2015

FJELLSPRENGNINGSDAGEN
Oslo, 26. november 2015

BERGMEKANIKKDAGEN
Oslo, 27. november 2015

GEOTEKNIKKDAGEN
Oslo, 27. november 2015

ARRANGØRER:

NFF

NORSK BERGMEKANIKKGRUPPE

NGF 1950 NORSK GEOTEKNISK FORENING

Tekna

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK

Oslo, 26. november 2015

BERGMEKANIKK

Oslo, 27. november 2015

GEOTEKNIKK

Oslo, 27. november 2015

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

Redaksjon:
Kjersti Kvalheim Dunham, Thomas K. Mathiesen, Grete Tvedt, Siri Engen

C Forfatterne, 2015

ISBN: 978-82-8208-047-7

Fjellsprengningsdagen
26. november 2015
Arrangør: *Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk*

Bergmekanikkdagen
27. november 2015
Arrangør: *Norsk Bergmekanikkgruppe*

Geoteknikkdagen
27. november 2015
Arrangør: *Norsk Geoteknisk Forening*

FORORD

Boken inneholder referat fra foredrag på Fjellsprengningsdagen, Bergmekanikkdagen og Geoteknikkdagen, arrangert i Oslo 26. – 27. november 2015.

Årets arrangement er det 53. 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 26. NOVEMBER

FJELLSPRENGNINGSDAGEN 2015

Radisson Blu Scandinavia Hotel, Holbergsgt 30, Oslo

Arrangør: *Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk (NFF)*

Programkomite:

Hanna Rachel Broch, Sweco Norge AS
Kjersti Kvalheim Dunham, Statens vegvesen, Ferjefri E39
Gunnar Gjæringen, Statens vegvesen Region Vest
Stein Erik Hansen, Direktoratet for mineralforvaltning med Bergmesteren for Svalbard
Anne Kathrine Kalager, Jernbaneverket Utbygging
Astrid Salomonsen, Veidekke AS

Møteleder: *Kjersti Kvalheim Dunham, Statens vegvesen, Ferjefri E39*

0900 1. **Åpning – velkommen**
Frode Nilsen, LNS, Formann i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk (NFF)

0920 2 **Mineralutvinning på havbunnen – utopi eller virkelighet?**
Steinar Ellefmo, NTNU

0940 3. **Engebøprosjektet – fremover mot produksjon**
Ivar S. Fossum, Nordic Mining ASA

1000 4. **Sprengning inne på gassproduserende område, Nyhamna Ormen Lange**
Jan Kristiansen, Multiconsult AS

1020 **Pause**

1040 5. **Ceneri Base Tunnel – evaluated and executed excavation methods**
Thomas Jesel, Amberg Engineering Ltd

1100 6. **Norsk tunnelteknologi i asiatisk storby**
Dag Rindal Brox, LNS AS

1120 7. **Disc Cutter / Rock Cutting Technology – A new approach for full size continuous cutting tests and first test results**
Werner Burger, Herrenknecht AG

1140 8. **Historiske 20 minutter – «Vardø – spillet om bru eller tunnel»**
Knut Boge, Høgskolen i Oslo og Akershus

1200 **Lunsj**

Møteleder: *Hanna Rachel Broch, Sweco Norge AS*

1300 9. **Nytt fra NFF – inkl WTC, ITA**
Anne Kathrine Kalager, Jernbaneverket Utbygging

1320 10. **Nye tider i jernbanebransjen – reform, kontraktstrategier, byggemetoder**
Gunnar G. Løvås, Jernbaneverket

1340 11. **Vegtilsynet – Sikkerhetsstyring og tilsynsfunn**
Haakon Innset, Vegtilsynet

1400 12. **Nye Veier AS – hva innebærer det?**
Harald V. Nikolaisen, Nye Veier AS

1420 **Pause**

1440 13. **Permanent vanntett tunnelkledning med sprøytebetong og sprøytbar membran – resultater av forskningsprosjekt på NTNU 2011 - 2015**
Karl Gunnar Holter, PhD-kandidat NTNU

1500 14. **Hazard zonation at the open pit mine Titania AS – «old» and new methods for slope stability analysis**
Kostas Botsialas, Titania AS

1520 15. **Utrasning av veg Osterøy, hvilke tiltak ble iverksatt?**
Asbjørn Øystese, Multiconsult ASA

1540 **Pause**

1600 16. **Oppgradering av tunneler i Statens vegvesen – hva er gjort og hva skal gjøres?**
Gunnar Gjæringen, Statens vegvesen Region Vest

1620 17. **Wiresagede lukesjakter på vannkraftanlegget Lysebotn II**
Peder Ronny Sødal, Implenia Norge AS

1640 18. **E18 Skjeggestad bruer – riving av 230 m betongkassebru med sprengning**
Arvid Veseth, Statens vegvesen Region Sør

1700 **Slutt**

1945 **Fellesmiddag**

FREDAG 27. NOVEMBER

FELLESSESJON BERGMEKANIKK / GEOTEKNIKK 2015

Møteleder: *Grete Tvedt, Statens vegvesen*

0900 19. Grunnvannsenkning under og etter anleggsfasen. Sammenheng mellom ulike undergrunnsanlegg og etterfølgende poretrykkreduksjoner
Kevin Tuttle, Norconsult AS

0920 20. Boreteknikk - State of the art og forslag til forbedrede metoder og Prosedyrer
Geir Veslegard, Hallingdal Bergboring / Einar John Lande, NGI

0940 21. Hvordan kan vi overvåke og varsle fjellskred? Eksempel fra «Mannen» i Romsdalen
Lars Harald Blikra, NVE

1005 22. E18 Bommestad-Sky – utfordringer i byggegrop Bøkeskogen
Marielle Øyvik, Rambøll

1025-1050 Omrigging av salene – kaffe

SESJON BERGMEKANIKK

Arrangør: Norsk Bergmekanikkgruppe (NBG)

Programkomite:
Thomas K. Mathiesen, Norconsult AS (leder NBG)
Øyvind B. Dammyr, NTNU
Mari Nilsen Ervik, Sweco Norge AS
Are Håvard Høien, Statens vegvesen, Vegdirektoratet
Hanne Wiig Sagen, Jernbaneverket Utbygging
Henki Ødegaard, Multiconsult AS

Møteleder: *Thomas K. Mathiesen, Norconsult AS*

1050 23. Lederens 10 minutter
Thomas K. Mathiesen, Norconsult AS (leder av NBG)

1100 24. 3D-nummerisk analyse, Follobanen/Ekebergtunnelene
Kristin Hilde Holmøy, SINTEF Byggforsk

1120 25. Forundersøkelser og ingeniørgeologisk 3D-modellering, Oslofjordtunnelen
Magnus André Sørensen, Multiconsult ASA

1140 26. Brittle failure in hard rocks
Mahdi Shabanimashcool, Høgskolen i Narvik

1200 **Lunsj**

1300 **27.** **Presentasjon av Q-appen fra NGI**
Elin Morgan, NGI

1310 **28.** **Rørskjerm – dimensjonering og design**
Helene Strømsvik, NTNU

1330 **29.** **3D-modellering av vindturbinfundament og –forankring**
Thomas Pabst, NGI

1350 **Pause**

1410 **30.** **Förundersökning i kristallint berg med 3D geofysisk mätning och 3D modellering**
Håkan Mattsson, GeoVista AB

1430 **31.** **Resistivitetsmålinger langs jernbanetunnel Holm- Nykirke. Hva kan vi lære?**
Jan Steinar Rønning, NGU/NTNU

1450 **32.** **Modellering av steinsprang – erfaringer og utfordringer**
Heidi Hefre, NGI

1510 **Slutt**

SESJON GEOTEKNIKK

Arrangør: **Norsk Geoteknisk Forening (NGF)**

Programkomite:
Grete Tvedt, Statens vegvesen (leder NGF)
Guro Brendbekken,
Magnus H. Brubakk, Multiconsult AS
Magnus Rømoen, NGI
Geraldine Sørum, NGI
Vegard Woldsengen, Geovita AS

Møteleder: *Grete Tvedt, Statens vegvesen*

1050 **33.** **Lederens 10 minutter**
Grete Tvedt, Statens vegvesen (leder NGF)

1100 **34.** **Skadeforebygging – Prosjektering og utførelse av tett spunt**
Willem Robert de Bruin, Geovita AS

1120 **35.** **GeoSuite - integrert geoteknisk dimensjonering**
Hans Petter Jostad, NGI

1140	**36.**	**Intercitybanen, Venjar – Hamar. Store utfordringer i grunn-undersøkelsene for Tangen bru** *James Barber, Norconsult Fältgeoteknik AB*
1200		**Lunsj**
1300	**37.**	**HIST – nytt bygg for Handelshøyskolen i Trondheim - brudd i staginnfesting** *Even Øiseth, Rambøll AS*
1320	**38.**	**Borede stålrørspeler i kvikkleireskråning** *Samson A. Degago, Statens vegvesen, Vegdirektoratet*
1340		**Pause**
1410	**39.**	**Urbangeologi; grunnleggende for bærekraftig byutvikling** *Guri Venvik Ganerød, NGU*
1430	**40.**	**Graving i forurensede masser – skadeforebyggende tiltak som er kostnadseffektive** *Vidar Ellefsen, Golder Associates AS*
1450		**Pause**
1520	**41.**	**Stortinget – ny kjeller under 5 etasjes vernet fasade – 250 m kjørekulvert i Oslo sentrum** *Jeremy R. King, Multiconsult ASA*
1540	**42.**	**Sikringstiltak for – og refundamentering av – Skjeggestadbruene etter skredet 2. februar 2015** *Kjell Karlsrud, NGI*
1600		**Slutt**
1700		**Middag på konferansehotellet**

DEL I FJELLSPRENGNINGSDAGEN 2015

1. **Åpning – velkommen**
Frode Nilsen, LNS, Formann i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk (NFF)

2 **Mineralutvinning på havbunnen – utopi eller virkelighet?**
Steinar Ellefmo, Inst. for geologi og bergteknikk, NTNU
Erik Kristian Thon Frimanslund, Inst. for marin teknikk, NTNU

3. **Engebøprosjektet – fremover mot produksjon**
Ivar S. Fossum, Nordic Mining ASA

4. **Sprengning inne på gassproduserende område, Nyhamna Ormen Lange**
Jan Kristiansen, Multiconsult AS, Johnny Helseth, Odd Småge AS

5. **Ceneri Base Tunnel – evaluated and executed excavation methods**
Thomas Jesel, Amberg Engineering Ltd

6. **Norsk tunnelteknologi i asiatisk storby**
Dag Rindal Brox, LNS AS

7. **Disc Cutter / Rock Cutting Technology – A new approach for full size continuous cutting tests and first test results**
Werner Burger, Herrenknecht AG Germany, Ernst Büchi, GEO96, Switzerland
Frédéric Cousseau, Herrenknecht AG, Germany

8. **Historiske 20 minutter – «Vardø – spillet om bru eller tunnel»**
Knut Boge, Høgskolen i Oslo og Akershus

9. **Nytt fra NFF – inkl WTC, ITA**
Anne Kathrine Kalager, Jernbaneverket Utbygging

10. **Nye tider i jernbanebransjen – reform, kontraktstrategier, byggemetoder**
Gunnar G. Løvås, Jernbaneverket

11. **Vegtilsynet – Sikkerhetsstyring og tilsynsfunn**
Haakon Innset, Vegtilsynet

12. **Nye Veier AS – hva innebærer det?**
Ingrid Dahl Hovland, Nye Veier AS

13. **Permanent vanntett tunnelkledning med sprøytebetong og sprøytbar membran – resultater av forskningsprosjekt på NTNU 2011 - 2015**
Karl Gunnar Holter, PhD-kandidat NTNU

14. **Hazard zonation at the open pit mine Titania AS – «old» and new methods for slope stability analysis**
Kostas Botsialas, Titania AS, Kristin H. Holmøy, SINTEF Byggforsk, Mario Morales. NTNu

15. **Utrasning av veg Osterøy, hvilke tiltak ble iverksatt?**
Asbjørn Øystese, Multiconsult ASA

16. **Oppgradering av tunneler i Statens vegvesen – hva er gjort og hva skal gjøres?**
Gunnar Gjæringen, Statens vegvesen Region Vest

17. **Wiresagede lukesjakter på vannkraftanlegget Lysebotn II**
Peder Ronny Sødal, Implenia Norge AS, Terje Anti Nilsen, Lyse Produksjon AS
Tom Inge Laudal og Trond Brådland, Laudal Anlegg AS

18. **E18 Skjeggestad bruer – riving av 230 m betongkassebru med sprengning**
Arvid Veseth, Statens vegvesen Region Sør, Jarle Bøckmann, AF Decom AS

DEL II **FELLESSESJON BERGMEKANIKK / GEOTEKNIKK 2015**

19. **Grunnvannsenkning under og etter anleggsfasen. Sammenheng mellom ulike undergrunnsanlegg og etterfølgende poretrykkreduksjoner**
Kevin Tuttle, Norconsult AS

20. **Boreteknikk - State of the art og forslag til forbedrede metoder og Prosedyrer**
Geir Veslegard, Hallingdal Bergboring, Einar John Lande, NGI,
Arne Schram Simonsen, Multiconsult AS

21. **Hvordan kan vi overvåke og varsle fjellskred? Eksempel fra «Mannen» i Romsdalen**
Lars Harald Blikra, NVE

22. **E18 Bommestad-Sky – utfordringer i byggegrop Bøkeskogen**
Inger J.M. Søreide, Marielle Øyvik, Rambøll

BERGMEKANIKKDAGEN

23. **Lederens 10 minutter**
Thomas K. Mathiesen, Norconsult AS (leder av NBG)

24. **3D-nummerisk analyse, Follobanen/Ekebergtunnelene**
Kristin Hilde Holmøy, Nghia Q. Trinh, SINTEF Byggforsk
Lise Backer, Jernbaneverket

25. **Forundersøkelser og ingeniørgeologisk 3D-modellering, Oslofjordtunnelen**
Magnus André Sørensen, Kjetil Moen, Karsten Østerås, Multiconsult ASA

26. **Brittle failure in hard rocks**
Mahdi Shabanimashcool, Høgskolen i Narvik

27. **Presentasjon av Q-appen fra NGI**
Elin Morgan, NGI

28. **Rørskjerm – dimensjonering og design**
Helene Strømsvik, NTNU, Eivind Grøv, SINTEF/NTNU
Helen Andersson, Huth & Wien Engineering AS

29. **3D-modellering av vindturbinfundament og –forankring**
Thomas Pabst, Elin K. Morgan, Tore Valstad, NGI
Egil Rasmussen, Veidekke

30. **Förundersökning i kristallint berg med 3D geofysisk mätning och 3D modellering**
Håkan Mattsson, Hans Thunehed, GeoVista AB

31. **Resistivitetsmålinger langs jernbanetunnel Holm- Nykirke. Hva kan vi lære?**
Jan Steinar Rønning, NGU/NTNU, Einar Dalsegg, NGU, Linda Nesje Drageset, Jernbaneverket, Guri Venvik Ganerød, NGU, Hanne Wiig Sagen, Jernbaneverket

32. **Modellering av steinsprang – erfaringer og utfordringer**
Heidi Hefre, Vidar Kveldsvik, Kristine Helene Hetland Ekseth, NGI

GEOTEKNIKKDAGEN

33. **Lederens 10 minutter**
Grete Tvedt, Statens vegvesen (leder NGF)

34. **Skadeforebygging – Prosjektering og utførelse av tett spunt**
Willem Robert de Bruin, Geovita AS

35. **GeoSuite - integrert geoteknisk dimensjonering**
Suzanne Lacasse, Hans Petter Jostad, Yunhee Kim, Jean-Sébastien L'Heureux, NGI, Rolf Sandven, Multiconsult AS, Torbjørn Johansen, Geovita AS

36. **Intercitybanen, Venjar – Hamar. Store utfordringer i grunnunder-søkelsene for Tangen bru**
James Barber, Norconsult Fältgeoteknik AB

37. **HIST – nytt bygg for Handelshøyskolen i Trondheim - brudd i staginnfesting**
Even Øiseth, Rambøll AS

38. **Borede stålrørspeler i kvikkleireskråning**
Samson A. Degago, Steinar Giske, Svein E. Hove, Henrik S. Tømmervik, Ørjan Edvardsen, Statens vegvesen, Vegdirektoratet og Region Midt

39. **Urbangeologi; grunnleggende for bærekraftig byutvikling**
Hans de Beer, Guri Venvik Ganerød, Anna Seither, Magne Vik Bjørkøy, NGU

40. **Graving i forurensede masser – skadeforebyggende tiltak som er kostnadseffektive**
Vidar Ellefsen, Kajsa Onshuus, Golder Associates AS

41. **Stortinget – ny kjeller under 5 etasjes vernet fasade – 250 m kjørekulvert i Oslo sentrum**
Jeremy R. King, Multiconsult ASA

42. **Sikringstiltak for – og refundamentering av – Skjeggestadbruene etter skredet 2. februar 2015**
Kjell Karlsrud, Håkon Heyerdahl, Yunhee Kim, Laura Henderson, NGI

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2015

Frode Nilsen, Leonhard Nilsen & Sønner AS
Formann i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk

ÅPNING - VELKOMMEN

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2015

MINERALUTVINNING PÅ HAVBUNNEN – UTOPI ELLER VIRKELIGHET?

DEEP SEA MINING – A UTOPIAN IDEA OR A REALITY?

Førsteamanuensis Steinar Løve Ellefmo, Institutt for geologi og bergteknikk, NTNU
Masterstudent Erik Kristian Thon Frimanslund, Institutt for marin teknikk, NTNU

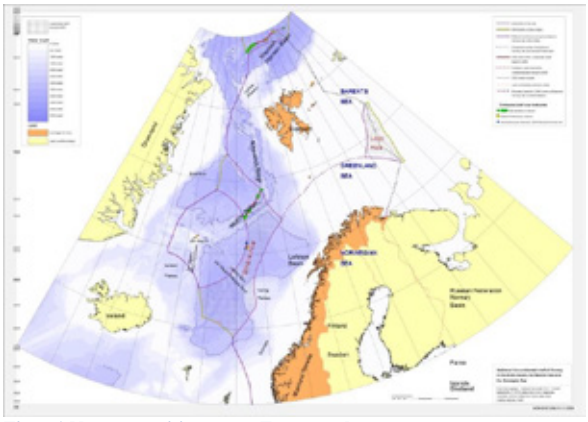
SAMMENDRAG

Store deler av den midtatlantiske ryggen nordøst for Jan Mayen og vest-sørvest for Svalbard er innenfor norsk jurisdiksjon. Internasjonalt er dette unikt. Fra denne ryggen strømmer det opp hydrotermale løsninger. Metallholdige mineraler felles ut fra disse løsningene og avsettes på havbunnen som mineralressurser. Internasjonalt pågår en rekke prosjekt som utreder mulighetene for å starte utvinningen av metaller fra denne typen forekomster. Foredraget vil komme inn på hvilke ressurstyper og -mengder det dreier seg om, samt eksisterende utvinningsteknikker og uløste teknologiske og operasjonelle utfordringer.

SUMMARY

Large parts of the Mid-Atlantic ridge northeast of the island Jan Mayen and west-southwest of Svalbard are inside Norwegian jurisdiction. Internationally, this is unique. Hot, metal containing, hydrothermal fluids exit from chimneys and mix with the cold sea water. The metals settle as metal containing minerals and mineral deposits are formed. Internationally there are a number of projects going on, assessing the potential for starting mining at the deep sea. The paper reviews the resource potential, existing exploitation technologies and addresses some of the unsolved technological and operational challenges.

INNLEDNING



Figur 1 Norges maritime sone. En av verdens største.

Norge forvalter en av de største maritime sonene i verden; over 2 millioner kvadratkilometer. Se Figur 1.

Store deler av den midtatlantiske ryggen nordover fra Jan Mayen faller innenfor denne sonen. I tilknytning til denne sonen dannes det malmer som kan assosieres med hydrotermale løsninger som kommer opp langs sprekkesystemer og feller metallholdige mineraler på og i havbunnen. Ikke identiske, men tilsvarende malmdannende prosesser dannet for mange millioner år siden forekomstene på f.eks. Røros og Løkken.

Forekomster utenfor nasjonal jurisdiksjon (i det som kalles «the Area») forvaltes av ISA; Internatinal Seabed Authority. Søknader om leting etter og eventuell utnyttelse av forekomster i «the Area» må stilles til ISA og aktiviteten må følge ISA sine regler. Fordi områdene nord for Jan Mayen ligger innenfor norsk jurisdiksjon (på det som kalles den utvidete norske kontinentalsokkelen), gir det Norge en unik mulighet til å forvalte disse forekomstene på en forsvarlig og bærekraftig måte.

Studier gjennomført av universitetet i Bergen og senter for geobiologi (f.eks. Pedersen et al., 2010) har påvist forekomster innenfor norsk jurisdiksjon, disse inkluderer Loki's Castle, Soria Moria, Copper Hill, Troll Wall og Mohn's Treasure. Disse føyer seg inn i rekken av forekomster funnet på den midtatlantiske ryggen som for eksempel den store Trans-Atlantic Geotraverse (TAG) (Rona et al., 1986) og Lucky Strike (Bogdanov et al. 2006).

Til tross for flere funn, kjenner vi svært lite til ressurspotensialet, biologien, samt til eventuelle teknologiske usikkerheter knyttet til forekomstene på den midtatlantiske ryggen generelt og innenfor norsk jurisdiksjon spesielt. Det er stor datamangel og man må ty til modellbaserte fremgangsmåter for å evaluere ressurspotensialet. I arbeidet presentert her er det blitt benyttet en letemodellanalyse for å kvantifisere ressurspotensialet og tilknyttet usikkerhet, og det er blitt gjennomført litteraturstudier for å vurdere utvinningsteknologier.

Verden i dag har et stort behov for metaller og mineraler. Man kan ikke velge å ikke utvinne mineraler. En eventuell utvinning fra havbunnen må derfor veies opp mot utvinning på land. Begge vil ha sine fordeler og ulemper.

Dette arbeidet er ikke en fullstendig gjennomgang av de utfordringer og muligheter tilknyttet en eventuell utvinning av marine mineraler innenfor norsk jurisdiksjon, men fokuserer på ressurspotensialet og enkelte faktorer knyttet til selve utvinningen. Evalueringen av ressurspotensialet baserer seg på arbeid presentert blant annet i Ellefmo et al. (2014), mens teknologiaspektene er vurdert i forbindelse med en masteroppgave ved NTNU.

RESSURSPOTENSIAL INNENFOR NORSK JURISDIKSJON

Forekomsttyper

Denne studien har hatt fokus på massive sulfidmalmer på havbunnen (eng.: Seafloor Massive Sulphide deposits - SMS). Disse forekomstene har betydelige gehalter av kobber, sink, gull og sølv; gehalter vesentlig høyere enn de man finner på land. Avhengig av dannelsesprosessen kan de også inneholde betydelige mengder bly. Deres analog på land er såkalt VMS-forekomster som knyttes til ofiolittsekvenser.

SMS-forekomster er et resultat av aktive og dynamiske geologiske prosesser. Dersom disse prosessene stopper opp, har man et inaktivt hydrotermalt system med tilhørende forekomster.

Metode for estimering av ressurspotensial

For å estimere ressurspotensialet er det blitt benyttet en metodikk som kalles letemodellanalyse. Innenfor et geografisk avgrenset område defineres det en letemodell, som kan karakteriseres av et sett av geologiske trekk. Deretter er fem grunnleggende spørsmål blitt stilt:

1. Hvor er og hva representerer favorable områder (områder som er favorable med hensyn på at de inneholder de «riktige» geologiske trekkene)?
2. Hva er sjansen for at man finner SMS-forekomster innenfor disse favorable områdene?
3. Gitt at forekomstene eksisterer, hvor mange vil vi finne?
4. Hva er størrelsesfordelingen til de forekomstene man forventer å finne?
5. Hvilke metall og hvilken gehaltsfordeling vil de følge?

Gjennom litteraturstudier og studier av havbunnstopografien har man søkt svar på disse spørsmålene.

All input i analysen er gitt av statistiske fordelinger og korrelasjoner er ivaretatt. Aktuelle korrelasjoner kan være mellom parametre som mellom kobber- og sinkgehalt og mellom funnsannsynlighet og definisjonen på hva (tonnasjekrav) en forekomst er. Svarene på spørsmålene blir da probabilistiske med en output som kan visualiseres og beskrives av en statistisk fordeling.

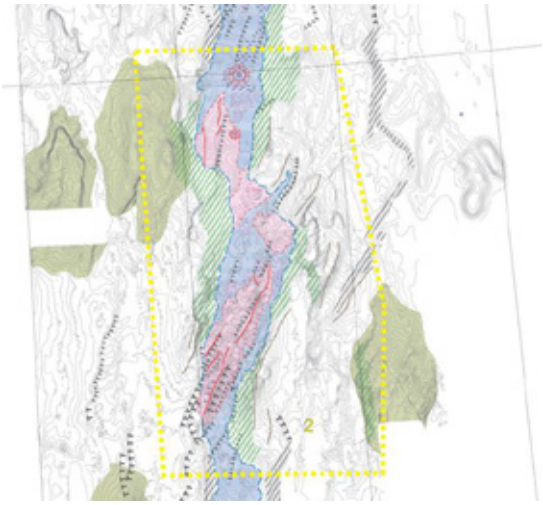
Analysen gir et estimat på hva vi vil kunne finner dersom vi går ut og leter.

Analyse av havbunnstopografien – favorable områder

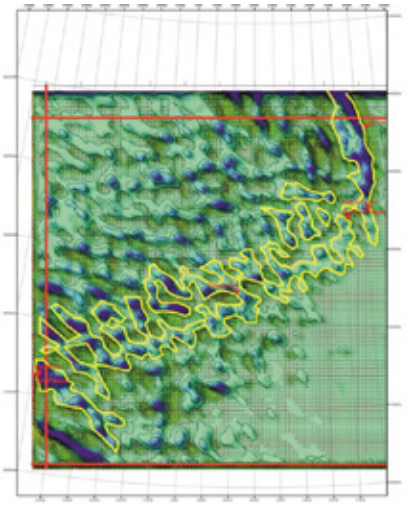
Multistråledataene som er benyttet i dette prosjektet er blitt samlet inn i forbindelse med et geofaglig samarbeidsprosjekt mellom Russland og Norge (IPY-Prosjektet). Ved hjelp av multistråledatene ble det laget en havbunnstopografi. Denne ble analysert gjennom morfostrukturelle analyser og geodynamiske modellering (Cherkashov et al. 2013).

I den morfostrukturelle analysen så man etter visse trekk i topografien som man vet fra tidligere studier er indikatorer for tilstedeværelsen av SMS-forekomster. Dette kan være flate vulkaner, bratte skråninger, forkastninger osv. Dersom flere av disse topografiegenskapene er til stede innenfor et område, blir dette definert som et mulig favorabelt område.

I det geodynamiske modelleringsarbeidet definerte man en modell av havbunnsskorpen (tykkelse og bergmekaniske egenskaper). Den følgende hypotesen var at varierende topografi vil indusere spenninger i skorpen. Spenningsbildet er blitt modellert og man har estimert hvor de tangentielle spenningene er lik null. Her vil ikke sprekker lukkes og hydrotermale løsninger vil kunne ledes mot havbunnen og avsette metallholdige mineraler. Figur 2 viser resultatet fra den morfostrukturelle analysen fra et område på Knipovichryggen som går parallelt med vestkysten til Svalbard. Figur 3 viser null-isolinjen fra den geodynamiske analysen sammen med forekomstene som er funnet på Mohnsryggen som strekker seg nordøstover fra Jan Mayen.



Figur 2 Resultatet av den morfostrukturelle analysen i en avgrenset del av Knipovichryggen. Rosa farge angir forhøyninger, blå fordypninger, grønn skravert område er skråninger assosiert med forkastninger, røde linjer er aksielle høydedrag, sirkulært fenomen nord i området er en vulkan og små svarte «T'er» er mindre forkastningsstrukturer.



Figur 3 Null-isolinjen langs Mohnsryggen som indikerer der estimert tangentialspenningen er lik null. Påviste forekomster indikert av røde prikker.

Fra figur 3 ser man at de påviste forekomstene sammenfaller med null-isolinjen.

De endelige favorable områdene er så definerte gjennom å kombinere resultatene fra den morforstrukturelle analysen og den geodynamiske modelleringen. I alt ble det definert 17 favorable områder.

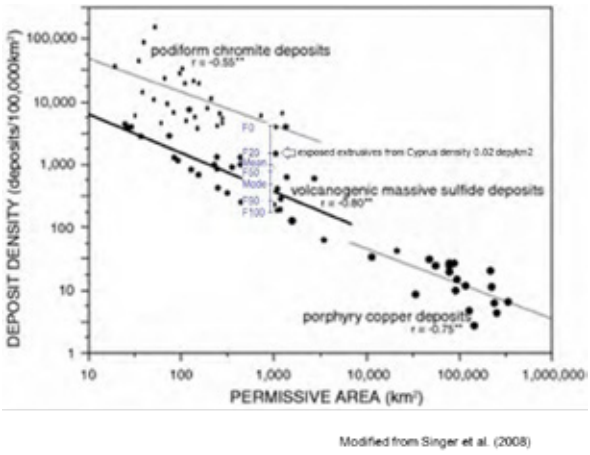
Sannsynlighet

Noen av de favorable områdene inneholder kjente forekomster. Man sier at letemodellen innenfor et slikt favorabelt område er bekreftet. Da er letemodellsannsynligheten lik 1,0 eller 100 %. På grunn av analysene som er gjort for å definere de favorable områdene og kjennskap til denne typen systemer er denne letemodellsannsynligheten satt til 0,9 eller 90 % for ubekreftede favorable områder.

På lokal skala (individuelle SMS-forekomster) er sannsynligheten avhengig av 1) om man har en lokal manifestasjon av hydrotermal aktivitet, 2) om den hydrotermale aktiviteten gir polymetalliske forekomster og 3) om tonnasjen er minst den definerte minste tonnasjen på 1600 tonn. Igjen, gitt analysen som ledet frem til definering av de favorable områdene er 1) og 3) satt til 1,0 og 2) er gitt av den globale fordelingen mellom polymetalliske og ikke-polymetalliske hydrotermalesystemer. Denne er 0,428 eller 42,8 %.

Antall forekomster

For å definere antall forekomster innenfor hvert område er det blitt benyttet analoger. Troodosmassivet på Kypros er blitt vurdert som en relevant analog for de geologiske prosessene som skjer ved den midtatlantiske ryggen.

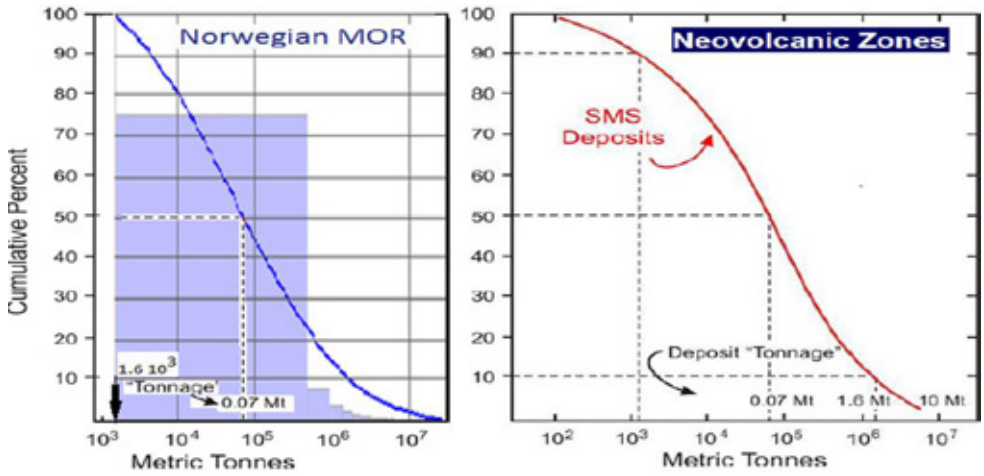


Figur 4 Sammenhengen mellom areal og forekomsttetthet for ulike forekomsttyper

I Figur 4 presenterer Singer et al. (2008) en sammenheng mellom areal og forekomsttetthet for ulike forekomsttyper i Troodosmassivet. For et areal på f.eks. 1000 km^2 gir Singer sin analyse en forekomsttetthet på 0,02 forekomster pr km^2 (VMS-forekomster). I dette arbeidet er det blitt definert en fordeling med en F20 lik denne verdien. Det vil si at det i modellen er 20 % sjanse for at forekomsttettheten innenfor de definerte favorable områdene er større enn 0,02 forekomster pr km^2 og en 80 % sjanse for at tettheten er mindre. Modellen er med andre ord konservativ i forhold til Troodosmassivet.

Gehalts- og størrelsesfordeling

Så lenge man vet lite om forekomstene i dette området, må man benytte analoger og kjente forekomster i tilsvarende områder. Hannington et al. publiserte i 2010 resultatene av et arbeid der de kvantifiserte størrelsesfordelingen til SMS-forekomster i neovulkanske områder langs midthavsrygger. Se Figur 5. Figur a) angir størrelsesfordelingen brukt i denne studien og b) angir størrelsesfordelingen presentert i Hannington et al. (2010). Medianen er den samme, men min- og maksverdien i denne studien er noe høyere. Dette henger sammen med vurderingen av sannsynlighet for funn.



a) b)

Figur 5 a) angir størrelsesfordelingen brukt i denne studien og b) angir størrelsesfordelingen presentert i Hannington et al. (2010). Medianen er den samme, men den foreliggende studien har en noe høyere maksverdi og en høyere minimumsverdi.

Tabell 1 viser mest sannsynlig verdi (mode), gjennomsnitt (mean) og standardavvikene til fordelingene som beskriver gehaltsfordelingen. Fordelingene har en lang hale mot høyre med noen svært få høye verdier. Valget av inputparametre kommer fra globale gehaltsfordelinger (Hannington, et al., 2011) og er justert i forhold til Troodosmassivets forekomster.

Tabell 1 Gehaltsfordeling.

Metal grades	Mode	Mean	Std. dev
Cu metal [wt %]	5.45	5.90	1.35
Zn metal [wt %]	5.74	6.08	1.82
Au metal [ppm]	0.67	1.58	1.91
Ag metal [ppm]	76.7	90.9	44.1

Resultater ressursestimering

Ressurspotensialet langs Mohns- og Knipovichryggen er blitt evaluert og funnet betydelig, men også med en betydelig usikkerhet. Se Tabell 2.

Tabell 2 Resultater – ressurspotensialet langs Mohns- og Knipovichryggen.

Millioner tonn

Metall	Gjennomsnitt	P90	P10
Kobber (Cu)	6,4	0,6	15
Sink (Zn)	6,5	0,6	16
Sølv (Ag)	9901	755	24293
Gull (Au)	170	7	430

En P90 for kobber på 0,6 millioner tonn viser at det er 90 % sjanse for at tonnasjen er større enn 0,6 millioner tonn Cu. En P10 på 15 millioner tonn, viser at det er en 10 % sjanse for at tonnasjen er større en 15 millioner tonn.

UTVINNINGSTEKNOLOGIER

Siden 1970-tallet er ulike konsepter for mineralutvinning på havbunnen blitt presentert, og flere av de testet i modell- eller fullskala. Generelt tar alle konseptene utgangspunkt i at mineralene brytes på havbunnen for deretter å bli blandet med vann til en pumpbar masse (slam). På overflaten blir vannet avvannet og lagret på produksjonsskipet, før malmen sendes med et lastefartøy til land for videre bearbeiding. Slike systemer består av tre hovedkomponenter (Figoni og Chand, 2014):

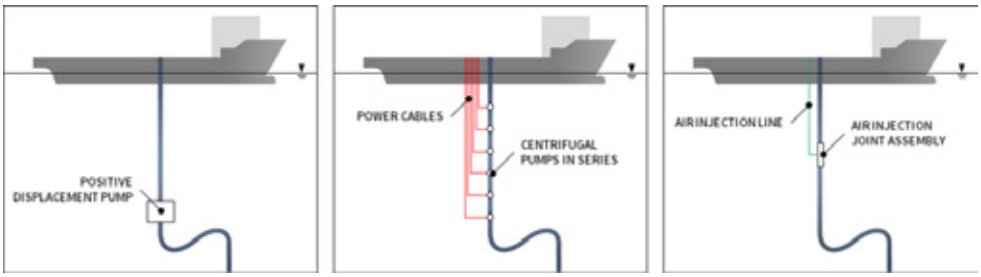
- Havbunnssystem
- Transportsystem under vann
- Overflatesystem

Dagens teknologiske løsninger for utvinning av havbunnsmineraler er basert på eksisterende teknologier fra skips- og olje- og gassindustrien, samt løsninger fra landbasert gruvedrift og mudringsfartøyer. De fleste produksjonskonsepter for undervanns gruvedrift ligner systemet rundt et flytende produksjons- og lagerfartøy (FPSO) for olje og gass.

En sentral del av undervannstransportssystemet er løftesystemet, der valg av pumpeløsning er avgjørende for systemets utforming. Lignende systemer brukes for masseforflytning under

mudringsoperasjoner i grunt vann og allerede sent på 1970-tallet i 1000 meter dype gruver (Leach et al, 2012). Det er tre ulike pumpesystemer tilgjengelig (Figoni og Chand, 2014).

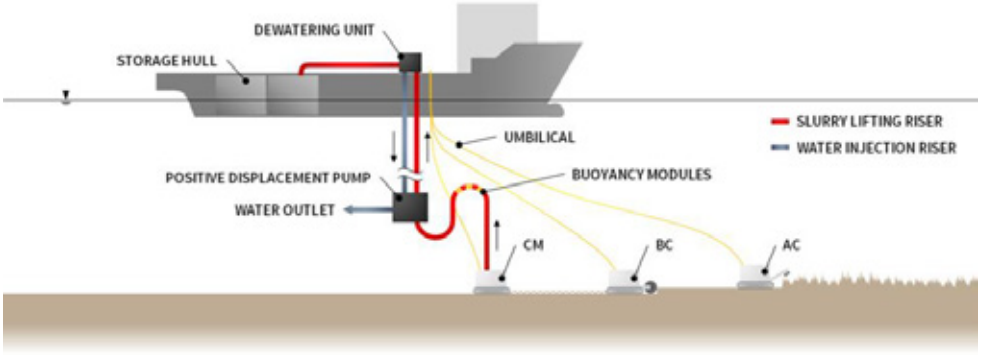
- Fortrengningspumpe;
- Flertrinns sentrifugalpumpe;
- Lufttrykktransport.



Figur 6 Ulike pumpesystemer: (a) fortrengningspumpe; (b) flertrinns sentrifugalpumpe; (c) lufttrykktransport. Modifisert fra Leach et al (2012).

Figur 6 illustrerer ulike pumpesystemer. Førstnevnte er montert nederst på produksjonsstigerøret og leverer høyt trykk, slik at én pumpemodul er tilstrekkelig. Flere pumpekammer opprettholder strømningskontroll for varierende slamparametere. Sentrifugalpumper leverer derimot lavt trykk, noe som gjør at flere pumper må settes etter hverandre for å generere nok kraft for å løfte slammet fra havbunnen til overflaten (Leach et al, 2012). Hver pumpe må ha hver sin kraftkabel, noe som gjør systemet mer komplekst og mindre effektivt. Lufttrykksystemet injiserer kompressorluft fra overflatefartøyet inn i spesiell sammenføyning på stigerøret. Luften reduserer den relative tettheten til slammet og skaper et differensialtrykk på bunnen av stigerøret som resulterer i en løftekraft på slammet. Lufttrykksystemet har alle pumpesystemer på overflaten, noe som forenkler, og reduserer kostnaden forbundet med, vedlikehold og reparasjon. Både lufttrykksystemet og fortrengningspumpen er sensitive til slammets egenskaper (som partikkelstørrelse). Valg av pumpesystem er en optimalisering av pumpeeffektivitet, energiforbruk og krav til reparasjon og vedlikehold.

