia*, 94, pp. 425–433. doi: 10.1016/j.egypro.2016.09.210.

Page, A. M., Schafhirt, S., Eiksund, G. R., Skau, K. S., Jostad, H. P. and Sturm, H. (2016) 'Alternative numerical pile foundation models for integrated analyses of monopile-based offshore wind turbines', in *Proceedings of the International Offshore and Polar Engineering Conference*.

Pineda, I. and Tardieu, P. (2017) *The European offshore wind industry, Key trends and statistics 2016, WindEurope*.

Renewable Energy Agency, I. (2017) *Innovation Outlook: Offshore Wind*.

Roscoe, K. H. and Schofield, A. N. (1956) 'The stability of short pier foundations in sand: discussion', *British Welding Journal*, p. 343–354.

Salciarini, D. and Tamagnini, C. (2009) 'A hypoplastic macroelement model for shallow foundations under monotonic and cyclic loads', *Acta Geotechnica*, 4(3), pp. 163–176. doi: 10.1007/s11440-009-0087-2.

Schafhirt, S., Page, A., Eiksund, G. R. and Muskulus, M. (2016) 'Influence of Soil Parameters on the Fatigue Lifetime of Offshore Wind Turbines with Monopile Support Structure', *Energy Procedia*, 94, pp. 347–356. doi: 10.1016/j.egypro.2016.09.194.

Skau, K. S., Grimstad, G., Page, A., Eiksund, G. and Jostad, H. P. (2017) 'A bucket foundation macro-element for integrated time domain analyses of offshore wind turbines', *Sumbitted to Jounral of Marine Structures.*

Skau, K. S., Torgersrud, Ø., Jostad, H. P., Hofstede, H. and Hermans, S. (2015) 'Linear and nonlinear foundation response in dynamic analyses of jack-up structures', in *Frontiers in Offshore Geotechnics III - 3rd International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics, ISFOG 2015*.

Zhang, Y. and Andersen, K. H. (2017) 'Scaling of lateral pile p - y response in clay from laboratory stress-strain curves', *Marine Structures*, 53, pp. 124–135. doi: 10.1016/j.marstruc.2017.02.002.

Aasen, S., Page, A. M., Skjolden Skau, K. and Nygaard, T. A. (2017) 'Effect of foundation modelling on the fatigue lifetime of a monopile-based offshore wind turbine', *Wind Energy Science*, 2(2), pp. 361–376. doi: 10.5194/wes-2-361-2017.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2017

GEOTECHNICAL CHALLENGES: SEATON CHANNEL GROUNDING PAD - DECOMMISSIONING OF BRENT DELTA PLATFORM

Geotekniske Utfordringer: Seaton Channel Landingspute – Avvikling av Brent Delta Plattformen

David S. Maloney, Senior Geotechnical Engineer, DNV GL AS

SUMMARY

In the spring of 2017, Shell UK began the process of decommissioning the Brent Field beginning with the removal of the Brent Delta Platform. At 24,200 metric tons, the Brent Delta Platform is the largest single-lift operation performed offshore to date. The lift was performed using the largest offshore construction vessel ever built, *Pioneering Spirit,* which eventually offloaded the platform onto the *Iron Lady,* a 200m by 57m cargo barge built specifically for the transfer of jackets and platforms. Once on the *Iron Lady,* four large tug boats towed the platform into Seaton Channel and positioned it at the quayside for offloading. Due to its large size, the platform was skidded off the barge and onto the quayside, requiring that the barge be fully ballasted and resting on the seafloor. This required the design and construction of a grounding pad which would support the barge and platform, while also resisting potential scour effects from current & wave forces, as well as from propeller wash. Lastly, as the Delta Platform is only the first of the Brent Field to be decommissioned, the grounding pad will need to be durable enough to support future decommissioning of the remaining Brent Field Platforms.

Able UK, who is tasked with receiving and decommissioning the Brent Platforms, asked DNV GL to assist them in the assessment of geotechnical challenges and to develop a simple, cost-effective grounding pad solution which would meet the project requirements. In the end, it was decided that the propeller wash resulting from the towing and placement of the barge could be minimized ensuring a low-flow sea state condition. DNV GL therefore recommended a grounding pad design consisting of 51cm of compacted gravel base course (2-63mm) followed by a 10cm compacted, crushed rock top course (10-20mm). Geotextile filter fabric was used to ensure segregation and to decrease scour susceptibility, while a gabion basket or rip-rap shoulder would protect the made ground from side scour.

INTRODUCTION

Able UK was hired by Shell UK to receive and decommission the Brent Field installations at their Able Seaton Port facility. To do so, a new quay dock, referred to as Quay 6, was constructed in dry conditions and later flooded to receive the barge transported modules. The location of the dock area is shown in Figure 1 below. Able UK had to construct a grounding pad to allow the delivery barge to be fully ballasted onto the dock floor during load-in.

Figure 1 Location of the Dock and Quai 6 in Tees estuary (Able UK, 2016).

Able UK initially hired DNV GL to perform a 3rd party review of the geotechnical stability analyses performed by Able UK and its sub-consultants. Although not the focus of this paper, the overall bearing capacity was found to be acceptable. However, following additional discussions with Able UK, it was agreed that DNV GL would provide technical advisory assistance regarding the functional requirements of the grounding pad with respect to levelness, particle size and elastic stiffness. Specifically, DNV GL was tasked with evaluating the scour susceptibility of the grounding pad, as well as the likely rate of sedimentation from the nearby river.

This paper will therefor focus on DNV GL's role as technical advisor to Abel UK in designing and constructing a grounding pad which will meet the functional requirements outlined by the project.

SITE CONDITIONS

Following the mass excavation of the Quay 6 dry dock, 18 cable percussion borings were executed with Standard Penetration Testing (SPT). Based on the recovered soil samples, together with existing knowledge of the site, an overall geologic model was constructed. Please note that all references to layer thickness are given with respect to the excavated ground surface, which is approximately 14m below terrain surface.

The site is generally overlain by a layer of fill of gravely Clay measuring approximately 1-3m. This is typically followed by a native soft to stiff, silty Clay with discontinuous lenses of sands and gravels, with a layer thickness of approximately 4-8m. Below the native clay is a 1-3m thick layer of Sand which is followed by sandstone bedrock, which measures approximately 10-13m below the bottom of the quay 6 dry dock. Please refer to Figure 2 for the observed soil layering found at quay 6 dry dock.

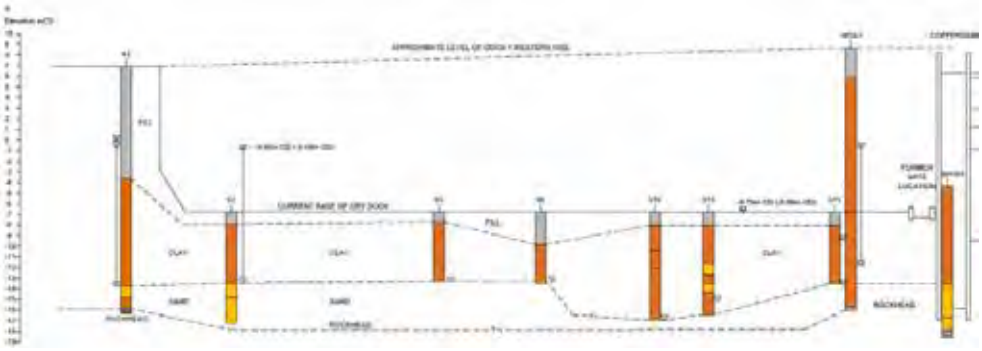


Figure 2 Quay 6 Soil Profiles (Able UK, 2016).

GEOTECHNCIAL CHALLENGES

Given the size and construction of the transport barge, as well as the incredibly heavy platform it is carrying, very strict functional requirements were established regarding the levelness and top course particle size of the grounding pad.

1. The finished ground level (FGL) of the grounding pad shall be within a levelness tolerance of ± 25mm, with no more than 20% of the as-built FGL measured to within ± 50mm.
2. The top course material shall not exceed a particle size of 20mm – subject to scour assessment.

Given that the ground pad is constructed in a dry dock, these requirements may not initially seem very strict, but the dry dock was eventually flooded, exposing the grounding pad to both the possibility of scour, as well as sedimentation. In addition, this ground pad is planned to be used for all in-loading operations from the Brent Field, which means it will be subjected to repeated loading and unloading cycles over several years.

With respect to scour, DNV GL focused on the potential water flow rates from:

- Wind & Waves
- Tides
- River currents
- Barge displacement effects
- Tug operations
- Landing of barge on the grounding

Based on existing studies and experience, DNV GL estimated that the water flow due to waves, tides, wind, river, barge displacement and barge landing, are generally in the range of 0.7-0.8 m/s. However, based on the type of tugs proposed, DNV GL estimated a propeller flow rate of between 2-7 m/s for operations requiring up to 50% thrust, Figure 3. Based on discussions with both Able UK and Shell UK, it was agreed to develop grounding solutions which would consider both the low-flow and high-flow conditions.