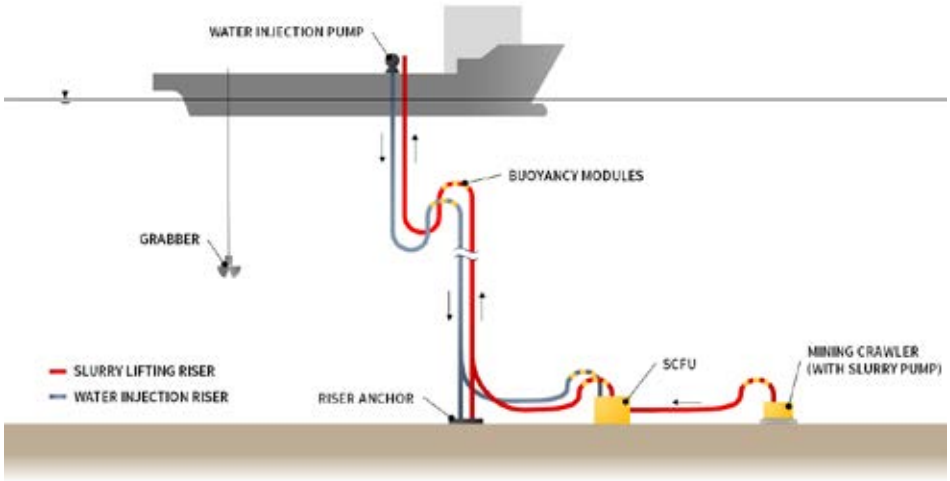
Konsepter for utvinning av mineralforekomster knyttet til SMS er mest relevant for norsk sokkel. Nautilus Minerals er det selskapet som er nærmest å kommersialisere utvinningen av slike forekomster. De utvikler en forekomst på 1600 m havdyp i Bismarcksjøen nord for Papua Ny-Guinea. Forventet produksjonsstart er første kvartal i 2018. Det beskyttede havområdet har sjøtilstander på 3,1 m og 5,6 m for returperioder på henholdsvis 1 og 10 år (Leach et al, 2012). Produksjonssystemet er basert på et løftesystem med fortrengningspumpe. Havbunnssystemet, beskrevet av Smith (2011) og Ridley et al. (2011), består av tre fjernstyrte, beltedrevne kjøretøy som kommuniserer med overflatefartøyet gjennom hver sin styrekabel. De har også hvert sitt system for sjøsetting og innhenting. Den første enheten, en «Auxiliary Cutter», er i stand til å kjøre i ujevnt terreng og jevner sjøbunnen ved hjelp av skjærehoder montert på en utliggerarm. Deretter følger et kraftigere kjøretøy på 250 tonn, en «Bulk Cutter», som kutter forekomsten med en sylinderformet trommelkutter. Videre følger den siste enheten, en «Collecting Machine», som suger inn malmen sammen med sjøvann og pumper slammet til fortrengingspumpen gjennom et fleksibelt stigerør, en såkalt «jumper». Pumpen tar slammet opp til overflaten gjennom produksjonsstigerøret, der malmen avvannes og lagres i tanker for transport. Det overflødige vannet returneres til havbunnen og genererer hydraulisk kraft til fortregningspumpen (Leach et al, 2012). Brytningssystemet er illustrert i Figur 7.



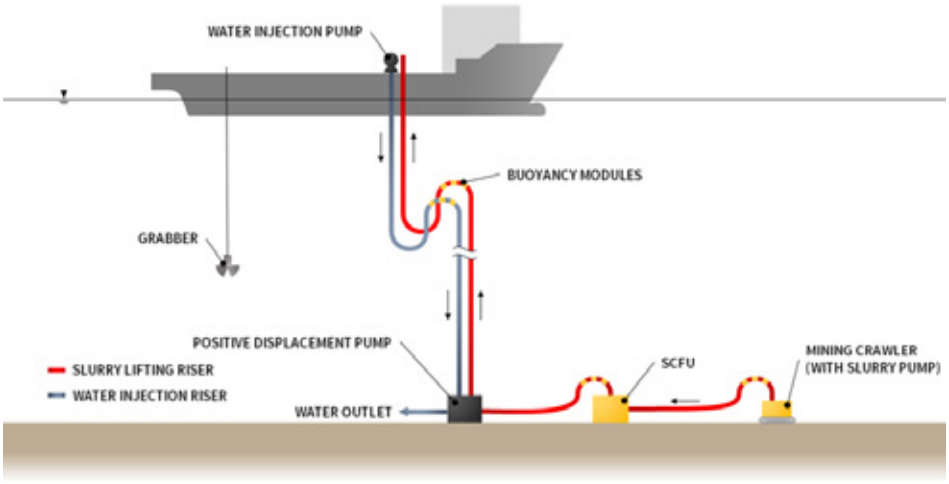
Figur 7 Nautilus Minerals' konsept for mineralutvinning. CM, BC og AC står henholdsvis for «Collecting Machine», «Bulk Cutter» og «Auxiliary Cutter».

Technip har utviklet konsepter som kombinerer et vertikalt og et horisontalt utvinningssystem. Se Figur 8. Det vertikale systemet er i form av en fjernstyrt grabb som samler både skorsteiner og topplaget i området omkring, mens det horisontale er i form av et utvinningskjøretøy. Begge systemene produserer til én enkelt enhet, «Subsea Crushing and Feeding Unit», som samler og knuser malmen til en bestemt størrelse for lettere å kunne pumpe den til overflaten (Paranteau et al, 2013). Enheten mellomlagrer og kontinuerlig mater det fleksible stigerøret med malm. Konseptene er utformet noe ulikt avhengig om vanninjeksjonspumpe, fortrengningspumpe eller lufttrykk er valgt som pumpemetode. Alle konseptene har fleksible stigerør i «steep wave»-konfigurasjon, slik at bevegelsene og kreftene på fartøyet ikke overføres til havbunnssystemet.

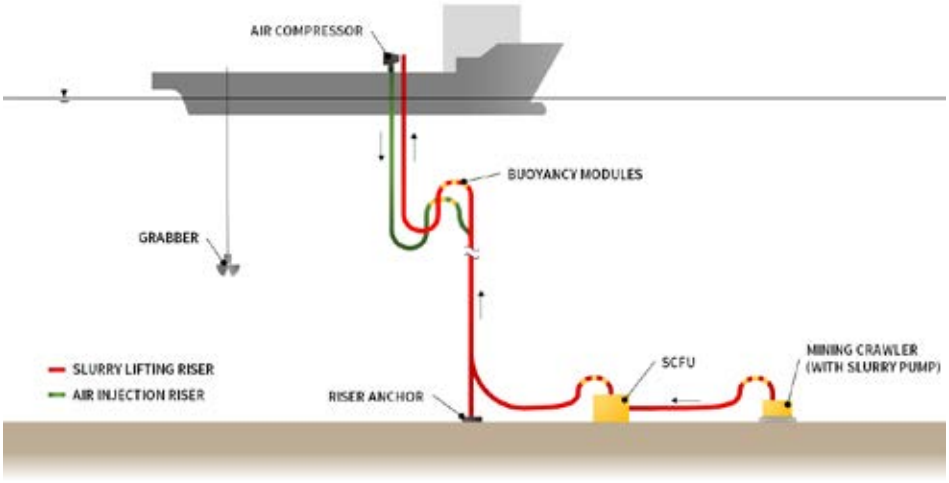
a)



b)

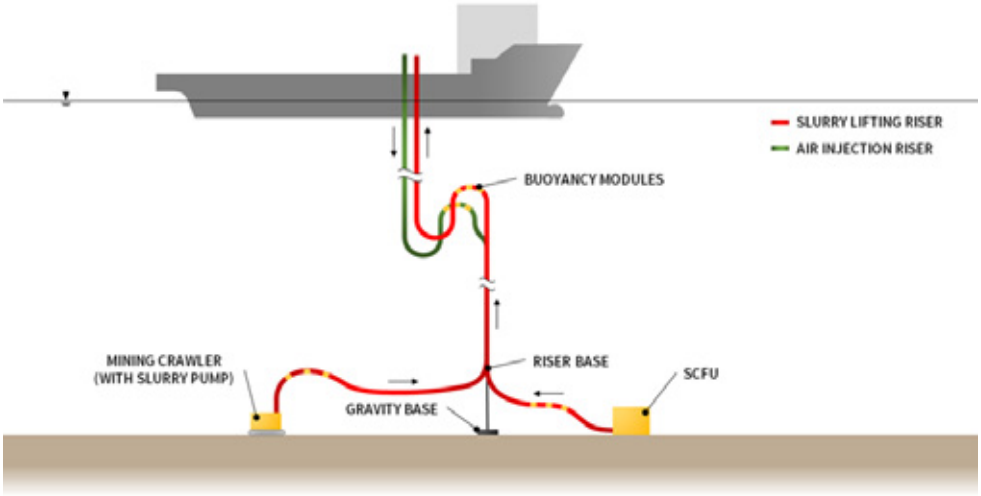


c)



Figur 8 Konsepter for mineralutvinnuing utviklet av Technip: (a) vanninjeksjonspumpe; (b) fortrengningspumpe; (c) lufttrykkinjeksjon. SCFU står for «Subsea Crushing and Feeding Unit». Modifisert fra Parenteau et al (2013).

Et system basert på lufttrykktransport ble utviklet av Technip for Neptune Minerals for mineralproduksjon nord for New Zealand; se Figur 9. Området har lignende værforhold som på norsk sokkel, med signifikant bølgehøyde på 8 m for en returperiode på 10 år (Yu og Espinasse, 2009). I dette systemet produserer utvinningskjøretøyet direkte til bunnen av stigerøret, mens den øvrige utformingen er lik som det beskrevet over.



Figur 9 Neptune Minerals' konsept for mineralutvinning. SCFU står for «Subsea Crushing and Feeding Unit». Modifisert fra Yu og Espinasse (2009).

Andre konsepter som er foreslått inkluderer en flyttbar ramme på 15 m × 15 m med justerbare ben, lignende en oppjekkbar boreplattform, som kan bore hull på 10 m × 10 m med en dybde på 25 m (Keisuke et al, 2015). Borestrengen flyttes på skinner i horisontalplanet ved hjelp av hydraulisk aktuatorer. Fra rammen pumpes slammet til en separator som selekterer malm med høyt metallinnhold og pumper den til overflaten.

Mineralutvinning på norsk sokkel står fremfor en rekke teknologiske utfordringer, der tilpasning av eksisterende teknologi til krevende værforhold er en av hovedutfordringene. Noe arbeid har blitt gjort for å forutsi den dynamiske responsen til stigerør, samt hvordan høyt hydrostatisk trykk på store havdyp påvirker bryting av mineraler. Forsøk viser at sistnevnte har en stor innvirkning på effektforbruket under utvinning (Waquet et al, 2011). For stigerør er utfordringene knyttet til flerfasestrømning og vibrasjoner fra indre strømning, i tillegg til virvelinduserte vibrasjoner (Figoni og Chand, 2014).

KONKLUSJON

Norge forvalter en stor maritim sone og det gir muligheter og utfordringer. Det er et betydelig ressurspotensial, men man må løse teknologiske utfordringer før man eventuelt kan vurdere å starte uttak. Dette gjelder også teknologi for effektivt å finne forekomster – også de forekomstene som er tilknyttet de inaktive systemene. Uten av det er behandlet spesielt i dette arbeidet, gjenstår det også blant annet arbeid knyttet til miljø- og forvaltningsmessige forhold.

Utvinning av faste mineralske råstoff innenfor norske jurisdiksjon er ingen utopi, men ennå heller ingen virkelighet. Man mangler data og informasjon og aktiviteten fremover må fokusere på å hente inn data slik at man kan fatte beslutninger basert på et vel fundert grunnlag.

REFERANSER

Bogdanov, Yu. A.; Lein, A. Yu.; Sagalevich, A. M.; Ul'yanov, A. A.; Dorofeev, S. A.; Ul'yanova, N. V. 2006. Hydrothermal sulfide deposits of the Lucky Strike vent field, Mid-Atlantic Ridge. Geochemistry International. April 2006, Volume 44, Issue 4, pp 403-418.

Cherkashov, G.; Andreev, S.; Petukhov, S.; Poroshina, I. and Zayonchek, A. 2013. Identification of SMS prospective areas at the mid-ocean ridges within the Norwegian EEZ based on analysis of multibeam bathymetry data. Saint-Petersburg: VNII Okeangeologia, 2013. Unpublised report.

Ellefmo, S.; Sinding-Larsen, R. og Søreide, F. 2014. Marine Minerals and Ocean Mining Potential in the North Atlantic. Results. The 43rd conference of the Underwater Mining Institute. September 21–28, 2014. Lisbon, Portugal.

Figoni, M. og Chand, S. (2014) A Classification Society's Experience with Subsea Mining. ISOPE Conference 2014.

Hannington, M.; Jamieson, J.; Monecke, T. and Petersen, S. 2010. Modern sea-floor massive sulfides and base metal resources: Toward an Estimate of Global SMS Potential Seafloor Massive Sulfide Deposits. Society of Economic Geologists Special Publication. 2010, Vol. 15, pp. 317-338.

Hannington, M.; Monecke, T. and Petersen, S. 2011. Estimating the metal content of SMS deposits. OCEANS, IEEE. 2011, pp. 1-4.

Leach, S., Smith, G. og Berndt, R. (2012) SME Special Session: Subsea Slurry Lift Pump Technology – SMS Development. OTC 2012.

Paranteau, T., Espinasse, P., Benbia, A. og Ngim, B. (2013) Subsea mining field development concept using a subsea crusing and feeding unit. OTC 2013.

Pedersen, Rolf-Birger; Thorseth, Ingunn Hindenes; Nygård, Tor Eivind; Lilley, Marvin D.; Kelley, Deborah S. 2010 Hydrothermal activity at the Artic mid-ocean ridges. I: Diversity of hydrothermal systems on slow spreading ocean ridges. American Geophysical Union (AGU) 2010 ISBN 978-0-87590-478-8. s.67-89

Ridley, N., Graham, S. og Kapusniak, S. (2011) Seafloor Production Tools for the Resources of the Future. OTC 2011.

Rona, P. A. et al. Black smokers, massive sulfides and vent biota at the Mid-Atlantic Ridge. Nature 321, 33–37 (1986).

Singer, D A. and Menzie, W. D. 2008. Map Scale Effects on Estimating the Number of Undiscovered Mineral Deposits. Natural Resources Research. 2008, Vol. 17, 2, pp. 79-86.

Smith, G. (2011) Deepwater Seafloor Resource Production – The Bismarck Sea Development Project. OTC 2011.

Waquet, B., Faulds, D. og Benbia, A. (2011) Understanding the Effects of Deep-Sea Conditions on Seafloor Massive Sulfide Deposits Crushing Process. OTC 2011.

Yu, A. og Espinasse, P. (2009) Extending Deepwater Technology to Seafloor Mining. OTC 2009.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2015

Engebøprosjektet – fremover mot produksjon

The Engebø rutile project – development towards production

Ivar S. Fossum, Nordic Mining ASA

Engebøfjellet i Naustdal kommune i Sogn og Fjordane inneholder en av verdens største forekomster av mineralet rutil som er et titanråstoff. Nordic Mining har siden 2007 eid rettighetene til ressursen. I april 2015 godkjente Kommunal- og Moderniseringsdepartementet reguleringsplanen for Engebøprosjektet. Klima- og Miljødepartementet innvilget samtidig utslippstillatelse. Dette er en viktig milepæl for Nordic Mining og et stort steg mot realisering av Engebøprosjektet.

The Engebø Mountain in the Naustdal municipality in the county of Sogn og Fjordane contains one of the world's largest deposits of natural rutile, a titanium feedstock. Nordic Mining has since 2007 been the owner of the extraction permits to the deposit. In April, 2015, the Ministry of Local Government and Modernization approved the Zoning Plan for the project. At the same time the Ministry of Climate and Environment approved the waste disposal permit. This represented a major milestone for Nordic Mining and a significant step towards realization of the Engebø rutile project.

Titanet som befinner seg i Engebøfjellet er bundet opp i et mineral kalt rutil. Det omtales også som titandioksid (TiO_2) fordi det består av grunnstoffene titan og oksygen. Det er stor internasjonal etterspørsel etter rutil, og materialet benyttes blant annet til produkter innenfor pigmenter, medisin, helse, romfart, sport og miljøteknologi.

Det er beregnet at Engebøfjellet inneholder omkring 250 millioner tonn rutilmalm. Dette gir grunnlag for å drive forekomsten i inntil 50 år. Først femten år med dagbrudd, deretter 35 år med underjordsdrift.

Nordic Minings gruvedrift vil gi om lag 170 nye arbeidsplasser i Naustdal kommune. I tillegg viser en Sintef-rapport at etableringen kan gi ytterligere 300 avledede arbeidsplasser i regionen, og totalt 500 arbeidsplasser på landsbasis.

Eklogitten på Engebø

Et marked i vekst, men få produsenter

Bruken av titandioksid følger i hovedsak utviklingen i brutto nasjonalprodukt, da produktene i hovedsak inngår i dagligdagse produkter som er knyttet til vekst i levestandard. Det er derfor forventet en betydelig vekst i flere av de asiatiske landene. Også Russland, Øst-Europa og deler av Latin-Amerika ligger på et relativt lavt forbruk sammenlignet med USA og Vest-Europa. Utvinnbare forekomster av titanråstoffer finnes i de fleste verdensdeler, men er svært ujevnt fordelt. De største produsentlandene er Canada, Sør-Afrika og Australia, mens veksten i hovedsak har kommet fra mindre asiatiske produsenter de siste årene. Også i Afrika er det utviklet betydelig produksjon. I Europa er det kun Norge og Ukraina som har titanforekomster av betydning. I Norge har Titania AS produsert ilmenitt fra Sokndal området siden 1916, mens det i Ukraina er to produsenter som produserer både ilmenitt og rutil.

Titanforekomster består i hovedsak av to mineraltyper, ilmenitt og rutil. Imenitt er en kombinasjon av totandioksid og jern, mens rutil er rent titandioksid. De fleste ilmenitt typer krever opparbeiding gjennom smelteprosesser før de kan benyttes som råstoff til produksjon av pigment eller titan metall. Oppkonsentrert rutil kan benyttes direkte i de fleste moderne produksjonsprosesser.

Stor samfunnseffekt

Virksomheten vil gi betydelige sysselsettingseffekter. Naustdal kommune har om lag 2.700 innbyggere og opplever tidvis at manglende arbeidsplasser hindrer ungdom og barnefamilier i å bosette seg der. Utfordringen underbygges også av rapporten *NæringsNM 2012* i regi av NHO. Her blir kommunene målt etter kriteriene nyetableringer, vekst, størrelse og lønnsomhet, og Naustdal rangeres på 411. plass av Norges totalt 428 kommuner.

Nordic Minings etablering av 170 nye arbeidsplasser i Naustdal vil derfor gi kommunen en betydelig økning i skatteinntekter. I tillegg viser Sintef-rapporten som er utarbeidet for Sunnfjord Næringsutvikling at de 300 avledede arbeidsplassene vil gi 530 - 570 millioner kroner i årlig samfunnsmessig verdiskapning for regionen.

Bruksområder

Rutil benyttes hovedsakelig til produksjon av miljøvennlig pigment eller som råstoff til titanmetall. Titanmetall er et lett, sterkt, rustfritt og fleksibelt. Det er eksempelvis sterkere enn stål og hele 45 prosent lettere. Dette er grunnen til at titanmetall erstatter andre materialer i for eksempel passasjerfly noe som gir lettere, sterkere og mer miljøvennlige fly. Rutil har også en rekke bruksområder innen medisin/helse, miljøteknologi og forbruksvarer. Det egner seg godt som implantat i menneskekroppen siden det ikke er giftig og ikke utløser frastøtningsreaksjoner.

Engebøfjellet inneholder også betydelige mengder granat som vil utgjøre et bi-produkt fra mineralvirksomheten. Dette er et mineral som er ettertraktet til såkalt vannjetskjæring og vannrensing. I tillegg er det et miljøvennlig alternativ til kvartssand som benyttes til sandblåsing innenfor skips- og oljeindustrien.

Noen av bruksområdene for rutil (titanoksid) og titan er:

- Medisin. Kunstige hofter og kneledd, samt til feste av tannproteser.
- Romfart, ubåter og fly. Tennisracketer og sykler
- Miljø- og nanoteknologi
- Fremstilling av elektroder til sveiseapparater
- Fargepigment i alt fra iskrem til solbeskyttelse og malingsprodukter
- Motstandsdyktig bygningsbekledning, og brukes blant annet på Guggenheim-museet i Bilbao og for Tromsø bibliotek

Om utvinningsprosjektet

Forekomsten i Engebøfjellet er betydelig oppkonsentrert fra naturens side og går ut i dagen i den syd-østre delen av toppen på Engebøfjellet, og strekker seg langt under havoverflaten mot vest. En optimal utnyttelse av rutilforekomsten i Engebøfjellet ville kun være mulig dersom man hadde anledning til å lage et omfattende dagbrudd der mesteparten av Engebøfjellet ville bli fjernet. Det ble derfor tidlig besluttet at en utvinning måtte innebære et kompromiss mellom utnyttelse av forekomsten og hensyn til samfunnet rundt forekomsten. Dette resulterte i at man definerte et innledende dagbrudd, etterfulgt av en lengre periode med underjordsproduksjon.

Likeledes vurderte man tidlig at mulighetene lå til rette for å anlegge et trygt og relativt begrenset sjødeponi for overskuddsmineralene. De topografiske forholdene rundt Engebøforekomsten ga ikke grunnlag for å etablere et miljømessig sikkert landdeponi. Dette ble derfor ikke vurdert som et realistisk alternativ til sjødeponi.

I et internasjonalt perspektiv er både rikheten og beliggenheten til forekomsten spesiell og svært gunstig. Dette skyldes forekomstens nærhet til sjø og at konsentrasjonene av rutil i eklogittmalmen er relativt høy. Videre ligger det godt til rette for utskipning av produkter lokalt ved oppredningsanlegget, noe som gir store besparelser knyttet til investeringer i infrastruktur for transport av produkter. Også malmtransporten blir begrenset da oppredningsverket planlegges rett ved siden av selve forekomsten. I dagbruddsfasen vil malmen bli ført ned fra fjellet via en vertikalsjakt til et grovknuseanlegg som vil bli plassert

inne i fjellet. Derfra vil malmen bli fraktet med transportbånd til oppredningsverket hvor den blir ytterligere nedknust i et nytt malingsanlegg, før malmen går inn i selve oppredningsprosessen. Dette gir «innebygde» fordeler knyttet både til støy og støv i knuseprosessen. I oppredningsprosessen blir malmen oppkonsentrert fra et innhold på ca. 3,8% TiO_2 til 90-95% TiO_2 i det ferdige eksportproduktet. Underveis i prosessen vil man også utvinne mineralet granat som vil utgjøre et viktig bi-produkt til rutilproduksjonen.

Eksisterende kai og fremtidig prosessområde

Fjorddeponi

Etter at malmen er tatt ut av fjellet må den males ned slik at mineralene frigjøres. Dette gjøres i flere trinn basert på mineralenes ulike egenskaper. Moderne gruvedrift handler i stadig større grad om å finne gode miljøløsninger, og det arbeides kontinuerlig med å finne alternative bruksområder for overskuddsmineralene. Det er i den sammenheng blant annet identifisert et internasjonalt marked knyttet til jordforbedring for landbruket og til dikebygging på kontinentet. Restmineralene er også kvalifisert som egnet for tildekking av forurensede bunnsedimenter i norske fjorder og havner for å gi en bedre miljøtilstand.

Mineralene det ikke finnes noe marked for må deretter lagres på en trygg og forsvarlig måte – enten på land eller i vann. Konsekvensutredningen konkluderer med at dypvannslagring i Førdefjorden er den beste løsningen. Dette skyldes blant annet at fjorden i det aktuelle området er formet som en dal med bratte sider og en tilnærmet flat fjordbunn på ca. 300 meters dybde. Restmassene føres ned med rør til bunnen av fjorden. Etter at prosjektet er avsluttet vil de tilførte mineralene danne ny havbunn.

Den nye havbunnen vil utgjøre maksimalt fem prosent av det eksisterende bunnarealet og opp til en prosent av fjordens volum. Beskjedne vannbevegelser (strøm) gjør det også enkelt å kontrollere og overvåke lagringsområdet. Tilsetningsstoffene som vil bli benyttet er lett nedbrytbare i naturen og gir ingen skadevirkning på levende organismer. Lagringsmassen er derfor for alle praktiske formål giftfri og inneholder ikke tungmetaller eller radioaktive elementer.

Lagringen vil få konsekvenser for bunnorganismer mens prosjektet pågår, men erfaringer fra lignende løsninger (både nasjonalt og internasjonalt) viser at et rikt bunndyr samfunn vender tilbake få år etter at et prosjekt er avsluttet.

Fra gjennomføring av strømmålinger i Førdefjorden

Det er gjennomført omfattende konsekvensutredninger for Engebøprosjektet med over 60 utredningsrapporter. Mer enn halvparten av disse omhandler fjorden og sjødeponiet. Utredningene viser at de samlede miljøeffektene av fjorddeponiet vil være begrensede og midlertidige, og vil ikke skade det biologiske mangfoldet i Førdefjorden.

Videre prosjektutvikling

Godkjennelsen av reguleringsplanen og søknad om utslippstillatelse for Engebøprosjektet viste seg å bli en svært langvarig og uforutsigbar prosess, der saksbehandling og politiske vurderinger førte til mye tidsbruk og uvisst utfall i saken om etablering av sjødeponi. Dette førte til at selskapet vurderte det som for risikabelt å investere betydelige midler i utviklingen av prosjektet, all den tid det var helt åpent om deponiløsningen ville bli godkjent av norske myndigheter. Den 17. april iår ble det imidlertid bekreftet at regjeringen godkjente både reguleringsplanen og utslippssøknaden for Engebøprosjektet. Dette var også starten på å re-etablere prosjektet og starte opp igjen viktige utviklingsaktiviteter som i mange år har stått i ro. Selskapet er nå igang med å etablere en dedikert prosjektgruppe som skal utvikle prosjektet videre.

I grove trekk innebærer prosjektutviklingen av en slik forekomst å gjøre selve forekomsten til et objekt som lar seg finansiere, og derved kan etableres som en industrivirksomhet. Dette innebærer at man blant annet må dokumentere kunnskap om forekomsten i henhold til internasjonale standarder som er godkjent av sertifiserte geologer. En av de viktigste oppgavene vil derfor være å bore mer i forekomsten slik at man har et tilstrekkelig kunnskapsnivå, som tilfredsstiller standardene.

Illustrasjon av størrelsesorden på prosessanlegget

Videre vil det bli foretatt en lang rekke tester og optimaliseringsforsøk for å gjøre oppredningsprosessen så effektiv som mulig. Når testene og forsøkene er gjennomført vil man deretter «prøveprodusere» rutil i et såkalt pilotanlegg for å verifisere at man kan produsere et kommersielt produkt i industriell skala.

Prosessanlegget har behov for både kraft og vannforsyning som er regulert av egne lovverk. Nordic Mining vil fortsette de nøvendige prosessene for å etablere best mulige løsninger mht kraft- og vannforsyning, samt å etablere konsesjoner og tillatelser for dette.

Oslo 02.11.2015

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2015

Sprengning inne på gassproduserende område, Nyhamna Ormen Lange

Rock blasting inside a gas producing area, Nyhamna Ormen Lange

Jan Kristiansen Multiconsult, Ingeniørgeolog

Johnny Helseth Odd Småge AS, Bergsprengningsleder

SAMMENDRAG

Shell vil øke sin gassproduksjon på Nyhamna. I den forbindelse utvides anlegget for å ta imot og raffinere mer gass fra Ormen Lange og andre felt. Kværner er totalentreprenør og Multiconsult har vært underleverandør til Kværner. I forbindelse med denne utvidelsen er det behov for nye bygninger og rør traséer. Det har vært behov for sprengning inne på anlegget og tett på produserende installasjoner. Denne artikkelen beskriver utført sprengning og forholdet med hensyn på vibrasjoner og faren for steinsprut. Det er skutt 135 salver iberegnet nytt rigg område. Totalt er det tatt ut ca. 40 000 m^3, og brukt 7500 elektroniske tennere og 25000 kg sprengstoff. Antall matter tilgjengelige har vært 80 stk. Artikkelen beskriver sprengningsopplegget, vibrasjonsmålingene og hvordan regime for kontroll ble gjennomfør. Det er ikke registret overskridelse av vibrasjoner eller en eneste stein har kommet ut fra mattene. Vibrasjonsgrensene på eksport kompressoren av gass var satt til 18 µm og på eksporterende gass ledning til 35 mm/s.

SUMMARY

Shell will increase its gas production at Nyhamna. In this connection, expandable facility to receive and refine more gas from Ormen Lange and other fields. Kvaerner has turnkey and Multiconsult are a subcontractor to Kvaerner. In connection with this expansion, there is a need for new buildings and pipe trenches. There has been a need for blasting inside the facility and close to producing installations. This article describes the blasting and the relationship with respect to vibrations and the risk of fly rocks. It is blasted 135 rounds inclusive the new rig area. Overall, it has been blasted out about 40,000 m^3, and used 7,500 electronic detonators and 25000 kg explosives. Number of heavy rubber mats available have been 80 pcs. The article describes the blasting scheme and how the vibration measurements was carried out. There is no registered exceedance of vibration or that a single stone has come out of the mats. Vibration limits on export compressor of the gas was set at 18 microns and on exporting gas line to 35 mm / s.

INTRODUCTION

The purpose of the expansion project at Nyhamna is that the Ormen Lange plant should be able to receive gas from other fields.
In addition to Ormen Lange's first stage, the capacity will increase by installing two compressors on land under the expansion project.
Nyhamna was built with a processing capacity of 70 million standard cubic meters of gas per day. After expansion, the capacity will increase to 84 million, thus responding to the volumes that the export pipe Langeled is designed to handle.
This is the expansion project at Nyhamna:

Installation of two new compressors on land
These two compressors will help the well stream from Ormen Lange at 850 meters to on shore, as a first part of Ormen Lange's future compression requirements before installing compression out on the field. This will contribute to increased production of Ormen Lange gas.
Facilitating new pipeline from the Norwegian Sea to Nyhamna
A new pipeline, Polarled are connected to the facility at Nyhamna. Initially, this pipeline carrying gas from Statoil operated Aasta Hansteen to Nyhamna, but in the future will eventually Polarled also give other fields the opportunity to join the process and export facility at Nyhamna.
Then Nyhamna will be a gas hub for other fields in the Norwegian Sea.
Expansion of capacity at Nyhamna
The plant will be upgraded to accept and process higher volumes of gas. This includes:
• Development of reception facilities for third-party gas.
• Upgrading of support systems to be able to handle larger volumes of gas.
• Construction of a fourth export compressor in addition to the three that are there already, to increase the export capacity of Langeled.

The “Company” at Nyhamna is A/S Norske Shell. The “Contractor” is Kværner Stord and the “Sub-Contractor” is AF-group with Odd Småge A/S as their sub-contractor. Essential people in the planning, carrying out and reporting was Johnny Helseth as blaster/blasting manager from Odd Småge A/S, engineering geologist Jan Kristiansen from Multiconsult hired to Kværner as specialist on rock blasting and engineer Jan Mehren from Nexconsult hired as Shell’s third party quality assurance.

GEOLOGY

The whole area in Figure 1 consists of gneiss, mapped by NGU as a migmatite gneiss, usually veined gneiss. The gneiss is heavily foliated with a stroke northeast/southwest. The dip of the foliation is more or less vertical with some variations. After some blasts it looked like the rock was intact, but was still easy to dig out because it was fragmented between the different foliation layers. The muck could seem almost as schist.

THE NYHAMNA AREA IN 2013

Figure 1. shows a picture of the facility before the expansion project started. The different areas that we carried out drill and blast are indicated.

Figure 1. Overview of Nyhamna before the expansion project. The areas where drill and blast was carried out are indicated.

The Nyhamna Expansion Project

The expansion project contained different work at different areas, both outside and inside the fence or cold/hot area. Outside the fence it was the O10 area for new offices, cantina etc., that involved drill and blast. The different objects of concern were the road with traffic, the front rig and the contractor's office rig. Inside the fence there were exciting technical installations, people and piping that was the concern. The two main hazards during rock blasting are fly rocks and vibrations. It was extremely important to have control with both these hazards in every blast.

SPECIFICATION FOR BLASTING

Here we have copied in some chapters that were important guidelines for all the blasting. We will make some comments to the different vibration limits later in the paper. The reason for this is that the philosophy behind the limit set on Langeled pipeline is quite different from rest of the limits. SHELL introduced the ALARP principle here, which means As Low As Reasonably Possible. We will discuss this under the chapter around Langeled road and trench. All blasts were monitored by geophones and reporting systems with mobile transfer off data from the registration unit.

Regarding the covering with heavy rubber mats, it was marked 3 meter outside every blast with spray paint. This secured that the machine operator could visualize where the minimum cover area was and that the contractor could full fill the specifications.

The uncharged length of the bore hole was never less than the burden and the hole was stemmed with graded material suited for the diameter.

Vibrations

In table 1 all relevant limitation regarding vibration is given.

Table1. Vibration limits for different installations.

Type of installation	Vertical Velocity
Structure made by reinforced concrete founded on bedrock (z < 0,5m). z=thickness of backfill	v = 60 mm/s [1)]
Structure made by reinforced concrete founded on loose rock	v = 30 mm/s [1)]
Buildings founded on bedrock (z < 0,5m)	v = 50 mm/s [1)]
Buildings founded on loose rock	v = 20 mm/s [1)]
Pipelines	v = 40 mm/s [2)]
Underground pipes	v = 20-50 mm/s [4)]
Langeled gas pipeline	v = 35mm/s [5)]
Pumps	v = 4 mm/s [3)]
Air compressors	vertical displacement A = 18 µm [3)]

1) *Values from Norwegian Standard 8141 (published 2001).*
2) *Value used by Statoil on the project Åsgard 1 based on a report from Det Norske Veritas.*
3) *Value given by Shell Operation at Nyhamna for Nyhamna Test Pit Project*
4) *Reference value used for vibration requirements when blasting near underground piping in the city of Oslo (20mm/s for old steel pipes and 50mm/s for new pipes)*
5) *Instruction by Shell.*

Covering

The blast area must at least be covered by two layers of heavy rubber mats. The protective mats shall as a minimum cover and overlap the boreholes by at least 3 m, to minimize the possibility of fly rock.

The uncharged part of the borehole is a cover and the length must be documented for each hole. The uncharged length of each borehole shall be recorded before stemming is inserted.

The uncharged length of the borehole must be stemmed with a proper stemming material. The stemming material shall be of a graded size adjusted the dimension of the borehole.

Sub-Contractor must dig out the blasting front to control the blasting level of the previous blast, and then back filled to the front top.

Explosives and detonators

In the specification given by SHELL and written by Multiconsult/Kværner, only cartridge explosive were allowed. It was given an opening to choose either non-electric detonators or electronic detonators. The electronic detonators were chosen for all the blasts.

Explosive

The background for choosing cartridge explosive was to keep full control on the amount of explosive in each borehole. Most of the holes were dry so AnFo (Ammonium nitrate fuel oil) could have been an alternative. The preferred explosive was EURODYN/MAGNASPLIT from Orica. This explosive is produced in different diameters, with a density of 1.4 g/cm3, energy of 4.4 MJ/kg and a theoretical gas volume of 885 l/kg. The velocity of detonation varies with the diameter from >2000 m/s between Ø22mm –Ø32mm and >4000 m/s for diameter over Ø32mm. This nitro glycol based explosive is cap sensitive for detonators of minimum base charge of 0,6g PETN (Ref det. Nr. 3).

Detonators

It was decided to use electronic detonators for all the blasting at Nyhamna. There are different arguments for this choice. The system is extremely accurate. If you give a detonator a specific time, it will detonate inside the millisecond it is given. Electronic detonators system gives the possibility to communicate with the detonators during charging, coupling and covering with mats. This implicate that we have full control that the detonators is live and that the explosive in each hole will be initiated. The system chosen at Nyhamna was uni tronic™ 600 produced by Orica. The detonators can be programmed with a time between 0ms to 10 000ms. The system that was used at Nyhamna could blast up to 800 detonators in one blast. This was more than needed.

Blastmanager

The system chosen for planning, reporting and documentation of drill and blast on Nyhamna was a Norwegian online system called Blastmanager. The system was launched in 2006. Relevant people connected to the project can get access to the area where the blaster or blasting manager do the planning and documentation of all relevant information like blasting plan, SJA documentation, all certificates etc. Every single blast is also planned with amount of bore holes, drill meter, explosives, detonators, drill pattern etc. The blast is also reported inside Blastmanager with the deviation from planned and the result. All the vibration values can be either manually documented here, or it can be automatically down loaded from the monitoring system. There are some lack in Blastmanager that will be discussed under the relevant chapter. For example deck charging is difficult to illustrate and do the right calculation on.

Vibration

The system used at Nyhamna was a monitoring system rented from Nitro Consult. The monitors were INFRA Master. This is a data logger with a GSM communication system. We used from one up to three monitors around a blast, depending on if there was more than one point of interest that put limitation on the vibration levels. The different limits are given in table 1. The limitation given in table 1. are according to NS8141 (2001) and according to experience from similar projects. Some of the limits are given as amplitudes. The standard gives limits in peak particle velocity (mm/s). The geophones on the INFRA system measures velocity (mm/s) and frequency (Hz), and calculate the amplitude (µm) and acceleration (m/s^2).

BLASTING

In this chapter we will document the drill pattern, blasting and vibration in the different areas. There was 5 main areas where blasting with explosives was carried out. One area was outside the fence at Nyhamna, called O10. The four other areas were inside the fence and defined as hot area. These areas are named I54, P45, P35 and Landfall road. All areas are marked in figure 1.

O10

This area is outside the warm area. The purpose for blasting here was to establish new offices and canteen for the contractors. It was blasted around 57 rounds and with total of 31 000m^3 of rock. O10 was the first area where blasting were carried out. It was decided to use the same routine for charging and covering as inside. This gave a good opportunity both to learn the electronic detonator system and to find the best way to cover the blast. Also the different internally SHELL system, permissions etc. were tested and the area technician from SHELL became familiar with rock blasting and the procedures around it. Figure 2. shows a more detailed picture of the area.

Figure 2. Picture of the area with front rig in the top middle of the picture and AF-rig to the left. An existing covered pipeline is indicated in red.

Test blasts O10

In every new area that was open, some test blast was performed. In O10 we did four blasts before the size of the blast were raised. Table 2. gives the numbers for the four blasts.

Table 2. Test blasts in O10.

Blast no.	Diameter mm	Burden m	Spacing m	Hole depth m	Stemming m	Explosive kg	No. holes
1	66	1.5	2.0	2.3	1.5	2,45	15
2	66	1.5	2.0	2.3	1.5	2.43	15
3	66	1.5	2.0	2.6	1.5	2.63	25
4	66	1.5	2.0	2.6	1.5	2.9	24

There was registered vibration with two monitors during blasting in O10. One monitor was placed at the AF-rig and one at the front rig. In table 3. the vibration levels and distances from the blast is documented.

Table 3. Vibration and distance from the test blasts in O10.

Blast no.	Distance from AF-rig m	Peak particle velocity mm/s	Distance from front rig m	Peak particle velocity mm/s
1	53	8.0	129	3.7
2	42	8.5	123	3.4
3	47	9.1	116	4.0
4	34	12.2	103	3.5

The vibration limits for the AF and front rig were 50 mm/s, but there was a pipe line going parallel to O10 between the blasting area and the two rigs. We have indicated the pipe in red on figure 2.

A common way to try to predict the vibration is by using the formula (I):

$$v = k * \sqrt{q}/d$$

Where:

v = peak particle velocity (mm/s)

k = rock property between blast and point of interest

q = weight of explosive per initiation number (kg)

d = distance between blast and point of interest (m)

For the four test blasts in O10 we have v, q and d and can calculate k. k is a value that varies a lot also in rather defined area as O10. For the four blast and 2 monitoring point, k varied from 210 to 300 with an average of 260. After all the blast in O10 the variation in k is bigger, but the average over all is 250 (based on velocity). We use the knowledge of k to try to predict the vibration level and then enlarge the amount of explosive as a function of distance. In O10 the largest amount of explosive per interval was 20 kg on a distance of 100 meter from the front rig and 70 meter from the AF rig. The diameter was Ø70mm, pattern 1.5m x 2.2m and some holes were 5 meter deep.

Another way to analyze the data is through scaled distance. This is rather common in the international literature. Scaled distance (R) is defined as distance (m) divided with the square root of amount of explosive (kg-^{0,5}), R = m/kg-^{0,5}. In figure 3 the monitored vibration is plotted against scaled distance.

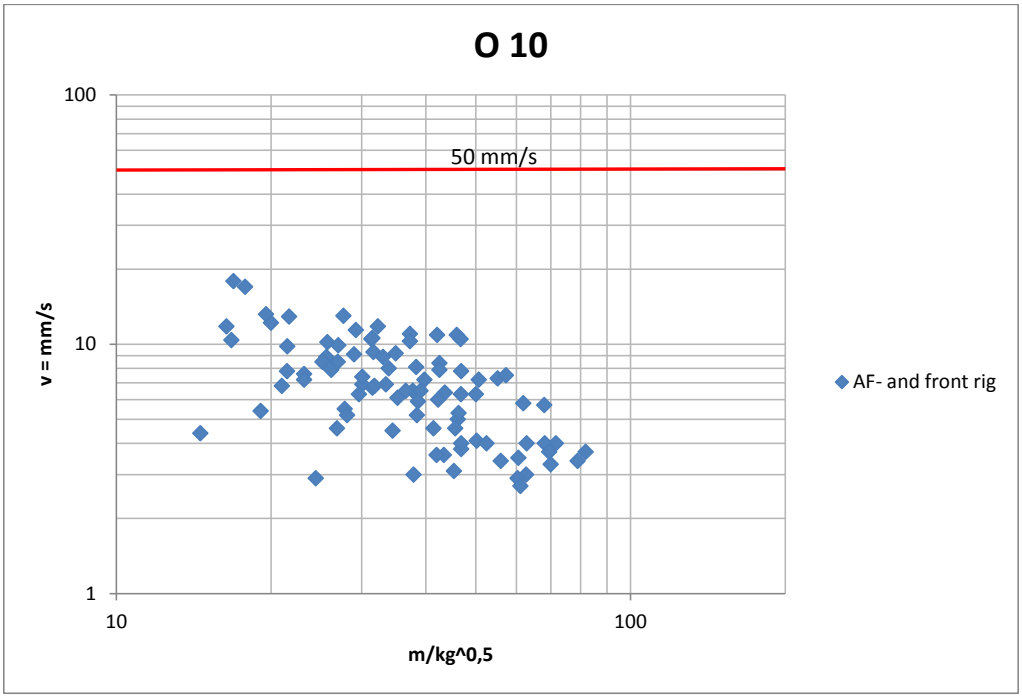


Figure 3. Monitored vibration (velocity mm/s) on the AF- and front rig versus scaled distance.

Comments to O10

The O10 area was the largest area both in areal and cubic of rock. It was the two rigs and the pipe that put restrictions on the blasting. The blaster learned the electronic system quit well and gained experience in sufficient covering of the blast. We have enclosed some pictures of both the training in electronic system and sufficient covering.

Figure 4. Training in use of electronic initiation system under supervising of technician form Orica.

Figure 5. Example of sufficient cover, with at least two layers, overlap and 3 meters outside the blast.

We did have some failure or mal function in the initiation system prior initiation. Different harness wire was tried out and the entrepreneur did find a system to cover the connectors. The blaster cut a rubber hose into ca. 5cm length and put the connector from each detonator into it. The initiation system is robust, but with more than two layers of heavy rubber mats, the weights become to height and we experienced cut or mal function. The positive option is that you will get message on the system that the communication between the detonator and the scanner is broken, and it can be fixed before trying to set off the blast.

I54

This area is inside the fence and hot area. Here we did have technical installations that sat limitation regarding vibrations. Fly rock are not in any way acceptable. There are open pipes all around inside the fence. Figure 6. shows an overview of I54.

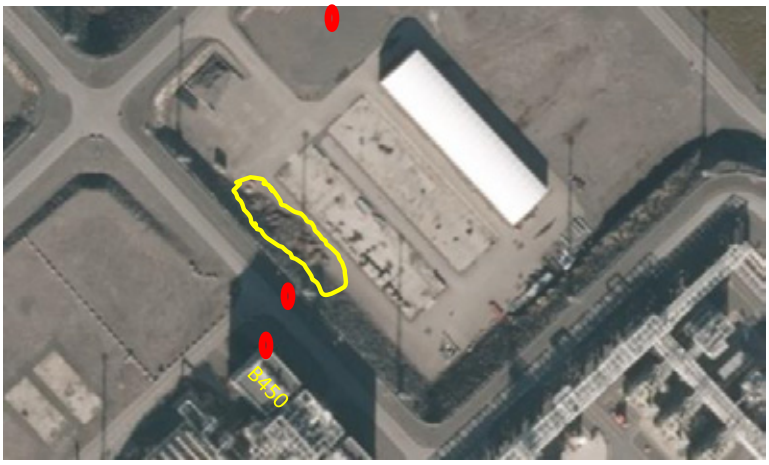


Figure 6. I54 with the area blasted marked in yellow. The vibration monitors are red.

There was a height difference between the blasting area and the sensitive installations. The sensitive installations were turbo expander (B450) and a light pole. Two test blasts were carried out.

Test blast I54

Two test blasts were carried out in I54. The distance between the blast and the light pole was 33 meters, and between the blast and the turbo expander (B450) was 61meter. We hadn't got any information on what the turbo expander could stand regarding vibration, so we used the most conservative limit sat for the gas compressor (18µm).

Table 4. Test blasts in I54.

Blast no.	Diameter mm	Burden m	Spacing m	Hole depth m	Stemming m	Explosive kg	No. holes
1	51	0.6	0.8	1.8	1.0	0.34	14
2	45	0.8	1.0	1.6	0.8	0.55	30

It was registered vibration with 3 monitors. One was mounted on the light pole foundation, one on the foundation for B450 (turbo expander) and one on a building on the same level as the blast. The last one did not trigger because the distance was too long. Table 5 documents the monitored vibration levels for the test blasts. It is important to note that the measurements are as amplitude and not as velocity.

Table 5. Monitored vibration from test blasts in I54

Blast no.	Distance from light pole m	Amplitude µm	Distance from B450 m	Amplitude µm
1	33	2.1	61	2.7
2	38	2.3	66	2.6

The blasting at I54 was not finished because another activity started close to the blasting area. A total of 8 blasts were carried out. In figure 7 these blasts and amplitude measurements are plotted against scaled distance. We did monitor both amplitude and velocity.

If we combined the different vibration levels, distance and amount of explosive into formula I

$$v = k * \sqrt{q}/d$$

the average k value become 130 (based on velocity). This is significant lower compared to the 260 (based on velocity) from O10. This is an indication of that the damping of the vibrations is better in I54 compared with O10, but the blast was also carried out on a much lower level than the monitoring points. This could also explain some of the damping of vibrations.

In blast no. 3 we raised the amount of explosive to 1.16 kg per hole and blasted 30 holes. The amplitude measured on B450 was 9 µm on a distance of 58 meters. We consider this as to high knowing that the distance would become less. The rest of the blasts were loaded with 0.9 kg per hole and the nearest distance to the turbo expander was 46 meter in blast no. 8.

If we use amplitude in equation /I/ the ka will become 335. We will use this value in the discussion later.

It was removed a total of 250m^3 during this phase in I54.

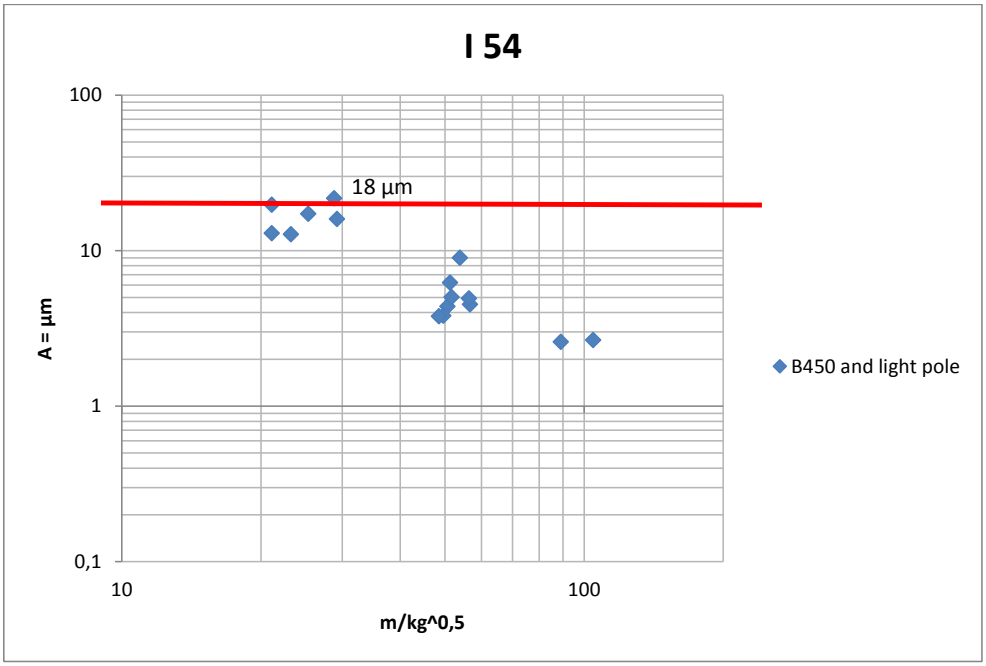


Figure 7. Eight blasts and two monitoring points for I54.

P45

This area was large in areal, but only minor adjustments had to be made for the new constructions. A lot of the rock was removed by hydraulic hammering. Figure 8 gives an overview before the contractor removed the backfilled material.

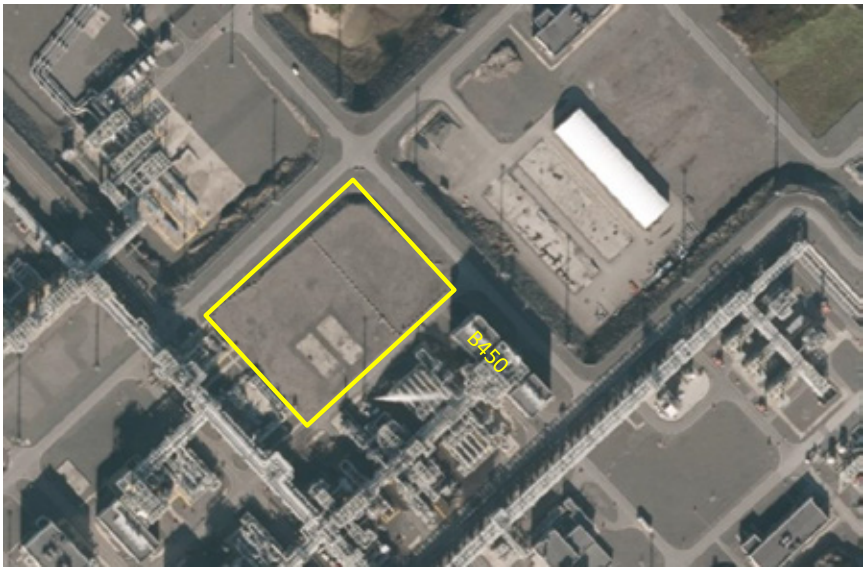


Figure 8. P45 marked with yellow, before the backfilled material was removed.

It was blasted around 550m^3 from P45. For this area it was still the turbo expander (B450) that was the point of interest but a second monitor were installed on the tag train. We used 18µm as a limitation for the vibration. The values from the three first blasts are shown in table 6 and 7.

Table 6. Test blasts in P45.

Blast no.	Diameter mm	Burden m	Spacing m	Hole depth m	Stemming m	Explosive kg	No. holes
1	45	0.8	0.8	1.8	1.0	0.58	12
2	45	0.8	0.8	2.5	1.0	0.92	17
3	45	0.8	1.0	2.0	0.8	0.70	24

Table 7. Monitored vibration from test blasts in P45

Blast no.	Distance from tag train m	Amplitude µm	Distance from B450 m	Amplitude µm
1	Not reported	No trigger	Not reported	No trigger
2	79	No trigger	81	7.4
3	82	1.0	64	4.5

A total of eleven blasts were carried out in P45 but as mentioned before a lot of hammering was done. Average k value for these eleven blasts was 100. Compared to O10 and I54 this value is even lower. A possible explanation for the difference in k-values between O10 (k=260) and P45 (k=100) could be that the rock seems to be slightly more foliated in P45. This will damp the vibration better. The difference between I54 (k=130) and P45 (k=100) is

more difficult to explain. In figure 9 the monitored amplitudes is plotted against scaled distance. If we use equation /1/ for the amplitude, the k_a will be 260.

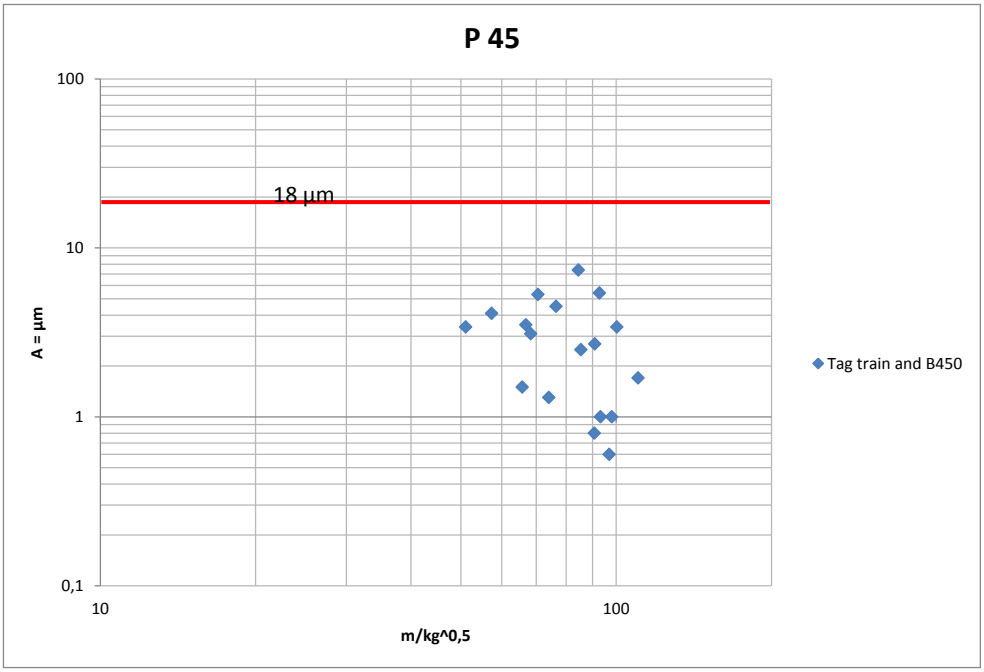


Figure 9. P45 amplitudes versus scaled distance.

P35

This area expected to be the most challenging regarding blasting and vibrations. It was very close to the export compressor which should operate the whole time during the rock blasting. The closest distance between the blast and the compressor was 22 meter. Figure 10 shows the area and the building which contain the compressor. There was a cable culvert between the compressor and the area that should be blasted. This culvert would be undermined when the backfilled material was removed and needed to be supported before the work in P35 started. This support was carried out with a steel pile wall.

Steel pile wall

We will describe the wall because it was designed to replace seam drilling and used as a possible vibration damper. Originally the steel pile wall was planned drilled 0.5 meter into firm rock. The seam drilling was planned two meter deeper into firm rock than the theoretical blasting level. During the discussion regarding the wall and the seam drilling an idea came up to use the wall as a seam and as a damper of vibration. The sketch in figure 11 shows how the wall was designed. Instead of drilling the wall 0.5m into rock and drill a seam, the steel pile wall was drilled at least 2m under theoretical blasting level. Usually the pile is filled with concrete. Here we suggested to fil it with LECA (Light Expanded Clay Aggregates). The thoughts behind this was that concrete are rather close to rock regarding geophysical impedance (density * velocity), so to avoid this we suggested LECA and a sealing with concrete only on the top.

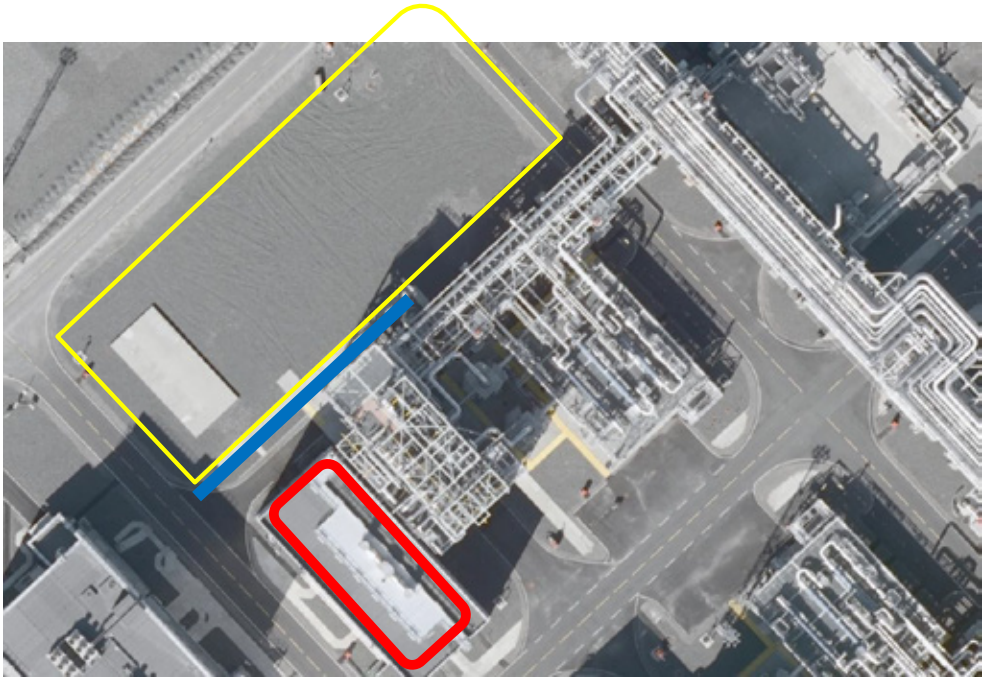


Figure 10. P35 in yellow with the export compressor in red and the cable culvert in blue.

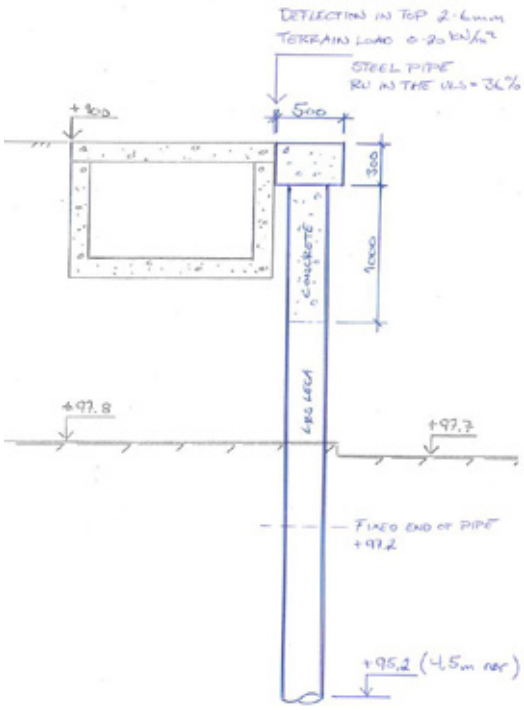


Figure 11. Steel pile wall drill >2meter into firm rock and filled with LECA (light expanded clay aggregates).

Test blast in P35

The vibration monitor was mounted on the foundation of the export compressor inside the building P35. The distance between the test blast and the geophone was around 60m. Since we didn't expect large vibration, the trigger level was adjusted down to 0.5mm/s to be sure to get readings. In table 8 and 9 the result from the three first blasts are documented.

Table 8. Test blasts in P35.

Blast no.	Diameter mm	Burden m	Spacing m	Hole depth m	Stemming m	Explosive kg	No. holes
1	45	0.8	0.8	1.5	1.0	0.35	14
2	70	0.8	0.8	1.5	0.8	0.35	17
3	70	0.8	0.8	1.5	0.8	0.35	70

Table 9. Monitored vibration from test blasts in P35

Blast no.	Distance from export compressor m	Amplitude µm
1	60	No trigger
2	62	3.6
3	56	4.4

Table 9 shows that we did not get any results from the first blast. The reason was that the foundation under the export compressor had a constant vibration over 0.5mm/s. In figure 12 we have shown a typical vibration level for the compressor.

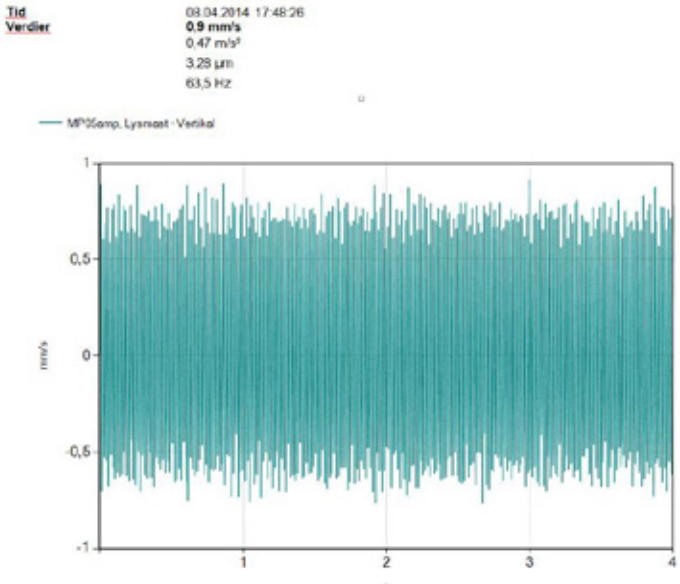


Figure 12. A typical curve for continues vibration in the compressor fundament. Peak particle velocity around 0.9mm/s, amplitude around 3.3µm with a frequency of 63Hz.

For test blast no. 2 we adjusted the trigger level. But still the “noise” from the compressor was dominant. This is shown in figure 13.

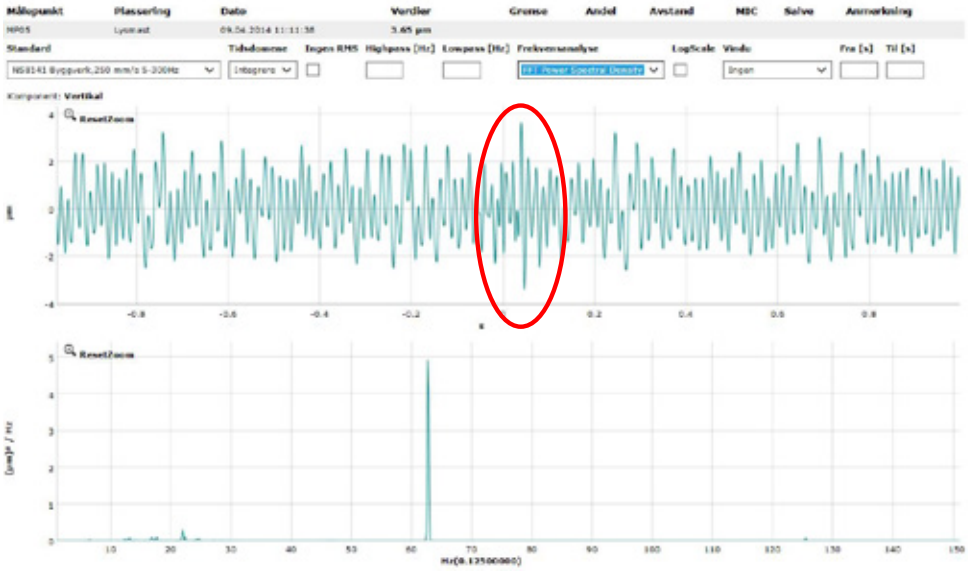


Figure 13. Monitored vibration from test blast no. 2. The blast vibration is in the red circle. The frequency specter under shows the dominance at 63Hz from the compressor.

In figure 14 we have copied in the curve from the blast that gave some of the highest amplitude.

Figure 14. Blast the 22/4-2014 22 meter from the geophone gave 10.2µm.

This was blast no. 9 with 63 holes and 0.92kg of explosives per hole. A total of 28 blasts were carried out in P35. The numbers of holes in each blast varied between 14 in blast no. 1 and 112 in blast no. 15. Blast no. 15 was 36m from the compressor and was charged with 0.92kg per hole. The amplitude was measured to 8.8µm. In figure 15, all the measured amplitudes are plotted against scaled distance.

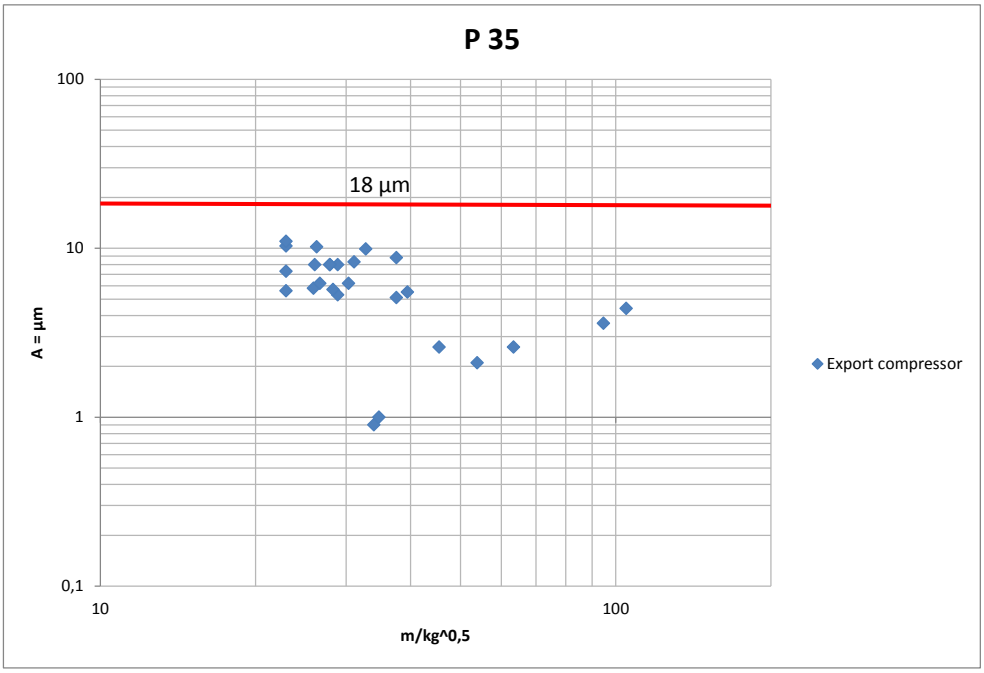


Figure 15. P35 with amplitudes plotted against scaled distance.

For the 28 blasts in P35 the average k-value was 100. Compared with P45 (k=100) this is exactly the same. The distance between area P45 and P35 is from 20 to 200 meters and the rock properties are absolutely comparable. The two areas are lying on a "line", same height and the vibration monitors are mounted on the same side of the blast and in the same height compared to the blast. If we use equation /1/ to calculate k_a using the monitored amplitude, the value for k_a is 225.

THE LANDFALL ROAD

A working road parallel to the Langeled pipeline was planned. Since this blasting were close to the export pipeline, the owner of the pipe started to be concern regarding the blasting. There was at least three big meetings were blasting, safety and what can go wrong were discussed. The owner even hired a new consultant to check our work/calculation and now the ALARP philosophy kicked in. In figure 16 an overview of the area is presented and the road is drawn in.

Figure 16. Landfall area with the road indicated. Red circle indicate the area for the test blasts.

The philosophy ALARP means As Low As Reasonably Possible. In blasting term this means what is the smallest amount of explosive used per initiation number that can be used and to still be able to fragment the rock. In figure 17 the pipe in concern is presented.

Figure 17. A cut through the Langeled pipeline.

Multiconsult suggested a vibration level of 120 mm/s for the pipe. The pipe is even covered with around 2 meter of armor stone, but because of the ALARP the vibration limit was set to 35mm/s. It was difficult to measure vibration directly on the pipe because of the cover, but

there was an open part on the onshore side. Here we mounted a monitor for the first test blast. Three test blasts was carried out.

Test blast at Landfall road

Table 10 shows the blasting parameters for the three test blasts at Landfall. Table 11 shows the measured vibration levels and the distance from the blast.

Table 10. Test blast for the Landfall road

Blast no.	Diameter mm	Burden m	Spacing m	Hole depth m	Stemming m	Explosive kg	No. holes
1	51	0.8	0.8	1.5	1.0	0.34	9
2	51	0.8	0.8	1.5	0.8	0.34	9
3	51	0.8	0.8	1.5	0.8	0.68	9

Table 11. Monitored vibration from test blasts in Landfall

Blast no.	Distance from blast m	Velocity mm/s	Distance from blast m	Velocity mm/s	Distance from blast m	Velocity mm/s
1	21	2	22	0.62	10	9.05
2	5	47	30	1,8	18	10.3
3	13.5	6	66	0.65	55	3.25

The monitors were mounted on different places like firm rock, on the pipe and on armor stones on the pipe. The k-value is there for varying from 30 to 400. In figure 18 we have plotted all the monitored vibration against scaled distance.

As a result of our test blasts the owner consultant made a table for amount of explosive per number against distance. This figure is given in figure 19. We have also copied in the instruction given by the owner.

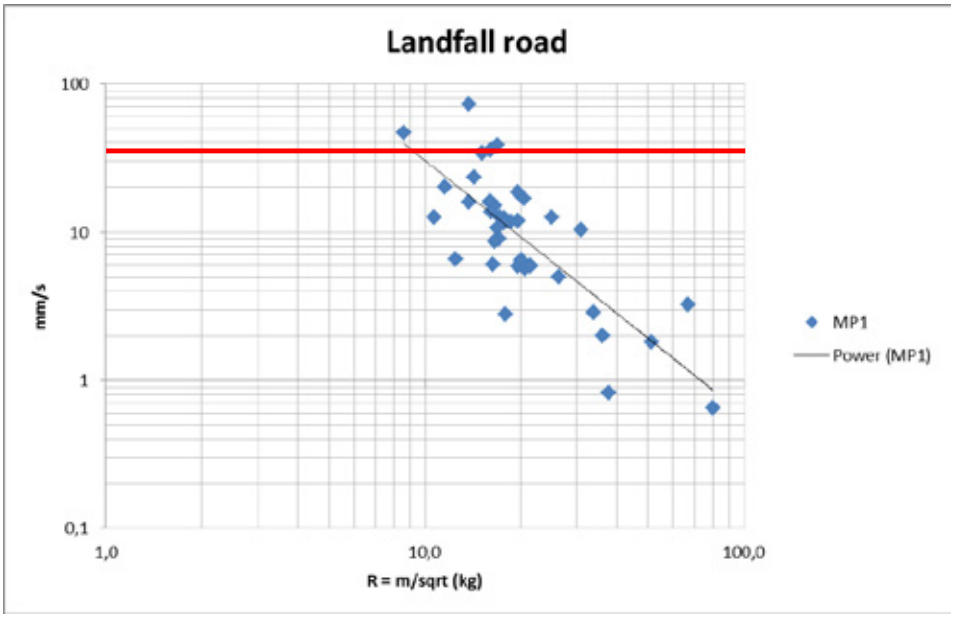


Figure 18. The monitored vibrations plotted against scaled distance. Some of the recordings are higher than 35mm/s. This is not vibration on the pipe, but vibration measured on firm rock or armor stones.

It does not make sense to find an average k-value for the area. The reason is that the monitors were mounted on quite different places like the pipe, firm rock and loose armor stone.

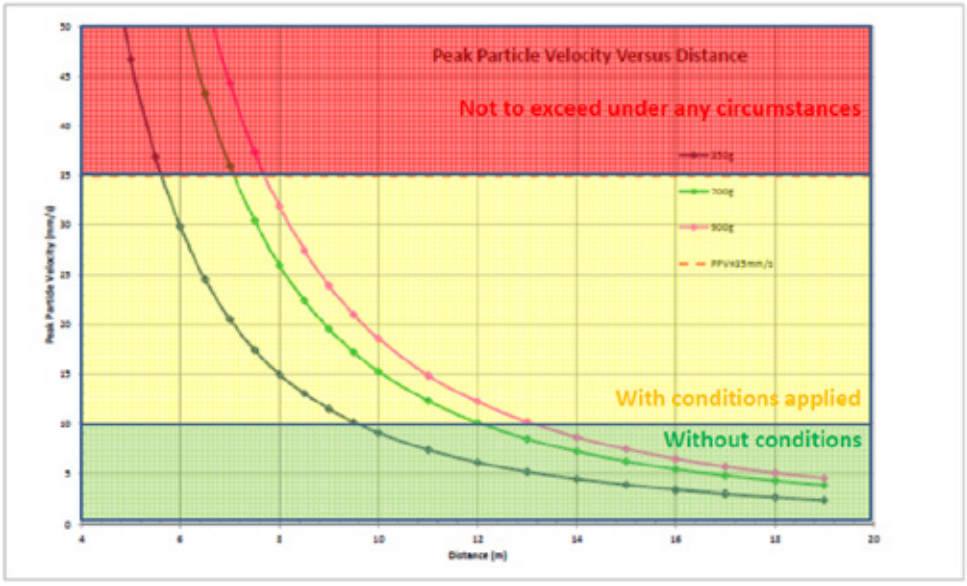


Figure 19. Instructions given by the owner of Langeled regarding PPV-distance and amount of explosives.

During the blasting for the road, we followed the instruction in figure 19 and the written instruction copied in here:

Nyhamna Blasting Operations near Existing Langeled and Ormen Lange Pipeline systems

Peak Particle Velocity ALARP Limits (based on Shell DEP and expert engineering)

The operation shall have the following limits in the vicinity of the live pipelines :

1. Blasting cannot be performed for a PPV above ultimate limit of 35 mm/s (see plot in the next page).
2. Additional conditions apply for blasting with PPV between 10mm/s and 35 mm/s, and/or closer than 20 m to the nearest pipeline.
3. Below a PPV of 10 mm/s and/or further away than 20m no additional conditions apply.

Conditions for raising PPV Limit from 10mm/s to 35mm/s

1) Mats shall be used to stop flying rocks

2) Vibraphones shall be used, to measure actual vibration in at least 2 locations. Results recorded and submitted to Asset, before further blast continues

3) Detonator delay is raised to 8 milliseconds (from 5 milliseconds)

4) All blast plans should be based on the distance vs PPV plots. It is to be noted that the plots are generated for 9 holes – 3 x 3 arrangement @ 0.8m spacing. Charges may not be higher than 900 g. If blast geometry and charges are different, it should be discussed with Asset site representatives (Gassco and Shell) and further analysis and approval will be required.

5) Blast plan (showing geometry and charging) should be submitted for approval to Site representatives from Asset (Gassco and Shell) well ahead of the blast (at least 24 Hours).

Pieter Swart, TA1 Pipelines – Norske Shell / David Rodrigues de Miranda – Asset Manager Gassco

Production blasting for the road

On the background of the figure (19) from the owners and the written instruction given over, we did some modification. We have had used 5ms delay between holes in the other blasts. Here we were instructed to use 8ms(!). We will discuss this later. We also had to use deck charges to full fill the table and instructions. Under we have presented two blasts as examples how the blasting were carried out for the road.

Table 12. Example of two production blast from the road at Landfall.

Blast no.	No. holes	Ø-Bore hole	Pattern	Distance Langeled	No. decks	Kg per deck	Kg/m^3	Amount of rock
11	107	51mm	1*1m	11m	2	0,34	0.42	396m^3
16	72	70mm	1.3*1.3m	11.5m	5	0.58	0.47	397m^3

A total of 19 blasts including the three teste blast were carried out for the road. Totally around 3000m^3 was removed. Figure 20 shows the blasting plan for blast no. 11.

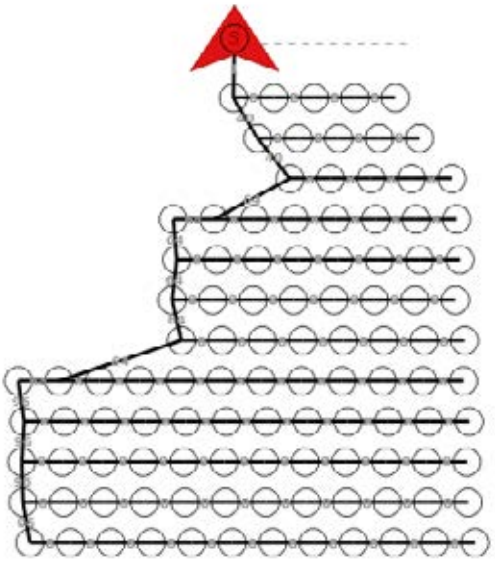


Figure 20. The blasting plan for blast no. 11 at the Landfall road. It is 8ms between the holes in each row, 40ms delay between the three first rows, increasing to 64ms and 96ms.

DISCUSION

Detonators, timing, accuracy

There has been blasting before inside the fence after the production started. In the specification for these blasts a non-electric initiation system was described. It was also written that the blasting surface and the initiation system should be covered with 0,5m of sand. The reason for this was that the non-electric system is rather sensible for heavy rubber mats and that using non-electrical system; we do have sparks on the surface. In the specification for the blasting in 2014, electronic initiation system was preferred. With this system we do not have any sparks on the surface. The blaster have continues communication with the detonators during covering with mats and before initiation. We did not have to cover the surface with sand. Electronic system also gives an extreme flexibility regarding timing for each hole. In the beginning there was an issue with the connectors under at least two layers of mats, but the blaster found a solution. The connectors were placed inside an around 5cm rubber hose. I figure 21 we can see the black rubber hose parts with the connectors inside.

Figure 21. Electronic system with rubber hose as protection for the connectors.

In the international literature and generally it is accepted that it must be a delay of 8ms between holes or charges to avoid that vibration from two holes will be registered as one detonation. At Nyhamna we used 5ms without any problem of two charges registered as one. We have seen in the literature and agree that the "old truth" of 8ms probably date from the inaccuracy of nonelectric or electric detonators. Using electronic detonators, we do not have any scattering in timing and the initiation time is inside the millisecond that the detonator is given. It seems that the old convention of 8ms does not apply for electronic detonators.

The reason why we started with 5ms was that we inside Nyhamna wanted to make the blast simple and easy to program. We also wanted row one to detonate before the first hole in row 2 started. In the area I54 we had a bench with two vertical faces. Figure 22 shows blast no. 5 in I54. Each hole have their unique time and with 5ms delay.

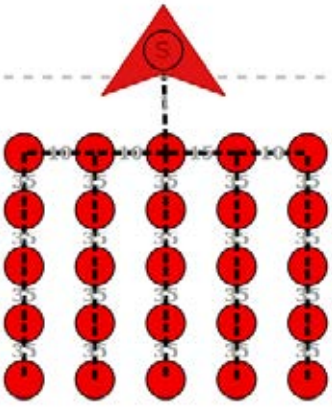


Figure 22. Blast no. 5 in I54. 5ms delay between the holes and 35ms delay between rows.

Figure 23 shows blast no. 26 from P35. Here the delay between holes are programed as 5ms, but if we look into the real time for each hole, we see that some of the holes only have 2ms delay. The last hole on the left side in first row detonates at 40ms and the first hole in row 2

detonates at 38ms. The accuracy of the detonators and the distance between holes seems to be enough to avoid overlap in vibration.

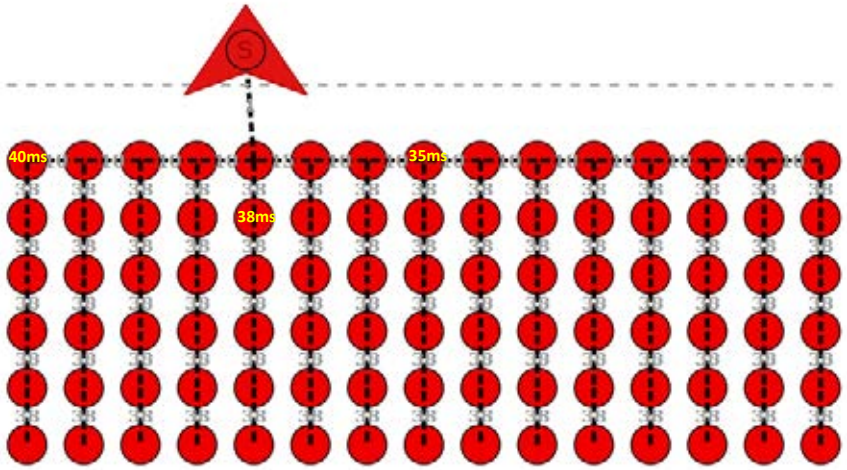


Figure 23. 5ms delay between holes, but 2ms in real time between some of the holes. There are 3 holes detonating on or between 35ms and 40ms.

In figure 24 the monitored vibration from blast no. 26 is enlarged. It is not possible to recognize any deviation in vibration level around 30ms to 50ms.

Figure 24. Blast vibration from blast no. 26 in P35.

Explosives

Usually in blasts like those who were carried out at Nyhamna we use cartridge explosive as primer and bottom charge and ANFO as main explosive. In the specification for the blasting we wrote that it was only allowed to use cartridge. The main reason was that with cartridge explosive the blaster has control over amount (kilogram) of explosive in each hole. The only explosive used at Nyhamna was Eurodyn™ Magnasplit™ from Orica. The advantage of using this explosive was that we got flexibility in length and weight. They also have a pre prepared hole for the detonator and is easy to split in two half's. Figure 25 shows the Norwegian version of the product.

Varenummer	Dim mm	Patron-vekt ca. kg	Antall		Vekt - kg	
			i kasse	kasser på pall	Netto i kasse	Netto på pall
ERX25X1100	25 x 1100	0,68	34	28	23,0	644,0
ERX29X1100	29 x 1100	0,93	25	28	23,3	652,4
ERX32X1100	32 x 1100	1,16	20	28	23,2	649,6
ERX39X1100	39 x 1100	1,75	13	28	22,8	638,4

Figure 25. Product specification for Eurodyn™ Magnasplit™ .