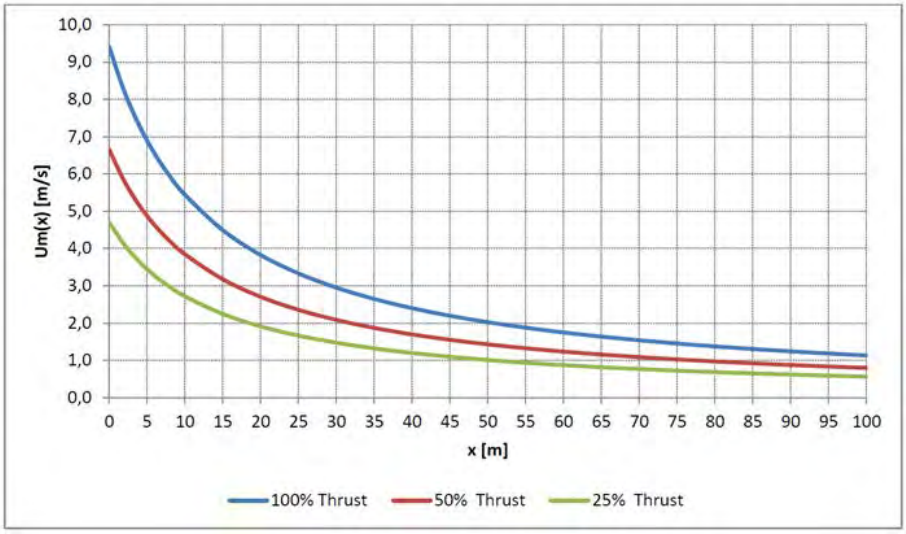


Figure 3 DNV GL Estimation of Support Tug Propeller Flow Rates.

Regarding sedimentation, DNV GL estimated that the accumulated material, based on historical sedimentation and dredging records, could vary between 25mm to 150mm per year.

SOLUTION

To develop a grounding pad solution for either condition, we first estimated the particle size mobility given the proposed flow rates. This was simply performed using Hjulstöm Diagram, see Figure 4 below.

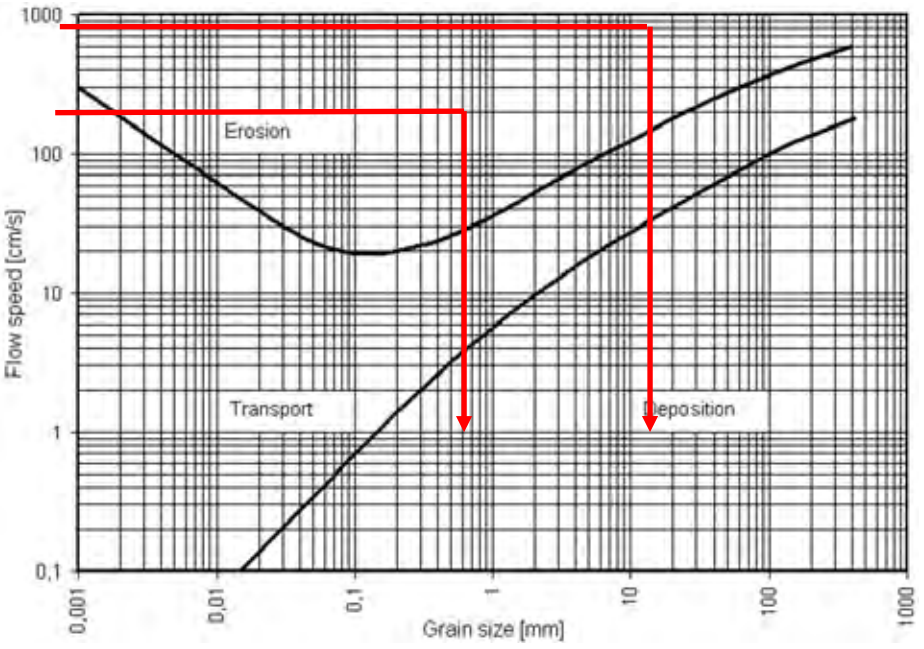


Figure 4 Hjulstöm Diagram with Particle Size Mobility at 1m/s and 7m/s Indicated

We do however note that this approach is very simple and does not properly consider the introduction of near-bed structures and their ability to introduce hydrodynamic forces which could great impact the overall scour susceptibility. This simplification however, was ultimately deemed sufficient given the ability to monitor and, if need be, make repairs to the grounding pad. As can be seen from this approach, the low-flow conditions will mobilize particles of approximately 6mm in diameter, while our high-flow condition will mobilize particles of approximately 400mm in diameter.

Recalling that the functional requirement limits the particle size of the top course to no more than 20mm, it is clear that this is not acceptable for the high-flow condition, while it most likely will be for the low-flow condition. With this in mind, we developed two solutions for the proposed grounding pad.

Low-Flow Condition

DNV GL recommended that the low-flow solution consist of either a gabion basket or rip-rap shoulder which is infilled with a two-course solution, Figure 5. Each course is separated by a geotextile filter fabric to ensure separation. The top course consists of a 10cm thick layer of compacted 10-20mm material. This should be sufficient to resist erosion in the 1m/s flow state and yet small enough as to not harm the barge.

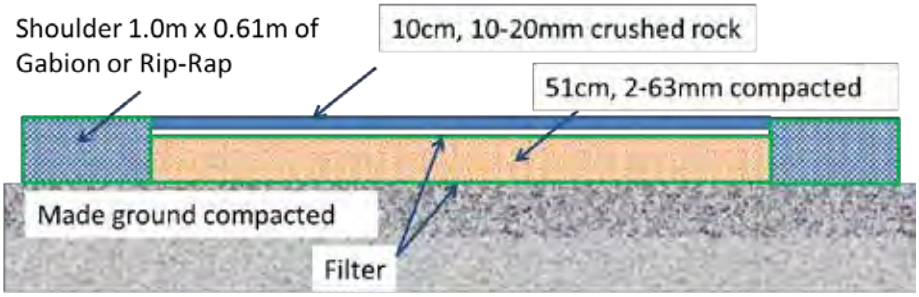


Figure 5 DNV GL Low-Flow Solution

Prior to placement of the ground pad, the made ground must first be prepared. This consisted of:

- Any obvious obstructions or deleterious material shall be removed prior to construction.
- Proof-rolling of the site shall be initially performed using a sufficiently loaded dump/haul truck.
- Any yielding or pumping (overly saturated) areas shall be over-excavated and replaced with suitable imported material.
- Following proof-rolling, the subgrade shall be compacted using the Bomag 213-DH-BVC for a minimum of 2 passes, or until the subgrade is suitably stable. Alternatively, a dynamic roller with static load larger than 5 tons with minimum of 4 passes.

High-Flow Condition

Based on our understanding of the propeller wash resulting from tug support, DNV GL has assumed that the high flow condition will need to be designed for water velocities of 7m/s. As such, the grounding pad will require a surface that can protect the subbase layer and be resistant to erosion at water velocities of 7m/s. Given the limitations on particle size required to protect the barge, crushed aggregate is not a feasible solution. As such, DNV GL recommended using a concrete surface, Figure 6. Concrete is not susceptible to erosion and, if necessary, it can be reinforced to provide additional strength and durability. Lastly, a concrete surface is easy to "clean" should any sediment accumulate during operation.

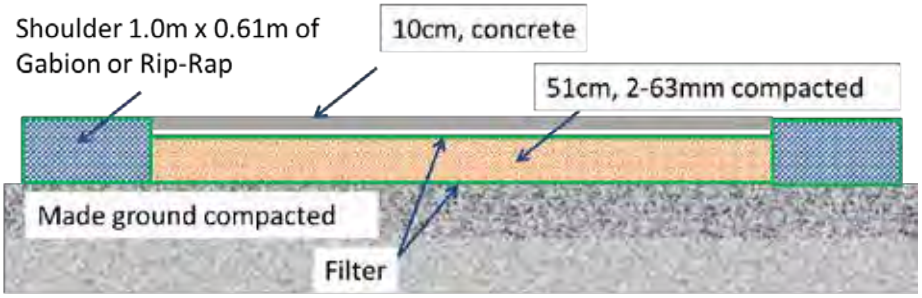


Figure 6 DNV GL High-Flow Solution

Sedimentation

Although there is a potential for large amounts of sedimentation to accumulate on the grounding pads, the infrequent use of these pads allows for adequate time to monitor and, if necessary, clean the grounding pads. As mentioned for the high-flow solution, the concrete surface would be very easy to clear using traditional dredging equipment. However, the low-flow solution consists of a top course of 10-20mm, which in turn may be dredged along with the accumulated sediment. As such, DNV GL recommends that the low-flow solution only be cleaned by divers using portable dredging equipment.

CONCLUSIONS

Based on our proposed solutions, Shell UK, together with the barge/tug operators, determined that a low-flow solution would be achievable through careful operation of the tugs. Abel UK constructed the low-flow solution shown in Figure 5 in late 2016, which successfully supported the in-loading of the Brent Delta Platform on May 10, 2017. Prior to grounding, inspections found approximately 10-15mm of sedimentation which was in-line with our predictions and ultimately deemed acceptable. Further, no erosion from propeller wash was noted following the transfer of the Brent Delta Platform. Overall, the ground pad design has so far met the functional requirements of the project and appears to be stable for future decommissioning efforts from the Brent Field.

REFERENCES

Able UK, 2016. “ASP Quay 6. Shell Brent decommissioning project grounding pad for delta topside load-in design specification”. BDEODC-F-GEN-CX-7880-00001 R01. Draft, February 2016.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2017

ORKLA CITY - BRUK AV 3D MODDELLERING I ET HELT ORDINÆRT PROSJEKT

Orkla City – Use of 3D modeling in an ordinary project.

Martin Dons, Geotekniker, Multiconsult Norge AS

SAMMENDRAG

Byggegropen ved Orkla City er en relativt ordinær byggegrop i Oslo. Gravedybde på ca. 7m i fyllmasser og siltig leire med varierende skjærfasthet. Dybder til berg på ca. 40 meter.

Utgravingen ble utført innenfor spuntveggen hvor det ble benyttet innvendig avstivning med skråstivere ned på støpt arbeidsdekke. Den innvendige avstivningen ble stående frem til dekket over kjelleren var etablert, og hulrommet mellom spunt og kjellervegg tilbakefylt. Dette medførte behov for god koordinering med andre fag. Alle geotekniske konstruksjoner ble derfor modellert i 3D i Revit.

Modelleringen gjorde det enkelt å velge riktig plassering og vinkler på stiverne. Endringer og tegningsproduksjon ble håndtert raskt og effektivt. Gjennom bruk av 3D modell er det enklere å vurdere konsekvensen av endringer i et hektisk byggeprosjekt, og man potensialet for feil som følge av endringer reduseres.

For å henge med i utviklingen er det viktig for vårt fagområde å skaffe seg gode rutiner for 3D modellering av geotekniske konstruksjoner. 3D modellering av geotekniske konstruksjoner kan gi gevinster også i mindre byggeprosjekter både for byggherre, prosjekterende og entreprenør.

SUMMARY

The construction site at Orkla City is a quite ordinary construction pit in the Oslo region. Excavation depth is approx. 7 meter. The soil consist of fill and a silty clay with various shear strength. Depth to bedrock is approx. 40 meter. The sheet pile wall was supported by struts connected to a concrete slab. The struts were in place until the basement was established, and the gap between the sheet pile wall and the basement walls was filled up. Coordination with other disciplines was important. Therefor all geotechnical constructions were modeled in 3D Revit.

A 3D model is a good tool for choosing the right position and angles on the struts. Changes in geometry and drawing production were handled fast. Using a 3D model, simplifies evaluation of influence of changes in a hectic project, and the potential for mistakes can be reduced.

To be a part of the technological development, it is important for our field of expertise to establish good practices for 3D modeling of geotechnical constructions. 3D modeling of geotechnical constructions can give profit to both the project owners, the designers and the contractors in minor construction projects.

INNLEDNING

3D modellering og BIM benyttes i større og større grad i dagens byggeprosjekter. Særlig innen store samferdselsprosjekter og sykehusprosjekter benyttes det modellbasert prosjektering og tegningsløs gjennomføring. Men hva er status for mindre bygg og eiendomsprosjekter? Er geoteknikkfaget med på utviklingen her?

Gjennom prosjektet for nytt hovedkontor for Orkla, Orkla City, skal det forklares hvordan 3D modellering av geotekniske konstruksjoner kan gi en merverdi også til mindre bygg- og eiendomsprosjekter.

PROSJEKTINFO

Orkla City i Drammensveien 149 på Skøyen i Oslo er et nærings og boligbygg med varierende høyde fra 5 etasjer mot Sofienlund i vest, til 16 etasjer mot Askekroken i øst. Prosjektet har høy miljøprofil og oppføres som et energiklasse A-bygg som i tillegg har som ambisjon å oppnå BREEAM-NOR «Excellent» klassifisering. Prosjektet gjennomføres som en totalentreprise med Skanska som totalentreprenør.

Nøkkelinfo/utfordringer for geoteknikeren:

- Gravedybde ca. 7m.
- Grunnvannstand ca. 2m under terreng.
- Fyllmasser over siltig leire.
- Dybder til berg ca. 35-45m.
- Direktefundamenterte, verneverdige bygg i nærheten.
- Sterkt trafikkert vei tett inntil byggegropa.
- Eksisterende konstruksjoner i grunnen, spunt og stag, samt kabler og ledninger.
- Tilkobling til eksisterende parkeringskjeller under nabobygg.

Figur 1: Arkitektens illustrasjon av Orkla City sett fra nord. Vi ser den høye delen på 16 etasjer og en nedtrapping til 5 etasjer ved den verneverdige trehusbebyggelsen Sofienlund.

GRUNNFORHOLD

Det ble utført supplerende grunnundersøkelser i oppstart av detaljprosjekteringen. Grunnundersøkelsene viste en typisk løsmassesammensetning med ca. 2m fyllmasser over middels fast siltig leire, med noe varierende skjærfasthet ned til et tynt morenelag over berg. Undersøkelsen viste dybder til berg på ca. 35-40m.

I den geotekniske prosjekteringen ble det også lagt vekt på tidligere erfaringer fra bygging av nabobygget og følgende er hentet fra tidligere grunnundersøkelser:

«Det er stor variasjon i udrenert skjærstyrke i leirmassene, og grunnundersøkelsene tyder på at det tidligere har gått leirras i området.»

I en erfaringsrapport fra samme prosjekt står det følgende:

«Erfaringene fra utførelsen av grunnarbeidene viste at forholdene varierte mer enn forventet og det ble lokalt registrert områder med relativt bløt leire mens det i andre deler av tomten var meget faste masser»

NABOFORHOLD

Mot nord grenser byggegropa mot Essobygget, som knyttes sammen med Orkla City via parkeringskjelleren. Mot øst ligger Askekroken og Skøyen Atrium. I sør ligger Drammensveien, Ring 2 med en årsdøgntrafikk på over 16000 kjøretøy og Drammensbanen ved Skøyen Stasjon. Mot vest ligger Sofienlund, en vernet trehusbebyggelse bestående av 3 direktefundamenterte bygg.

Figur 2: Oversikt over naboforhold.

ETABLERING AV BYGGEGROP

Trange forhold gjorde det nødvendig med spunt rundt hele byggegropen, unntatt mot eksisterende bygg i nord. På grunn av naboforholdene, skråfjell og store dybder til berg ble bakforankring av spuntveggene vurdert som en lite gunstig løsning. Løsningen som ble valgt var derfor en svevespunt med innvendig avstivning ned mot et støpt arbeidsdekke.

Som følge av usikkerhet rundt lokalt varierende grunnforhold og behov for plassering av mobilkraner og tunge kjøretøy tett inntil spunten var det behov for avstivning av spunten frem til kjellerveggene kunne ta jordtrykket. Det ble benyttet lange aktive hydrauliske stivere som muliggjorde forspenning og enkel flytting og gjenbruk av aktive stivere. Dette ga nødvendig kontroll på deformasjoner og en effektiv arbeidsgang. De lange hydrauliske stiverne ble byttet ut med kortere og mer plassbesparende passive stivere etter at arbeidsdekket var støpt inn mot spunten for å muliggjøre etablering av kjelleretasjen.

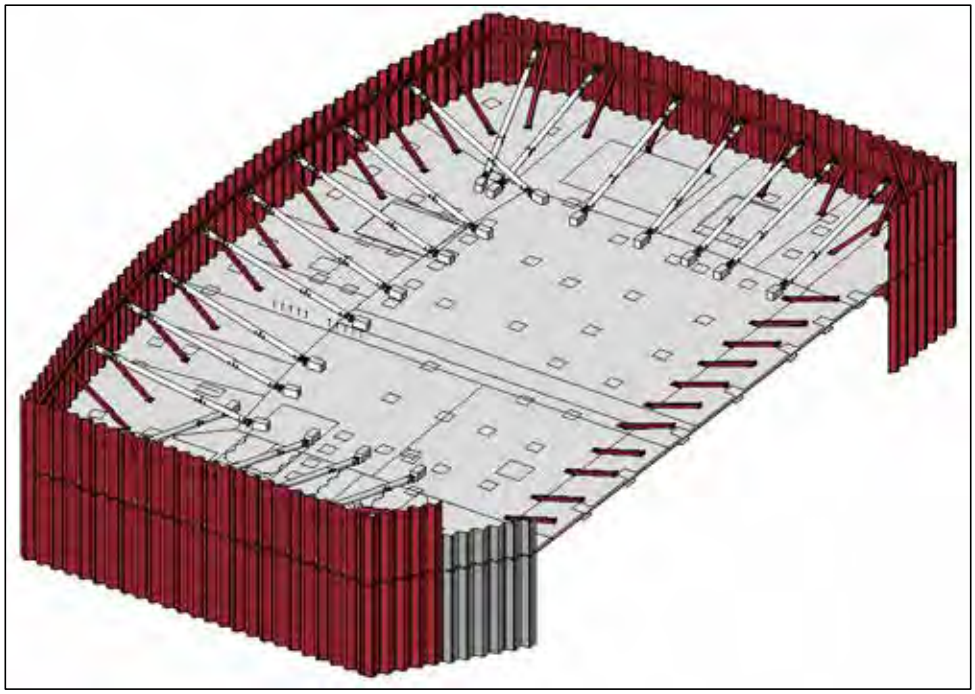
Overordnet arbeidsgang:

1. Ramming av tett spunt rundt hele byggegropa . AZ 18, lengde 16m. Totalt ca. 177 lm spunt, ca. 2830 m^2.
2. Rivning av eksisterende kjeller
3. Uttak av forurensede masser, ca. 2m i hele gropa.
4. Utgraving til planum ca. 7m midt i byggegropa og støp av arbeidsdekke.
5. Montering av innvendige aktive hydrauliske skråstivere ned på arbeidsdekke.
6. Seksjonsvis graving og utstøping av arbeidsdekke inn mot spunt.
7. Flytting av aktive skråstivere og utbytting til kortere passive stivere, HEB-bjelker.
8. Oppføring av kjellerkonstruksjon med gjennomføringer for stivere.
9. Oppfylling mellom spunt og kjellervegg.
10. Fjerning av stivere.