We used the dimension Ø25mm, Ø29mm and Ø32mm. The length is 1100mm for all three dimensions, but you can easily divide the cartridge into 550mm. By dividing the cartridge we have half of the weight like 0,34kg, 0,46kg and 0,58kg. This gave a range of weights between 0,34kg to 1,16kg and combinations of dimensions.

Vibration and damping

From the beginning of this project, we thought that vibration from blasting would be the challenge. In earlier chapter the monitored vibration is presented. We have also presented the k-value for the different areas and vibration plotted versus scaled distance. Here we would try to interpret why the k-values differ and the damping effect of the steel pile wall in P35.

Table 13 shows the average k-value in the different areas and the numbers of blasts each value is based on.

Table 13. The k-values for different areas.

Area	No. blasts	k_v	k_a
O10	50	248	NA
I54	8	130	335
P45	11	103	256
P35	28	103 (80)	225 (209)

In table 13, we have put in brackets the k-values for the blasts that was closer than 30 meters. It seems like steel pile wall do have an effect when we are blasting close. If we compare the values in brackets with the P45 blasts, we see a reduction in k-value for both amplitude and velocity of around 20%. Off course, these values are not scientific or have a solid statistics fundament, but gives an indication.

Covering and fly rock

One important issue during the work was that it was paid by the hour and not by cubic meter produced rock. In job like these this is essential. We have time enough to cover the blast sufficient. So after around 135 blast and a production of 40 000m^3, we did not observe a single rock in the air or outside the mats. For blast like this, three meter outside, double layers with good overlap gives sufficient cover. We had 80 mats to disposition. We did not registered a single damage on any of the 80 mats.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2015

CENERI BASE TUNNEL – EVALUATED AND EXECUTED EXCAVATION METHODS

T. Jesel

Amberg Engineering Ltd., Switzerland

ABSTRACT: The Ceneri Base Tunnel (CBT) is a railway tunnel under construction in Switzerland's Southern Canton Ticino. The CBT and Gotthard Base Tunnels (GBT) are being built under contract from the Swiss Federal Government by Alptransit Gotthard AG. On completion, the CBT will be an important feeder in the south for the GBT as the existing, proportionally steep track over Monte Ceneri isn't suitable for high-speed rail or heavy freight trains. Construction of the two single-track tunnels with a planned length of 15.4 km started in March 2006.

In the early days of the tunnel's conception an exploration tunnel was excavated to gain geological data on the rock formations. From the data analysis it was decided that only a small part could be drilled using a tunnel boring machine; the rest would be excavated with traditional blasting methods.

In March 2015 the first breakthrough took place in the southern part of the West tube of the tunnel. The southbound section of the West tube from the Sigirino intermediate heading towards the Vezia portal has been completed, thirteen months ahead of schedule. 1.5 km remains to be excavated of the northbound section of the same tube between Sigirino and the Vigana portal. The final breakthrough is planned in early 2016. In the East tube, breakthrough is imminent on the southbound section, while 2 km remain to be excavated in the North. The planned opening date of the Ceneri base tunnel remains December 2020.

This is another milestone for this tunnel project in which we have been involved in from the start: acting first as a consultant for the contractor ITC, Amberg Engineering was then appointed to lead the know-how transfer from our rich experiences from Gotthard Base Tunnel. In a next step we became partner of the planning group with ITC and finally managed the major part of the underground jobs. Today seven engineers of Amberg Engineering are taking care of the challenging site management.

This paper will discuss which options were initially proposed and evaluated to excavate the over 15 km long tunnel and why the proposed TBM method gave way for the preferred drill and blast method. Pros and cons of the chosen method will be discussed as well as lessons learned.

PROJECT PRESENTATION

General information, Tunnels

The Ceneri Base Tunnel (CBT) is the southernmost portion of the New Railway Line through the Alps (NRLA) crossing the Swiss Alps from North to South. The work were commissioned by AlpTransit Gotthard Ltd. on behalf of the Swiss Confederation.

Zimmerberg, Gotthard and Ceneri Base tunnels will create a modern flat rail link (Figure 1). This route through Switzerland will be shorter and faster than the present route and accelerates passenger and freight transports.

The CBT stretches from the north portal Vigana in proximity to Bellinzona to the south portal Vezia close to Lugano with an entire length of 15.4 km. The gradient of the CBT is mostly 7‰, only for a short distance up to 12.5‰. The difference in elevation between the lower northern portal Vigana and the higher southern portal Vezia is about 110 m.

The base tunnel consists of two single-track tubes with a distance of approximately 40 m from each other. The tubes are connected with 48 cross passages every 325 m. They provide escape routes in case of an emergency situation.

A double-shell lining was designed for the entire length of the main tubes. The rock support consists of steel-mesh or steel-fibre-reinforced shotcrete, rock bolts and depending on the rock support type steel arches. The inner shell is typically constructed with cast in-situ concrete, normally not reinforced.

The tunnel itself is completely excavated by conventional drill and blast method. Only the temporary access tunnel (2.3 km) at the intermediate heading Sigirino was driven by an open gripper tunnel boring machine.

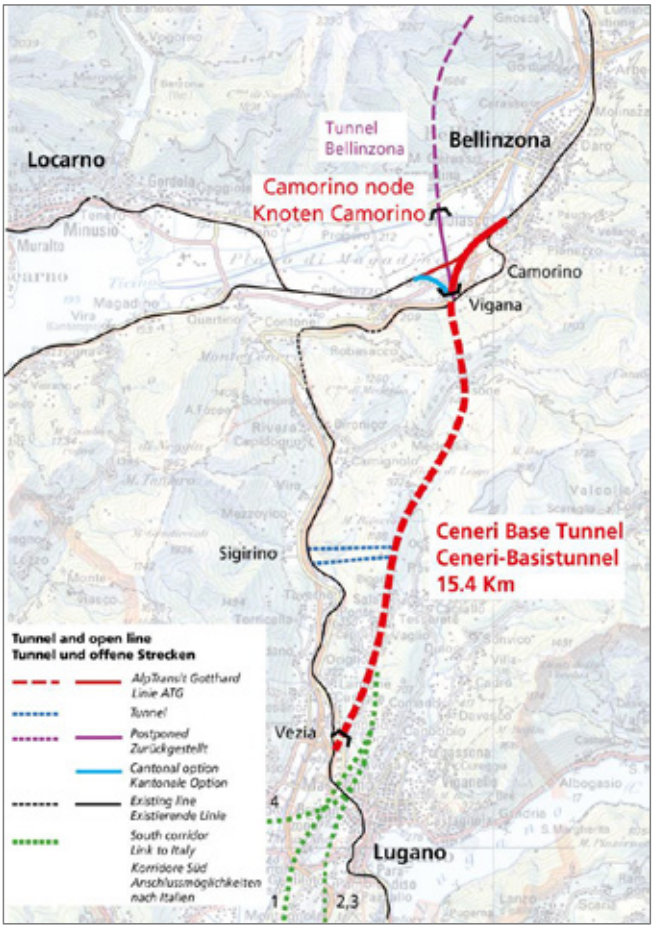


Figure 1 Alignment of the Ceneri Base Tunnel[1]

Bifurcation structures and tunnel portals

The alignment of the CBT includes a total of four bifurcation caverns two in the north and two in the south. They will allow the construction of additional links in a later stage without interrupting the rail operations. (2nd phase NRLA, northern expansion).

The construction of the two tunnel portals is separated from the single-track tube construction work because the portal structures have to meet special requirements. At the north portal the motorway A2 has to be crossed with low overburden of only 9 m. At the south portal construction is particular challenging because of the vicinity of the existing railway line and listed buildings as well as the small distance to a road tunnel below the CBT.

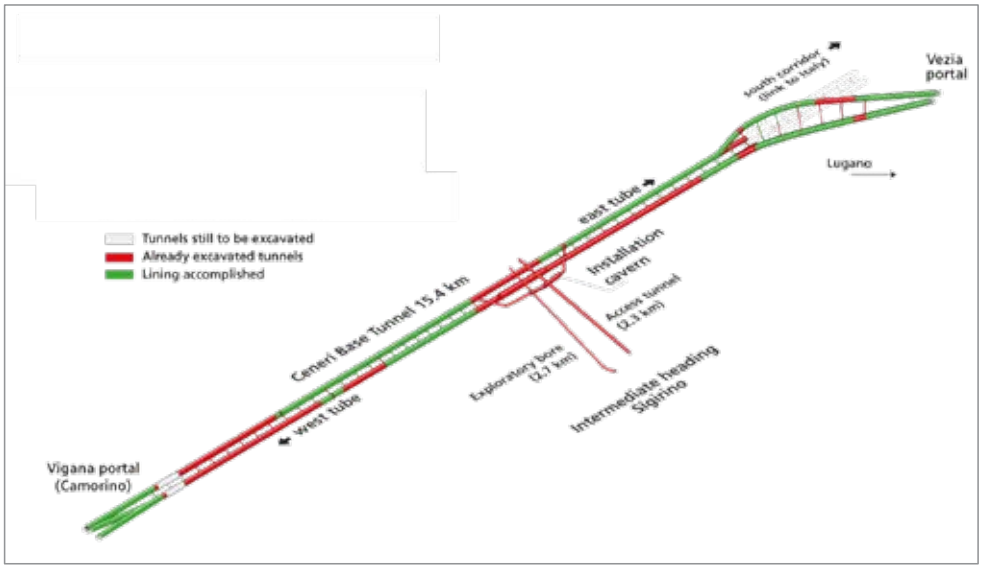


Figure 2 Schematic illustration of the Ceneri Base Tunnel [1]

Intermediate heading Sigirino

The CBT is excavated using four headings from the tunnel centre, two towards north and two towards south. The access tunnel in Sigirino provides access to almost 90% of all excavation work to be performed, creating a critical bottleneck for construction logistics. The CBT headings are driven from logistic caverns providing some 130’000 cubic meters of space available for the construction equipment, installations and deposits. The external part of the construction site is located in an area where the valley widens. It accommodates many functional elements for example preparation of concrete aggregates, conveyor belts for the transportation of tunnel muck, offices for the tunnel construction supervision, water management and treatment plant, the workers village and also dedicated railway siding and motorway connections [5].

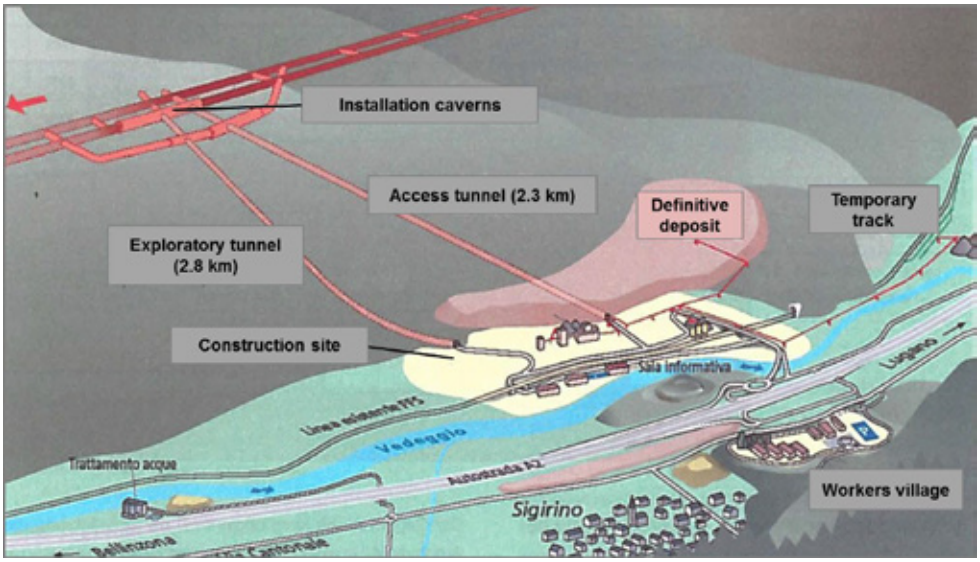


Figure 3 Intermediate heading Sigirino [5]

The work at the intermediate heading Sigirino produce an amount of approximately 3 million m^3 of excavated material. The muck is transported with conveyors belts via the access tunnel (Figure 3). A material preparation plant is located next to the portal of the access tunnel. It is planned to produce a quarter of the needed concrete aggregates from the excavation material on site. The rest goes to a deposit in the proximity.

GEOLOGICAL CONDITIONS

Because of missing engineering reference data and due to the heterogeneous geology the area around the envisaged CBT alignment was extensively explored since 1991. A thorough reconnaissance campaign was undertaken between 1995 and 2000 using drilled boreholes with lengths up to 700 m and total bored length about 10 km. The excavation of the Sigirino exploratory tunnel (2.7 km) started in 1997 to gain geological data of the rock formations. Additionally geophysical investigations (seismic, borehole geophysics), petrographic and rock mechanic laboratory tests were carried out.

It was possible to distinguish 47 homogeneous sections and 46 disturbed zones. Every homogeneous section is characterised by comparable geological, structural, hydrogeological and rockmechanical properties. Typical hazard scenarios were assigned to each section.

These hazard scenarios are mainly rock fall from the roof, loosening, detaching of wedges, plastic deformations, spalling, instability of the face, water inrush and rockburst phenomena.

The permeability of the rock is low and only minor water inflow is to be expected during the construction work.

The entire CBT is located in the crystalline bedrock of the southern Alps with a maximum overburden of almost 850 m. The lithostratigraphic units crossed by the tunnel can be divided into two areas: in the northern part, the Ceneri Zone (10.4 km) and in the southern part, the Linea Val Colla (LVC, 620 m) and the Val Colla Zone (4.1 km) (Figure 4).

The Ceneri area is primarily formed of gneiss and, to a lesser extent, of basic and ultra-basic rocks. Here the zone of the so-called “sub-parallelism” with overburden from 600 to 800 m is

the most challenging. Faults and foliation impinging obliquely on the tunnel axis. Convergences up to 30 cm were expected combined with larger loosenings and break downs.

The southern part of the CBT includes a series of paragneiss and orthogneiss, combined with intermediary basic rocks (hornblende shists). It is mainly characterised by the LVC which is regarded as the most challenging zone (620 m) of the entire CBT. The LVC consists of shear-fragmented rock with a high kakirite and cataclasite content and has an overburden from 200 to 250 m. Convergences up to 30 cm are expected. The overburden reduces down to 20 m in the Val Colla [5], [2] .

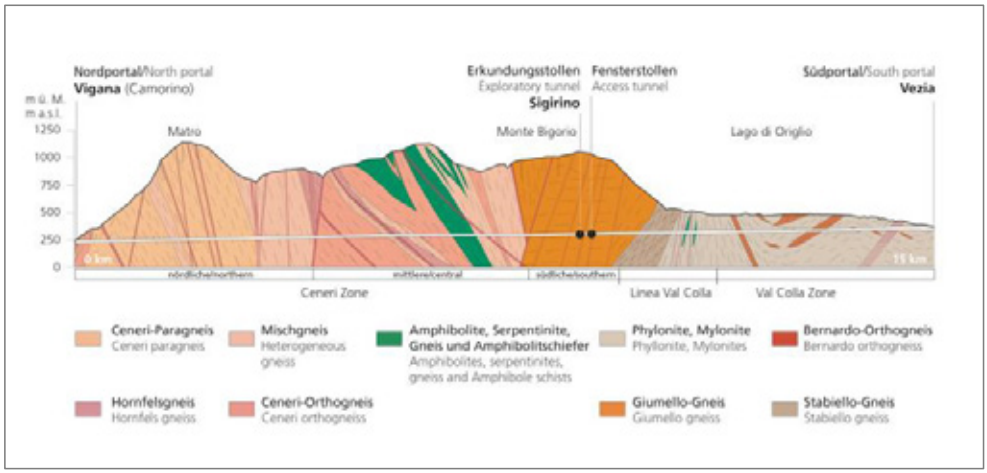


Figure 4 Geological longitudinal profile of the Ceneri Base Tunnel [1]

SELECTION OF THE EXCAVATION METHODS

General

More and more underground projects have to be constructed in a variety of ground conditions. Today it's necessary to systematically consider the selection of the tunnel construction method at an early stage of a project. First criteria for the selection of the construction method is the technical feasibility based on the predicted geological and geotechnical conditions. Second priority are economic criteria and local conditions of the project. The expected radial deformation is an essential criterion for the decision between sequential and continuous tunneling. Risk assessment should be used to find the most suitable construction method.

For the selection of the suitable construction method the following factors should be analysed and compared:

- Geological conditions (rock properties and bearing behaviour, water, fault zones) and potential hazard scenarios
- Health and safety (save working conditions for miners)
- Excavation geometry (shape of cross section, multifunctional stations, bifurcations, smoke extraction chimneys, niches etc.)
- Environmental demands (muck transport and reuse of muck, no impermissible influencing of third parties etc.)
- Construction costs / life-cycle costs
- Construction schedule, deadlines
- Quality

- Legal/contractual conditions
- Risk considerations on the part of the client and contractor
- Access and spatial options for rig area installation
- Logistics
- Interdependence of different construction processes

The following risk policy was established by the client to select the driving methods contained in the tender:

1. Only driving methods which are based on known technology can be applied.
2. The client only dictates the driving methods, where compelling boundary conditions preclude the one or other method.
3. In all other cases the contractor is to determine the method he finds optimal based on a comprehensive description of the ground conditions.
4. Where the client regards several methods as being equal, he tenders them on an equal level in order to obtain directly comparable offers [3].

Section Ceneri North

The geological conditions in the section Ceneri North are very heterogeneous and the overburden is much higher than in the southern section. The investigation was therefore less comprehensive and the geological prognosis included various uncertainties. The construction methods were selected on basis of the results of the early geological investigations. Excavations by TBM was considered suitable for this part.

Further geological investigations (2002 – 2005) showed a new situation for the section Ceneri North (Sigirino-Vigana, see Figure 4). The number and lengths as well as the hazards within the fault zones changed significantly. A complex and extensive sensitivity analysis was carried out in 2005 to verify or adapt the initial selection of the construction method. It was evaluated how the uncertainties of the investigation results affected the cost of the project, the construction schedule and the selection of the construction method.

Impact on cost:

In the analysis three different assumptions for the geological conditions were considered, an optimistic, a mean and a pessimistic geological scenario. Detailed calculations were made for different numbers, lengths and rock mechanical behaviour of the fault zones. Additional two cases which distinguished between the geological section of “subparallelism” (fault zones meet tunnel axis in an acute angle) and the geological section of subparallelism with additional unexpected fault zones were evaluated. The excavation by TBM was compared with the excavation by drill and blast for each geological scenario. Figure 5 showed the determined cost.

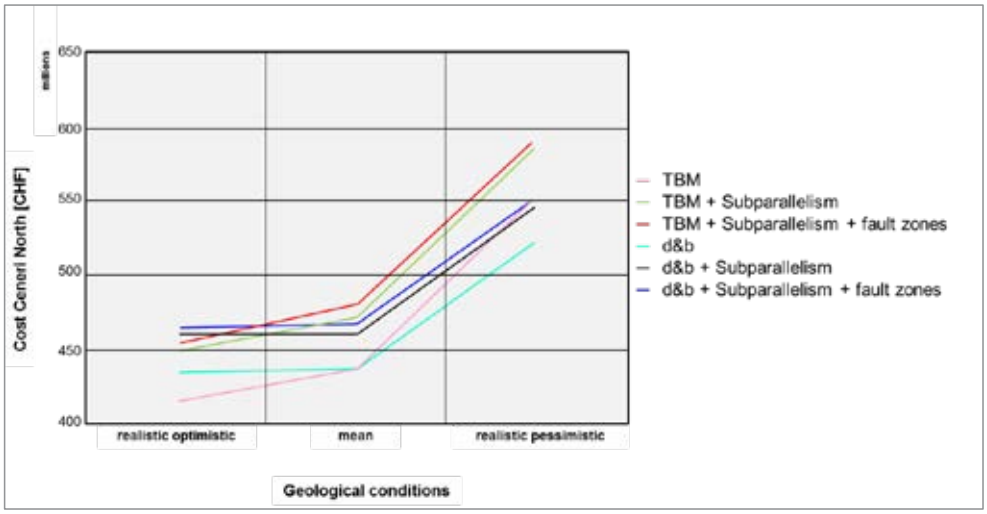


Figure 5 Determined cost of different geological scenarios

An excavation by TBM would be the most cost efficient construction method in case of the optimistic geological conditions. But for the mean and especially for the pessimistic assumption an excavation by drill and blast would be more cost-efficient. Drill and blast has the lower overall cost risk.

Impact on construction schedule

The risk analysis showed that an excavation by TBM reacts more sensitively to deterioration of geological conditions than an excavation by drill and blast. On top the relative frequent occurrence of fault zones would affect a TBM excavation more than a drill and blast heading. The undisturbed sections are short (<1200 m) which has a diminishing effect on the performance.

Construction technology

Several aspects concerning the construction technology were evaluated, e.g. investigations ahead of the face, deformations, wedges, loosening, subparallelism, lining, ventilation, workers safety etc. The parallel heading of two tubes by drill and blast has some advantages compared to the use of only one TBM (for both tubes). The lining can be installed in both tubes in parallel to the excavation work and workers can escape into the second tube in an emergency situation.

With drill and blast the cross section can be enlarged or flexible rock support can be installed in case of deformations whereas the enlargement of the cutter head of a TBM (shifting) is more complicated and the feasibility is still questionable when used for longer tunnel drives and hard rock.

In case of wedges or loosening the rock support is less flexible (open TBM) or not flexible at all (shielded TBM). Additionally the bracing of the gripper (open TBM) could be unfeasible in the area of the subparallelism. In total the drill and blast heading enables more flexible reactions to these hazard scenarios and less problems concerning the construction technology were to expected

Results of the risk analysis

Concluding an excavation by drill and blast was selected for the section Ceneri North and an excavation by TBM was excluded from the bidding process due to its higher project risk potential (Figure 6).

Section Ceneri South

The results of the early investigations indicated, that large convergences had to be expected in the area of the LVC (see Figure 3). The risk of a TBM getting jammed or the segmental lining overstrained due to prevailing shear conditions was considered too high. Additionally the potential negative impact on construction schedule due to extensive TBM down times caused by clogging of the cutter head discs because of kakiritic soft ground material was considered unacceptable. It was decided that a flexible excavation method was needed in such geological conditions. The selection of a drill and blast heading from Sigirino in southern direction including the LVC was therefore chosen very early in the project.

The area of the Val Colla Zone (south of the LVC) is more favourable for TBM use. The overburden is not as large as in the north section and the geological prognosis indicates no major shear zones or other special risk bearing conditions and a much smaller degree of variety of the geology. Therefore the use of a shielded TBM was chosen. The area is mainly characterized by a horizontal stratification with the risk of detaching wedges, so a shield TBM has additional advantages especially in terms of safety of the workforce.

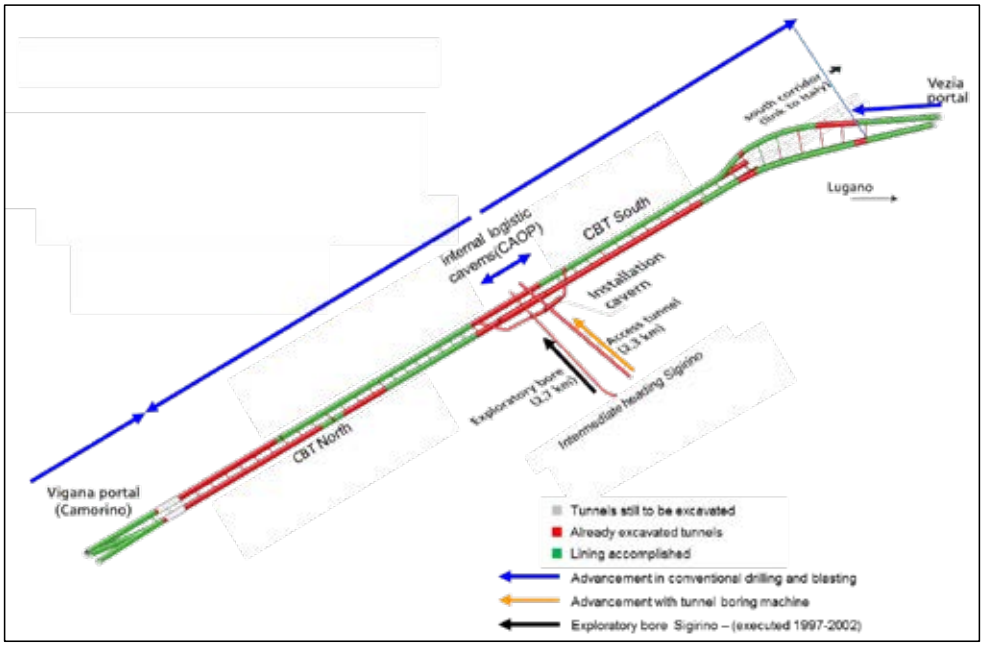
Due to low overburden and dense buildings at the surface, the drill and blast method was not considered suitable. The risk for noise emissions to the surface from blasting operations would reach unacceptable levels and consequently excavation work being limited to daytime working hours only would make a normal working process difficult resp. the advance rate very slow for a long tunnel section.

New geological investigation performed in 2005 did not result in any new findings for the section Ceneri South. The investigations rather verified the findings and increased the accuracy of the geological prognosis.

But in the meantime extensive research had been done on the noise issue. Experience from other tunnels showed, that even with a TBM the noise problem could not be excluded totally. On the contrary: the boring noise of the TBM can easily be transmitted to the houses making it impossible to bore at night. This reduce the advantages of the TBM significantly.

Results of the risk analysis

There was no clear result of the risk analysis performed for the section Ceneri south. It was therefore decided to leave the decision to the market. In consequence both drill and blast and a shielded TBM were tendered. Most contractors offered drill and blast. Only one bid with an TBM was handed in, but it was economically not interesting (Figure 6).



Figur 6 Selected construction methods

STATE OF THE WORK

The excavation work at the CBT are meanwhile very advanced. Of the total of 39.8 km of access passages and main tunnels 38.66 km or 97.2% have already been excavated (state of excavation October 1st, 2015) [1].

The breakthrough of the west tube between Sigirino and Vezia took place on March 17th, 2015. This was approximately 13 months ahead of schedule. The breakthrough of the east tube followed two weeks later on March 30th 2015.

In northern direction the two headings have encountered difficult geological conditions, hence have accumulated some months of delay. For the remaining 550 m stretch which is to be excavated from Sigirino to Vigana (north portal) the main breakthrough is expected in January 2016.

The installation of the tunnel invert, drainage pipes and kickers are proceeding from Sigirino in northern and southern direction. In the east tube the sealing of the vault is carried out at the moment. The installation of the benches in the east tube in southern direction has been resumed. The working on the vault lining at the Sarè bifurcation structures is in progress.

At the south portal Vezia the work of the cut-and-cover tunnel is in progress according to the project schedule.

The opening of the CBT is scheduled for December 2020 [1].

Figur Face east tube at change 5153, 14.07.2014

GAINED EXPERIENCE AND LESSONS LEARNED

From today's point of view both decisions about the tunnelling methods were correct.

Towards the south the drill and blast heading finished 13 months ahead of the schedule. It is not very likely, that a TBM heading would have finished earlier, and on top it would have been more expensive.

Towards the north the excavation works have not yet been finished, but still we can state that the geological conditions were more difficult than predicted. In many parts of the tunnel significantly more rock support had to be implemented than planned. Especially some longer shear zones and the parallelism would have been difficult to get through with a TBM. The drill and blast was always flexible enough and the headings never had to be stopped for longer time.

SUMMARY

First criteria for the selection of the construction method is the technical feasibility based on the predicted geological and geotechnical conditions. Second priority are economic criteria and local conditions of the project.

The expected radial deformation is an essential criterion for the decision between sequential and continuous tunnelling. Risk assessment should be used to find the most suitable construction method.

For the Ceneri Base Tunnel project extensive investigations were carried out to determine the geological and hydrogeological conditions. The results were the basis for the selection of the suitable excavation methods. An extensive risk analysis verified the selection. The successful excavation work at the Ceneri Base Tunnel confirmed the chosen construction methods.

1 REFERENCES

[1] AlpTransit Gotthard AG, Switzerland

[2] Ceriani, M. (2015), AlpTransit Ceneri-Basistunnel, Swiss Tunnel Congress 2015, Lucerne, Switzerland

[3] Ehrbar, H.; Sala, A.; Wick, R. (2012), Vortriebe am Gotthard-Basistunnel – ein Rückblick, Swiss Tunnel Congress 2012, Lucerne, Switzerland

[4] Simoni, R. (2012), Die erste Flachbahn durch die Alpen – Aktuelle Herausforderungen auf der Gotthardachse, Swiss Tunnel Congress 2012, Lucerne, Switzerland

[5] Stocker, D. (2006), Ceneri Basistunnel – Bautechnische Herausforderungen, Swiss Tunnel Congress 2006, Lucerne, Switzerland

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2015

NORSK TUNNELTEKNOLOGI I ASIATISK STORBY

NORWEGIAN TUNNEL TECHNOLOGY IN ASIAN METROPOLIS

M.Sc./Siv. ing. Dag Rindal Brox, Leonhard Nilsen & Sønner AS (LNS AS)

SAMMENDRAG

Drainage Services Departement (DSD) igangsatte på 1980-tallet et stort program for å rense kloakken som ble sluppet ut i Victoria Harbour. Programmet ble kalt «The Harbour Area Treatment Scheme - HATS». I 2001 var første etappe ferdig - «Stage 1». Stage 1 samler og leder kloakk fra Kowloon (fastlandssiden) og den nordøstlige av Hong Kong Island. Kloakken ledes til Stonecutters Island for rensing.

På HATS 1 ble det benyttet TBM og etterinjeksjon. Resultatet ble katastrofalt med økte kostander og store forsinkelser samt erstatningskrav. Dette medførte at DSD ønsket å ha den beste og sikreste løsningen før tilsvarende prosjekt på Hong Kong øya ble iverksatt. Først i 2009 følte DSD seg så trygg på løsningen at de turde sette i gang neste byggetrinn. Mange prosjekter ble studert og etter hvert ble den ”norske løsningen” med konvensjonell drift og forinjeksjon valgt. LNS ble i 2009 tildelt en av kontraktene på HATS Stage 2 sammen med vår partner Leighton Asia. Det ble dannet et fullt integrert JV for å gjennomføring av HATS 24.

Sett fra LNS sin side har prosjektet vært spennende og utfordrende og tilført oss veldig god kompetanse.

Faktaopplysninger:

- Tunnel; 8.500 m (7.500 med hovedtunnel og 1.000 med adkomsttunnel)
- Sjakter; 5 sjakter med dybde fra 80 til 125 m
- Konstruksjonsbetong; 170.308 m³
- Byggetid; August 2009 – Mai 2015
- Kontraktssum; 2,54 milliarder HK$
- Entreprenør; JV Leighton - LNS

SUMMARY

Drainage Services Department (DSD) initiated in the 1980s a large program to clean the sewage that was discharged into Victoria Harbour. The program was called "The Harbour Area Treatment Scheme - HATS". In 2001, the first stage finished - "Stage 1". Stage 1collects

and directs sewage from Kowloon (the mainland) and the northeast of Hong Kong Island. Sewage led to Stonecutters Island for treatment.

In HATS 1. it was used TBM and post grouting. The result was disastrous with increased expenses and major delays and compensation claims. As a result of this DSD wanted to have the best and safest solution before similar project on Hong Kong Island were implemented. Not until 2009 DSD was so confident to the solution that they dared to initiate the next stage of construction. Many projects were studied and eventually the "Norwegian metod" with conventional drill and blast and pre grouting were selected. LNS was in 2009 awarded one of the contracts for HATS Stage 2, together with our partner Leighton Asia. There was formed a fully integrated JV to carry out HATS 24.

Seen from LNS point of view the project has been exciting and challenging, and has given us very good know-how.

Facts:

- Tunnel; 8.500 m (7.500 m main tunnel and 1.000 m access tunnel)
- Shafts; 5 shafts with a depth from 80 to 125 m
- Construction concrete; 170.308 m^3
- Time of construction; August 2009 – May 2015
- Amount of the contract; 2,54 billion HK$
- Contractor; JV Leighton - LNS

INNLEDNING

På bakgrunn av at vannkvaliteten i Victoria Harbour (sundet mellom Hong Kong Island og fastlandet) berører mange mennesker i Hong Kong, initierte myndighetene «The Harbour Area Treatment Scheme - HATS». Dette innebærte å samle kloakk fra begge sidene av havnen. Dette er ingen enkel oppgave gitt størrelsen på inntaksområdet. Drainage Service Departement (DSD) fikk oppgaven med å gjennomføre prosjektet. Utbyggingen har blitt delt inn i etapper og den første fasen - HATS Stage 1 (HATS 1) - ble satt i drift ved utgangen av 2001 og behandler 75% av kloakken som slippes ut i Victoria Harbour. HATS Stage 1 består av 23,6 km med tunneler som leder kloakk fra Kowloon og den nordøstlige av Hong Kong Island til Stonecutters Island. Kloakkbehandlingsanlegget på Stonecutters Island er et av de største i sitt slag i verden.

Etter at HATS 1 var gjennomført var 25% av kloakk inn i havnen fremdeles ikke tilstrekkelig behandlet. Etter en periode med offentlig høring, utviklet myndighetene et program til en estimert kostnad på 17,5 milliarder HK$ for å behandle all kloakk fra de nordlige og sørvestlige områder av Hong Kong Island. I HATS Stage 2 (HATS 2) skulle det bygges 20 km med tunneler for også å lede kloakken til Stonecutters Island samt en utbygging av renseanlegget. Anleggsarbeidene startet høsten 2009 og ferdigstilt høsten 2015.

Under HATS 1 ble tunnelene drevet med TBM'er og injeksjonen skulle utføres bak stuff. Resultatet ble katastrofalt og innlekkasje inn i tunnelene var svært store. Dette medførte at grunnvannet sank og det ble setninger på overflaten. Det ble erstatningskrav i milliardklassen med påfølgende konkurs av entreprenøren. Dette medførte at DSD ønsket å ha den beste og sikreste løsningen før man igangsatte HATS 2. Mange prosjekter ble studert og etter hvert ble

den"norske løsningen" med konvensjonell drift og forinjeksjon valgt. Sintef har vært en sentral rådgiver for DSD i valg av løsning.

Siden DSD hadde valgt en "norsk løsning" fikk LNS henvendelse fra Leighton Asia om samarbeid på prosjektet. Etter tunge og nøye vurderinger ble det bestemt at vi skulle danne et fullt integrert Joint Venture (JV LLNS) sammen med Leighton. HATS 2 består av to deler, hhv HATS 23 og HATS 24. Det ble bestemt av JV-et skulle gi pris på begge delprosjektene. Selv om det var et fullt integrert Joint Venture ble det foretatt en grov arbeidsfordeling hvor Leighton var ansvarlig for rigging, sjakter og betongarbeider mens LNS var ansvarlig for tunneldriving og injeksjon. Det ble kjørt en prekvalifiseringsrunde og JV LLNS var en av tre entreprenører som ble prekvalifisert. I anbudsdokumentene var det utrykkelig presisert at ingen entreprenører kom til å få begge entreprisene. Det gjorde sannsynligheten for å kunne få et av prosjektene svært stor.

HATS 23 består av ca. 12,5 km tunnel med kryssing av sundet over til Stonecutters Island. HATS 24 bestod av 7,5 km tunnel fra Aberdeen til Say Ying Pun hvor man møter HATS 23, se figur 1. Det er ikke til å legge skjul på at HATS 23 var den mest interessante kontrakten. Denne var størst, men hovedårsaken var at de geologiske forholdene var mye enklere med en god granitt som hovedbergart. Vi lyktes ikke med å få denne, men ble valgt som entreprenør for HATS 24. Kontraktssummen var 2,54 milliarder HKD (ca. 2,1 milliarder NOK i 2009).

Figur 1 HATS Stage 2 – kontrakt 23 og 24.

HATS 24

Tunneltrassen på HATS 24 går ”langs fjæra” fra Aberdeen til Sai Ying Pun på Hong Kong Island, se figur 2.

Figur 2 Oversikt HATS 24

Berggrunnen langs tunneltraseen er dominert av granitt og tuff. Tuffen i området er meget spesiell og langt fra porøs og svak som tuff normalt kan være. Tuffen synes å ha ligget helt inntil granittmagmaet da det trengte opp og i tillegg er tuffen gjennomskåret av mange syenitt ganger. Nærheten til granittmagmaet og gangen som har trengt gjennom tuffen har gjort at tuffen har blitt utsatt for mye varme og nærmest rekrystallisert til en hornfelds. I Hong Kong kaller de den krystallin tuff.

Tunneltraseen krysser også 2 forkastningssoner hhv Sandy Bay Fault og Telegraph Bay Fault, se figur 2.

Myndighetene i Hong Kong tildeler de enkelte tunnelprosjekter en angitt trase med grenser hvor den enkelte utbygger må holde seg innenfor. Dersom det sprenges utenfor angitte grenser må dette fylles med betong i etterkant.

Å utføre tunneldrift i en verdensmetropol som Hong Kong byr på en rekke utfordringer. Det må i langt større grad enn det vi er vant med i Norge innhentes tillatelser for det meste som skal utføres. Ofte er det en omfattende korrespondanse og møtevirksomhet som skal til før endelige tillatelser gis. Innhenting av tillatelser o.l. faller i langt større grad på entreprenøren

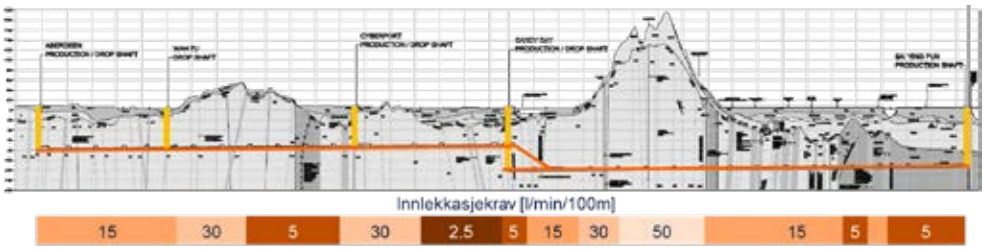
enn det vi er vant med fra Norge. Byråkratiet er mye større, komplisert og rigid enn vi kunne forestilt oss. Heldigvis har vår samarbeidspartner, Leighton, lang erfaring fra Hong Kong og derfor vært til stor nytte for LNS.

Kontraktsform var en EPC-kontrakt, men det var delvis norsk kontraktsmodell med enhetspriser og risikofordeling. Dette var avgjørende for at LNS i det hele tatt kunne være med i prosjektet.

BYGGHERRENS KRAV TIL UTFØRELSE

For å unngå samme problemer som første byggetrinn satte byggherren mange strenge krav til entreprenørene og utførelsen av prosjektet. Særlig gjaldt dette utstyret, krav til utførelse av tunnelen og særlig til forinjeksjonen. Flere entreprenører i Hong Kong hadde vanskeligheter med å skjønne hva forinjeksjon innebærer og leverte derfor ikke anbud. Byggherren ønsket seg "state of the art".

Som nevnt stilte byggherren mange krav. Dette gjaldt blant annet krav til utstyr, støybegrensninger, sprengsstoffmengde, innlekkasje etc. Bakgrunnen for de strenge kravene til innlekkasje var at man ikke ønsket en senkning av grunnvannsstanden i forbindelse med tunneldriving og de etter påfølgende arbeidene da det kunne medføre store erstatningskrav for byggherren. Kravene varierte fra 2,5 til 50 l/min/100 m avhengig hvor i traseen man var, se figur 3.



Figur 3 Innlekkasjekrav

Innlekkasjekravene medførte at man hadde systematisk sonderboring og forinjisering etter norsk metode.

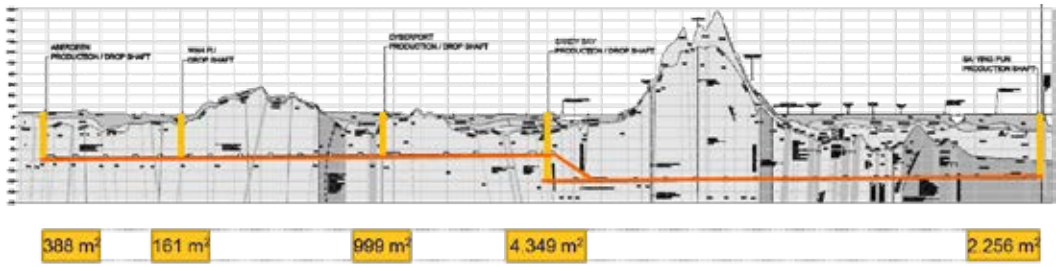
UTFØRELSEN

Sjakter og infrastruktur

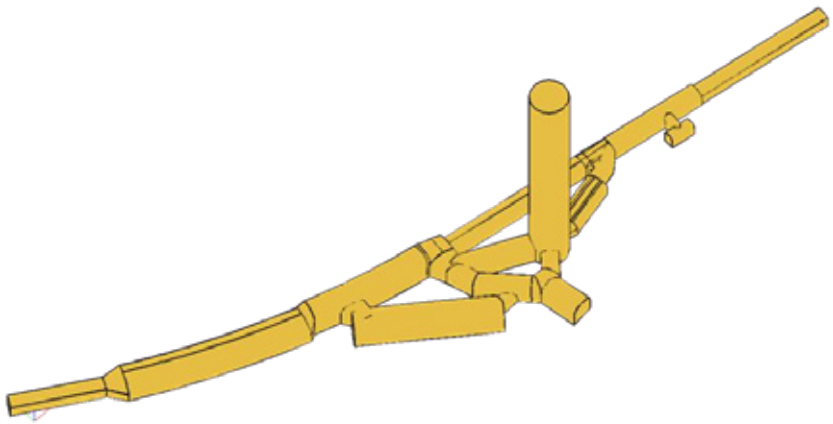
I prosjektet var det i alt fem sjakter hvv i Aberdeen, Wah Fu, Cyberport, Sandy Bay og Sai Ying Pun. Det ble skilt mellom produksjonssjakter (hvor tunneldrivingen skulle foregå fra) og utslippsjakter. Opprinnelig plan var å drive tunnelene fra sjaktene i Aberdeen, Sandy Bay og Sai Ying Pun. På grunn av en gasstanke i nærheten av sjakten i Aberdeen ville ikke Mining

Department i Hong Kong gi tillatelse for å sprenge i denne sjakten. Vårt driftsopplegg måtte endres og Cyberport ble endret fra utslippsjakt til produksjonssjakt. Tunneldrivingen har derfor skjedd fra Cyberport, Sandy Bay og Sai Ying Pun og fra etter hvert Aberdeen.

Sjaktene har litt forskjellig løsninger. Rørspunt er blitt benyttet i løsmassene på 3 av sjaktene mens på de 2 andre er det blitt benyttet slissevegg. Høyden på sjaktene varier mellom 80 og 125 m. Alle sjaktene er forinjisert i fjell. Over 3 av sjaktene ble det montert et stålbygg for heising og for å redusere støyen (Noise enclosure) fra sjakt- og tunneldrivingen mens på 2 ble det laget lokk for å redusere støyen. På grunn av svært begrensede riggarealer på toppen av sjaktene (se figur 4) ble det i bunnen av alle produksjonssjakter etablert infrastrukturtunneler. Disse ble brukt til verksted, bay-pass tunneler, mellomlager for stein, lager mm, se figur 5. Infrastrukturtunnelene ble fylt med betong etter at overføringstunnelene var ferdig sprengt. Det var derfor svært viktig at infrastrukturtunnelene ble gjort så små som overhodet mulig. Hver kubikk fjell som måtte fjernes måtte erstattes med tilsvarende volum betong. Det er lagt store ressurser i planleggingen av disse for å få en mest mulig optimal løsning.



Figur 4 *Tilgjengelige riggarealer på bakken*



Figur 5 *Eksempel på infrastruktur på bunnen av sjaktene*

I forbindelse med utførelsen av sjaktene støtte man på flere hindringer i bakken (stål og betongkonstruksjoner) som medførte forsinkelser i prosjektet.

Tunnelene

Tunnelene ble drevet av de 4 produksjonssjaktene, se figur 2. På selve drivingen var det mange restriksjoner.

Tunneldriving i Hong Kong er i stor grad basert på British Standard og har i de senere år i stor grad vært utført med TBM. Miljøet i Hong Kong er konservativt til ny teknolog og metoder, spesielt innenfor tunneldriving. Et tungrodd lokalt byråkrati gjør at de er forsiktige med å godkjenne noe nytt uten å ha full helgardering.

Myndighetene godkjenner ikke lagring av sprengstoff på anlegget. Vi brukte emulosjonssprengstoff fra Oricha og dette er som kjent ikke sprengstoff før det lades i borehullet. Det eneste sprengstoffet som vi trengte å få lagret var tennere og primere. Et lager på ca. 30 kg ville nok ha løst en ukes forbruk, men det lot seg ikke gjøre. Levering av sprengstoff skjedde to ganger i døgnet hhv kl 09 og kl 17 og da kun til en salve. Var ikke vi i stand til på ta mot sprengstoffet ble det returnert. Vi jobbet hele tiden med å få til en endring på sprengsstoffleveransen, men det var forgjeves. Dette medførte at vi maksimalt kunne få to salver i døgnet per stuff.

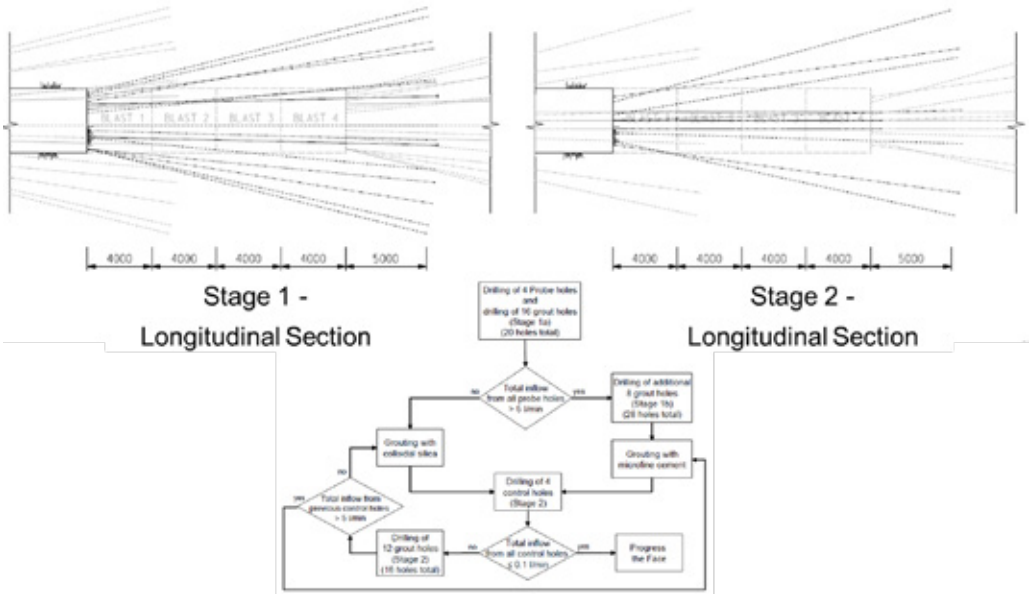
Entreprenøren skulle selv velg tverrsnitt, men valgt tverrsnitt måtte ligge mellom 9 – 20 m². Vårt valg av tverrsnitt var i utgangspunktet 14,7 m², men vi endte opp med 15,5 m² av praktiske årsaker.

Transport av masser ut av anlegget kunne bare skje i tidsrommet 07:00 – 19:00. Dette medførte at vi måte ha lagringskapasitet i bunnen av sjaktene samt en stor krankapasitet i sjaktene. Det ble også lagt opp til noe lagring i stålbyggene (Noise enclosure) som var satt over sjaktene. Massene ble tatt ut på lekter i Sai Ying Pun og Cyberport.

For å komme raskere i gang med tunneldrivingen fra Sandy Bay mot Sai Ying Pun (det lengste tunnelstykket) ble det bestemt å lage en rampe ned fra tunnel N til tunnel M, se figur 2. Dette ga store driftsmessige fordeler.

Etter forsinkelser i forbindelse med sjaktene hadde vi også problemer med å få til en god rasjonell tunneldrift, men etter hvert fikk man innarbeid gode sykluser i forbindelse med forinjeksjonen noe som også medførte god inndrift på tunnelen. Fra å ligge på 10 - 20 m per uke kom vi opp i 30 – 40 m per uke med topper på over 50 m.

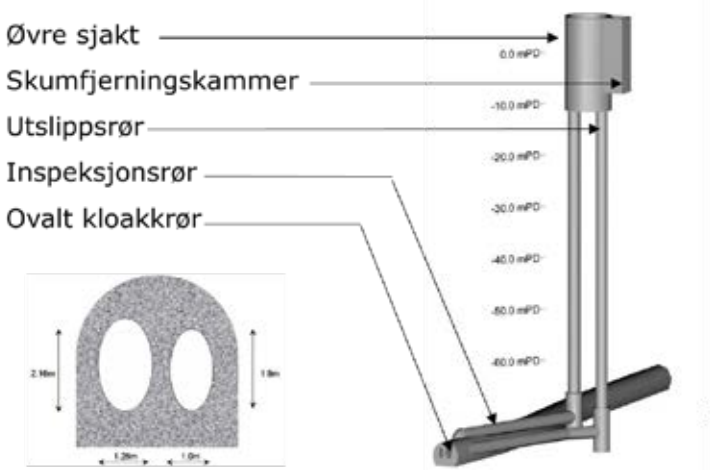
Sikringen utføres på tradisjonell måte med rensk, bolter og sprøytebetong. Det nye på HATS 2 var at byggherren betalte for medgått mengde og bar risikoen for dette. Q-systemet ble brukt og det ble etablert forskjellige sikringsklasser. Som nevnt tidligere ble det gjennomført systematisk sonderboring og forinjeksjon. Injeksjonsskjermene hadde en standardlengde på 21 m hvilket gav oss 4 salver av 4 m før ny forinjeksjon, se figur 6.



Figur 6 Forinjeksjon - prosedyre

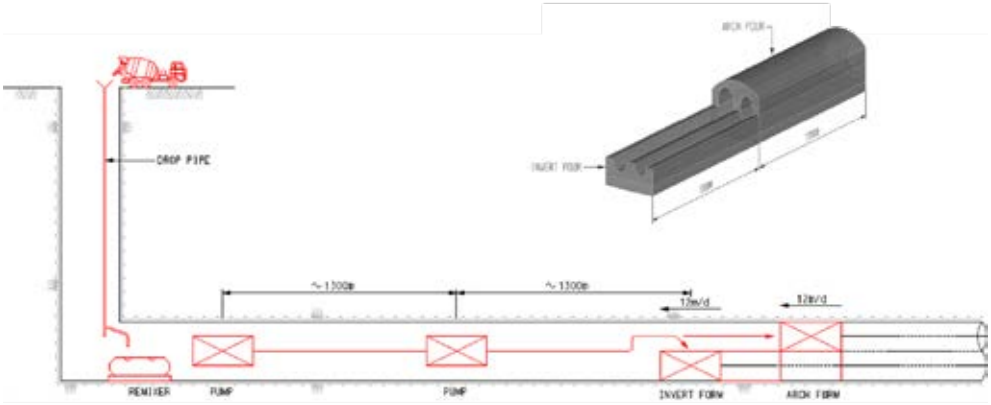
Utstøping av tunneler og sjakter

Når tunnelene var drevet startet utstøpingen av tunnelene og sjaktene. Etter utstøpingen er det to rør hvor det ene er for kloakk og det andre for inspeksjon, se figur 7.



Figur 7 Utforming av tunnel og sjakt etter utstøping

Før start av utstøping av tunnelen ble det lagt ned store ressurser for å finne en effektiv og rasjonell metode. Sjaktene måte man ha en engen løsning for. For tunnelene utviklet man et system med under- og overfor forskaling med lengde 12 m som var hydraulisk og kunne flyttes. Dette medførte at vi fikk støpt 12 m per døgn, se figur 8. Formene ble etter hvert forlenget til 15 m. Totalt er 7.467 m utstøpt.



Figur 8 Utstøping av tunnel

Det ble også brukt store ressurser for å optimalisere en betong som lot seg pumpe over 2.000 m og som først begynte å binde etter 4 timer.

Faktaopplysninger

Noen nøkkeltall for prosjektet:

- 7.500 m med hovedtunnel og 1.000 m med adkomsttunneler
- 3.067 salver
- 580 t sprengstoff
- 180.000 fm^3 med fjell tatt ut
- 12.560 stk bolter
- 30.000 m^3 sprøytebetong
- 197.000 m med sonder- og injeksjonshull er boret
- 3.767.891 kg med mikrosement og kolloidal silika
- 170.308 m^3 med konstruksjonsbetong

UTSTYR

I anbudsfasen ble det tidlig klart at de fleste leverandører ville få problemer med å møte alle de kravene som ble beskrevet i anbudsdokumentene. Tunneltverrsnittene var små og det var svært vanskelig å få utstyr med alle nødvendige spesifikasjoner. Særlig gjaldt det tunnelrigger og injeksjonsutstyr. For å møte alle disse kravene burde tverrsnittene vært nærmere 30 m². Det ble jobbet tett opp mot leverandørene for om mulig finne løsninger. Etter hvert ble det klart at norske Andersen Mekaniske Verksted AS (AMV) var i en særstilling for å løse alle problemene. Det ble investert i 4 stk tunnelrigger hhv 3 stk AMV 2GB-CC og 1 stk AMV Crawler. Den siste er en prototype, tunnelrigg på belter og denne ble brukt i sjakter og som reserverigg for tunnelriggene. Denne riggen har LNS kjøpt av prosjektet og den er i Norge nå. Utenom tunnelutstyr og injeksjonsutstyr ble det investert i ladeutrustning, kabeltromler og servicecontainere fra AMV. AMV hadde også verkstedpersonell på prosjektet i Hong Kong under tunneldrivingen.

Normet var en annen leverandør som viste seg svært løsningsorientert og som i høyeste grad har implementert en "norsk" tenkemåte i utforming av utstyr. Det ble investert i 3 stk sprøyteroboter (Normet Spraymec 1050 WPC) samt 11 stk dumper (Normet Variomec 1090D) for massetransporten.

Av annet utstyr nevnes det at utlastingen ble gjort med 3 stk Heggloader 7HR. Som reservelaster ble det valgt Atlas Copco ST 7. Disse ble også brukt for å laste fra mellomlageret på bunnen av sjaktene. Tunnelmassene ble lastet opp i korg som ble heist opp.

Utstyret som ble brukt på prosjektet ble investert av prosjektet (JV LLNS) og så å si alt er solgt eller levert tilbake til leverandøren.

FREMDRIFT

Prosjektet startet i august 2009 med prosjektering og innhenting av alle tillatelser. Arbeidene med produksjonssjaktene startet i desember 2009 og den første var ferdig i april i april 2011. Sjaktdrivingen tok noe lengre tid enn først planlagt, men det skyldes først og fremst forhold som kunne belastes byggherren. Tunneldrivingen hadde en dårlig start, men ble etter hvert meget effektiv. Utstøpingen av tunnelene og sjaktene har imidlertid gått helt etter planen.

Prosjektet ble ferdigstilt ved utgangen av desember 2014, 14 måneder etter ferdigstillelses datoen i kontrakten. Dette imidlertid innenfor den tidsforlengelsen som vi var berettiget til. Etter ferdigstilles av tunnel og sjakter har det pågått arbeider på overflaten. Dette har bestått av fjerning av de midlertidige konstruksjonen på toppen av sjaktene og landskapsarbeider. Disse var ferdig i mai 2015 og vi er nu inne i en periode hvor vi er ansvarlig for landskapsvedlikehold. Dette utløper 1. kvartal i 2016.

ERFARINGER

Sett fra LNS ble det færre nordmenn i prosjektet enn planlagt. Dette skyldes i hovedsak to ting. Norske fagarbeidere er dyre noe som førte til at prosjektet valgte å bruke flere fagarbeidere fra asiatiske land og endringer i arbeidsmarkedet i Hong Kong førte til at det ble vanskelig å få inn fagarbeidere fra Skandinavia. Kun «supervisor» fikk arbeidstillatelse. Når det gjelder ledere på prosjektet er ikke norsk arbeidskraft dyrere en internasjonal arbeidskraft,

men det var ikke lett å rekruttere nordmenn til Hong Kong. Det som også må sies er at Hong Kong ikke kan sammenlignes med noen skandinavisk by, noe som medfører at ikke alle takler å være bosatt der.

Noe som vi også erfarte var at det ikke var lett å blande flere nasjoner i et driverlag. En norsk tunneldriver vet hva som skal gjøres og drivingen går av seg selv. Slik er det ikke når man har driverlag bestående flere nasjonaliteter (den norske tunneldriveren er «multi skilled»). Dette medfører at man ikke fikk den «glien» i arbeidssyklusen som man må ha for å få en effektiv drift. Det som etter hvert ga uttelling var opplæring og forståelse for den jobben som skulle utføres.

Når det gjelder norske formenn («Supervisor») er ikke de vant til å hele tiden fortelle alle hva de skal gjøre under arbeidets gang (vi er lite «sjefete»). Dette gjorde at man heller ikke fikk full uttelling for å bruke disse. Her er en australsk forman mer effektiv.

Selv om det har vært en del utfordringer underveis har prosjektet blitt et godt prosjekt for LNS. Dette gjelder også økonomisk.

Så hva må man ha for å lykkes i Hong Kong:

- Man må ha en partner som kjenner de lokale forholdene (byggherren, lover, regler etc) og der var vår samarbeidspartner Leighton enestående.
- Man må ha dyktige medarbeidere som tar ei utfordring.
- Kulturforståelse – mange nasjonaliteter som skal jobbe sammen.
- Ha forståelse for at ting som er opplagt hjemme i Norge kan ta tid å få til (TTT – ting tar tid).
- Man må han finansiell styrke da det kan ta tid før man får de penge som man er berettiget til.

Så vil LNS gå på et nytt prosjekt i Hong Kong. Ja hvis de rette forutsetningen er på plass.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2015

Disc Cutter / Rock Cutting Technology – A new approach for full size continuous cutting tests and first test results.

Werner Burger, Herrenknecht AG, Schwanau, Germany
Dr. Ernst Büchi, GEO 96 Spiez, Switzerland
Frédéric Cousseau, Herrenknecht AG, Schwanau, Germany

Abstract

For full face hard rock excavation by Tunnel Boring Machines (TBMs), the use of disc cutters as excavation tool has become the industry standard for many decades now. Whereas the principle of the rock breaking or cutting process with disc cutters did not change, significant development has been done on cutter bearing technology and cutter size or diameter as well as on the technology for cutting ring materials. Most recently significant progress has been achieved in disc cutter instrumentation. Typical cutter sizes for open mode hard rock TBMs are cutters with 17" or 19" rings, concepts for even larger versions of are on the table and have already been used on a number of occasions. The understanding and prediction of the cutting process goes predominately back to theories and prediction models developed by Colorado School of Mines (CSM, Golden, USA) or the University of Trondheim (NTNU, Trondheim, Norway). The use of the CSM or the NTNU model is widely accepted and has become a sort of general standard in the industry today. The understanding of the disc cutter – rock interaction is based on a large amount of empirical data supported by lab testing on mostly linear cutting machines. To support the next steps of further technical development in cutter design and monitoring systems as well as the better understanding of the disc cutter – rock interaction, Herrenknecht AG launched an extensive lab test program related to key aspects of the disc cutter technology.

1 Optimization of the cutting parameters

Historic background: In the past, the cutter spacing was a function of the cutter size and its maximum cutter load to allow for successful chipping between the cutting groves. Cutter rings initially had a wedge shaped cross-section with cutting angles between 60° and 90°, easy to penetrate as a 'wedge' and producing required side forces for chipping. The successful use of constant section cutter rings indicated that the pressure is responsible for the chipping process, the pressure below the cutter ring achieved in the crushed zone of the rock.

The increase of cutter diameters allowed for increased maximum cutter load to be applied and for a longer lifetime of each ring. The higher cutter load consequently resulted in a higher pressure in the crushed rock mass below the ring and therefore allowed to increase the spacing between two cutting groves. The empirical approach led to increased cutter spacing from initially 60mm to more than 90mm combined with the relevant increase of cutter size from 12" to 19" and consequential increase of max. cutter load from 150 to 320 kN per cutter ring.

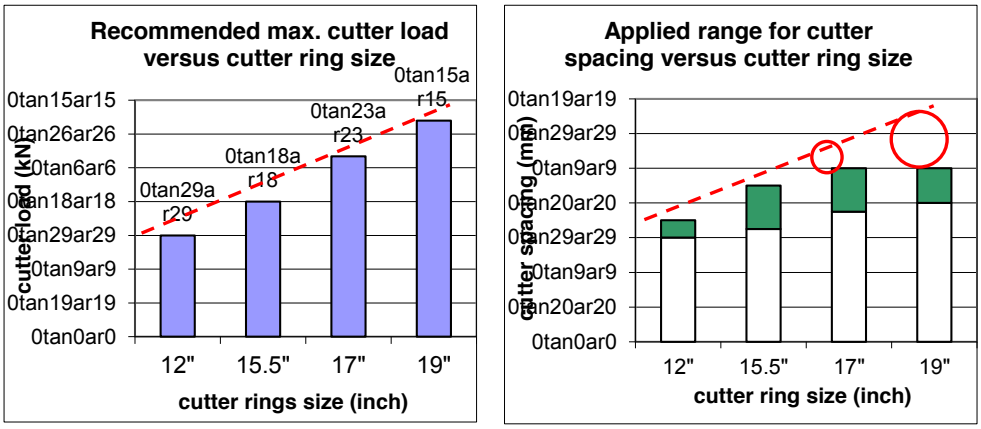


Figure 1 *Illustration for increase of maximum cutter load with increase of cutter size, and relevant increase for the range of cutter spacing applied in practice*

The above Figure 1 however indicates that the cutter spacing as actually applied in practice stayed behind the development of further increase of the maximum cutter load.

Optimization related to today's state of the art tunneling equipment:

In hard rock tunneling it is well accepted that some disc cutters fail and block. Then the cutter ring wears down with a flat spot. Consequently, the two neighbor cutters have to continue to penetrate and chip but now at a double spacing (double distance between regular cutting groves). Projects in hard and abrasive rock may have 5% to 15% of cutter changes due to blocked cutters. That means practice has confirmed that with today's available cutter loads continuation of the boring process is feasible even at double spacing. In case of a failure of two neighbor cutters this may lead to build up a high ridge: chipping is no more feasible with three times the basic spacing, respectively the ridge may start to damage the cutter hub and as well the saddle and structure of the cutterhead. Therefore, the question becomes, what is the optimum cutter spacing: as large as feasible but always granting successful chipping in case of one blocked cutter.

Today's trend for cutter spacing in very hard and abrasive rock goes to 100mm and to 130mm spacing for 17" and 19" cutters respectively with the goal to achieve the same penetration rate, however with significant lower cutter consumption. That will result in several benefits: lower cutter costs, less downtime for cutter changes, lower energy consumption and increased possibilities for recycling the muck to aggregates for concrete and shotcrete (lower percentage of sand fraction and large max. grain size).

These are the main reasons why HERRENKNECHT AG has developed:

A: the Disc Cutter Rotation Monitoring system (DCRM) successfully approved in actual projects with at least every second cutter position continuous monitored

B: the unique Continuous Disc Cutting – Test Rig (CDC-TR) at full scale.

2 Review of current test rigs

In the past typical laboratory test setups for rock cutting tests with disc cutters were based on linear cutting tests (Figure 2). An original size disc cutter is attached to an instrumented cutter fixture device, the rock sample is attached to movable transfer table driven by a hydraulic cylinder. The stroke length of the transfer table corresponds to the achievable cut length or duration of one cutting track.

Figure 2 View of the linear cutting machine from CSM (Property CSM)

After the calibration of the three force components by applying known loads on the mounted disc cutter assembly, tests can be performed. To carry out a cutting test, the depth of penetration and the width of spacing are set, then the sample is moved through the cutter with a constant velocity while a load cell monitors the normal, rolling and side forces on the cutter and a displacement transducer measures the travel of the rock sample. For the next cut, the transfer table will be moved laterally to realize the selected spacing.

For such test, it is assumed that a disc cutter on the cutter head always roll on a rock surface damaged from the previous cutting action, what should be reproduced by several cutting passes before the first data are collected.

However the layout of such test benches carrying out a linear move sets boundaries by reproducing the real field conditions. In fact the cutting interaction between several disk cutters cannot be recreated replicating the layout of a cutter head. The crack propagation can hardly be simulated through one cutter being translated on the next cutting track due to the three-dimensional crack propagation.

Furthermore the representative cutting length is very limited on linear test benches, which enable tracks with only few seconds of cutting. It will be difficult to explore lifetime and wear on disc cutters. Besides the downsized dimensions of the rock sample don't allow investigating larger spacing.

Herrenknecht set the goal to fill the gap in order to come closer to real field conditions with a new kind of test bench.

3 Continuous Disc Cutting – Test Rig (CDC-TR)

3.1 Desired specifications

Herrenknecht set thus a couple of specifications, the new test bench has to fulfill. First of all one cutting test should reach duration of about two minutes.

To come closer to real field conditions and recreate in part the layout of a TBM should also be three disc cutters simultaneously in action. This number of disc cutters gives also the possibility to test different cutter spacings, by varying the distance between the three cutting tracks. The possibility is then given to explore larger spacings.

To analyze the cutting behavior, sensors have to be used to measure diverse parameters like cutting forces, vibrations, temperature, acquiring so qualitative as well as quantitative information about the cutting with disc cutters. To gain safe information, a particular attention has been taken to get a high repeatability by the tests. Moreover the measured parameters are directly dependent from rock type, different kinds of rock has then to be tested.

3.2 Implementation

These specifications bring Herrenknecht to develop a totally new, state of the art, test bench. The test bench concept is based on the rotary motion of the rock sample instead of the classic linear movement. Figure 3 shows the set-up of the designed and built disc cutter test rig. It allows the investigation of the cutting parameters very close to real field conditions.

The overall test rig consists of several main components constructed with stiff steel construction, a hydraulic driven rotating test body, both-sided spindle thrust systems with cross support and implemented disc cutter assemblies, as well as two belt conveyors for the separated discharge of the two-sided excavated material. The test body is made of 10 rock samples (figure 4) bolted to the inner steel rim and embedded into a high strength concrete matrix, constituting a roll of 4 m outer diameter and 2.7 m inner diameter.

Figure 3 View of the Continuous Disc Cutter Test Rig set up

Figure 4 Granite rock samples

The arrangement of the both-sided disc cutter assemblies and the functional principle is illustrated in figure 5. The cutting speed is realized by a selected rotation speed of the test body as a function of the cutting diameter. In this connection the different penetration rates are performed by the synchronous movement of the two-sided disc cutters towards the test body.

In figure 5 the excavation process at the rotating test body is illustrated. The width of 1.5 m enables to cut at least 3 different test series (P1 – P3) for the arrangement of the combined disc cutter assemblies, depending on the chosen spacing. The reproducibility of measurements can be checked through the several cutting revolution and the number of rock samples, as well as by performing separate tests on different positions over the test body width while cutting with the same parameter settings. In fact the disc cutter will reach the exactly same position on the same track after one test body revolution but deeper into the rock, as it will do on a TBM after one cutter head revolution. The reproduction of real field conditions is thereby achieved.

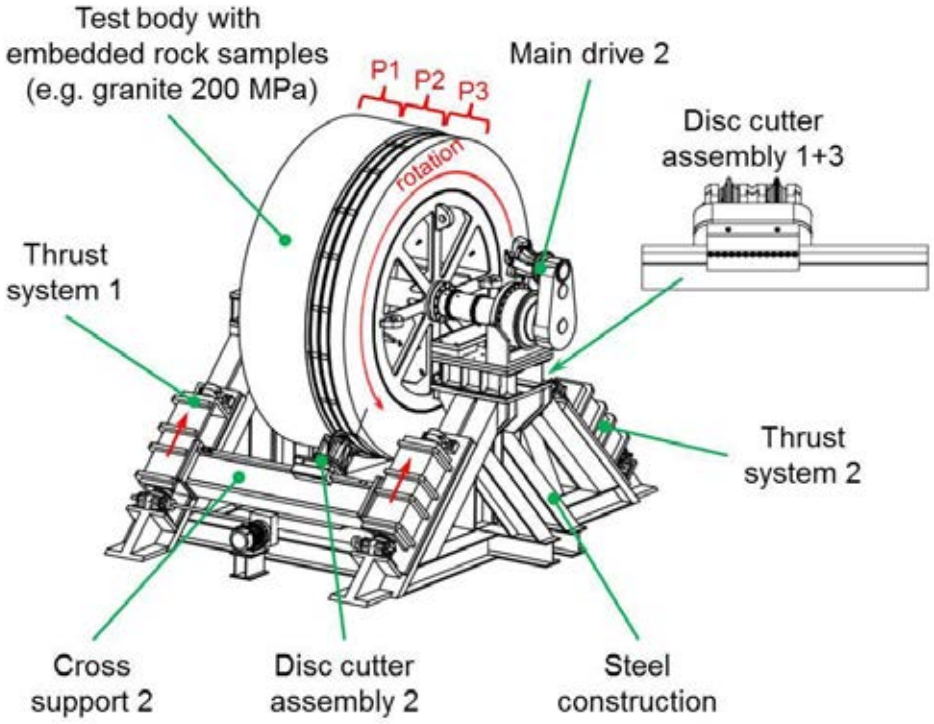


Figure 5 Schematic of Continuous Disc Cutter Test Rig

Figure 6 shows the different tracks of the disc cutter assemblies. Disc cutter assembly 1 and 3 is mounted on the thrust system 2 on one side of the test rig. On the opposite side the disc cutter assembly 2 is mounted on the thrust system 1 and is running in between. The both-sided thrust systems are adjusted in height and are synchronically moving in order to perform a continuous penetration.

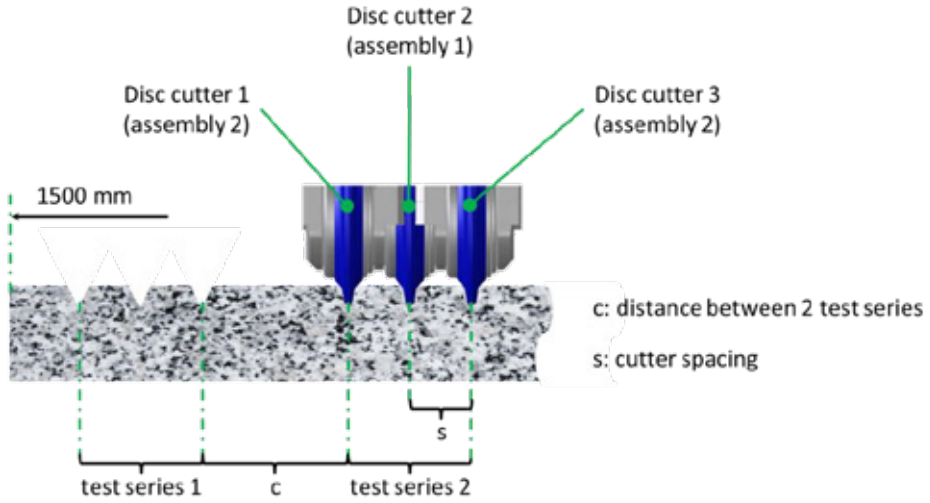


Figure 6 Definition of the distance between two test series

Figure 7 are shows the design of the installed disc cutter assemblies. The track of disc cutter assembly 2 on one side of the test rig is always centered between the outer tracks of disc cutter assembly 1 and 3 on the opposite side. In this connection the different spacing are realized by using of different distance plates between disc cutter assembly 1 and 3. According to a distance range of 180 to 300 mm, a variable spacing range of 90 up to 150 mm by step of 10 mm is given, much over current spacing on TBMs.

Figure 7 View of the disc cutter assemblies

Typically running times for one single test are 90 to 120 seconds. The cutting length respectably the excavated volume is therefore high and enables to explore also lifetime and wear on the disc cutters to some extent.

Furthermore the test rig is instrumented to get information about the cutting process. Load cells, on both disc cutter assemblies, monitor the cutting forces on the disc cutters (figure 8). In this way the measured normal, rolling, and side forces acting on the cutter are used for optimization of cutting geometry, machine specification and performance prediction. The necessary thrust of the TBM for an effective rock penetration is directly given through the normal force on the cutter, where rolling force is responsible for the needed cutter head torque. Together these forces are used to calculate the specific energy requirement to excavate the rock, the amount of energy per unit volume of excavated rock.

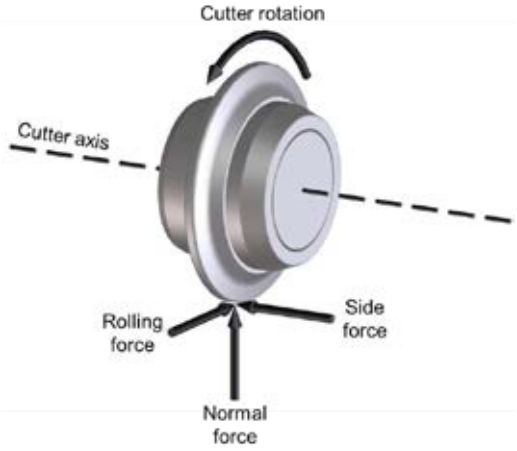


Figure 8 Three dimentional forces acting on a disc cutter

The displacement of both thrust systems, the rotation angle and speed of the test body, the drive torques, the disc cutter penetration per test body revolution, cutting vibrations, the cutter temperature are also monitored to correlate the measured forces to the cutting parameters. Each cutting test is carried out with constant cutting parameters during the test duration: penetration, cutting speed and spacing are fixed and controlled during one test while other cutting parameters are monitored.

The form of the excavated material, called chips, is significant for the extraction of this material from the excavation chamber as well as for its transport out of the machine and the tunnel over conveyor belts. Moreover the achievement of suitable chip size is required as a basis for either directly use or further processing of the useable excavated material. Therefore the chips of the test series, falling through the gravity unlike in a linear test bench, are collected separately by one belt conveyor on each side. The dimensions of the sampled chips (figure 9) are processed and put in correlation with the different cutting parameters.

Figure 9 Example of excavated material

Moreover the test bench concept brings high flexibility through the possibility to test easily different kinds of rock, like homogenous rock, rock with foliation or rock with cracks, as well as the possibility to test different type of cutters and bits.

Basic specifications:

- Test body:
  - Diameter (max): 4.0 m
  - Diameter (min): 2.9 m
  - Cutting volume: 18 m³
  - 10 rock samples bolted & embedded into a high strength concrete matrix
  - Rock quality: granite (UCS 200 MPa), gneiss
- Operating parameters:
  - Spacing: 90 up to 150 mm by steps of 10 mm
  - Cutting speed: up to 150 m/min
  - Penetration: up to 10 mm/rev

4 Test execution and first results

4.1 Methodology

The CDC test rig provides the following options:

- full size cutters of max. 21’’
- variable cutter spacing
- variable cutter load
- variable penetration rate
- variable ring types, tip-width and geometry of cutter rings
- systematic grain size analyses of muck and max. chip size documentation
- testing of different drag-picks

4.2 First results

The test rig CCT allowed for systematic calibration of sensors for cutter monitoring (a contractual requirement by some Clients). The reference tests at standard spacing correlating thrust versus penetration rate allows for systematic comparison with Predictor-Models such as Colorado School of Mines (CSM) or the Norwegian Model (NTNU-Method).

Tests with increased cutter spacing allow for additional analysis of the muck grain size distribution defines the potential for improved recycling of the muck for aggregates of shotcrete and concrete.

Systematic measures of thrust and rolling forces required for different spacings provide new information about potential for reduced energy consumption per m³ of excavated rock and relevant cost savings.

4.3 Discussion of first results

The first tests already provided very positive results like:

- Significantly increased cutter spacing is feasible
- Cutter spacings of 130mm and 150mm have successfully been tested in massive granite (figure 10)
- The verification and calibration of the DCRM (Herrenknecht's Disc Cutter Rotation Monitoring system) has been successful
- Basic penetration tests on the CDC provide good correlation with the same test performed with a TBM

Figure 10 Comparison of typical chips for granite resulting from different cutter spacing

The systematic tests already provided new insight and findings with relevance to penetration and the chipping process.

5 Outlook

The already available and future results will allow for:

- Verification of a today's available predictor models (CSM and Trondheim NTNU)
- Provide extended versions of predictor models for increased cutter spacing and larger cutter rings
- Further optimization of technical TBM specifications and cutterhead design
- Optimization of TBM driving parameters in combination with the Disc Cutter Rotation Monitoring system (DCRM)

To summarize, these test results from the full size Continuous Disc Cutting Test Rig (CDC-TR) will allow the Contractor to:

- achieve higher tunneling production rates
- reduced downtime due to less cutter changes
- lower energy consumption due to more efficient rock cutting
- lower costs for cutters and spare parts
- improve assessment for TBM tunneling performance.

Further tests are already organized with a set of typical anisotropic, hard and abrasive rock types. The chipping process in anisotropic rock will be analyzed in detail: Fracture propagation for chipping related to direction of rock anisotropy (schistosity), relation between trust / penetration versus direction of rock anisotropy.

6 Conclusions

This is a first report released about the new Continuous Disc Cutting Test Rig by HERRENKNECHT. The achieved results are very optimistic and tests are going on in hard and anisotropic rocks and other rock types. The evaluation of the very first findings from relevant tests have already contributed to the optimization of the cutterhead design for two major projects. Therefore, the verification at full-scale application can be expected soon.

The results will allow further improvement of the overall rock cutting process, optimizing the design of the cutterhead and the cutter layout concept. Specific project information for geological and geotechnical aspects can be integrated at a maximum level to the adequate design of the cutterhead. All these inputs – relevant for a specific project in typical hard and abrasive rock formations – will result in a significant benefit for the Contractor: more efficient rock cutting with increased production rates at lower costs.

In addition the combination with the Disc Cutter Rotation Monitoring system (DCRM) improves for the operator the control of the TBM drive and reduces unexpected downtime.

VARDØ – SPILLET OM BRO ELLER TUNNEL[1]

Vardø – The game concerning bridge or tunnel

Førsteamanuensis Dr.oecon Knut Boge, Høgskolen i Oslo og Akershus

SAMMENDRAG
Byen Vardø på Vardøya var i mange år Norges største fiskevær. Bro eller tunnel til fastlandet var i flere år det store spørsmålet for innbyggerne. En fastlandsforbindelse for Vardø kom på dagsordenen allerede på slutten av 1940-tallet. Til å begynne med ble det nærmest tatt for gitt at fastlandsforbindelsen skulle være en bro, men allerede tidlig på 1960-tallet kom det for dagen at en undersjøisk veitunnel kunne være et alternativ. Resultatet ble etter hvert et slags kappløp eller tvekamp mellom Vegvesenets bro- og tunnelforkjempere. Teknologiimport skiftet gradvis balansen i tunnelforkjempernes favør. Bro- og tunnelkappløpet pågikk helt frem til 1978 da Stortinget fattet den endelige investeringsbeslutningen vedrørende Vardøs fastlandsforbindelse.

SUMMARY
City of Vardø on Vardø Island in Finnmark was for many years Norway's largest fishing port. A bridge or tunnel to the mainland soon became the big issue for Vardø's inhabitants. A mainland connection came on the agenda already already in the late 1940s. Most people took for granted that the mainland connection should be a bridge. However, some persons in the early 1960s discovered that subsea road tunnels could be an alternative to bridges. The result became a kind of duel between the public road administration's bridge and tunnel champions. Technology imports slowly shifted the balance in the tunnel champions' direction. The race between bridge and tunnel champions went on until 1978 when the Norwegian parliament made its final investment decision concerning Vardø's mainland connection.

INNLEDNING

Vardøtunnelen, Norges første undersjøiske veitunnel, ble offisielt åpnet av kong Olav 16. august 1983 (Langseth 1983; Hafstad 1983). Vardøtunnelen er et viktig prosjekt, som bidro til å etablere tekniske løsninger og retningslinjer og å berede grunnen for det som etter hvert har blitt til et stort antall undersjøiske veitunneler.

---

[1] Denne artikkelen bygger på materiale fra forskningsprosjektet «Vegen og vegtrafikkens historie etter 1960», som ble gjennomført ved Handelshøyskolen BI fra 2001 til 2005. Prosjektet ble finansiert av Statens vegvesen, Vegdirektoratet. Prosjektleder og fagansvarlig var Sverre Knutsen. Undertegnede var doktorgradsstipendiat i prosjektet. Resultatene av prosjektet ble publisert i boken *Norsk vegpolitikk etter 1960 – Stykkevis og delt?* Takk til Statens vegvesen for tilgang til arkiver og informanter.

Denne artikkelen bygger på studier av dokumenter i Vegdirektoratets arkiv (VDA), intervjuer med flere av aktørene i prosessene som ledet frem til byggingen av Vardøtunnelen, og studier av åpne kilder, slik som for eksempel stortingsmeldinger. Der ikke annet er oppgitt er kildene dokumenter fra VDA.