Figur 3: Byggegropa sett fra vest. Vi ser de hydrauliske gule stiverne er i ferd med å byttes ut med kortere stivere og det er klargjort for flytting av de lange stiverne til den vestre spuntveggen. Hydraulikken i de aktive stiverne gjør det mulig å spenne opp de korte stiverne og minimere deformasjonene.

3D MODELLERING AV GEOTEKNISKE KONSTRUKSJONER

Det ble tidlig i prosjektet bestemt at alle fag skulle modellere sine elementer i 3D, også RIG. Spunt og avstivning ble modellert i programmet Revit. Figur 4 viser alle geotekniske komponenter. Vi ser spunt, puter, hydrauliske stivere, korte passive stivere og det konstruktive arbeidsdekket delt inn i seksjoner og med utsparinger for peler og heissjakter.

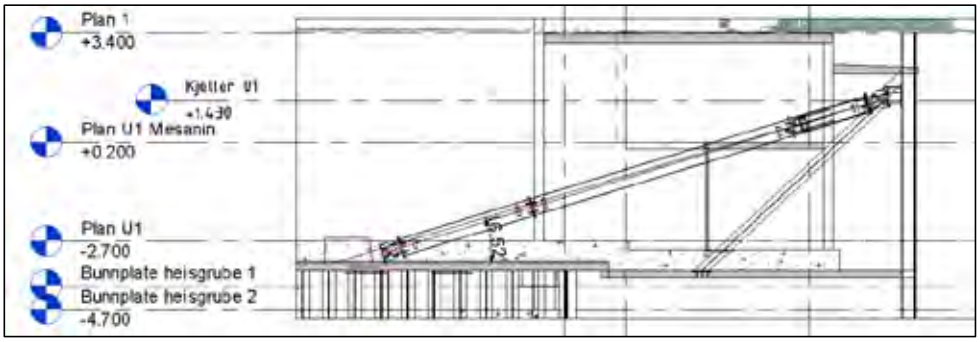


Figur 4: 3D visning av spunt og avstivning. Her er alle elementer vist samtidig.

Arbeid opp mot andre disipliner
Når alle andre fag jobber med modeller i 3D, er det vanskelig for dem å plukke opp avhengigheter opp mot RIG uten at vi har plassert våre geotekniske konstruksjoner, og visa versa.

I dette prosjektet skulle det stå igjen stivere i gropa frem til kjelleren var støpt. Dette gjorde at plasseringen av stiverne var avhengig av vegger og dekker i RIBs modell. Stivernes plassering gjennom bunnplata gjord det nødvendig for RIV å tilpasse plassering av bunnledninger rundt stiverne. Helningen på stiverne ble noen steder tilpasset for å få plass til RIVA sitt fordrøyningsbasseng. Videre ble også modellen benyttet sammen med peleentreprenør for å verifisere tilkomst til alle pelepunktene med peleriggen, samt gjøre mindre horisontaljusteringer for bedring av arbeidsforhold for peleentreprenøren.

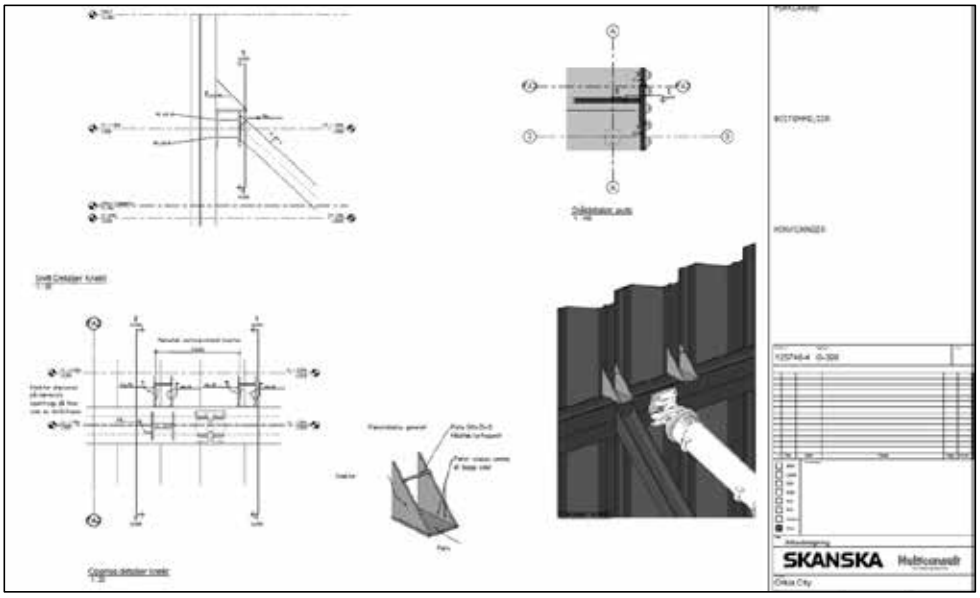
Figur 5 viser et utsnitt av modellen der en kan se at vinkelen på den korteste stiveren er tilpasset slik at den ikke kolliderer med indre vegger og dekker. Dette reduserer behovet for utsparinger. Slike potensielle kollisjoner er enklere å oppdage med en 3D modell. Spesielt dersom geometrien varierer rundt om bygget.



Figur 5: Snitt gjennom spunt og kjeller. Helning på de korte stiverne måtte tilpasses plassering av kjellervegger for å unngå unødige utsparinger.

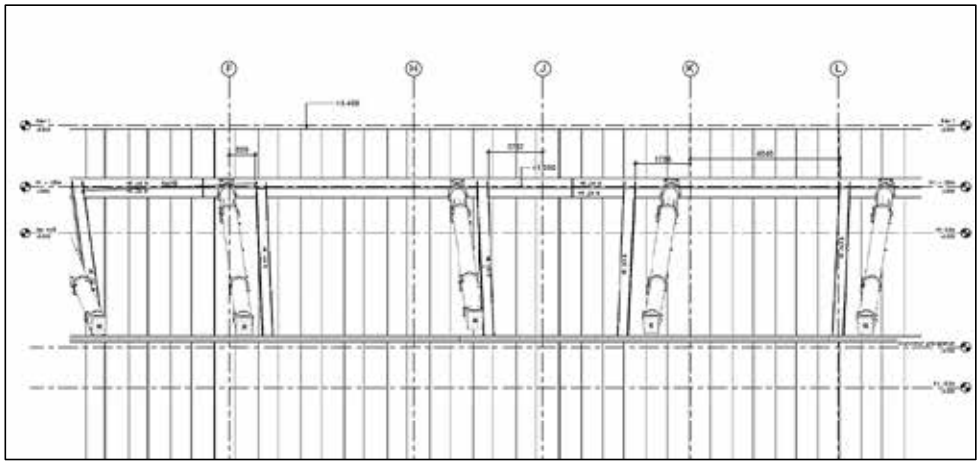
Tegningsproduksjon
Kanskje en gang fremtiden vil alle prosjekter være tegningsløse, men enn så lenge kreves det i de fleste tilfeller gode arbeidstegninger for å få utført godt arbeid.

Dersom det gjøres et grundig arbeid med etablering av modellen, kan snitt og plantegninger enkelt hentes direkte fra modellen, og de ulike fagmodellene kan vises dersom det er ønskelig. Sammen med 3D utklipp fra modellen gir dette meget gode og visuelt beskrivende arbeidstegninger.



Figur 6: Utklipp av arbeidstegning. Kombinasjonen av snitt og plantegninger sammen med utklipp fra modellen gir lett forståelige arbeidstegninger.

Endringer
Det oppstår alltids endringer underveis i et prosjekt. Spuntlinja må flyttes, stivere må vinkles annerledes osv. Dersom det er etablert en god 3D modell, vil slike endringer enkelt kunne gjøres i modellen og alle tegninger blir automatisk oppdatert. Ved bruk av 3D modell er det enklere å vurdere konsekvensen av endringer i et hektisk byggeprosjekt, og potensiale for følgefeil av forhastede endringer reduseres.

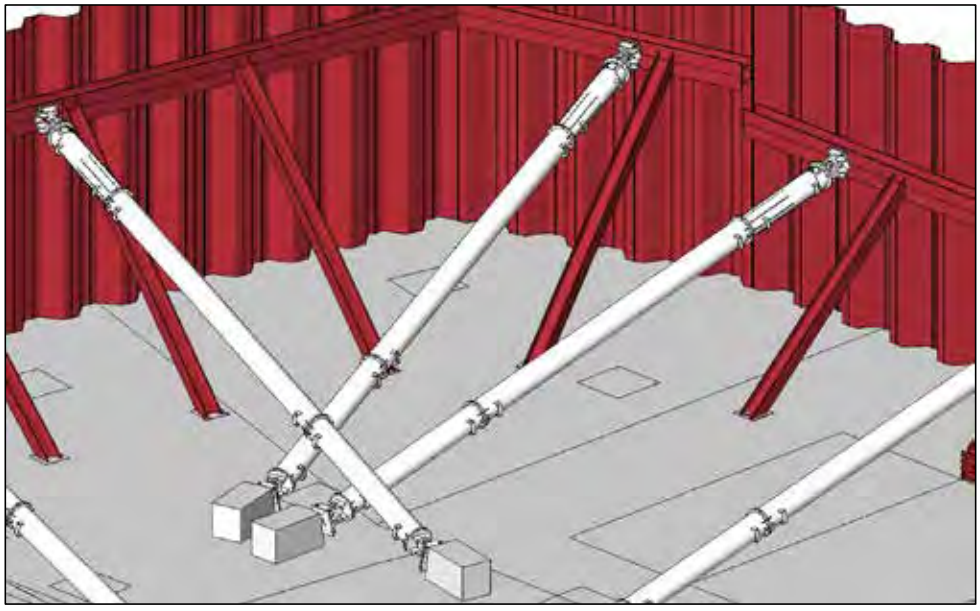


Figur 7: Spuntoppriss. Det ble ved flere anledninger behov for å flytte stiverne i forhold til opprinnelig prosjektert plassering. Spuntoppriss som vist her ble da automatisk oppdatert ved endringer i modellen.

Komplisert geometri

I mange tilfeller kan det være vanskelig å se for seg hvordan ting «egentlig» blir seende ut. Det tegnes opp streker i snitt og plan, men det kan være vanskelig å se sammenhengen. Her er 3D modelleringen til god hjelp da man kan «gå gjennom» modellen og se de ulike problemstillingene fra ulike perspektiver.

I arbeidet på Orkla City var det gunstig å se alle elementene i 3D og ha muligheten for å skru enkeltelementer av og på for i vurderingen av rekkefølge på stiverne, utgraving, tilkomst og etablering av peler.



Figur 8: Kryssende skrå stivere. Plasseringen av disse stiverne ble kontrollert i 3D modellen.

Omfang
Det er en relativt omfattende jobb å etablere en god modell av de geotekniske konstruksjonene. I dette prosjektet har det eksempelvis gått med ca. 150 timer til 3D modellering. Nødvendig omfang av 3D modellering bør derfor alltids vurderes fra prosjekt til prosjekt. Kostnader kan fort tjenes inn ved bedre samprosjektering med andre disipliner, rask og god tegningsproduksjon, fleksibilitet ved endringer og lite feil ved bygging.

Erfaringsmessig viktige huskepunkter
- Koordinatsystem: Husk å avklare hvilket høyde- og koordinatsystem som skal benyttes tidlig i prosjektet.
- Etablering av modellen må gjøres på riktig tidspunkt: Store prinsipielle endringer tidlig i prosjektet krever mye dobbeltarbeid. Mindre endringer mot slutten av prosjekteringen håndteres enklere enn uten modellering.
- Avklar detaljeringsnivå med kunden: Viktig å avklare detaljeringsnivå på modelleringen. For eksempel vet man aldri helt hvor hver enkelt spuntrygg kommer.
- Selv om ting er modellert i detalj, kreves fortsatt dialog for å sikre gjensidig forståelse.

KONKLUSJON

I Orkla City prosjektet ble det lagt ned mye tid i 3D modelleringen av de geotekniske konstruksjonene. Med mer erfaring kunne dette arbeidet vært utført mer strømlinjeformet og krevd mindre ressurser, men vi mener 3D modelleringen fortsatt ga en gevinst til prosjektet gjennom bedre samprosjektering med andre fag og raskere endringshåndtering.

Alle piler peker i retning av mer 3D og BIM i alle prosjekter, også de relativt små og enkle prosjektene. Det er derfor viktig for vårt fagområde å skaffe gode rutiner for 3D modellering av geotekniske konstruksjoner. 3D modellering av geotekniske konstruksjoner kan gi gevinst også i mindre byggeprosjekter, både for byggherre, prosjekterende og entreprenør.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2017

FORENSIC GEOTECHNICAL ENGINEERING / "SAKEN OM DEN BOREDE RØRVEGGEN VED AVLØS STASJON"

Forensic geotechnical engineering / "The case of the bored pile wall at Avløs Station"

Ing. Willem Robert de Bruin, Geovita AS
Tidligere kontorsjef for de Waalpaal Funderingstechnieken BV – Amsterdam

SAMMENDRAG

Som en del av oppgraderingen av Kolsåsbanen er det på Avløs stasjon gjort utvidelser, og i den forbindelse oppført en 180 meter lang og 18 meter høy rørvegg. Gjennom regelmessig oppfølging og kontroll av utførelse ble det underveis konkludert med at installerte sammensatte tverrsnitt ikke var i samsvar med opprinnelig prosjektert situasjon. Mens byggearbeidet pågikk, måtte derfor de konstruktive egenskaper av sammensatt rørprofil revurderes. Oppførelse av selve materialet og sammenstillingen av elementer ble utforsket ved hjelp av "geoteknisk forensisk prosjektering". Denne typen undersøkelse har ledet frem til forslag og anbefalinger for prosjektering av rørvegger, som kan tas i betraktning ved framtidige prosjekter som involverer borede rørvegger. Foreslått metode tar hensyn til:

- Prosjektering av et sammenstilt profil med plastisk i stedet for elastisk oppførsel;
- Beregning av tverrsnitts modul i henhold til oppnåelige materielle egenskaper;
- Prosjektering av sveisearbeider med hensyn til begrensninger i daglig praksis.

Det ble demonstrert at rørveggen ved Avløs stasjon fortsatt tilfredsstilte nåværende prosjekteringsstandard.

SUMMARY

During the construction of a 180 meter long and 18 meter high bored pile wall at Avløs st. for the municipally owned public transporter of Oslo: Sporveien AS, deflections of the wall, the performance of the structural elements and welding were monitored on a regularly basis. With periodical evaluating, it was concluded that the geometry of the cross-section did not meet the design requirements. During construction a reassessment was done on constructive properties of the combined profiles. The performance of materials and the composing of elements used were investigated by "geotechnical forensic engineering". This type of investigation has led to a proposal for future design of bored pile walls. The proposed method accounts for:

- Design of a combined profile with plastic behavior instead of elastic behavior;
- Calculation of the section modulus in accordance with achievable structural properties;
- Design of effective welding with consideration to limitations in daily practice;

It was demonstrated that the bored pile wall still complied with the current design standards.

1 AVLØS STATION

Oppgraderingen av Kolsåsbanen har blant annet omfattet utvidelse av vedlikeholds- og rengjøringsstaller ved Avløs stasjon. Eksisterende stallområde grenset til en langsgående skråning og utvidelsen gjorde det nødvendig å gå inn i deler av skråningen. Figur 1 viser opprinnelig situasjon i området, før utvidelsen, og rød linje angir langsgående skråning. Inngrepet innebar å fjerne deler av skråningen og det ble nødvendig å etablere en støttekonstruksjon for å kunne ta ut masser. Figur 2 viser endelig situasjon etter at utvidelsen er gjennomført, og rød linje markerer etablert støttekonstruksjon.

Figur 1: Flybilde av Avløs stasjon, 2011.

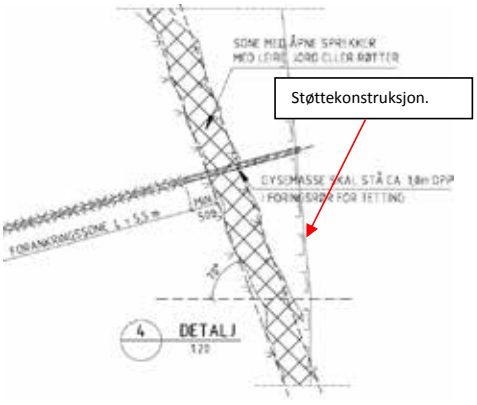
Figur 2: Flybilde over Avløs stasjon, 2016.