VARDØS INNBYGGERE VILLE HA EN FASTLANDSFORBINDELSE

Historien om Vardøs fastlandsforbindelse begynte allerede i 1947. Da stemte et stort flertall av velgerne i en lokal folkeavstemning for at ny havn skulle gjenoppbygges på fastlandet ved Svartnes, og ikke på Vardøya. Men Vardøutvalgets havneplaner ble lagt til side. Både Vardø by og havnen ble nemlig gjenoppbygd på Vardøya. Til tross for dette vedtok Stortinget i 1959 at det skulle bygges ny havn på Svartnes og bro til Vardø. Den planlagte pælebroen, som var kostnadsberegnet til 8 millioner kroner, lot seg imidlertid ikke bygge. I 1961 vurderte derfor myndighetene om det i stedet kunne legges en vegfylling tvers over Bussesundet. En slik fylling ble først kostnadsberegnet til 16 millioner kroner. I 1964 økte kostnadsoverslaget til 28 millioner, med forbehold om ytterligere økninger. I St. meld. nr. 64 (1964-65) ble det fastslått at havneutbyggingen på Svartnes skulle fortsette, mens man lette etter andre løsninger på forbindelsen mellom Vardøya og fastlandet. I 1965 økte kostnadsoverslaget til 47 millioner kroner, og i 1968 var tallet 50-60 millioner kroner. Dette kostnadsoverslaget var nok sterkt medvirkende til at Samferdselsdepartementet gikk inn for å bygge et nytt fergeleie, og bruke en større ferge. Vardøs kommunestyre var ikke spesielt fornøyd med dette. Den 7. juli 1967 vedtok kommunestyret at saken måtte behandles av Stortinget snarest mulig, helst høsten 1967. Dette kravet fikk støtte fra Finnmark fylkesutvalg 7. oktober 1967 (St. meld. nr. 77 (1972-73); St. meld. nr. 39 (1976-77)).

Samferdselsminister Håkon Kyllingmark (Høyre, Nordland) ville imidlertid ikke prioritere bro til Vardø. I februar 1971 var det i følge Kyllingmark viktigere med vei til Havøysund, vei over Nordkynhalvøya og kortere vei- og fergeforbindelse til Honningsvåg, enn bro til Vardø. Kyllingmark ville derfor utsette byggingen av Vardøs fastlandsforbindelse til etter 1977. I 1971 var kostnadsoverslaget for bro over Vardøysundet kommet opp i 80-90 millioner kroner.

Østfinnmarkingene gav imidlertid ikke opp. I stedet brukte de enhver anledning til å minne Stortinget og regjeringen på fastlandsforbindelsen. Den 26. juni 1972 fikk Vegdirektoratet ordre fra Samferdselsdepartementet om å revurdere kostnadsoverslaget for bro over Bussesundet fra Svartnes til Vardø innen 7. juli. Denne ordren kom etter en konferanse mellom statsminister Trygve Bratteli og representanter for Vardø kommune. Bratteli bad Kommunaldepartementet, Fiskeridepartementet og Samferdselsdepartementet om å skaffe ytterligere opplysninger. Dette stemmer godt overens med vegdirektør Eskild Jensens (2003 [Intervju]) observasjon om at Vardøs ordfører Hjalmar Halvorsen (Arbeiderpartiet) hadde stort gjennomslag i Finnmark fylkesting. Halvorsen skrev også brev til Arbeiderpartiets hovedkvarter i Oslo, der han bestilte møter med statsministeren, samferdselsministeren og kommunalministeren.

I et brev til Samferdselsdepartementet den 24. oktober 1973 gav Vegdirektoratets teknisk direktør Olav A. B. Torpp uttrykk for stor overraskelse over forslaget i St. meld. nr. 77 (1972-73) om bompengefinansiering av Bussesund bru, da Vegdirektoratets prognoser viste langt mindre trafikk over sundet enn TØIs prognoser. Torpp mente prosjektet maksimalt kunne bære et lån på 10 millioner over en 15 års bompengeperiode. Torpps brev er ett eksempel på at Vegdirektoratet i mange tilfeller har vært betydelig mer edruelig med prognosene for bompengeprosjekter enn lokale aktivister og deres forbundsfeller i regjeringen og på Stortinget.

UNDERSJØISKE VEITUNNELER

Skandinavias første undersjøiske veitunnel ble bygd i Sverige, til Muskö utenfor Stockholm. Muskötunnelen er omtrent 3.000 meter lang og går 65 meter under havoverflaten (Subsea Road Tunnels 2002). Muskötunnelen ble konstruert av tecn. licienciat Stig Regnell. Planleggingen begynte allerede i 1951, med parallelle utredninger av henholdsvis bro og fjelltunnel. I 1959 ble det vedtatt å bygge fjelltunnel. I tillegg ble det bestemt at forbindelsen kun skulle være til militært bruk. Tidligere undervannstunneler for biler var senketunneler i betong. Disse var svært kostbare å bygge, og kunne bare forsvares brukt på steder med svært stor trafikk, slik som for eksempel i Göteborg (E6), Ålborg (E45) og senere også i Bjørvika i Oslo (E18). I 1963 anslo Stig Regnell byggekostnadene for Muskötunnelen til 3.500 svenske kroner per meter. I følge Regnell (1963) var undersjøiske tunneler konkurransedyktige i forhold til broer, fordi tunnellengden ble noe mindre enn det dobbelte av brolengden, gitt at kryssingen ikke måtte gå alt for dypt.

Muskötunnelen ble åpnet for trafikk i mars 1964, og den 23. juni 1964 var Vegdirektoratets tekniske direktør Olav A. B. Torpp på befaring i Muskötunnelen.

Mye kan tyde på at Vegdirektoratet allerede på begynnelsen av 1960-tallet vurderte en undersjøisk tunnel som et mulig alternativ til en bro til Vardø, jamfør Torpps befaring til Muskö. Gitt datidens kjennskap til de geologiske forholdene, ble tunnelen foreslått bygd nord i sundet, omtrent der broen ble planlagt midt på 1970-tallet. Men sammenlignet med de daværende kostnadstallene for en mulig bro, ble en undersjøisk tunnel vurdert å være for dyr. Det viste seg nemlig at dybden til fjell ved Tjuvholmen var så stor at det ikke ville lønne seg å bygge en undersjøisk tunnel.

Men ideen om å bygge undersjøiske veitunneler i Norge ble ytterligere forsterket av tankegods fra Japan på midten av 1970-tallet. Dette tankegodset kom delvis via PIARC. Midt på 1970-tallet arbeidet nemlig Vegdirektoratet med å planlegge en bro fra fastlandet til Vardø. Klimaet i Vardø er ekstremt. Veglaboratoriet hadde gjennomført omfattende geologiske og geotekniske undersøkelser i området der brutårnene var planlagt bygget. Under én av vinterstormene i 1975/1976 havarerte et flytende pæleapparat. Det lille værvinduet i Vardø-området ville trolig føre til at byggingen av broen ville ta vesentlig lengre tid, kanskje flere år lengre, enn byggingen av en tilsvarende bro andre steder i Norge Flaate (2002 [Intervju]). Værvinduet ville trolig også begrense bruken av broen.

Men værproblemene og tapet av pæleapparatet førte til at flere av ingeniørene i Vegdirektoratet begynte å vurdere alternativer til en bro. Flere av ingeniørene var blitt oppmerksomme på teknologien for bygging av undersjøiske tunneler. Gjennom deltagelsen i faglige nettverk, slik som PIARC og NVF, begynte flere av Vegvesenets ansatte å få en oppfatning om at det lå visse muligheter i de undersjøiske tunnelene.

Olav A. B. Torpp, Vegdirektoratets daværende teknisk direktør og nestkommanderende, var i utgangspunktet ikke negativ til ideen om en undersjøisk tunnel til Vardø, i stedet for en bru. Men for å kunne si definitivt ja eller nei til bruk av en helt ny teknologi, som representerte en betydelig usikkerhet, ønsket Torpp en nærmere vurdering av Seikan-tunnelen i Japan, som da var under bygging. Seikan-tunnelen er en 53,85 km lang undersjøisk jernbanetunnel mellom øyene Hokkaido og Honshu, og ble åpnet for trafikk i 1988 (The World's longest Railway Tunnels 2002). Tre av Vegdirektoratets ingeniører ble sendt på studietur til Japan. De som

reiste var Egil Lundebrekke, Arne Grønhaug og Kaare Flaate, daværende leder for Veglaboratoriet. Torpp ville ha rede på hvorvidt undersjøiske tunneler var et interessant alternativ for Vegdirektoratet. Ordren fra Torpp var at så snart de var tilbake i Tokyo, så måtte de sende et telegram eller en telefaks. Meldingen til Torpp fra delegasjonen var at "dette her er tingen, dette må vi gjøre i Vardø" (Flaate (2002 [Intervju]).

Olav A. B. Torpp var en handlekraftig person. Kort tid etter han mottok meldingen fra Tokyo reiste Torpp til Vardø sammen med daværende samferdselsminister Ragnar Christiansen (Arbeiderpartiet, Buskerud). Torpp fortalte samferdselsministeren at Vegdirektoratet ønsket å bygge en undersjøisk tunnel til Vardø i stedet for en bru. De klimatiske forholdene i Vardø var så ekstreme at byggingen av en bru kunne ta svært lang tid. Dessuten kunne værforholdene gi brua lav operativ tilgjengelighet.

BRO VS. UNDERSJØISK TUNNEL

I mai 1975 sendte Finnmark vegkontor hovedplanene for Bussesund bro med tilførselsveger til Vegdirektoratet. I løpet av den lokale planbehandlingen utgikk det midtre alternativet. I juli 1975 sendte Vegdirektoratets brudirektør Per Thambs Lyche et brev til Samferdselsdepartementet, med anbefaling om å gå bort fra alternativet med vegen på en fylling, på grunn av usikkerhet om byggekostnadene og tilgang på masse. Tilsvarende frarådet Thambs Lyche videre arbeid med en tunnel, fordi den måtte legges meget dypt, minst 45 meter under havflaten, og "usikkerhetene med et tunnelprosjekt ville være meget store". Vegdirektoratets Bruavdeling frarådet også en rør- eller senketunnel, da disse ville bli "betydelig dyrere og mer usikker enn en bruløsning". I følge Bruavdelingen var søndre trasé "desidert gunstigst for en brufundamentering". Ytterligere undersøkelser var ikke nødvendig "bortsett fra hva som er vanlig for de detaljerte lokaliseringer av fundamentene". I følge Bruavdelingen ville brustedet klimatisk sett ligge "noe mere utsatt til enn ved nordre trasé, og dette kan muligens skape noe større vanskeligheter under byggeperioden", men Bruavdelingen mente bruprosjektet var "avklaret" og at kostnadskalkylene var "sikrest for dette alternativ". Sammen med brevet fulgte det et internt notat fra Bruavdelingen som underbygget brevets påstander.

Finnmarks vegsjef, Geir Johnsen, må ha forstått at det var intern uenighet innad i Vegdirektoratet. Den 19. mars 1976 bad han nemlig Vegdirektoratet om tillatelse til å få planlegge begge traseene, for at ikke trasévalget skulle forsinke fremdriften, i og med at forslaget til reguleringsplan måtte være klart i løpet av 1976 dersom bro- og vegarbeidene skulle startes opp i 1977-78. Valg av trasé ville først bli gjort tidligst høsten 1976.

I et møte i 1974 om revisjon av *Norsk vegplan for Finnmark* ble Vegdirektoratets Planavdeling bedt om å lage et problemnotat om tunnel i stedet for bro til Vardø. I Veglaboratoriets rapport 5-74 ble det i tillegg til bro eller undersjøisk tunnel også foreslått bruk av et neddykket tunnelrør i betong liggende på løsmassene på sjøbunnen, altså en senketunnel. I. juni 1976 skisserte Egil Lundebrekke to mulige undervannsløsninger, nemlig en rørbro fra Smellroren til Vardøya, eller en undersjøisk fjelltunnel fra Svartneset til Steilneset på Vardøya. En senketunnel over sundet via Tjuvholmen, tilsvarende som Tingstadtunnelen i Göteborg (E6), ble også vurdert, for en senketunnel kan nemlig bygges med prefabrikkerte betongelementer. Veg på en fylling ble derimot vurdert som lite aktuelt, på grunn av bølgeforholdene.

Sommeren 1976 virket det som om stemningen var i ferd med å snu til fordel for en undersjøisk tunnel. Dette til tross for at Vegdirektoratets Bruavdeling året før hadde anbefalt

bro fremfor tunnel. For øvrig skrev Samferdselsdepartementets utredningsavdeling at "[e]n røber neppe noen hemmelighet ved å opplyse at Vegdirektoratet er lite stemt for denne brubygging, idet det hevdes at prosjektet står meget svakt faglig-økonomisk". Utredningsavdelingen var skeptisk til finansieringen. En bro var nemlig estimert til 170 millioner kroner, men Finnmark hadde kun satt av 18-22 millioner i perioden 1978-85. I tillegg var det forutsatt finansiert 6 millioner med bompenger. Ergo måtte staten skaffe nærmere 150 millioner kroner ekstraordinært. I samferdselsminister Ragnar Christiansens regjeringsnotatet av 21. juli 1976, bad han om en avgjørelse av hvorvidt broen skulle bygges. Christiansen fikk medhold. Dermed fortsatte arbeidet med Vardøs fastlandsforbindelse.

Den 18. august 1976 var det et møte mellom Veglaboratoriet og Vegdirektoratets tekniske avdeling om tunnel i stedet for bro til Vardø. Veglaboratoriet konkluderte at hensikten var å skaffe "et mest mulig realistisk kostnadsoverslag for sammenligning med brualternativet". Allerede i mars 1965 hadde Veglaboratoriet gjennomført innledende geologiske undersøkelser i Bussesundet. Tilsvarende gjennomførte Norsk Teknisk Byggekontroll supplerende seismiske undersøkelser i sundet i august og november 1973 og i mars 1974. I følge Veglaboratoriet var behovet for forinjisering og utstøping av stuff av "avgjørende betydning for kostnadene". En mer omfattende geologisk undersøkelse kunne redusere usikkerheten i overslagene, og dermed minske spredningen mellom høyeste og laveste estimat. De viktigste spørsmålene i en slik undersøkelse var tunnelens lokalisering i plan, tunnelnivå gitt kravene til overdekning og anleggskostnadene gitt behovet for forinjisering og mengden utstøping. Resultatene fra en slik undersøkelse ville tidligst kunne være klare på ettersommeren 1977.

I august 1976 estimerte Vegdirektoratets Bruavdeling kostnadene for en bro over søndre trasé til 145 millioner. En mindre bro, med 60 meters spenn, kunne bygges av prefabrikkerte betongelementer. Dette ville redusere byggekostnadene til 123 millioner. Anleggsarbeidene ble beregnet å ta 4 år, gitt bygging 8 måneder i året. Bruavdelingen regnet med at detaljplanleggingen og anbudsinnhentingen ville ta to år. Bruavdelingen var med andre ord betydelig mer nøkterne i august 1976 enn året før.

I oktober 1976 sendte Ove Liavaag og Egil Lundebrekke et brev til Samferdselsdepartementet, der de viste til St. prp. nr. 1 (1975-76) samt en befaring i Finnmark 24-26. august 1976. På befaringen ble både statsråden og statssekretæren orientert om at en tunnel under Bussesundet kunne være et aktuelt alternativ til en bro. På befaringen ble det dessuten avtalt at ministeren og statssekretæren skulle få en nærmere orientering så snart resultatene av de siste geologiske vurderingene forelå. Grunnundersøkelsen viste at den sørlige delen av sundet var bedre egnet for bygging av en tunnel, for her lå fjellet så høyt at tunnelen ville få tilstrekkelig fjelloverdekning og akseptable stigningsforhold. Tunnelen ville bli på vel 3 kilometer, hvorav vel 1,5 kilometer under vann. I oktober 1976 ble anleggskostnadene for tunnelen anslått til vel 110 millioner 1977 kroner, gitt vanskelige fjellforhold. Byggetiden ville bli omtrent den samme som for en bro.

Veglaboratoriets vindanalyser høsten 1976 viste at Vardø klimastasjon i gjennomsnitt hadde 13,6 kulingdager per vintermåned. I tillegg var det foretatt egne målinger ved Svartnes, som viste "en eksepsjonelt høy kulinghyppighet", med 21 kulingdager per måned i et normalår, altså tilsvarende som for de mest værharde kyststasjonene. På Haukelifjell var det til sammenligning 16 kulingdøgn per vintermåned. Årsaken til den høye kulinghyppigheten på Svartnes var trolig et sammenfall av retningen til vinden i høyere luftlag og fallvinder, noe som førte til høy kulinghyppighet men sjelden vind av storm styrke. Veglaboratoriet

konkluderte med at "regulariteten på en bru bør vurderes og sees i sammenheng med regulariteten på vegen til Kiberg", som i gjennomsnitt var stengt 10-12 dager per vinter. Dette tilsvarte antall dager med vind større enn 20 m/s ved Svartnes.

Høsten 1976 gjennomførte Veglaboratoriet befaringer av de undersjøiske tunnelene på Muskø i Sverige og under Frierfjorden på Herøya. Den undersjøiske tunnelen fra Rafnes til Herøya ble bygd for en gassledning under Frierfjorden. Hydros opprinnelige plan var å legge gassledningen rett på havbunnen, men havnemyndighetene forlangte overdekning med et tykt steinlag for å hindre skader ved lekkasjer, men steinlaget ville ha gitt setningsproblemer på havbunnen. Hydro valgte derfor å legge rørledningen i en undersjøisk tunnel. En av utfordringene ved byggingen av Frierfjordtunnelen var at midt i fjorden ble det påvist en 100-150 meter høy fjellskrent dekket med løsmasser.

	Muskö	**Frierfjorden**	**Vardø**
Tunnellengde (m)	2.910	3.537	Ca. 3.500
Tunneltverrsnitt (kvadratmeter)	40	16	46 eller 41
Stigningsforhold	50-70 0/00	1:6	40 0/00
Dybde under havoverflaten (m)	65	260	75
Største vanndybde (m)	20	95	25
Løsmassemektighet (m)	20	120	15
Fjelloverdekning (m)	20	50	30

Kilde: *Befaringer av undersjøiske tunneler ved Muskø i Sverige og ved Herøya i Porsgrunn:*13, Tabell 1.

Tabell 8-1: Veglaboratoriets sammenligning av Muskö-, Frierfjord- og Vardøtunnelene, oktober 1976.

Veglaboratoriet oppsummerte noen av funnene fra befaringene i Tabell 8-1. Med like bratte stigningsforhold som Muskötunnelen, kunne Vardøtunnelen bygges vesentlig kortere, men de geologiske forholdene i Vardø ble regnet som mer kompliserte enn på Muskö, og kanskje også i Frierfjorden. Veglaboratoriet konstaterte at "[t]unneldriften ved Muskø og under Frierfjorden forløp normalt som i en vanlig tunnel på land", og etter forinjisering i gneisbergartene viste det seg at vannlekkasjene i Frierfjordtunnelene var så små at det ikke var nødvendig med ytterligere sikring av tunnelen. Muskötunnelen kostet halvparten av en bro med tilsvarende standard, og i Frierfjorden ble det billigere å legge gassrørledningen i tunnel enn rett på havbunnen med nødvendige forsterkninger. I følge Veglaboratoriet viste dette at "at tunneldrift under sjøen i disse tilfeller ikke innebærer større problemer, enn man ellers har i vanlige tunneler på land og kostnadene ligger i samme størrelsesorden". Med dette var et viktig hinder for byggingen av den første undersjøiske fjelltunnelen passert.

Etter diskusjonene med fagfolkene i Japan konkluderte Flaate med at "prosjektet i Bussesund er gjennomførlig teknisk, og økonomisk innenfor de grenser som har vært antydet". Flaate konkluderte med at de tidligere anbefalte geologiske undersøkelsene burde starte så snart som mulig. Flaate anbefalte også at prosjektet fikk topp kvalifisert ledelse og oppfølging, på grunn av konsekvensene dersom noe gikk galt. Flaate mente Vegdirektoratets planavdeling burde lede den videre planleggingen. Flaates notat etter befaringen i Japan viser mer enn noe annet at Vardøtunnelen var for viktig til at noe fikk gå galt. Både Veglaboratoriet og Planavdelingen så åpenbart en rekke mulige anvendelser for undersjøiske fjelltunneler, men byggingen av slike var helt avhengig av at den første tunnelen ble en suksess.

Den 7. januar 1977 la samferdselsminister Ragnar Christiansen frem St. meld. nr. 39 (1967-77) *Om Vardøs fastlandsforbindelse*. Ved "planen for fylkesveger til vegløse strøk" ble det

satt et øvre tak på veginvesteringene på kr. 30.000 1973 kroner per innbygger. Dette tilsvarte 44.000 1977 kroner per innbygger. Samferdselsdepartementet regnet med at gitt en investeringskostnad på 120 millioner 1977 kroner for fastlandsforbindelsen, så tilsvarte dette vel 30.000 per innbygger i Vardø, altså godt innenfor investeringstaket. I tillegg viste Samferdselsdepartementet til "den velferdsmessige betydning en bro/tunnelforbindelse vil ha for befolkningen", da en slik forbindelse ikke ville være like væravhengig og heller ikke ha de samme kapasitetsproblemene. I januar 1977 gikk det én ferge i timen i hver retning fra klokken 0800 til 2320. Fergen hadde plass til 19 personbilenheter. I sommerhalvåret var det også noen nattseilinger samt to ekstra morgenseilinger. Samferdselsdepartementet vurderte ikke en bedre fergeforbindelse som et alternativ, for i vinterhalvåret var det "en lite behagelig reise", med "en viss risiko spesielt for materielle skader".

Samferdselsdepartementet frarådet bompengefinansiering av fastlandsforbindelsen, selv om dette frem til da hadde vært planen. Nye beregninger viste nemlig at bompenger 50 prosent over de gjeldende fergetakstene bare kunne dekke avdrag på 5 millioner av anleggskapitalen. Samferdselsdepartementet anbefalte derfor at "en tar hele finansieringen av brua over de ordinære bevilgninger. Bompenger vil avdra så lite av de totale investeringskapital at en ikke finner det forsvarlig å legge den hemsko på trafikkutviklingen som en bompengeordning vil være. Når en går til en så stor statsinvestering som dette i et utkantstrøk bør man være varsom med å gå inn for ordninger som kan redusere områdets nytte av fastlandsforbindelsen. En bør heller forsøke å legge forholdene til rette at brua/tunnelen kan bli den stimulans til næringslivet og til befolkningen som en håper den skal bli." Samferdselsdepartementet gikk også inn for byggestart i 1979. Den 11. februar 1977 sluttet en enstemmig samferdselskomité seg til Samferdselsdepartementets anbefaling, gitt at endelig plan for bygging og finansiering ble innarbeidet i den kommende utgaven av *Norsk vegplan*, som skulle behandles i løpet av sesjonen. Den 22. februar 1977 ble samferdselskomiteens innstilling enstemmig vedtatt i Stortinget.

I januar 1977 inngikk Vegdirektoratet kontrakt med Norconsult om et forprosjekt for en tunnel under Bussesundet. I tillegg gjennomførte Veglaboratoriet omfattende grunnundersøkelser. Med dette var den første undersjøiske fjelltunnelen enda nærmere realisering.

Den 29. november 1977 kom det et oppdatert kostnadsoverslag for tunnel til Vardø, gitt 2.500 meter tunnel, drift på to stuffer og to-skifts drift. Totalkostnaden varierte fra 82 til 120 millioner, med 100 millioner som det mest sannsynlige utfallet (Øvstedal 2002 [Intervju]). Dette overslaget kom samme dag som sannhetens øyeblikk for fastlandsforbindelsen til Vardø. 29. november 1977 var det nemlig et stort møte i Vegdirektoratet, der Vegvesenet skulle fatte det endelige valget mellom bro eller tunnel, før saken gikk videre til Stortinget for endelig investeringsbeslutning. På møtet deltok blant andre Finnmarks vegsjef Geir Johnsen, anleggssjef Holler fra Finnmark vegkontor, Vegdirektoratets teknisk direktør Arne Grotterød, avdelingsdirektør Theodor Borchgrevink, avdelingsdirektør Ove Liavaag, sjefsingeniør Lie, avdelingsdirektør Per Thambs Lyche, geologene Arne Grønhaug og Eirik Øvstedal, overingeniør Jan Søilen og overingeniør Egil Lundebrekke.

Per Thambs Lyche orienterte om planene for byggingen av en bro. I følge Thambs Lyche gjorde bedre planer at en bro kunne bygges for 110 millioner 1978 kroner, +/- 5 millioner. Arne Grønhaug opplyste at det var gjennomført omfattende geologiske undersøkelser for en eventuell tunnel i 1977, blant annet kartlegging ved hjelp av dykkere, seismiske målinger i tre hovedprofiler langs sundet, fjellkontrollboringer og noen kjerneboringer. I følge Grønhaug

viste undersøkelsene "tilfredsstillende fjellforhold" der det var planlagt tunnel. Men kanskje viktigst av alt var at det ikke var funnet noen "indikasjoner på at ekstreme vansker skal kunne oppstå". Ergo kunne tunnelen bygges. Møtet konkluderte med at dersom de geologiske undersøkelsene stemte, så kunne trolig tunnelen bygges for mindre enn 100 millioner. Men allerede i St. meld. nr. 39 (1976-77) var det fastslått at tunnelen var den beste fastlandsforbindelsen sett fra byplanmessige og transportøkonomisk synsvinkler. Vegvesenet gikk derfor inn for bygging av tunnel fra Svartnes til Vardøya. I følge vegsjef Geir Johnsen var Vardøværingene indifferente til bro eller tunnel. De ville bare ha en fastlandsforbindelse, men Geir Johnsen gikk inn for tunnel (Johnsen 2004 [Intervju]).

DEN AVSLUTTENDE STRIDEN

Vegdirektoratets Bruavdeling kjempet til siste slutt for bro fremfor tunnel. Den 1. desember 1977 kom det siste overslaget for en bro, etter nok en forhandlingsrunde mellom Bruavdelingen og entreprenørene. Overslaget varierte da fra 100 til 117 millioner, med 106 millioner som den mest sannsynlige prisen. Broavdelingen sendte også med forslag til tekst til stortingsproposisjonen. Men da var det for sent. Den 1. desember 1977 sendte vegsjef Geir Johnsen brev til Vardø kommune ved ordføreren, vedlagt protokoll fra møtet med Vegdirektoratet 29. november 1977, der Vegdirektoratet gikk inn for bygging av fastlandsforbindelsen som tunnel. Geir Johnsen ville ha Vardø kommunes svar så snart som mulig.[2] Den 2. desember 1977 gikk Vardø kommunes formannskap enstemmig inn for tunnel som fastlandsforbindelse. 5. desember 1977 sendte Geir Johnsen et brev til Vegdirektoratet der han orienterte om formannskapets vedtak. Den 7. desember 1977 gikk Vegdirektoratets anbefaling til Samferdselsdepartementet med forslag til tekst til stortingsmelding. Byggekostnadene for tunnelen ble anslått til 100 millioner 1978 kroner, med en nedre grense på 80 og en øvre grense på 120 millioner 1978 kroner. De årlige driftskostnadene ble anslått til 200.000-250.000 1978 kroner. Vegdirektoratet anbefalte byggestart i 1978 med forventet ferdigstilling på slutten av 1982.

Den 1. desember 1977 kom ingeniørfirmaet B. A. Berdals rapport *Tunnel Vardø-fastlandet*, en litteraturstudie om erfaringene med bygging av undersjøiske tunneler, driftsmetoder og enhetspriser.[3] A. B. Berdal undersøkte norsk erfaringsmateriale. Berdal vurderte også bruk av ulike typer forinjeksjoner, samt tiltak mot "ekstreme situasjoner", nemlig vanninnbrudd og soner med ustabile materialer som måtte fryses ned. Den viktigste beredskapen mot vanninnbrudd var sonderboring foran stuff med nødvendig tetting ved hjelp av forinjeksjon. De viktigste tiltakene mot vanninnbrudd var en minste fjelloverdekning på 30 til 45 meter, kjerneboring foran stuff, slavisk sonderboring foran stuff og om nødvendig forinjeksjoner, tilstrekkelig stort rørsystem, høyspent kraft i tunnelen og nødaggregat til pumpestrømmen. Da Berdal skrev rapporten var frysing kun brukt ved tre tilfeller i Norge, nemlig "silo-ras" i en gruveort på Hjerkinn i 1966-67, "silo-ras" i en kraftverkstunnel på Sira Kvina anleggene i 1970-71 og som forebyggende tiltak i løsmasser ved byggingen av Nationaltheatret stasjon i 1974-75. Berdal konkluderte med at frysestabilisering var tidkrevende og svært kostnadskrevende, men at faren for at frysing skulle bli nødvendig ved byggingen av Vardøtunnelen var meget liten.

---

[2] Brev til Vardø kommune ved ordføreren "Vardøs fastlandsforbindelse" GJ/md 68-98, 1. desember 1977. Vegdirektoratets arkiv, boks 322 –Y – Vardø's fastlandsforbindelse – Bussesund 1964-1982.

[3] Ingeniør A. B. Berdal *Tunnel Vardø-fastlandet*, 1. desember 1977, utgitt av Vegdirektoratet på vegne av vegsjefen i Finmark. Vegdirektoratets arkiv, boks 322 –Y – Vardø's fastlandsforbindelse – Bussesund 1964-1982.

A. B. Berdal satte opp følgende tabell med nøkkeltall for sikringskostnader for undersjøiske tunneler:

Type fjell	**Nødvendig sikring**	**Normale sikringskostnader i prosent av sprengningskostnadene**
Godt fjell	Ingen stabilitetsproblemer. Kun arbeidsrensk (inntil 0,5 timer/salve) og spredt bolting (1 per meter)	0-5
Middels godt fjell	1-2 timer salverensk, inntil 2 bolter per meter på stuff og spredt bolting bak stuff (inntil 2 bolter per meter). Enkelte steder med uarmert sprøytebetong	5-25
Dårlig fjell	Knusningssone uten eller med lite leire på stikkene. Nødvendige med 3 timer salverensk. 10 cm uarmert sprøytebetong og bolting med inntil 4 bolter per meter. Redusert salvelengde.	25-200
Dårlig fjell	Knusningssone med leire på stikkene, eventuelt en leirsone. Nødvendig med 5 timer salverensk. Støp på stuff. Redusert salvelengde.	200-500
Meget dårlig fjell	Nødvendig med frysestabilisering	> 3000

Kilde: *Tunnel Vardø-fastlandet*:36.

Tabell 8-2: Sikringskostnader i undersjøiske fjelltunneler.

Tabell 8-2 viser at sikringskostnadene øker dramatisk dersom en undersjøisk tunnel drives gjennom dårlig eller meget dårlig fjell. De viktigste beslutningene for en tunnels totale kostnader tas derfor før byggingen begynner, ved å unngå bygging av tunneler i områder med dårlig eller meget dårlig fjell.

Den 16. desember 1977 la samferdselsminister Ragnar Christiansen frem St. meld. nr. (1977-78) *Om valg av alternativ for Vardøs fastlandsforbindelse*, der Samferdselsdepartementet anbefalte bygging av tunnel i stedet for bro. Tunnel ble antatt å bli billigere enn bro, samtidig som tunnelen var "et bedre alternativ både ut fra en trafikkmessig, transportøkonomisk og byplanmessig vurdering." Den 25. januar 1978 stilte samferdselskomiteen seg bak anbefalingen. Samferdselskomiteen forutsatte byggestart i 1979 og ferdigstilling ved utgangen av 1981. Under plenumsbehandlingen i Stortinget 7. februar 1978 understreket Rolf Fjeldvær (Arbeiderpartiet, Sør-Trøndelag) at valget av tunnel i stedet for bro ikke hadde ført til forsinkelser, da planleggingen av broen hadde "gått sin gang mens tunnelalternativet blei undersøkt." Samferdselskomiteens innstilling ble enstemmig vedtatt. Dermed var Vardø sikre på at de skulle få tunnel, for investeringsbeslutningen var fattet for lengst.

I et personlig brev til vegsjef Geir Johnsen i 1995 understreket Arne Grotterød i Vegdirektoratet at det var samferdselsminister Ragnar Christiansens "sterke politiske innsats", både i forhold til samferdselskomiteen og Vardøs lokalpolitikere, som gjorde at "vi fikk en tunnelløsning".

Det videre arbeidet med Vardøtunnelen gikk nærmest på skinner. Drivingen av tunnelen begynte i mai 1979. Det offisielle gjennomslaget kom 24. juli 1981 kl 10.00. 22. desember 1982 åpnet tunnelen for trafikk. Samme dag stengte fergeforbindelsen.

KONKLUSJON

Undersjøiske tunneler, som kan forstås som en disruptiv innovasjon, var i mange tilfeller en konkurrerende teknologi til en bro. Siden den første undersjøiske tunnelen i Vardø har Norge fått et stort antall undersjøiske tunneler. Historen bak den første undersjøiske tunnelen i Vardø viser at de undersjøiske tunnelenes gjennombrudd i Norge i mange tilfeller var kjennetegnet av en relativt tøff profesjons- og interessekamp mellom flere av bro- og tunnelingeniørene.

REFERANSER

Muntlige kilder

Flaate, Kaare (2002): Intervju med Sverre Knutsen og Knut Boge, 19. mars.
Jensen, Eskild (2003): Intervju med Knut Boge, 21. mars.
Johnsen, Geir (2004): Intervju (telefon) med Knut Boge, 17. februar.
Øvstedal, Eirik (2002): Intervju med Knut Boge, 18. mars.

Skriftlige kilder

Innst. S. nr. 186 (1976-77) *Innstilling frå samferdselsnemnda om fastlandssamband til Vardø*
Innst. S. nr. 145 (1977-78) *Innstilling frå samferdselsnemnda om val av fastlandssamband til Vardø*:
Regnell, Stig (1963): "Undervattenstunneln till Muskö", *Väg och vattenbyggaren*, nr. 2.
St. meld. nr. 64 (1964-65)
St. meld. nr. 77 (1972-73) *Om bygging av en fastlandsforbindelse mellom Vardø og Svartnes og om den nye havna for Vardø*.
St. meld. nr. 39 (1976-77) *Om Vardøs fastlandsforbindelse*.
St. meld. nr. (1977-78) *Om valg av alternativ for Vardøs fastlandsforbindelse*:
Subsea Road Tunnels (2. mai 2002) [Online]. – URL:
http://home.no.net/lotsberg/data/subsea.html.
The World's longest Railway Tunnels (2002)
Vegdirektoratets arkiv (VDA): Boks 322 –Y – Vardø's fastlandsforbindelse – Bussesund 1964-1982.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2015

Anne Kathrine Kalager
Jernbaneverket Utbygging

NYTT FRA AKTIVITETEN I NFF

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2015

Nye tider i jernbanebransjen - reform, kontraktsstrategier, byggemetoder

Av Gunnar G. Løvås, Assisterende jernbanedirektør, Jernbaneverket

SAMMENDRAG

Det er nye tider og ny giv i norsk jernbanesektor! Investeringsaktiviteten har vokst kraftig de siste årene, og Jernbaneverket er nå blant landets største tunnelbyggere. Planleggingen av enda større investeringer i kommende år, pågår for fullt. Notatet gir en oppdatert status for arbeidet. Jernbaneverket vil fortsatt basere seg på en kontraktsstrategi som gir store kontrakter, med økende andel flerfaglige totalentrepriser. Om kort tid er fem TBM i bruk i norske jernbaneprosjekter på samme tid, og vi må forvente at det vil bli valgt som drivemetode også i noen av de kommende prosjektene. Jernbaneverket vil forenkle løsninger for vann- og frostsikring, med mål om å spare betydelige kostnader uten at det går på bekostning av kvalitet og sikkerhet. Avslutningsvis gis en kort beskrivelse av pågående jernbanereform, som har som målsetning å gi tydeligere ansvarsforhold til slagkraftige nye enheter/selskaper.

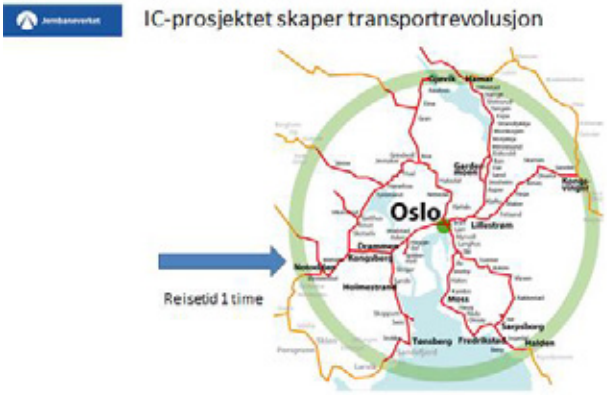
SUMMARY

There is a new optimism in the Norwegian railway sector. Over the last decade, investment levels has risen to new record high levels. The Norwegian National Rail Administration ("Jernbaneverket, JBV"), is one of Norway's largest builders of new tunnels. Planning of new projects is continuing at full speed, indicating a furten rise in investments in coming years. This paper gives the status of ongoing projects. JBV will also in the future announce big contracts, where an increasing svare will be EPC-contracts. In stort time, five TBMs will work in Norway at the same time. More will come in the future, but most tunnels will likely be built in tre tradisjonal way (drill and blast). JBV will use simplified solutions for tunnel linings, with the aim of reducing costs. Finally, the paper includes a short description of the coming reform of the Norwegion rail sector.

BAKGRUNN

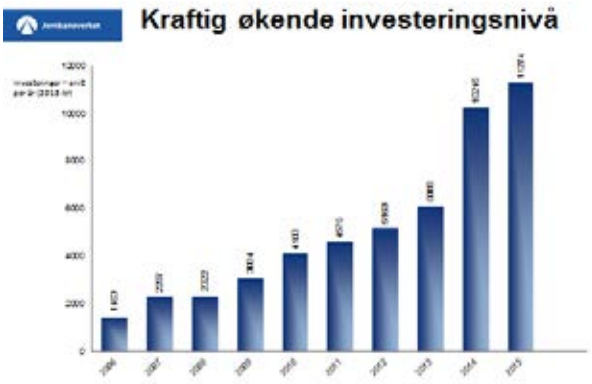
De siste årene har satsingen på jernbanen økt betydelig. Stadig flere innser at en bilbasert byutvikling ikke er forenlig med en klimavennlig framtid der det tilrettelegges for økt andel gange, sykling og kollektivtrafikk. Mer kompakte byer, med kortere avstander mellom ulike gjøremål for den enkelte, er også etterspurt av stadig flere i en tid med en kraftig urbaniseringstrend. I dette bildet blir jernbanen (og øvrig kollektivtrafikk) en åpenbar del av løsningen, fordi det kreves lite areal per passasjer, og fordi stasjonene ligger sentralt i byene.

InterCity-satsingen i det sentrale Østlandsområdet innebærer en transportrevolusjon. Innen 2024 skal nye dobbelspor på strekningene fra Oslo til Hamar, Fredrikstad og Tønsberg sørge for hyppige togavganger og mindre enn én time reisetid. Dette vil påvirke bosetting, næringsetableringer og pendlingsmønstre i Østlandsområdet i framtiden.



Figur 1: IC-Prosjektet skaper transportrevolusjon

I perioden 2005-2015 har Jernbaneverkets investeringsbudsjett økt kraftig. Det er ikke langt unna en tidobling på ti år.



Figur 2: Kraftig økende investeringsnivå

Det er kostbart å bygge i Norge. Relativt til andre land i Europa, har Norge den høyeste prisindeksen av samtlige, og de siste årene har forskjellen mellom Norge og Europagjennomsnittet økt. Det er derfor et svært viktig mål for Jernbaneverket å ta grep som reduserer kostnaden ved framtidige jernbaneutbygginger. Vi vurderer derfor en rekke muligheter for å spare kostnader uten å kompromisse med kvaliteten. I denne artikkelen omtales noen av tiltakene: forenkling av tunnel-løsninger og ny kontraktsstrategi.

STATUS FOR PÅGÅENDE UTBYGGINGSPROSJEKTER

Jernbaneverket bygger for tiden 80 km nytt dobbelspor, med total kostnadsramme om lag 50 mrd NOK. De største prosjektene er:
- Langset-Kleverud (Fellesprosjektet E6-Dovrebanen), 17 km, åpnes desember 2015

- Holm-Holmestrand-Nykirke, ca 14 km, åpnes desember 2016
- Farriseidet-Porsgrunn, ca 23 km, åpnes 2018
- Arna-Bergen, ca 8 km, åpnes 2020/21
- Follobanen, ca 22 km, åpnes 2021

Prosjektene har ulike karakteristika, og ulike utfordringer. Felles for alle er en stor andel tunnel eller annen fjellsprengning. Total lengde på tunneler utgjør 60 km av de totalt 80 km som bygges nå, dvs en tunnelandel på 75 %. Dette gjør Jernbaneverket til en av landets største tunnelbyggere.

Planleggingen av InterCity-utbyggingen pågår for fullt. Store rådgivningskontrakter er inngått for 7 ulike delstrekninger, alle med opsjoner som muliggjør at samme rådgiver kan følge prosjektet over lang tid. Oppdraget er å planlegge slik at nye dobbeltspor kan være på plass innen 2030 til Lillehammer, Halden og Skien. Totalt sett er det snakk om utbygging av om lag 280 km dobbelspor i tillegg til det som bygges nå.