1.1 Geologiske utfordringer

Geologien i området tilhører Oslofeltets kambro-silurske sedimentbergarter som består av kalkstein, knollekalk og leirskifer. Figur 3 viser bergartssammensetningen i området. Strøkretningen til de sedimentære bergartene er N55^{o} øst, som er nær parallelt til skjæringen.

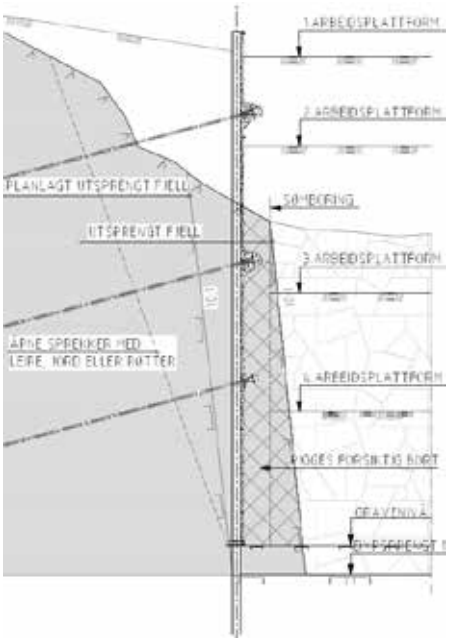
Figur 3: Detalj av geologisk profil.

Lagdelingen til de sedimentære bergartene har et fall på ca. 70° ut av skjæringen, se figur 4. Avstanden mellom lagdelingssprekkene varierer mellom noen få cm til en halv meter.



Figur 4: Skråningsvinkel av sedimentært berg.

Valgt permanent støttekonstruksjon ble boret rørvegg. Rørveggen ble boret fra toppen av skråningen fra ulike nivåer og i det veggen sto ferdig ble massene foran pigget vekk. En prinsippskisse for rørveggen er vist i figur 5. Det ble anvendt borede Ø273mm stålrør med innstøpte HE-160B bjelker. Før pigging ble det sømboret inntil rørveggen med senteravstand 0,5 meter for å sikre skånsomt berguttak.

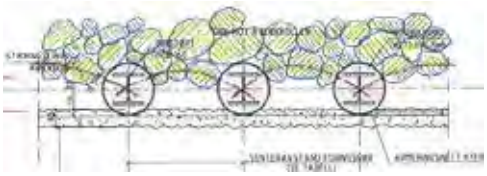


Figur 5: Prinsippskisse for bygging av rørveggen.

1.2 Prosjektering av rørveggen

Rørveggen ble i hovedsak prosjektert etter følgende punkter:

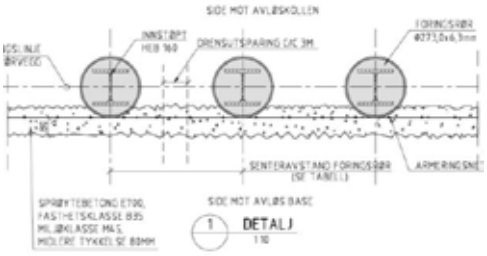
A. Fastsette nødvendig peledimensjon og senteravstand mellom pelene. For valg av senteravstand ble det lagt avgjørende vekt på bakenforliggende masser og såkalt bukkeffekt. På dette området eksisterer det lite praksis eller standardiserte beregningsprosedyrer og nødvendig avstand mellom pelene blir som regel vurdert basert på erfaring fra tilsvarende prosjekter og «*engineering judgement*». Nødvendig senteravstand ble i dette tilfellet vurdert til å være 600mm som, i kombinasjon med et stålrør med diameter Ø273mm, innebar en avstand mellom pelene på 327mm. Dette er illustrert i figur 6.



Figur 6: Indre trykkbue eller "bukk effekt".

B. For kritiske tverrsnitt beregne motstandmoment og stivhet av det sammensatte rørtverrsnittet. Rørveggens motstandmoment og elastisitetsmodul og nødvendige dimensjoner til forankringer. Dette sjekkes både i bruddgrense- og bruksgrensetilstand.

Prosessen resulterte i en rørvegg i henhold til spesifikasjoner og tegninger som vist i figur 7 og tabell 1.



Figur 7: Tverrsnitt av rørveggen.

Spesifikasjoner for rørvegg ved Avløs stasjon.		
Total lengde av rørvegg	177	m
Maksimal høyde	18	m
Totalt antall peler Ø273x6,3	295	St
Total mengde peler Ø273x6,3	3900	m
Total mengde HE160-B bjelker	3900	m
Total mengde doble puter UNP350	300	m
Total lengde av topp-pute UNP400	177	m
Totalt antall forankringer	112	St
Total lengde forankringer	735	m
Total kostnad for material og arbeid	16,5 million	NOK

Tabell 1: Oversikt kostnader og mengder.

1.3 Kontroll og oppfølging

For å oppnå påkrevd kvalitet så ble det i kontrakten stilt krav til oppfølging og kontroll av utførelse og materialkvalitet.

1. Krav stilt til utførelse:

- Posisjoneringstoleranse for stålrør, +/- 100mm i horisontalplanet;
- Installert HE-160B: rotasjonstoleranse om pelens akse i forhold til teoretisk akse maksimalt 1%;
- Retthet kontrolleres ved hjelp av et elektrisk inklinometer;
- Toleranse for maksimal krumning for HE-160B bjelke D = d:1000 med d = kjernediameter (iht. NS-EN 10060);
- Toleranse for kapping av HE-160B bjelker +/- 10mm;
- Krav til vinkelendring i bjelkeskjøter maksimalt 1:500;
- Retthet nedboret foringsrør/borhull i berg: maks. 0,2% vinkelendring over 2 meters rørlengde, eller min. krummningsradius på 600 meter regnet over 6 meters lengde. Måling utføres kontinuerlig i foringsrør og borhull i berg under foringsrør;
- Helningsavvik: 1% (vertikale peler);
- Ved avvik fra et eller flere krav, skal byggherren avgjøre om pelen må vrakes.
- Det ble i tillegg stilt flere krav iht. Statens Vegvesens håndbok 026, men som ikke er listet opp her

2. Krav til materialer og oppnådd kvalitet:

- Vann/sement faktor 0,4 eller mindre, trykkstyrke etter 28 dager 40 MPa og videre betingelser og krav fra den Norske Betongforeningen publikasjon nummer 14;
- Protokollføring ved utførelse av hver enkelt pel, inklusive pelenummerering, innboringsdybde i berg osv.;
- Inspisering av sveis både visuelt og med røntgen;
- Inspisering av sveisenes tetthet ved vanntapsmåling.

Byggherre utarbeidet kontrollplaner for arbeidet og kontrollingeniører fra Spor-veien gjennomførte kontinuerlig kontroller av utførelse og kvalitet. Selve prosessen med installering av rørveggen var kommet svært langt før det ble utført røntgen-kontroll av sveisearbeidene. Resultatene av røntgenkontrollen viste at opptil 60% av utført sveisearbeid ikke tilfredsstilte kravet.

På toppen av dette så ble det klart at testene ikke viste i hvilken grad sveisene oppfylte kravet, de ble kun klassifisert som «*godkjent*» eller «*ikke godkjent*».

I tillegg til det faktum at utførte sveise-arbeider for stålrørene var delvis under-kjent ble det også kjent, etter et besøk av prosjekterende på byggeplass, at toleransekravet, både til rotasjon og sentrisitet til det sammensatte pele tverrsnittet var overskredet. Bildet på figur 8 viser en ferdig installert pel hvor bjelken både er rotert og forskjøvet om pelens akse. Profilene hadde en feilplassering med maksimum 45 grader rotasjon i forhold til teoretisk akse og var i tillegg installert mot indre kant av røret med den konsekvens at det var minimal betongoverdekning mellom profil og rørvegg.

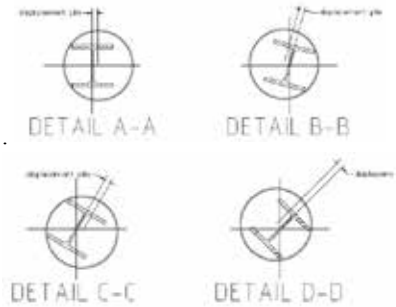
Figur 8: Rotert, eksentrisk og asymmetrisk HE-160B profil.

Etter evalueringen av disse data, ble det konkludert med at kvaliteten av det strukturelle tverrsnittet ikke oppfylte prosjekteringsforutsetningene og det var nødvendig med tiltak.

1.4 Geotechnical Forensic Engineering

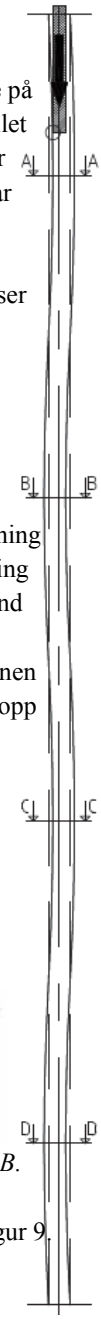
Kontraktsmessige krav til toleranser for plassering av stålprofiler gav begrensninger til maksimalt 1 grad rotasjon. Etter samtaler med utførende på byggeplass for å finne ut hvorfor profilet hadde rotert seg under installasjon, var svaret at: «*det roteres alltid*». Dette var den eneste og enkle forklaringen. Rådgiver tok bilder av «tause vitner», som er vanlig i «forensic»-undersøkelser og begynte å rekonstruere hva som kunne har skjedd. Forklaringen ble veldig enkelt.