De første nye strekningene blir følgende, og for alle disse skal reguleringsplaner være klare sommeren 2016:
- Sandbukta-Moss-Såstad, byggestart 2017/18
- Venjar-Eidsvoll-Langset, byggestart 2017/18
- Kleverud-Tangen-Sørli, byggestart 2017/18

Deretter kommer følgende etapper:
- Haug-Råde-Seut (nord for Fredrikstad), byggestart 2019
- Nykirke-Barkåker, kommunedelplan vedtas i 2016, byggestart 2019
- Drammen-Kobbervikdalen, kommunedelplan vedtas i 2016, byggestart 2020
- Ringeriksbanen, byggestart 2019

Grove innledende vurderinger tilsier at den samlede IC-utbyggingen vil ha i størrelsesorden 40 % tunnelandel. Total kostnadsramme er grovt estimert til i størrelsesorden 130 mrd NOK (inkl Ringeriksbanen).

KONTRAKTSSTRATEGI FOR KOMMENDE IC-UTBYGGINGER

Den store veksten i investeringer, synliggjør behovet for en byggherrestrategi som overlater mange oppgaver til eksterne leverandører. Jernbaneverket vil fortsatt basere seg på kjøp av rådgivningstjenester i stor skala. Vi vil også være avhengig av å redusere antall grensesnitt slik at antall kontrakter som skal følges opp, blir håndterbar.

Jernbaneverket vil videreføre gjeldende kontraktsstrategi, som kjennetegnes av:
- større kontrakter
- flerfaglige kontrakter
- økende andel totalentrepriser
- tilrettelegge for internasjonal konkurranse
- økt vektlegging av kvalitative parametere ved tilbudsevaluering

Selv om strategien har ligget fast en del år, er det først med Follobanen at implikasjonene av strategien blir synliggjort. Her er største kontrakt på nesten 9 mrd NOK, som er mye større enn noengang tidligere i norsk samferdselssektor. Flere av kontraktene er flerfaglige, i den forstand at samme kontrakt inneholder både underbygning og en rekke jernbanetekniske fag.

Alle de større kontraktene er totalentrepriser. (Dette betyr imidlertid ikke at det er snakk om fastpriskontrakter, byggherren bærer risiko for flere forhold.) Vi har tilrettelagt for internasjonal konkurranse, og har fått gode tilbud fra både norske og internasjonale aktører. I evalueringene har vi lagt mye mer vekt på kvalitative parametere enn det som har vært vanlig tidligere. I den siste større kontrakten som skal tildeles i desember 2015, innføringen til Oslo S, legges det 40 % vekt på prosjektgjennomføring og 60 % på pris. Det er derfor ikke slik at den som har lavest pris automatisk blir tildelt kontrakten - verken i teori eller i praksis.

Selv om trenden i retning av større kontrakter er tydelig, er det verdt å minne om at det også i framtiden vil være mange små og mellomstore kontrakter, og mange tradisjonelle utførelsesentrepriser. Jernbaneverket ønsker å forespørre etter kontrakter av alle typer, for å utnytte hele spekteret av leverandører, og deres ulike fortrinn. Selv om utenlandske entreprenører har vunnet flere oppdrag den seneste tiden, forventer vi at norske entreprenører vil være konkurransedyktige og sikre seg mange oppdrag i årene framover.

Jernbaneverket jobber for tiden med å beskrive en overordnet kontraktsstrategi for IC-utbyggingen. Hensikten er todelt: Vi ønsker å gi markedet tydelige signaler om hva slags kontraktsutlysninger som kan forventes i årene framover, både ift hva slags omfang, flerfaglighet og kontraktsform som kan ventes. Og vi trenger også selv å foreta slike valg tidlig, for å ha en målrettet prosjektutvikling som legger til rette for å hente ut gevinster fra de ulike kontraktsformene. Vi forventer at den overordnede kontraktsstrategien vil være klar tidlig i 2016.

Et viktig budskap er at det skal lønne seg å være god! Utmerkede leveranser skal premieres i framtidige anskaffelser. Godt samarbeid skal være attraktivt for begge parter.

NYE LØSNINGER I TUNNELER

For første gang tas det snart i bruk tunnelboremaskin (TBM) ved jernbanebygging i Norge. En maskin monteres i skrivende stund i Arna, og primo desember starter boringen av nye Ulriken tunnel mellom Arna og Bergen. Midtveis i 2016 ankommer fire TBM til Follobanens anleggsområde på Åsland, mellom Oslo og Ski. To av dem skal bore nordover, og to skal bore sydover.

Det er mange år siden TBM ble brukt i norsk samferdselssektor. Om kort tid vil fem TBM være virksomme i Jernbaneverkets prosjekter på samme tid. Det er en liten revolusjon, i det minste for norsk jernbanesektor. Kanskje vil vi se at TBM vil bli brukt i stadig flere prosjekter i framtiden?

Tunneler kan lages på mange måter, og Jernbaneverket vil også i framtiden velge ulike drivemetoder, avhengig av stedlige forhold og tunnelene lengde. Noen føringer er det imidlertid, slik at de korteste tunnelene normalt vil være sprengte dobbelsporstunneler, mens lange tunneler kan bli bygget med to enkle løp - og det er her TBM har sin styrke.

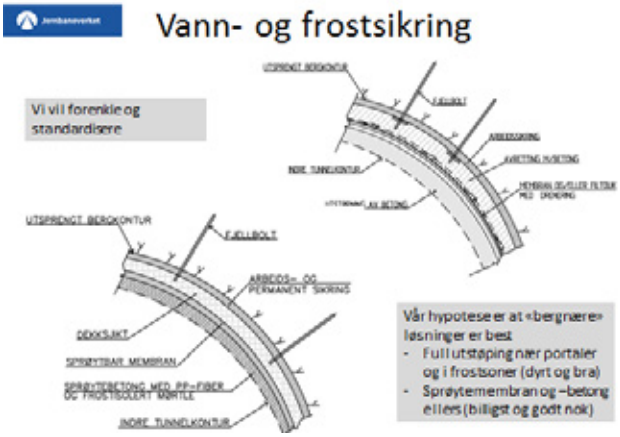
Figur 3: Vi bygger tunneler på seks prinsipielt ulike måter, men antakelig vil to av dem foretrekkes i de fleste tilfeller

Når det gjelder frost- og vannsikring i tunnelene, finnes det en rekke ulike løsninger på markedet. Jernbaneverket har de siste årene valgt mange ulike løsninger, og har på den måten vunnet mye erfaring. I framtiden vil vi ønske å standardisere løsningsvalget mer, og vi vil legge økt vekt på kostnader. Her inngår livsløpskostnader og vedlikeholdbarhet som viktige parametere. Det er imidlertid ikke automatikk i at noe som er dyrt å bygge, blir billig å vedlikeholde. Kanskje er det noen ganger omvendt.

Det er stor forskjell på vei- og jernbanetunneler, i betydningen hvilken trafikk de er dimensjonert for, hastigheter, risiko for ulykker, visuelle forhold, etc. De siste årene er disse forskjellene i for liten grad hensyntatt, og jernbanetunneler har blitt bygget relativt likt veitunneler, selv om enklere løsninger hadde vært gode nok.

Det er ikke behov for frostsikring der det ikke er frost. Nyere forskning viser at det ikke er behov for frostsikring så langt inn i tunnelene som tidligere antatt. Likeledes er det ikke behov for like omfattende vannsikring i alle deler av tunnelen. Vi vil derfor i framtiden ønske å tilpasse løsningene mer til de faktiske behov.

Jernbaneverket har en hypotese om at "bergnære" løsninger for frost- og vannsikring er den beste løsningen, og helst slik at disse samvirker med bergsikringen. Vi jobber nå med kvalitetssikring av våre resonnementer, før den endelige konklusjonen vil foreligge. Hypotesen resulterer i følgende konklusjon:
- Full utstøping med membran nær portaler og i frostsoner
- Sprøytemembran og sprøytebetong ellers



Figur 4: Vann- og frostsikring

Erfaring fra pågående prosjekter viser at det kan være titalls millioner kr å spare på rimeligere løsninger, per kilometer tunnel. I sum handler det derfor om milliarder av kroner i innsparingspotensial.

KVALITETS- OG SIKKERHETSUTFORDRINGER I TUNNELER

Det er vår høyeste prioritet å legge til rette for sikkerhet i alle arbeidsoperasjonene som må utføres. Likevel har det vært en dødsulykke ved tunnelarbeid i våre prosjekter i både 2013 og 2014.

Sammen med mange andre aktører er vi del av HMS Charteret for en skadefri bygg- og anleggssektor. Vi jobber med mange tiltak for å redusere risiko og legge til rette for sikker gjennomføring av prosjektene. Tunnelarbeidet kjennetegnes av utfordrende arbeidsforhold og risikofylte arbeidsoperasjoner. Det er krevende logistikk, trangt, og mange aktører. I dette bransjesamarbeidet er byggherrens viktigste bidrag til økt sikkerhet, identifisert slik:
- være foregangsbyggherrer på SHA-området
- sørge for at alle prosjekter har en prosjektspesifikk, risikobasert SHA-plan
- sørge for å spre læring fra hendelser på tvers av prosjekter og på tvers i bransjen

Når det gjelder kvalitet, erfarer vi mange alvorlige avvik knyttet til forhold som det er umulig å oppdage ved visuell inspeksjon i en mottakskontroll. Eksempler på avvik vi har opplevd den senere tiden:
- avvikende kvalitet på fjellbolter, dvs feil i materialsertifikater
- for dårlig korrosjonsbeskyttelse av stag, med avvik mellom bestilling og leveranse
- mangelfull armering i betongelementer, betydelige avvik mellom produksjonstegninger og leveranse
- for dårlig heft på epoxy på stålelementer
- alvorlige avvik mellom kvalitetssystem og faktisk kvalitetssikringsarbeid hos leverandør

Kvaliteten må sikres på andre måter enn mottakskontroll, og fokus på kvaliteten i leveransene må være på plass i hele produksjonskjeden fra design, produksjon, transport til montasje. Som byggherre kan vi ikke ta ansvar for den operative kvalitetskontrollen i det nødvendige

omfang. Vi er derfor avhengig av at våre leverandører/entreprenører gjør sin del av jobben. Vi må i hovedsak benytte kontraktuelle virkemidler for å sikre at kvaliteten er god, at kvalitetssikringsrutiner følges - og at avvik blir tilstrekkelig ulønnsomt for dem som kunne ha oppdaget dem.

JERNBANEREFORMEN

Regjeringen har varslet en omfattende reform av jernbanesektoren i Norge. Se nærmere omtale i Meld. St. 27 (2014-2015) "På rett spor. Reform av jernbanesektoren."

Som resultat av reformen vil sektoren organiseres med fire hovedaktører/aktørgrupper:
- Jernbanedirektorat
- Infrastrukturforetak
- Togselskaper, som konkurrerer om langsiktige kontrakter på utvalgte strekninger
- En rekke tjenestetilbydere som vil tilby ulike tjenester til de tre andre aktørene

Jernbanedirektoratet vil ha ansvar for langsiktig, overordnet styring av jernbanesektoren, herunder hvilket togtilbud som skal tilbys på ulike strekninger, og hvilke utbyggingsprosjekter som skal prioriteres og igangsettes.

Infrastrukturforetaket skal forvalte eksisterende infrastruktur gjennom drift og vedlikehold, styre togtrafikken, gjennomføre utbyggingsprosjekter, og forvalte og utvikle eiendomsmassen. Som del av siste punkt, blir Rom Eiendom overført fra NSB til Infrastrukturforetaket.

Det gjøres en rekke endringer ift eierskap til togmateriell, ansvar for billettsystemer etc, med sikte på å skape likeverdige konkurranseforhold for alle som vil konkurrere om å kjøre tog i Norge. Det legges opp til å konkurranseutsette 6-8 trafikkpakker i årene framover, og her legges det opp til at både NSB og Flytoget kan konkurrere om oppdrag på lik linje med andre aktører.

I forhold til utbygging av ny infrastruktur, vil rådgivere, entreprenører og leverandører oppleve en endring ift dagens situasjon. Direktoratet vil initiere prosjekter og utvikle dem i tidlig fase (og kjøpe utrednings- og rådgivningstjenester), mens Infrastrukturforetaket vil planlegge prosjekter og være byggherre og kontraktspart i utbyggingene.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2015

Haakon Innset
Vegtilsynet

VEGTILSYNET – SIKKERHETSSTYRING OG TILSYNSFUNN

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2015

Ingrid Dahl Hovland
Adm. direktør i Nye Veier AS

NYE VEIER AS – HVA INNEBÆRER DET?

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2015

PERMANENT VANNTETT TUNNELKLEDNING MED SPRØYTEBETONG OG SPRØYTBAR MEMBRAN – RESULTATER AV FORSKNINGSPROSJEKT PÅ NTNU 2011-2015

Permanent sprayed concrete tunnel lining (SCL) waterproofed with spray-applied membrane – findings from research project at NTNU 2011-2015

Karl Gunnar Holter
PhD kandidat, Institutt for Geologi og Bergteknikk, NTNU

SAMMENDRAG

Tunnelkledning med sprøytebetong og sprøytbar membran er en relativt ny og innovativ teknisk løsning og har vært benyttet i noen land i Europa de siste 10 år. Denne tunnelkledningstypen har vært gjenstand for et PhD-prosjekt på NTNU i samarbeid med Jernbaneverket, Statens Vegvesen og to firmaer fra leverandørbransjen. Hovedhensikten har vært å undersøke denne tunnelkledningsmetodens egnethet i moderne veg- og jernbanetunneler som et mulig alternativ til tradisjonelle hvelvløsninger og betongutstøpning. Fremgangsmåten i forskningsprosjektet har vært å etablere en konseptmodell for tunnelkledningen og verifisere denne ved ulike undersøkelser. Konseptmodellen innholder følgende viktige elementer: oppbygning og materialsammensetning av tunnelkledningen, hydrogeologiske forhold i bergmassen rundt bergrommet og effekter på sprekkevannstrykk av en udrenert vannsikring i vegger og heng, sprøytebetong- og membranmaterialets fuktegenskaper, fukttransportsprosesser, ulike mekaniske belastninger på membranmaterialet og frostbelastningsparametere.
Undersøkelsene har vært orientert mot å påvise eventuelle negative effekter av en udrenert tett membran som kan påvirke langtidsholdbarhet og funksjonalitet av en veg- eller jernbanetunnel med moderne krav til levetid og oppetid. Feltforsøkene omfattet bygging av i alt fire fullskala forsøksfelt i tunneler for in-situ vanntrykksmålinger i bergmassen bak tunnelkledningen, systematisk prøvetaking ved kjerneboring for fukttilstandsregistrering og undersøkelser av in-situ materialegenskaper og in-situ strekkstyrke, samt evaluering av bygningsteknisk gjennomførbarhet for å få en tett tunnelkledning i endelig tilstand. I tillegg er Gevingåstunnelen (ca 4.2 km lengde, bygd 2010-2011, hvorav halvparten med sprøytbar vanntettingsmembran) benyttet som forsøksobjekt for undersøkelse av klimatiske belastningsparametre og langtidseffekter av eksponering til vannmettet bergmasse, samt in-situ strekkstyrke av tunnelkledningen.
Resultatene av vanntrykksundersøkelser i bergmassen bak en udrenert og tett kledning i vegger og heng med fullstendig drenert såle viser en viss effekt av trykkreduksjon i bergmassen sammenliknet med hydrostatisk trykk. Dette er imidlertid sterkt avhengig av bergmassens hydrauliske konduktivitet og oppsprekking. En generell konklusjon om vanntrykk i den umiddelbare bergmassen og dreneringseffekten i berget gjennom en drenert såle kan ikke trekkes. I relativt tette bergmasser med liten grad av oppsprekking er det målt betydelige vanntrykk i ca 1 – 5 m avstand fra tunnelkonturen, men lavere enn det hydrostatiske trykket.

Det er ikke gjort observasjoner som tyder på at de målte vanntrykkene har en negativ effekt på stabiliteten av den umiddelbare bergmassen rundt bergrommet.
Undersøkelser av fuktegenskapene og in-situ fukttilstand til sprøytebetongmaterialet og membranmaterialet viser at det forekommer en fukttransport fra bergmassen gjennom tunnelkledningen til tunnelrommet, selv om membranen tetter kledningen mot gjennomstrømmende vann på sprekker og riss. Fukttransporten skjer i form av kapillærtransport gjennom betongmaterialet og vanndampdiffusjon gjennom både betong- og membranmaterialet. De målte fuktinnholdsprofilene i tunnelkledningen kan forklares ved denne fukttransporten. Membranproduktene som har vært undersøkt er basert på etylen-vinyl-acetat ko-polymer (EVA) med polymerandeler på over 70%. Undersøkelser viser at det eksisterer en likevekt i in-situ fuktinnhold i kledningskonstruksjonen mellom membran og betong som gir et relativt lavt fuktinnhold i membranmaterialet, tilsvarende ca 30% vannmetningsgrad. Betongmaterialet har i kontakt med membranmaterialet en kapillær vannmetningsgrad på ca 90-95%. Undersøkelser av strekkfastheten in-situ i tunnel og i laboratorium ved realistisk fukteksponering gir konsistente høye verdier for strekkstyrke på ca 1.1 – 1.3 MPa av membran-betong kompositttkonstruksjonen.
En detaljert undersøkelse av frostbestandigheten av sprøytebetongen med realistisk in-situ fuktinnhold og realistiske parametre for termisk eksponering viser at sprøytebetongmaterialet sannsynligvis er frostbestandig selv under svært lave temperaturer i en tunnelkledning når det kun utsettes for vanntilførsel fra bergsiden.
Den kritiske ytelsesparameteren for membranmaterialet er funnet å være tøyning over riss med termisk indusert åpning og lukking av riss med amplityder opp til ca 1 mm over året. Vanntettheten av kledningen betinger at membranmaterialet forblir intakt ved riss ved vannbelastning og rissåpning/lukking ved relevante temperaturer. Risstøyningsforsøk av membranmaterialet under temperaturer fra +23 ^{o}C til -3 ^{o}C viser tilfredsstillende risstøyningsytelse ved -3 ^{o}C med 4 mm membrantykkelse for de undersøkte membranene ved realistisk fuktinnhold.
Det er ikke mulig å gi på grunnlag av de utførte undersøkelsene å foreta nøyaktige levetidsbetrakntinger. Tilstanden til kledningen i riktig bygd tilstand viser imidertid at både sprøytebetong- og membranmaterialene som har vært testet ikke viser tegn til skade ved realistisk fukt- og frostpåkjenning
Erfaringer med bygningsteknisk gjennomføring viser at den aktuelle utførelsesmetodikken for sprøytbar membran på våtsprøytebetongoverflate fremdeles er for lite robust og derfor krever nøye kvalitetsoppfølging, spesielt ved hyppig forekommende drypp, samt ved høyere ruheter av overflaten det sprøytes på. Forbedringer av utførelsesmetodikken vil være viktige skritt for å gjøre denne tunnelkledningsmetoden mindre sensitiv for mangler under utførelsen.

SUMMARY

Sprayed concrete linings (SCL) waterproofed with spray-applied membrane is a relatively new and innovative technical solution which has been used in some European countries over the last 10 years. This tunnel lining method has been subject to a PhD project at NTNU i collaboration with the Norwegian Nationan Rail Administration, the Norwegian Public Roads Administration and two companies from the supplier industry. The main purpose of this research program has been to study the suitability of the waterproof SCL method for modern rail and road tunnels as an alternative to the currently used drainage shield lining systems, as well as the traditional cast-in-place concrete lining systems waterproofed with sheet membranes. The main research method was to establish a conceptual model for the lining system and verify this model by different investigations. The conceptual model consists of the following main elements: layout and material composition of the lining, hydrogeological conditions in the surrounding rock

mass and effects on the ground water pressure of the undrained lining in the walls and crown of the tunnel, moisture properties of the sprayed concrete and the membrane, moisture transport mechanisms, mechanical loads on the membrane and thermal exposure. The executed investigations have been oriented towards detecting any negative effects of an undrained and waterproof membrane which could affect the durability and functionality of a rail or road tunnel in the view of modern requirements. The field investigations comprised the construction of four full scale tunnel lining test sections for in-situ water pressure monitoring in the rock mass, systematic sampling of the lining by core drilling for recording of the in-situ moisture content, in-situ tensile bonding strength, as well as evaluating the constructability issues in order to achieve a dry lining cost-effectively. Additionally the Gevingås rail tunnel (total length 4.2 km of which 1.85 km with waterproof SCL, constructed 2010-2011) was used as a test site for climatic exposure parameters, longterm effects of exposure to a saturated rock mass under a certain hydrostatic pressure and the in-situ tensile bonding strength of the membrane-concrete interfaces.

The results of the water pressure monitoring in the rock mass behind the undrained lining with a drained invert, show a certain reduction in groundwater pressure compared to the hydrostatic pressure. This effect has been found to depend on the hydraulic conductivity of the rock mass. In rock masses with relatively low hydraulic conductivities significant ground water pressures were measured at 1-3 m distance from the tunnel contour. In the rock mass in the immediate vicinity of the lining, the first 20-30cm, the excavation damaged zone exhibits a much higher hydraulic conductivity than the undisturbed rock mass, which is the likely explanation of the significantly measured low pressures just behind the lining. No observations have been made which indicate the ground water pressures in the rock mass has a detrimental effect on the stability of the rock mass which would require i higher level of rock support.

Investigations of the moisture properties and the in-situ moisture condition of the sprayed concrete and membrane materials show that there is a moisture transport from the rockmass through the lining to the lining surface, even though the lining is waterproof to the flow of liquid water. The moisture transport takes place as capillary migration in the sprayed concrete material near the rock mass, and as vapor transport through the membrane and the outer part of the concrete lining. The measured moisture condition in the lining can be explained be this moisture transport. The tested membrane products are all based on etylene-vinyl-acteat co-polyer (EVA) with polymeric contents higher than 70%. The investigations show that there exists an equilibrium in moisture content in the lining structure between concrete and membrane which results in a relative low in-situ moisture content of the membrane , correpsonding to approximately 30% degree of maximum water saturation. The concrete material has been found to have a degree of saturation of approximately 90-95% in contact with the membrane. Measurements of the in-situ tensile bonding strength of the concrete-membrane interfaces in the tunnel lining and on laboratory specimens with realistic moisture content show consistent values in the range of 1.1 – 1.3 MPa.

A detailed investigation of the freeze-thaw resistance of the sprayed concrete material show that damage caused be freezing/thawing with realistic moisture contens and freezing exposure mode is very unlikely.

The critical performance parameter for the membrane material has been found to be the crack bridging capacity with thermally induced closure and opening of cracks up to approximately 1 mm crack width over the year. The watertightness of the lining depends on the membrane remaining intact at water exposure with opening and closure of cracks within the range of

thermal exposure. Crack bridging tests carried out in a range of temperatures from 23 til -8ºC show that this performance is temperature sensitive with decreasing crack bridging at decreasing temperatures. Sufficient crack bridgings property for the tested membranes with 4 mm thickness at -3 ºC with realistic moisture content could be determined.

Based on the findings it is not possible to make precise assessments of service lifetime. However, the quality and condition of the lining when properly constructed indicates that the sprayed concrete and membrane materials which have been tested, do not show deterioration under the tested boundary conditions in a tunnel linings structure.

The constructability experiences from the test sites show that the current application methodology for sprayed membrane to some extent suffers from lack of robustness. Detailed quality control management is still required in order to secure a good result. Improved construction and application technology for the membranes as well as the entire lining system are important steps to be realized in order to make this tunnel lining method less sensitive to diffictulties during the construction process.

INNLEDNING

Denne artikkelen oppsummer forskningsprosjektet «Permanent vanntett tunnelkledning med sprøytebetong og sprøytbar membran til moderne veg- og jernbanetunneler» på NTNU. Prosjektet startet i september 2011 og de siste undersøkelsene ble avsluttet i juni 2015. Prosjektet ble etablert som et forskningssamarbeid mellom BASF Construction Chemicals Europe AG og Orica International Ltd (Minova International Ltd på oppstartstidspunktet) på leverandørsiden og Statens Vegvesen og Jernbaneverket fra byggherresiden. Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk og SINTEF Byggforsk - Anlegg og infrastruktur har også bidratt til prosjektet. Prosjektorganisasjonene T-Forbindelsen, Fellesprosjektet E6-Dovrebanen, E39 Harangstunnelen og Jernbaneverket Infrastruktur region Nord (Gevingåstunnelen) har bidratt betydelig til dette prosjektet i form av dekning av byggekostnadene for forsøksfeltene. Projektet har vært gjennomført som et PhD program med artikkelforfatteren som PhD kandidated

Den detaljerte dokumentasjonen for prosjektet foreligger som doktorgradsavhandlingen til undertegnede, samt i artiklene til undertegnede nevnt under «Referanser».

Målsetning

Prosjektets hovedmålsetning har vært å undersøke om tunnelkledning med sprøytebetong og sprøytbar membran er egnet til permanent kledning av moderne veg- og jernbanetunneler. Det har vært lagt vekt på å undersøke egenskapene til slike tunnelkledninger med den materialtekniske sammensetningen som dagens sprøytebetong- og sprøytemembranteknologi muliggjør. En typisk skandinavisk tunnel-design som tillater en drenert såle, kontrollert innlekkasje til tunnelen (ved forinjeksjon der dette er nødvendig), med en funksjonell vanntetting av vegger og heng er lagt til grunn. Denne tekniske løsningen for tunnelkledning er prinsippet fullt mulig for både sprengte og TBM-borede tunneler.

Omfang av arbeid

I dette prosjektet var det kun mulig å undersøke kledninger bygd i sprengte tunneler. Materialtypene som er benyttet er fiberarmert sprøytebetong (utført etter våtsprøytemetoden) med kvalitetskrav som benyttes for bergsikringssprøytebetong for veg- og jernbanetunneler ihht. Håndbok 7, Sprøytebetong for bergsikring (Norsk Betongforening, 2011). Membranmaterialene som har vært undersøkt har vært av kategorien etylen-vinyl-acetat kopolymer (EVA). Det finnes også andre kategorier sprøytbare membraner, men EVA baserte membraner har hittil vært de mest benyttede til venntetting av tunnelkledninger i samvirke med sprøytebetong. I dette prosjektet ble i alt 5 membranprdukter fra to leverandører testet. Begge leverandørene hadde ved oppstart av prosjektet mer enn 10 års erfaring med sprøytbare membraner av denne typen. Dette prosjektet inneholder ikke forskning innenfor utvikling av nye membranprodukter eller forskning med forbedring eller utprøving av utførelsesmetodikk for sprøyting av membraner. De to leverandørenes know-how og tilgjengelig membranteknologi er utgangspunktet for bygging av forsøksfeltene som omfattes av dette prosjektet.

Resultatene av dette prosjektet tjener imidlertid som grunnlag for videre utvikling av membranprodukter med egnede egenskaper og forbedring av utførelsesmetodikk. Det er også et betydelig forbedringspotensial av denne tunnelkledningsmetoden gjennom en tilrettelagt spesifikasjon av konturkvalitet, kontroll av innlekkasje ved forinjeksjon og tilpasning av sprøytebetongegenskapene for å øke kvalitet og kostnadseffektivitet med membran. Slike forhold kunne ikke testes ut i full skala i dette prosjektet.

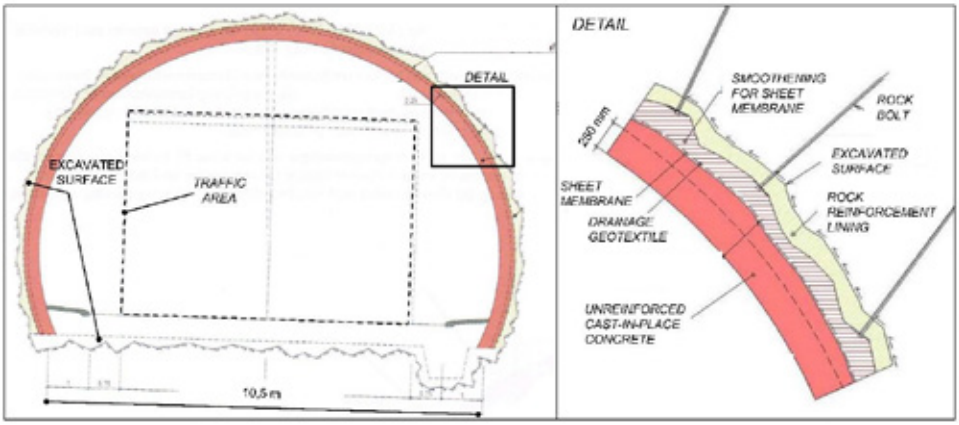
TEKNISK BAKGRUNN

Utgangspunktet for å vurdere tunnelkledning med sprøytebetong og sprøytbar membran er at de eksisterende tekniske løsningene med ulike typer av drenasjehvelv ansees å ha en begrenset levetid, samt flere ulemper som eksempel vis brannfare (ved bruk av PE skum) og inspeksjons-behov bak hvelvet.

Eksisterende tekniske løsninger for tunnelkledning benyttet i mellom-Europa omfatter i hovedsak ulike typer betonghvelv, enten plasstøpt indre betongkledning vanntettet med folie membran eller pre-fabrikerte betongelementer montert i forbindelse med TBM-boring av tunneler.

Den viktigste grunnen for å vurdere denne tunnelkledningsmetoden i typiske Skandinaviske bergforhold med harde krystalline bergarter er at man utnytter berget som konstruksjonselement, og at et konstruksjonsmessig bærende betonghvelv er overflødig. For kledningsmetoden beskrevet vil kledningskonstruksjonen i sin helhet optimeres for å utnytte fordelaktige materialegenskaper for sprøytebetong og membranmaterialet.

Dette vil i de aller fleste tilfellene muliggjøre en tunnekledningskonstruksjon med betydelig lavere totaltykkelse enn ved bruk av plasstøpt betonghvelv vanntett med PVC membran. For slike hvelv (illustrert i Figur 1), vil den totale tykkelsen av sprøytebetongen bli vesentlig høyere enn det som er nødvendig for bergsikring, pga behovet for å jevne ut den sprengte bergoverflaten for montering av foliemembranen. Et eksempel på et tunnelprofil for vegtunnel med plasstøpt betonghvelv og foliemebran for en to-felts er vist i Figur 1. (Statens Vegvesen, 2012)



Figur 1. Tverrsnitt for vegtunnel med skisse av plasstøpt betonghvelv med foliemembran i hardt berg. (Statens Vegvesen 2012)

Figur 2. Fra byggingen av tunnelkledning med plasstøpt betonghvelv med foliemembran i Ulvintunnelen (2014-2015). Til venstre: montering of foliemembran med drenerende geotekstil. Til høyre: ferdig tunnelkledning.

Alternativ teknisk løsning, tunnelkledning med sprøytebetong og sprøytbar membran

Tunnelkledning med sprøytbar membran i kombinasjon med fiberarmert sprøytebetong har vært gradvis introdusert i tunnelbransjen siden 2000. Denne prosessen har vært en erfaringsbasert tilnærming til praktisk utførelse og planlegging, samt anbefaling av egnede bruksområder. Utførelse av denne tunnelkledningsmetoden, tverrsnitt gjennom kledningen og eksmepler på ferdig kledning er vist i Figurene 3, 4 og 5.

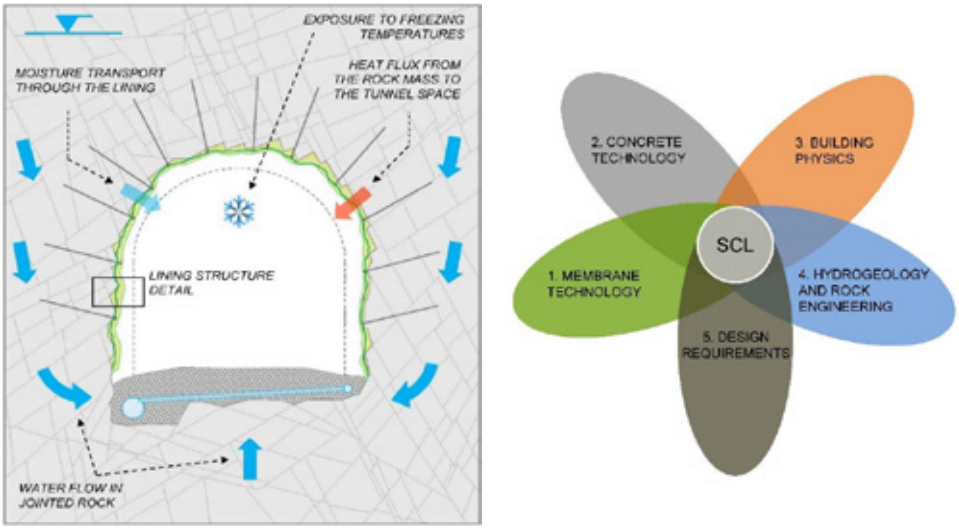
Figur 3. Utførelse av tunnelkledning sprøytbar membran i kombinasjon med sprøytebetong. Til venstre: manuell håndholdt sprøyting fra byggingen forsøksfeltet i Ulvin tverrslag sør ifb med dette forskningsprosjektet (2011). Til høyre: Fra byggingen et forsøksfelt tunnelkledning med sprøytbar membran og sprøytebetong i Bærumstunnelen dobbeltsporet jernbanetunnel (2009). Bildet viser dekksjiktbetongen som sprøytes utenpå membranen.

Figur 4. Tunnelkledning med sprøytebetong og sprøytbar vanntettingsmembran. Borkjerne av fra Gevingåstunnelen .

Figur 5. Ferdig bygd tunnelkledning med sprøytebetong og sprøytbar membran. Til venstre: Gevingåstunnelen, 1850 m tunnel av totalt 4200 m (2009). Til høyre: Holmestrandtunnelen, Snekkestadsonen, 90 m tunnel av totalt ca 12 km (2015).

FORSKNINGSMETODIKK

Dette forskningsprosjektet har vært lagt opp som en konseptstudie, der hele tunnelkledningen betraktes som et sammensatt system av de viktigste konstruksjonsmessige og funksjonelle elementene. Dette er presentert som hovedkonseptmodell der disse elementene er vist i sammenheng, illustrert i Figur 6, venstre. Forskningsarbeidet er lagt opp slik at mest mulig av konseptmodellen kan verifiseres. Enkelt-elementene i hovedkonseptmodellen er representert ved mer detaljerte eller sekundære konseptmodeller, som omfatter en bestemt problemstilling. Det er opplagt at denne oppgaven er multidisiplinær med flere sentrale fagfelt, som illustrert i Figur 6, høyre.



Figur 6. Hovedkonseptmodell for tunnelkledning med sprøytebetong og sprøytbar membran (SCL). Til venstre: tverrsnitt av tunnel med kledning og viktigste prosesser. Til høyre: oppgavens multidisiplinære karakter.

Tabell 1. Hovedkonseptmodell, detaljerte elementer

Element	Del av kledning, prosess
Tunnelkledningskonstruksjon med materialer og oppbygning	Materialtekniske egenskaper av membran og sprøytebetongmaterialet bygd som en mekanisk kontinuerlig konstruksjon på bergflaten
Effekter av udrenert vanntetting av i vegger og heng av tunnelen. Mulige vanntrykksinduserte laster på tunnelkledningen	Vanntrykksgradienter i bergmassen fører til vannstrøm mot sålepartiet på sprekker og riss i berget. Mulig økt vanntrykk i bergmassen umiddelbart nær tunnelkledningen
Laster som påkjenner membranen	Rissdannelse og termisk indusert ekspansjon/kontraksjon i sprøytebetongen som gir mulig tøyning av membranen over riss. Skjærdeformasjoner mellom betonglagene på hver side av membranen som gir mulig skjærtøyning av membranen. Mulig strekkbelastning av membranen normalt på grenseflatene til betong
Fukttransport gjennom tunnelkledningen	Eksponering til grunnvann på bergsiden gir en oppfukting/metning av betongmaterialet nær bergflaten. Eksponering til luft med en viss relative luftfuktighet på tunneloverflaten resulterer i en damptrykksgradient over tunnelkledningen fra berg til luft, som induserer en fukttransport, og et karakteristisk fuktinnholdsprofil over kledningen
Frosteksponering av tunnelkledningen of effekter av fryse/tine sykler på betong og membranmaterialet	Frosteksponering i tunnelrommmet induserer en varmestrøm fra bergmassen gjennom kledingen til tunneloverflaten. En viss frosteksponering fra tunnelrommet og en viss tykkelse av betongdekksjiktet utenpå membranen vil gi en viss minimumstemperatur ved membranen.

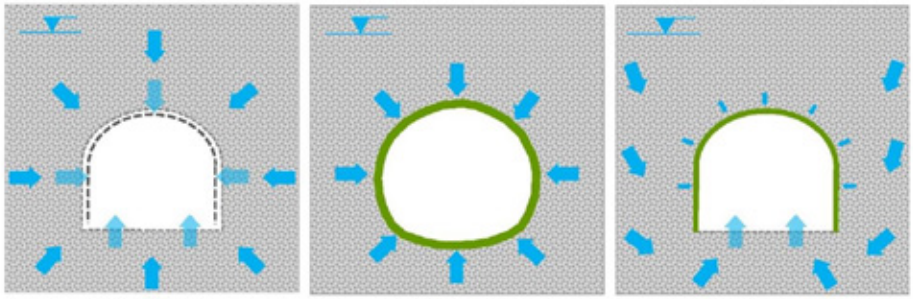
Detaljerte konseptmodeller

Hensikten med å bryte ned tunnelkledningen i detaljerte konseptmodeller var å idenfisere viktige enkeltforhold som skulle undersøkes, planlegge og strukturere arbeidet, samt å skape klarhet og forståelse og se de ulike problemstillingene i sammenheng. Elementene i hovedkonseptmodellen, vist i Tabell 1 er utgangspunktet for de utførte detaljundersøkelsene . De viktigste detaljkonseptmodellene er vist i det etterfølgende.

Konseptmodell for delvis drenert tunnelkledning med udrenert vanntetting i vegger og heng med drenert såle

Vanntetting med sprøytbar membran utført direkte på sprøytebetong overflaten representerer i prinsippet en udrenert vanntetting. Drenstiltak kan bygges inn separat og lokalt ved behov. Uten drenstiltak i konturen vil det derfor forekomme en hydrogeologisk «respons» i bergmassen nær tunnelen, der grunnvann vil strømme inn i tunnelen gjennom sålepartiet på sprekker og riss i berget. Dette er illustrert i Figur 7, der tunnelkledning med sprøytebetong og sprøytemembran er sammenliknet med to prinsipielt forskjellige kledning fra et hydrogeologisk perspektiv, med hhv fullstendig drenert bergoverflate og udrenert bergflate i hele tunnelperiferien.

Det er viktig å undersøke er om dette kan resultere i et høyere sprekkevannstrykk i bergmassen nær tunnelen. Mulige effekter av dette som må vurderes er eventuell lavere stabilitet av bergmassen, en mulig vanntrykkseksponering av kledningen og spesielt membranen, samt en mulig økt vannmetning av sprøytebetong- og membranmaterialene.
Denne konseptmodellen er verfisert ved vantrykksmålinger i bergmassen rundt tunnelkonturen. Viktigheten av den hydrogeologiske responsen i bergmassen nær tunnelkonturen synliggjøres i de påfølgende konseptmodellene, med oppbygning, materialtyper og fukttransportsprosesser.



Figur 7. Hydrogeologisk respons rundt ulike hovedtyper av tunnelkledninger. Venstre: fullstendig drenert kledning med innvendig drenasjehvelv. Ingen vanntrykksoppbygning ved tunnelperiferien. Senter: Vanntett, udrenert kledning i hele tunnelens periferi, med fullt hydrostatisk trykk på tunnelkledningen. Høyre: Tunnelkledning med sprøytebetong og sprøytbar membran utført i vegger og heng, med drenert såle. Vanninnstrømning gjennom sålen gir en viss dreneringseffekt i bergmassen med en viss vanntrykksreduksjon sammenliknet med fullt hydrostatisk trykk.