Prinsippet er som følger: rettheten til borede stålrør er, som tidligere nevnt, avhengig av flere faktorer: avvik i helning under boring, vinkelendring ved sveising av påfølgende stålrørselement, motstand ved boring med resulterende avvik og krumning av stålrøret. Kombinasjonen av disse ulike faktorene kan skisseres opp som vist i figur 10, som illustrerer hvordan stålrøret avviker fra teoretisk linje.



Figur 9: Rotert, eksentrisk og HE-160B.

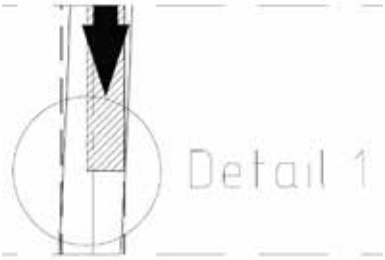
Ulike utfall er vist i tverrsnitt A–D, figur 9.



Figur10: Avvik mellom praktisk og teoretisk plasseringen

Figur 10 viser inkonsekvens av profilet i forhold til teoretisk akse.

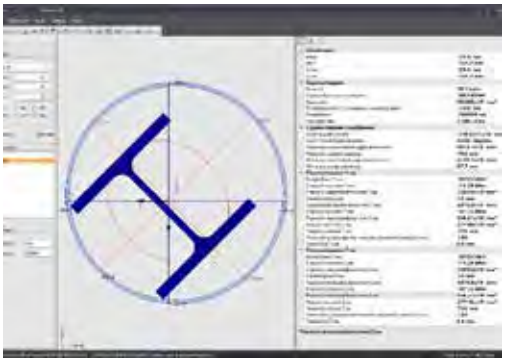
Dersom det installerte stålrøret avviker uregelmessig fra en loddrett akse vil det under installasjon av av stålbjelken kunne oppstå kontakt mellom den vertikale bjelken og rørveggen. Dette er illustrert i figur 11.



Figur 11 Kollisjon/kontakt av profilen med indre side av stålrøret.

HE-profilet vil videre ha en tendens til å følge retningen til det skjeve stålrøret, og konsekvensen er at profilet vil rotere og det vil oppstå avvik fra ren vertikal akse med dybden, slik som vist i figur 9 snitt A – D. Selve rotasjonen er et direkte resultat av profilets egenvekt i kombinasjon med skjevhet av stålrøret. Denne kombinasjonen gir et tilhørende moment som blir for stort til at det kan kontrolleres eller justeres for etter at installasjonen er i gang, og heller ikke etter at profilet er på ferdig installert endelig dybde.

Etter at selve årsaken til rotasjon og forskyving av stålprofilet var etablert, ble neste trinn å kontrollere hvilken påvirkning dette har på den sammensatte pelens egenskaper. Se figur 12 for et bilde av programmet «*Profiel+*» som muliggjør kalkulasjon av et sammensatt profil med forskjøvet og rotert indre profil. Tilhørende egenskaper: momentkapasitet og treghetsmoment i både x- og y-akse blir kalkulert automatisk både plastisk og elastisk.



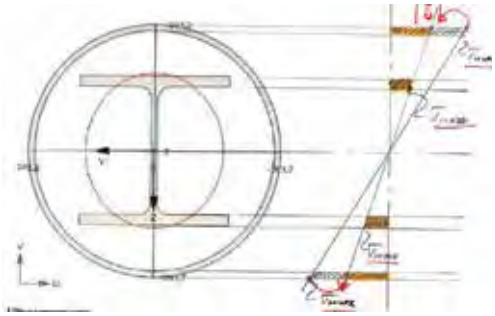
Figur 12: Kalkulasjon av den roterte og asymmetriske sammensatte profil.

Etter bruk av programmet ble moment-bidraget fra betongen i selve tverrsnittet beregnet med bruk av Steiners teorem eller «Steiners sats». Tabell 2 viser en oversikt over beregnet kapasitet for ulike tverrsnitts komposisjoner i kNm/ m rørvegg.

Profil: Ø269x4,3 innstøpt HE160-B	**Profiel+**	**Differanse iht. sentrisk og symmetrisk**	**Profiel+**	**Differanse iht. sentrisk og symmetrisk**
	$M_{y;el;Rd}$ (kNm)	(%)	$M_{y;pl;Rd}$ (kNm)	(%)
Sentrisk og symmetrisk	235	100	369	57
Rotert 15 gr. Symmetrisk	231	-2	362	54
Rotert 30 gr. Symmetrisk	219	-7	342	45
Rotert 45 gr. Symmetrisk	202	-14	311	32
Rotert 45 gr. asym-metrisk	190	-19	312	33
Profil: HE160-B med ignorert betongareal.				

Tabell 2: Oversikt over kapasitet av de ulike sammenstilte profil med tilhørende avvik (kNm/m rørvegg).

Det er ikke korrekt å beregne momentkapasitet ved å summere momentkapasitet av selve røret og HE-profilet, som vist under: $M_{y;el;stålrør}+M_{y;el;HEB160}$ = (78,72 + 105) * senteravstand (1/0,6) = 306,4 (kNm/m). Dette vil gi betraktelig mer kapasitet i forhold til korrekt kalkulert kapasitet. Det skyldes at begge profiler, røret og HE-profilet, ikke har lik avstand fra arealsenter til ytterkant.. Det vil si, som vist i figur 13, at det vil oppstå flyt i stålprofilet før det oppstår i røret.

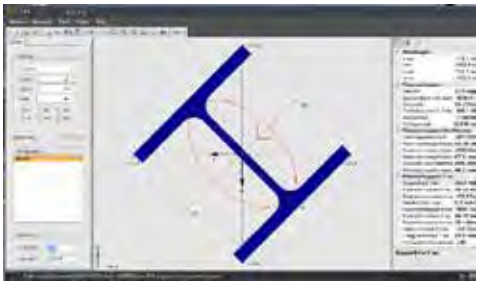


Figur 13: Flytegrense til sammensatt profil.

Kapasiteten av rørveggen ble redusert med 19% ved bruk av elastisk beregningsmetode og omtrent 15% ved plastisk beregningsmetode. Utfordringen med sveisearbeidet ble kartlagt ved å kontrollere protokollføringen av sveiseplasseringen langs de ulike rørene. Kartlagt oversikt viste at av de første elementene som ble boret ble 6 meter boret uten sveis. Det innebar at man over denne lengden hadde full kapasitet, dog etter fradrag av kapasitet grunnet korrosjon. Langs denne delen av rørveggen ble kapasiteten lik summen av rotert profil og betongen rundt denne, samt stålrøret.

Figur 15 viser at kalkulert data fra tabell 2 fortsatt er tilstrekkelig og gir god nok kapasitet for de nedre 6 meter.

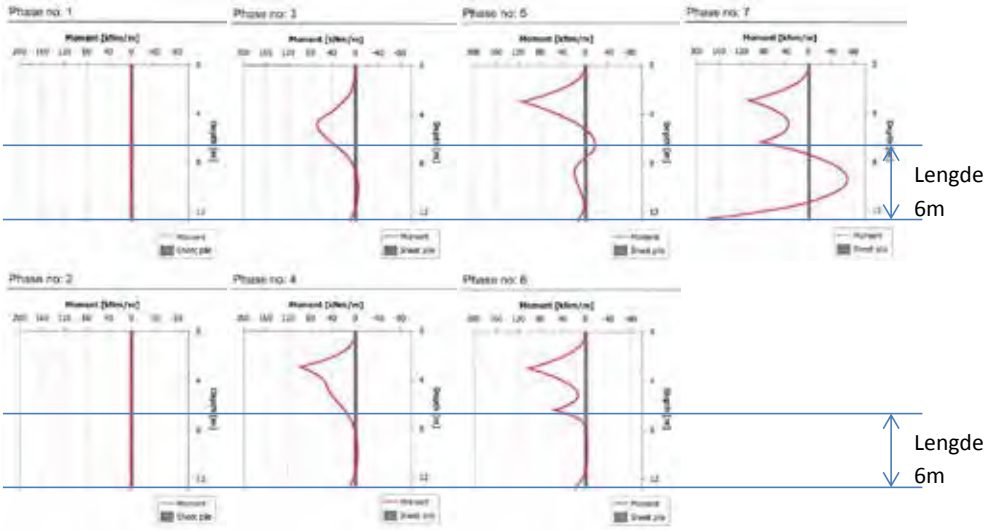
Gjenstående lengde ble kontrollert med kraftig reduserte motstandsmomenter som et resultat av at man valgte å se bort ifra bidraget fra stålrøret, på grunn av underkjent sveis. Oversikten av reduserte motstandsmomenter er gitt i figur 14 og tabell 3. Elastisk kapasitet ble redusert med 64% og plastisk med 40% .



Figur14: Kalkulasjon av rotert profil.

Profil: innstøpt HE160-B uten rør	**Profiel+**	**Differanse iht. sentrisk og symmetrisk**	**Profiel+**	**Differanse iht. sentrisk og symmetrisk**
	$M_{y;el;Rd}$ (kNm)	(%)	$M_{y;pl;Rd}$ (kNm)	(%)
Sentrisk og symmetrisk	176	-25	199	-15
Rotert 15 gr. Symmetrisk	137	-42	192	-18
Rotert 30 gr. Symmetrisk	108	-54	173	-27
Rotert 45 gr. Symmetrisk	84	-64	142	-40
Rotert 45 gr. asym-metrisk	84	-64	142	-40
Profil: HE160-B med ignorert betongareal.				

Tabell 3: Oversikt over kapasitet av roterte, eksentrisk og asymmetrisk sammensatt profil uten stålrør i (kNm/ m rørvegg).



Figur 15: Kartlagte momentkapasiteter versus plasseringen av sveisearbeid.

Andre aspekter som trengte å bli kontrollert inkluderte:

- Lokal knekning
- Skjær
- Torsjonsknekning
- Vipping
- Aksial og lateral knekning

Betongen som dekker hele HE-B profilet fungerer som tverravstiver og stegavstiving og viste seg å være tilstrekkelig etter kontroll. Forankringene med tilhørende puter fungerer som lateral knekningsavstiver med stor reduksjon av kneklengde som resultat.

Kontroll av kapasitet etter installasjon viste at sveising lokasjonsmessig, for framtidige prosjekter, bør være angitt på arbeidstegning. Det innebærer for eksempel at der det er behov for høy momentkapasitet, det være i rør eller puter etc., bør det sjekkes at det ikke samfaller med plasseringen av sveisearbeider.

Redusert skjærkapasitet viste seg å ikke være et problem.

Figur 16: Refundamentering bruene over Keizers-, og Prinsengracht i Amsterdam.

Figur 16 viser et bilde fra innvendig ramming av stålrør for refundamentering. Denne type pel har en samme type avvik som boret rør med avvik i ulike retninger og på ulike dybder. En «*krumme pel beregning*» med oppnådd kapasitet, etter innmåling av selve røret er påkrevd.

KONKLUSJON

Monitorering og kontroll av boret rørvegg viste en betraktelig del av inkonsekvens mellom prosjektering og praksis. Da situasjonen i dette tilfellet viste seg å være løsbar, så er det fortsatt behøv for forbedring av prosjekteringens regime ved siden av informasjonsstrøm mot entreprenør både gjennom kontrakt og tegninger. En boret rørvegg er et «in situ» produkt som bygges i sin helhet på byggeplass, samme som tett spunt /3/ og slissevegg /4/. Disse er derfor annerledes i forhold til ferdige produkter som spunt, betongpeler og stålrørspeler. Hele byggeprosessen bør fagfelle-vurderes på forhånd da senere endringer ofte ikke er gjennomførbare eller er meget kostbare. Ved framtidige prosjekter anbefales det å ta hensyn til følgende retningslinjer:

A. Kalkulasjon av motstandsmoment i samsvar med, og i henhold til oppnåelige strukturelle egenskaper og dimensjoner. Bruk av redusert motstandsmoment, som følge av rotasjon og asymmetri, som et preventivt tiltak;
B. Prosjektering av effektivt sveisearbeid med hensyn til begrensninger i daglig praksis. Homogene rør, uten sveis, der hvor nødvendig momentkapasitet er størst, som et er preventivt tiltak. Eventuelt valg av et større rør;
C. Prosjektering av boret rørvegg med hjelp av plastisk regnemetode i stedet for elastisk regnemetode som korrektivt redskap i tilfelle det er avvik fra den originale prosjekteringen.

Rørveggen er et produkt som ikke ble beskrevet i Eurokodene. Forfatteren tok derfor kontakt med den Norske Speilkomite for Eurokode 7 (arbeidsgruppe CEN/ TC250) og Eurokode 3 del 5: peler (spunt) gjennom en «Systematic review comment» for å kunne ivareta rørveggen som et produkt (anneks A), samt å kunne ivareta begrensninger som en rørvegg medfører.

2 REFERANSE

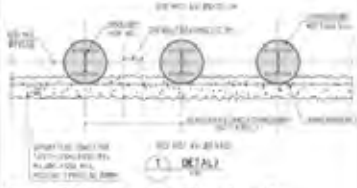
1. *Forensic Geotechnical and Foundation Engineering*, Robert W. Day – McGraw-Hill Education, 04.11.2011;
2. *Silent Witness* - Roxana Ferllini, Firefly books, 01.09.2002;
3. "*Prosjektering og utførelse av tett spunt*", W.R. de Bruin - Geoteknikkdagen 2015.
4. "*Tett slissevegg*", W.R. de Bruin – Geoteknikkdagen 2016.

Figur 17: Boret rørvegg ved Avløs stasjon.

Template for comments and secretariat observations

Date: 2017/05/30	Document: **NS-EN 1993-5:2007+NA:2010**	Project: EN 1991-1-6:2005

Q 1 Do any clauses require editorial or technical correction?
Q 2 Which clauses would benefit from improvements in clarity?
Q 3 Where should the scope of the EN be extended?
Q 4 Where could the EN be shortened?
Q 5 Are there any clauses whose application leads to uneconomic construction?
Q 6 Are there any clauses whose application necessitates excessive design effort?

MB/ NC[1]	Q1 to Q 6	Clause/ Subclause (e.g. 3.1)	Paragraph/ Figure/ Table/ (e.g. Table 1)	Type of comment[2]	Comments	Proposed change	Observations of the secretariat
NO	Q3	5.5	Figure 1-5: Examples of combined walls	ed	There is a figure missing for a bored pile wall:  *Figure 7 Cross section of the pile wall.*	Include a figure of a bored pile wall, bored tube with pored I-beam Bored pile walls are frequently used in Norway, when rammeability of steel sheet pilewalls are not executable.	

1 **MB** = Member body / **NC** = National Committee (enter the ISO 3166 two-letter country code, e.g. CN for China; comments from the ISO/CS editing unit are identified by "*")
2 **Type of comment:** **ge** = general **te** = technical **ed** = editorial

Template for comments and secretariat observations

Date: 2017/05/30	Document: **NS-EN 1993-5:2007+NA:2010**	Project: EN 1991-1-6:2005

Q 1 Do any clauses require editorial or technical correction?
Q 2 Which clauses would benefit from improvements in clarity?
Q 3 Where should the scope of the EN be extended?
Q 4 Where could the EN be shortened?
Q 5 Are there any clauses whose application leads to uneconomic construction?
Q 6 Are there any clauses whose application necessitates excessive design effort?

MB/ NC[1]	Q1 to Q 6	Clause/ Subclause (e.g. 3.1)	Paragraph/ Figure/ Table/ (e.g. Table 1)	Type of comment[2]	Comments	Proposed change	Observations of the secretariat
NO	Q3	5.5.4(6)		te	Taken over from NS-EN 1993-5:2007+NA:2010: "*The effect on the resistance of I-section piles due to the introduction of forces from secondary elements via connections should be taken into account in accordance with EN 1993-1.*". Bored piles have a tendency to create tolerances while boring in both x- and y-direction. With longer bored lengths this cause the tube to be formed as a "snake". Installing of the I-beam afterwards, with little margin in the tube, causes the beam to rotate due to the "snake" shape of the tube and the beams own weight. As a consequence the I-beam is rotated (up to 45 degrees) and asymmetric, resulting in loss of sectional modulus and stiffness.	Implement a table in NS-EN 1993-5:2007+NA:2010 with reduction factors on sectional modulus for combined profiles with "bored piles". Tables with reduction factors for normal combinations (like tubular sheet pile Ø273x6,3 with HE-160B and other combinations) will be chartered for the coming "*Geoteknikkdagen 2017*" For more information, see the following link: http://www.ngm2016.com/uploads/2/1/7/9/21790806/045-004-ngm_2016_-_geotechnical_forensic_engineering_brum.pdf	

1 **MB** = Member body / **NC** = National Committee (enter the ISO 3166 two-letter country code, e.g. CN for China; comments from the ISO/CS editing unit are identified by **)
2 **Type of comment:** **ge** = general **te** = technical **ed** = editorial

Partnere ved
Fjellsprengningsdagen,
Bergmekanikkdagen og
Geoteknikkdagen 2017

GULL:

ORICA

www.orica.no

SØLV:

USED IN 1833 AUSTIN NEVER SINCE

BASF
We create chemistry

CemPro

FORCIT

Glasopor

Norconsult

normet
FOR TOUGH JOBS

Sika®

Arrangører

Norsk forening for Fjellsprengningsteknikk
Norsk Bergmekanikkgruppe
Norsk Geoteknisk Forening

ISBN: 978-82-8208-059-0

www.helli.no