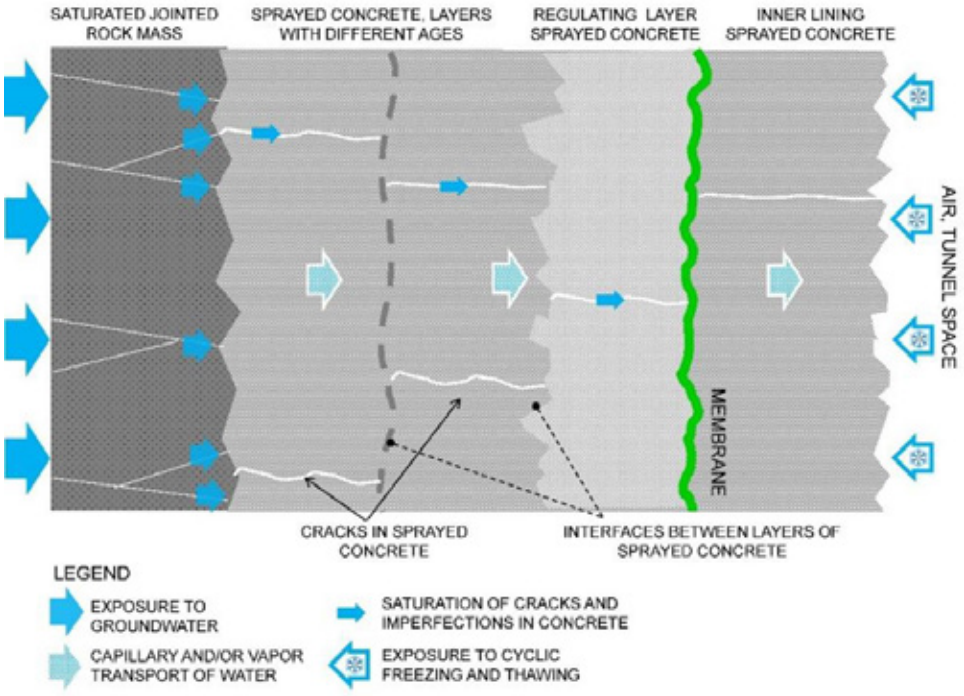
Konseptmodeller for kledningens materialoppbygning, vanneksponering og vanntransport

Tunnelkledningen består av fiberarmert sprøytebetong, ofte utført i flere lag, vanntettingsmembran og et dekksjikt av fiberarmert sprøytebetong. Grunnforhold med hardt berg vil normalt tilsi sprøytebetongtykkelser på bergsiden av membranen som kan variere fra ca 8 til 20 cm og et dekksjikt på «luftsiden» av membranen på ca 6 cm. Membrantykkelsen bør være minimum 3 mm. De ulike lagene utføres ved sprøyting. Derved oppnås mekanisk heft kontinuerlig fra bergflaten gjennom alle lagene i kledningen. Fiberarmering i sprøytebetong gir i tillegg til de tilsiktede seighetsegenskapene, også en rissfordelende virkning der rissvidden reduseres. Sprøytebetongoverflaten som membranen sprøytes på bør ha en viss jevnhet for å muliggjøre en kontinuerlig membran med mest mulig jevn tykkelse. Oppbygningen av kledningen er vist i Figur 8.

Eksponering til grunnvann vil forekomme gjennom sprekker og riss i berget. Under grunnvannsstand vil bergmassen være hydraulisk mettet og sprekker og riss som har en åpning vil være vannfylt med et visst trykk. Vann kan trenge inn i sprøytebetongkledningen ved konduktiv vannstrøm i porøs/permeabel betong, ved kapillær vannstrøm og ved vannstrøm på sprekker og riss i betongmaterialet. Under en viss kapillær metningsgrad, forekommer vanntransport i betongmaterialet som vanndampdiffusjon. Membranen tetter mot konduktiv vannstrøm på sprekker og riss, men tillater en viss diffusjon av vanndamp gjennom hele membranens flate.

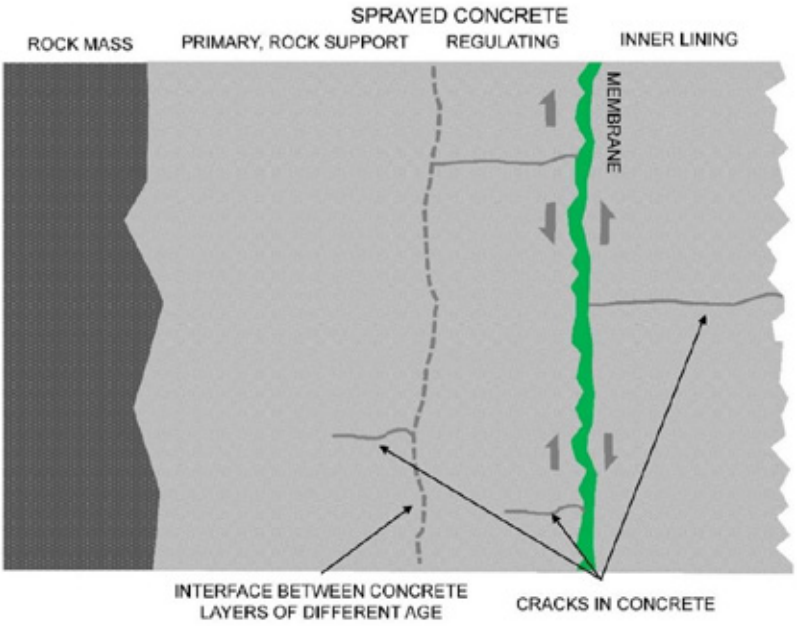
Konseptmodellen verfisereres med undersøkelser av følgende:

- Sprøytebetongens egenskaper vedrørende vanntransport og vannabsorpsjon
- Membranens egenskaper vedrørende vanntransport og vannabsorpsjon
- Undersøkelser og kledningens in-situ vanninnhold; fuktprofil på tvers av kledningen
- Målinger av klimaet i tunnelrommet med årstidsvariasjoner (lufttemperatur og relativ luftfuktighet)
- Målinger av temperaturer i kledniningen og i bergmassen

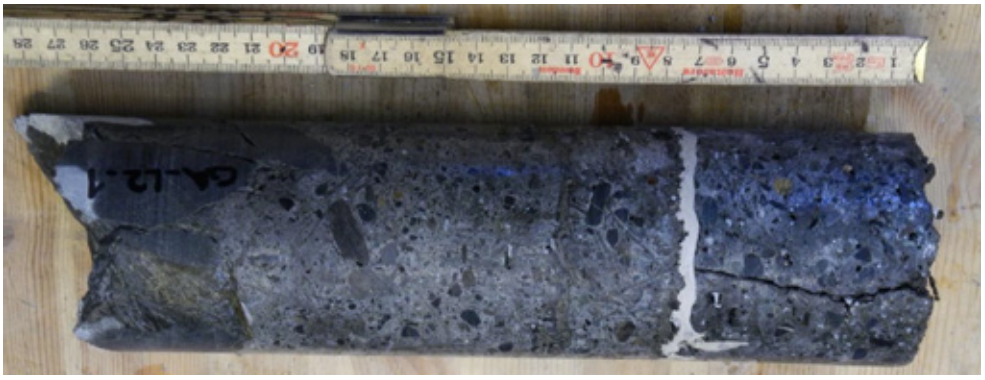


Figur 8. Konseptmodell for oppbygning av tunnelkledning, eksponering til grunnvann og vanntransport.

Konseptmodell for tøyning av membranen over riss og skjærdeformasjoner



Figur 9. Konseptmodell for deformasjoner på membranen i form av tøyning over riss i sprøytebetongen og skjærdeformasjoner mellom betonglagene på hver side av membranen



Figur 10. Gjennomsettende riss i dekksjiktsprøytebetongen. Bergflaten sees til venstre.

Riss oppstar i sprøytebetong pga. autogent svinn under hydratasjon og eventuelt ved uttørking pga. store gradienter i kapillært vanninnhold i betongen nær uttørkningsoverflaten. Riss forårsaket av autogent svinn vil som oftest være mer gjennomsettende en uttørkningsriss. Betonglag med ulik alder vil ha hver sin «generasjon» av riss, der rissene ikke er gjennomsettende mellom betonglagene. Grenseflaten mellom hvert lag av sprøytebetong kan representere et tynt sjikt med lokalt høyere porøsitet og permeabilitet pga innsprøyting av prelltap, mangelfull rengjøring av overflaten før sprøyting eller lokalt mangelfull

kompaktering. Membranen er elastisk og rissoverlagrende. Dvs riss vil ikke «penetrere» membranen. Dette er illustrert i Figurene 9 og 10. Tøyningen som kan forekomme over riss i vårt undersøkte tilfelle (hardt berg) kan i prinsippet være indusert av termisk kontraksjon/ekspansjon eller differensielt svinn mellom betonglagene på hver side av membranen. Det siste vil være et engangstilfelle som oppstår når dekksjiktbetongen påføres, mens termisk induserte endringer av rissåpninger vil forekomme med variasjonene i temperaturene i kledningen, i hovedsak årstidsvariasjoner. Konseptmodellen for tøyning over riss og skjærdeformasjoner i membranmaterialet verifiseres med følgende undersøkelser:

- Målinger/estimeringer av mulige temperaturvariasjoner ved membranens lokalitet i kledningen
- Kartlegging/måling av rissvidder på sprøytebetongoverflaten, på ulike årstider med ulik temperatur i betongen
- Måling av termisk ekspansjonskoeffisient av sprøytebetong
- Estimering av sprøytebetongens typiske autogene svinn under realistiske forhold

Konseptmodell for frostbelastning og frostskade

Frostskade vil kunne oppstå både i betongmaterialet, i membranmaterialet og i grenseflatene mellom betong og membran. De to viktige belastningsparameterne for frostskade er

- Termiske forhold; minimumstemperatur, nedkjølingshastighet, termiske gradienter, frostpåkjenningsretning
- Fuktinnhold: vannmetningsgrader, andel av luftfylte dvs «ledige» porerom i betongmaterialet

Konseptmodellen verifiseres ved følgende undersøkelser:

- Fysiske storskala modellforsøk i frostlaboratoriet med ulike temperaturscenarier i tunnelrommet med målinger av temperaturer på ulike dyp i kledningen
- Målinger av termisk ledningsevne og spesifikk varmekapasitet til berg og sprøytebetongmateriale
- Kalkulasjon av worst-case scenarier støttet på målinger fra storskala fysiske modellforsøk

UTFØRTE UNDERSØKELSER - RESULTATER

Feltarbeid – etablering forsøksfelt for hydrogeologiske undersøkelser i bergmassen materialtekniske undersøkelser av tunnelkledning

Det er bygd flere forsøksfelt med fullskala tunnelkledning i forbindelse med dette prosjektet. Hovedhensikten med forsøksfeltene har vært i verifisere konseptmodellen ved undersøkelser av mest mulig realistiske materialer, samt in-situ undersøkelser aunder realistiske forhold.

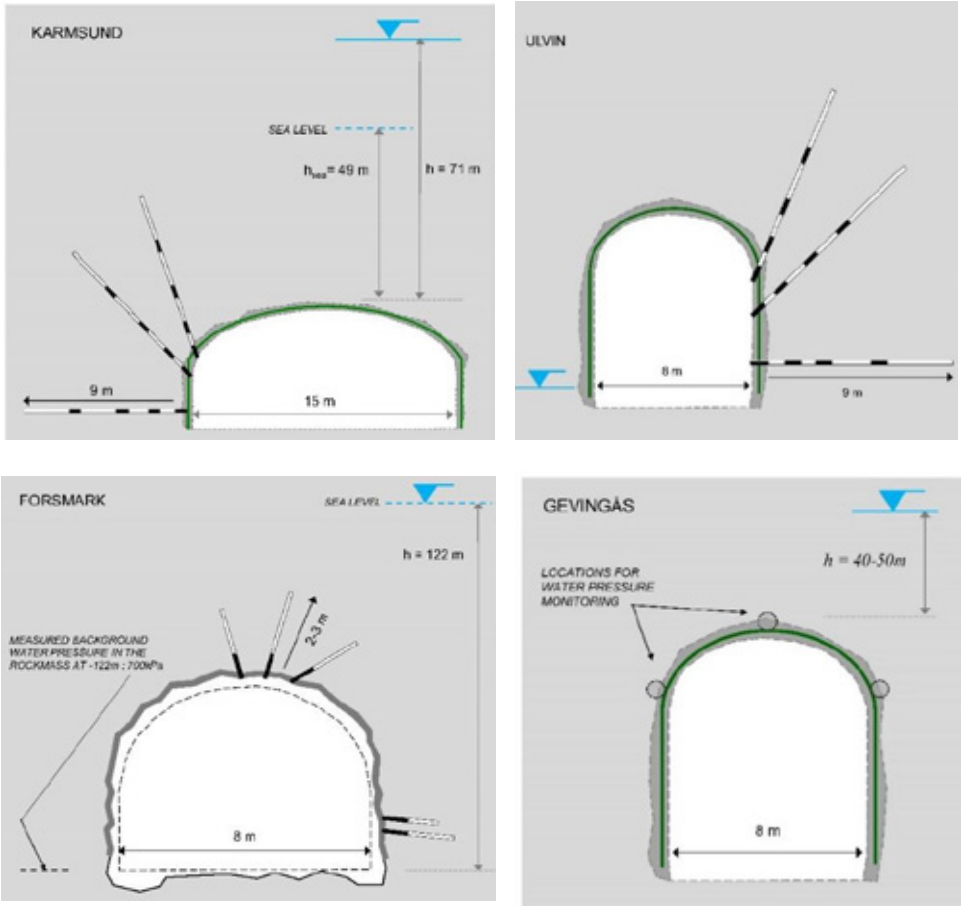
Figur 11. Oversikt over forsøkstfelt for tunnelkledninger for materialtekniske og hydrogeologiske undersøkelser

Tabell 2. Forsøksfelt, utførte undersøkelser

Forsøksfelt (tidspunkt for bygging)	Omfang/størrelse av felt	Utførte undersøkelser	Hensikt
Gevingåstunnelen (2010-11)	1835 m tunnel av total 4200 m, Membran M1	▪ In-situ fukttilstand ▪ In-situ strekkstyrke ▪ Betongens in-situ porøsitet ▪ Termiske undersøkelser av bergmasse, kledning og tunnelluft ▪ Vanntrykksmålinger	▪ Verifisere utvikling over tid av fukttilstand og strekkstyrke ▪ Input for fukt-transportsmodell ▪ Verifisere modell for vanntrykk i bergmassen
Karmsundtunnelen, undersjøisk (2011)	24 m av ventilasjonskaverne, Membran M1	▪ Hydrogeologiske undersøkelser ▪ In-situ fukttilstand av membran	▪ Verifisere modell for vanntrykk i bergmassen ▪ Verifisere membranens fukttilstand ▪ Vurdere bygningstekniske forhold, tetthetsresultat
Ulvin, tverrslag sør	60 m av adkomsttunnel Membran M1 Membran M4	▪ Hydrogeologiske undersøkelser ▪ In-situ fukttilstand ▪ In-situ strekkstyrke	▪ Verifisere modell for vanntrykk i bergmassen ▪ Verifisere membranens fukttilstand ▪ Vurdere bygningstekniske forhold, tetthetsresultat
Harangstunnelen	Testfelt , 8 m^2 for fremstilling av prøvestykker under realistiske betingelser Membraner M1-2-3-4	▪ In-situ fukttilstand ▪ Prøvestykker for detaljerte materialundersøkelser av sprøytebetong	Komplett analyse av sprøytebetong for en og samme betongresept
Forsmark, service tunnel (undersjøisk)	20 m av service tunnel, Membran M1	▪ Vanntrykksmålinger	▪ Verifisere modell for vanntrykk i bergmassen ▪ Vurdere bygnings-tekniske forhold, tetthetsresultat
Frostlaboratoriet, kledningskonstruksjon på bergmasse	Ca 8 m2 kledning med termisk instrumentering Membraner M1-2-3-4	▪ Frostpåkjenning av kledning ▪ In-situ fukttilstand ▪ In-situ strekkstyrke etter ulike serier med fryse/tine belastning	Vurdere frostbestandighet av kledning

Feltarbeid –hydrogeologiske undersøkelser i bergmassen

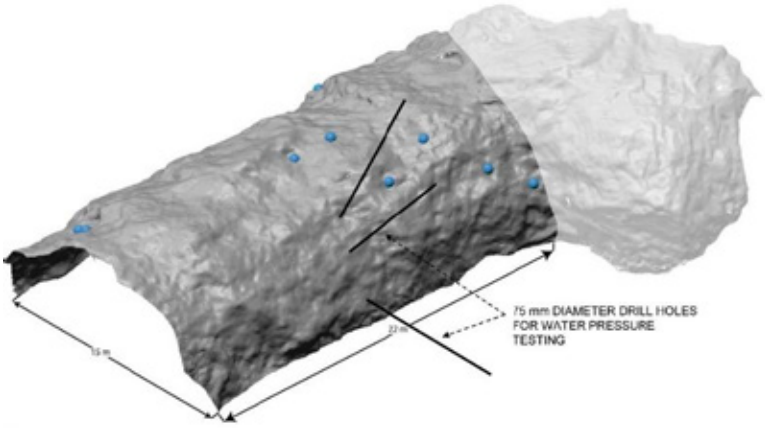
Fire av forsøksfeltene kunne tilrettelegges for hydrogeologiske undersøkelser. Hovedhensikten med disse undersøkelsene var å verifisere modellen for drenering av bergmassen gjennom en såle uten vanntetting. For Karmsund, Ulvin og Gevingås kunne målingene foretas kontinuertlig over 6 – 9 måneder. For testfelt Forsmark kan målingene videreføres i flere år.



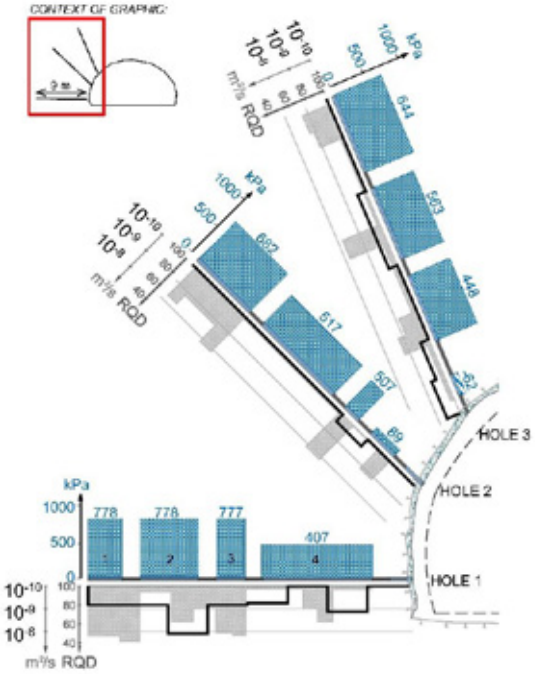
Figur 12. Konfigurasjon av vanntrykksmålinger i bergmassen rundt tunnelkledninger med udrenert vanntetting i vegger og heng. Hullene er seksjonert med pakkere (vist i sort). For testfeltet i Gevingåstunnelen, er det benyttet poretrykksmålere installert rett bak kledningen

Tabell 3. Ingeniørgeologiske, hydrogeologiske og bergmekaniske forhold for de 4 forsøksfeltene for vanntrykksmålinger i bergmassen umiddelbart innenfor tunnelkledning

Parameter	Karmsund	Forsmark	Ulvin	Gevingås
Fjelloverdekning [m]	130	100	55	40-50
Beliggenhet under grunnvannsstand [m]	75	122	0	30-40
Største hovedspenning, verdi, fallvinkel [MPa], [^{o}]	8.1 (8)	7.6 (0)	7.1 (4)	Ikke målt
Bergartstype	Massiv granittisk gneis	Middels til finkornet granitt til granodioritt	Båndet amfibolittisk gneis	Mørk glimmerskifer
En-aksiell trykkfasthet av intakt berg [MPa]	137-238	139 - 280	148 – 285	Ikke målt
E-modul av intakt berg [GPa]	64 – 73	66 – 105	43 - 49	Ikke målt
Antall sprekkesett / typiske sprekkeavstander [m]	2 + tilfeldig 0.7 – 1	2 + tilfeldig 0.1 – 0.5	3 0.2 - 0 .5	2 -3 0.2 – 0.8
Antall sprekker per m borkjerne	1 – 3	6-9	1 - 7	Ikke målt
Bergmassekvalitet Q, variasjonsområde og typisk verdi	6 – 66 (23)	5 – 25 (11)	5 – 12 (8)	3 -17 (5)
Estimert gjennomsnittlig hydraulisk konduktivitet av bergmassen [m/s]	10^{-8} til 10^{-9}	10^{-8} til 10^{-9}	10^{-7} til 10^{-8}	10^{-7}
Kalkulert hydraulisk transmissivitet av sprekker [m^2/s] basert på vanntrykkstesting	10^{-8} til 10^{-9}			



Figur 13. LiDar skann av forssøksfeltet i ventilasjonskaverna i Karmsundtunnelen. Gjenværende fuktpunkter i den endelige kledningen (uten tettingstiltak ved injeksjon) er markert



Figur 14. Målte in-situ vanntrykk og hydrauliske transmissiviteter i forsøksfelt Karmsund i seksjoner av borhull etter ca 6 måneder etter installasjon. Hullenes lengde er 9 m.

Vanntrykksmålingene i Gevingåstunnelen, Karmsundtunnelen og i servicetunnelen i Forsmark er foretatt i bergmasser under grunnvannsstand. Trendene for disse tre feltforsøkene er de samme. Det er målt et synkende vanntrykk inn mot tunnelkonturen. Vanntrykket målt nærmest tunnelkonturen er beydelig lavere enn hydrostatisk trykk. Betraktninger basert på vannstrømning på sprekker eller i et kontinuerlig medium, uten spesielle effekter nær konturen, kan ikke forklare dette trykkforløpet. En nylig offentliggjort studie utført av SKB i Sverige (Ericsson et al 2015) antyder at sprengingsskadesonen de første 20-40 cm fra konturen har en betydelig høyere hydraulisk transmissivitet av sprekkene. En betydelig økt hydraulisk konduktivitet av berget i sprengingsskadessonen er den mest sannsynlig forklaring på at vi har målt betydelig lavere og fallende trykk inn mot den udrenerte tunnelkledningen.

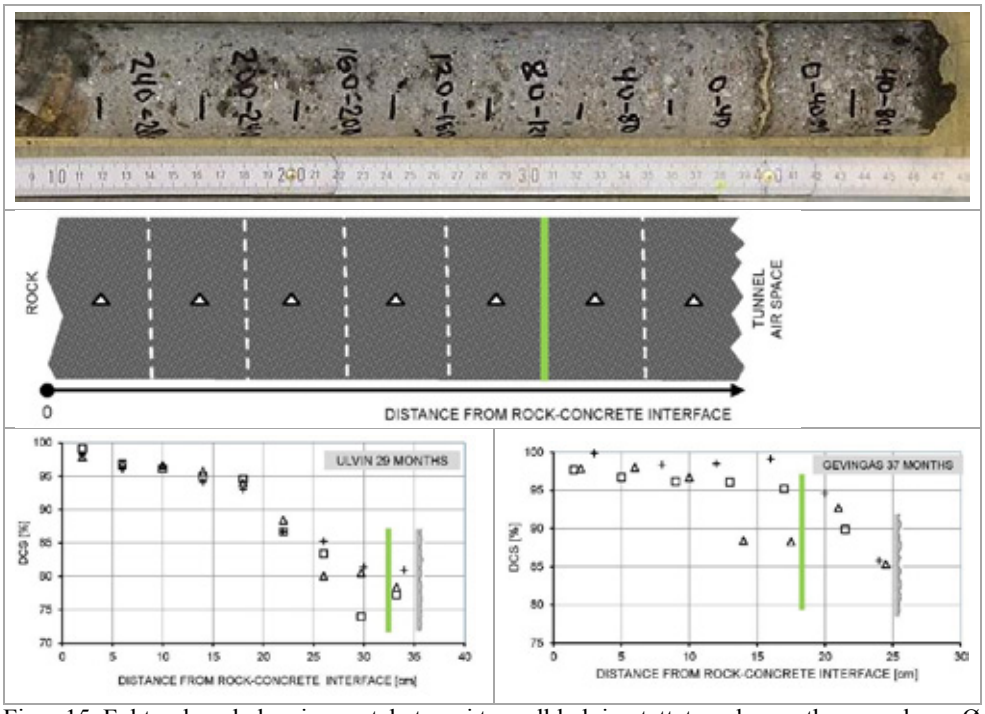
Feltundersøkelser av tunnelkledningenes fukttilstand

Feltundersøkelsene av tunnelkledningenes fukttilstand omfattet prøvetaking ved kjerneboring av hele kledningskontruksjonen og undersøkelse av betongmaterialet og membranmaterialet for fuktinnhold. Dette ble gjort ihht til PF metoden, som er finsk/norsk utviklet metode for pore og fuktinnholdsundersøkelser av betong. Fremngangsmåten er detaljert beskrevet i Holter & Geving (2015). Resultatet av disse undersøkelsene er fuktinnholdsprofiler over kledningens tykkelse. Kjernematieralet er splittet i mindre biter (av ca 40 mm lengde langs kjernen). Derved

fremkommer fuktinnholdsresultater som vist i Figur 15, for Ulvin etter 29 måneder og Gevingås etter 37 månder. Vanninnholdet i betong er representert som kapillær vannmetningsgrad (Degree of Capillary Saturation DCS), der DCS = 100, representerer en fullt mettet betong ved neddykking. Ulvinkledningen er bygd med presis oppfølging av utførelsesdetaljene i sprøytebetongarbeidene. Gevingåskledningen representerer en normal kommersiell utførelse. I begge tilfellene observeres følgende viktige trekk:

- Inntil bergoverflaten er sprøytebetongen tilnærmet fullstendig kapillært mettet
- Lavere vannmetningsgrad med økende avstand fra bergoverflaten
- Ingen skarp reduksjon i vannmetningsgrad over membranen

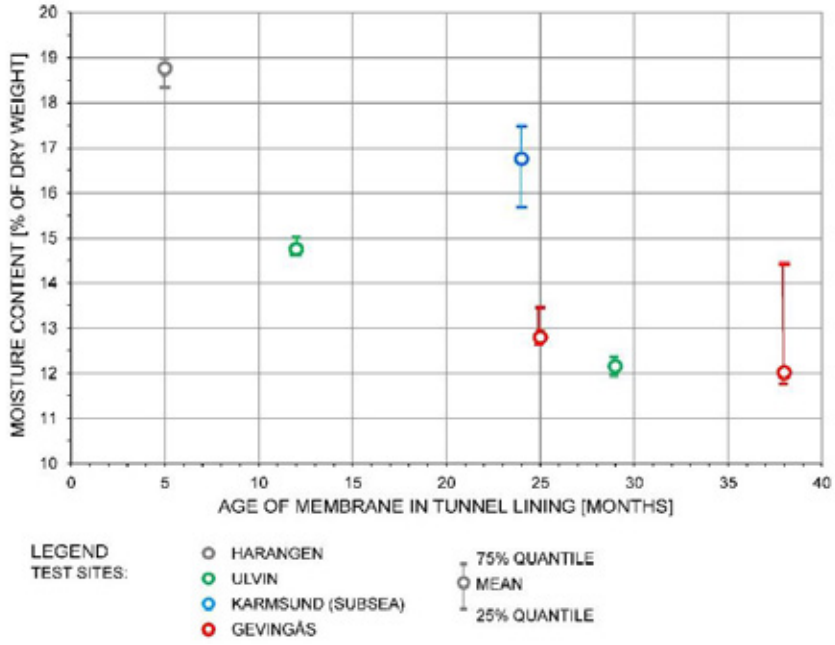
Dette resultatet er typisk for de undersøkte kledningene.



Figur 15. Fuktundersøkelser i sprøytebetong i tunnelkledning tettet med sprøytbar membran. Øverst: kjerne som er merket for splitting og deretter veiing av hver enkelt bit. Senter: tegning som viser splitting av kjerne og tilordning av målte verdier for fuktinnhold og porøsitet i senter av biten. Nederst: fuktinnhold i kledningen i Ulvin ved 29 måneders alder (venstre) og Gevingås ved 29 måneders (høyre).

I tillegg til betongmaterialet ble membranmaterialet også undersøkt for in-situ fukttilstand. Dette ble gjort ved å pirke ut membranbiter fra borkjernene umiddelbart etter uttak, forsegling, og deretter veiing og tørking. Derved fremkommer in-situ fuktinnhold. Dette ble sammenlikned med det maksimale fuktopptaket membranmaterialet viser ved neddykking. Resultatene av fuktinnholdsundersøkelsene for membranmateriale M1 for 4 forsøksfelt er vist i Figur 16. Denne undersøkelsen viser at man får et in-situ fuktinnhold på mellom 12 og 17 % av matieralets tørrvekt overt tid, med tendensiell svakt synkende trend. Membran M1 har et

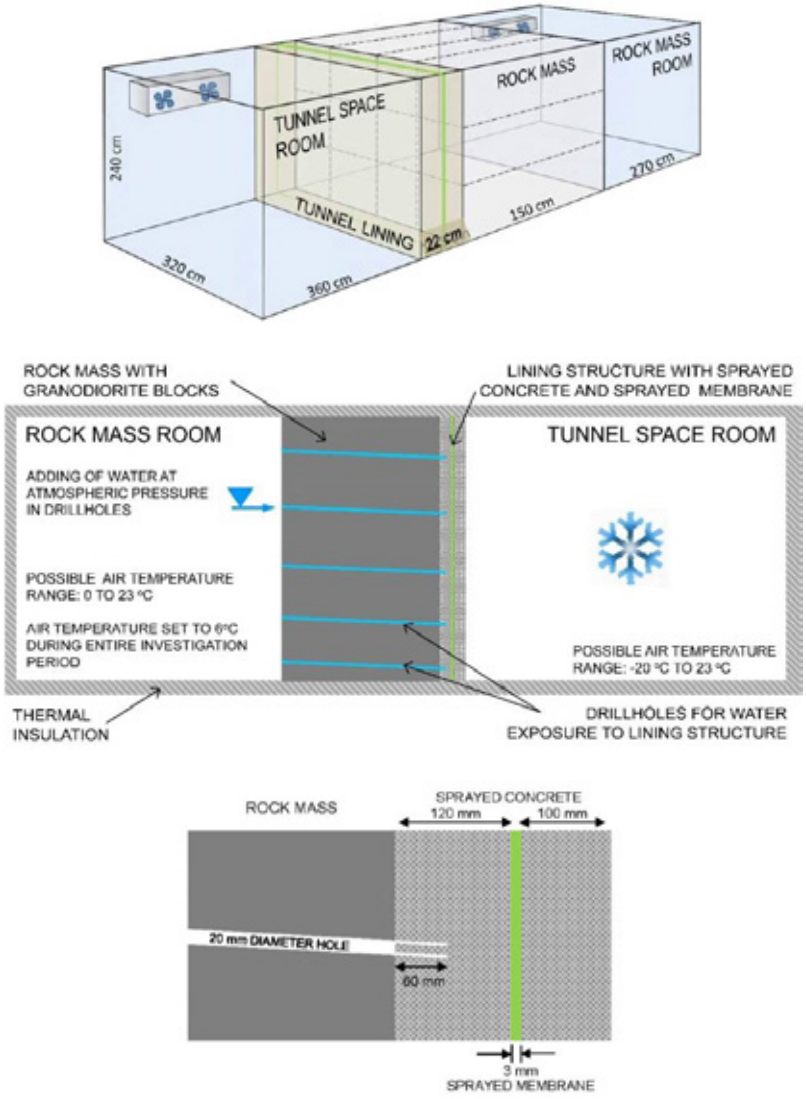
maksimalt vannopptak tilsvarende ca 40% av materialets tørrvekt. Dvs in-situ i tunnelkledningene har membranen en metningsgrad på ca 30%. Dette er en svært viktig observasjon for å vurdere realistisk fuktkondisjonering av membranmaterialer for laboratorietesting.



Figur 16. Målt in-situ fuktinnhold i membranmateriale (M1) tatt fra borkjerner av tunnelkledninger.

Frostlaboratoriet

Frostlaboratoriet er konstruert for å kunne foreta fysiske simuleringer av frostpåkjenning av tunnekledninger i stor skala, fukteksponering og suksessivt kunne undersøke kledningens tilstand, og om frostskade i form av redusert strekkstyrke oppstår. Modellen består av en bergmasse av homogen granodioritt (trondhjemitt) med 1.5 m tykkelse som er bygd inn i en isolerende kasseformet konstruksjon med et «bergrom» på den ene siden, og et «tunnelrom» på den andre siden. I berg- og tunnelrommet kan temperaturene justeres for å simulere hhv. bergmassetemperatur og lufttemperaturen i tunnelen. Modellen er vist i Figur 17. For dette prosjektet ble en helt ny kledningskonstruksjon med fiberarmert sprøytebetong etablert med i alt 4 membranprodukter, M1-2-3-4. I tillegg ble det tilrettelagt for fukttilførsel til kledningen gjennom borhull, samt detaljert termisk instrumentering i selve kledningskonstruksjonen.



Figur 17. Frostlaboratoriet. Øverst: 3D figur av laboratoriemodellen med bergmasse, kledning samt berg- og tunnelrom. Senter: lengdesnitt av modellen med vanntilførsel indikert. Nederst: Detalj for vanntilførsel for simulering av fukteksponering av kledningen.

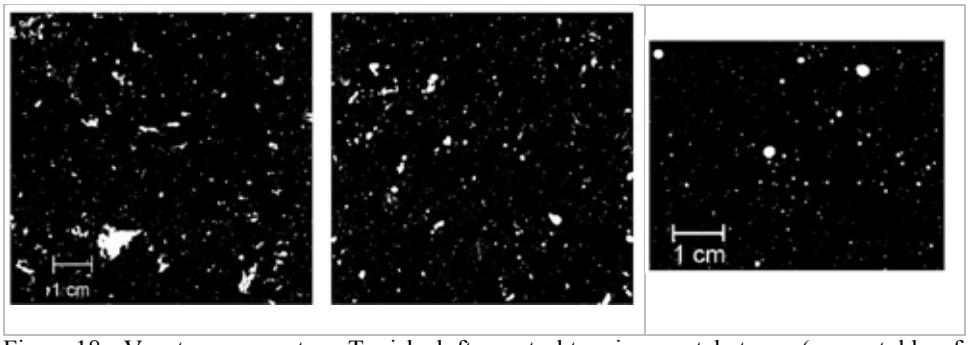
Frostlaboratoriet muliggjorde en presis simulering a sykliske fryse/tine sykler av tunnelkledningen, prøvetaking for fukttilstand og prøvetrekking for strekkstyrke etter ulike belastninger. Det var av kritisk betydning at fuktkondisjoneringen av kledningskonstruksjonen var vellykket og et fuktinnhold i sprøytebetong og membranmaterialet som vær tilnærmet identisk med målte fuktinnhold i forsøksfeltene i Gevingås og Ulvin.

Tabell 4. Utførte undersøkelser på kledningskonstruksjonen i frostlaboratoriet

Aktivitet, undersøkelse	Tidsrom	Hensikt
1. Fysisk simulering av vannekssponering ved tilførsel av vann gjennom 36 stk jevnt fordelte 20 mm diameter hull gjennom bergmassen boret ca 60 mm inn i sprøytebetongen	1.2013/09-2015/08	1.Mest mulig realistisk fukt-kondisjonering av kledningskonstruksjonen
2. Fryse/tine eksponering av kledningen med 35 sykler med – 3°C minimumstemperatur ved membranen	2. 2014/02-05	2.Simulering av moderat frostbelastning ved aksellererte fryse/tine sykler
3. Ytterligere fryse/tine eksponering av kledningen med 20 sykler med – 7°C minimumstemperatur ved membranen	3. 2014/05-08	3.Simulering av ekstrem frostbelastning ved aksellererte fryse/tine sykler
4. Isotermisk frosteksponering av kledningskonstruksjonen med -7°C i tunnelrommet i 40 døgn.	4. 2014/09-10	4. Simulering av stasjonær varmestrøm fra bergrommet gjennom bergmeåsen og kledningen til tunnelrommet med realistiske grensebetingelser og måling av temperaturprofil i bergmasse og kledning
5.Fysisk simulering med måling av fukttransport gjennom kledningen med konstante grensebetingelser med konstant temperatur 6°C i hele modellen og ca 80% RF i tunnelrommet,	5.2014/10 – 2015/08	
6. Undersøkelser av sprøytebetong- og membranmaterialets in-situ fuktinnhold før og etter vannekssponering av kledningskonstruksjonen.	6.2013/09, 2014/01, 2014/05, 2014/08. 2015/08	5. Simulering av fukttransport gjennom kledningskontruksjonen med konstante og kontrollerte grensebetingelser
7. Målinger av membranens in-situ strekkstyrke på ulike stadier i fukt og frost-belastningen av kledningskonstruksjonen	7.2014/01, 2014/05, 2014/08.	6. Verifisere kledningens fukttilstand på ulike stadier I testingen
		7. Påvise eventuell effekt av frosteksponering på kledningens strekkstyrke

Laboratorieundersøkelser av sprøytebetongmateriale

Sprøytebetongen har en helt vesentlig betydning for membranens eksponering til mekaniske laster og vann. Det er derfor nødvendig å se membranens ytelse og egenskaper i sammenheng med sprøytebetongmaterialet som er benyttet. Sprøytebetong er et svært spesielt matierale sett fra et betongteknologisk perspektiv. Dette er illustrert i Figur 18, der de to bildene til venstre viser luftporestrukturen (hvitt = porer) i sprøytebetong tatt fra Harangstunnelen testfelt, mens bildet til venstre viser en støpt vibrert mørtel med luftinnførende tilsetningsstoff som gir perfekt sfæriske luftporer. Det eksisterer relativt lite data på porøsitet, fuktopptak og frostbestandighet av moderne sprøytebetong.



Figur 18. Venstre og senter: Typisk luftporestruktur i sprøytebetong (prøvestykke fra forsøksfelt E39 Harangstunnelen) som viser tydelige irregulære porer. Høyre: støpt vibrert mørtel med luftinnførende tilsetningsstoff for å produsere perfekte sfæriske luftporer. (høyre bilde: Fonseca & Scherer, 2014)

Tabell 5. Utførte laboratorieundersøkelser på sprøytebetongmateriale fra ulike tunnelkledninger

Undersøkelse		Laboratorium, lokalitet	Betong fra tunnel[1]	Betongens alder ved testing [døgn]	Tidspunkt for undersøkelse	Antall prøvestykker	Hensikt med undersøkelse
Porøsitet og fuktinnhold	Optisk luftporeanalyse ASTM C457	NTNU	H	400	2014/06	5	Vurdere frostbestandighet basert på luftporeparametre
	Sugporøsitet, luftporevolum og fuktinnhold, ihht til PF metoden	NTNU	G	360 -1100	2012-2014	80	Vurdere frostbestnadighet basert på vannmetningsgrader og porekarakteristikk (PF-verdi)
			U	180 - 800	2012-2014	79	
			H	150	2013	39	
			F	400 - 650	2012-2014	49	
Standard frost bestandighetstesting	Fryse, salt avskalling, CEN/TS 12390-9	SVV[2]	H	300	2014/02	8	Vurdere frostbestandighet basert på resultat fra avskallingtest
	Motstand mot raske fryse/tine sykler, ASTM C666, procedure A	SINTEF[3]	H	300	2014/02	5	Vurdere frostbestandighet basert på skader under rask fryse/tine test
	Fryse-indusert dilatasjon, ASTM C681	NTNU	H	350	2014/05	4	Vurdere frostskade ved høye kapillære metningsgrader
Frostbestandighet under realitiske tunnelkledningbetingelser	Funksjonell ytelses test for frost belastning. Utviklet på NTNU som en del av dette prosjektet	NTNU	H	250-300	2013-2014	8	Vurdere frostskade under realitiske forhold
Vanndamppermeabilitet	Nordtest NT Build 369	SINTEF[3]	H G	H: 300 G: 1000	2013/10-2014/01	H: 5 G: 6	Materialparametere til fukttransportsanalyse
Hydraulisk konduktivitet	SOP	LPM, Sveits	H G U	H: 300 G: 1050 U: 750	2013/12-2014/03	H: 10 G: 10 U: 15	Materialparametere til fukttransportsanalyse
Termisk ledningsevne og spesifikk varmekapasitet	Metode utviklet ved NTNU	NTNU	G U	G: 800 U: 570	2014	G: 2 U: 2	Materialparametere til termisk analyse
En-sidig kapillærabsorpsjon	SINTEF, 1988	NTNU	H	250-300	2014	14	Materialparametere til fukttransportsanalyse

[1] Forkortelser for de fire forsøkslokalitetene Ulvin, Gevingås, Harangstunnelen og Frostlaboratoriet
[2] Statens Vegvesen Vegdirektoratet, Sentrallaboratoriet, Oslo
[3] SINTEF Byggforsk Betonglaboratoriet, Trondheim

Hovedhensikten med å fremskaffe detaljerte data for sprøytebetong var både å definere rammebetingelsene for membranen som betongen representerer og å vurdere frostbestandigheten av sprøytebetongmaterialet i en realistisk tunnelkledningskonstruksjon. En oversikt over de utførte laboratorieundersøkelsene av sprøytebetong er vist i tabell 5. De viktigste resultatene med resept-data for de undersøkte sprøytebetongene er vist i tabell 6.

Tabell 6. Data for betongsammensetning og målte porøsiteter med PF-metoden for 4 undersøkte tunnelkledninger i dette prosjektet.

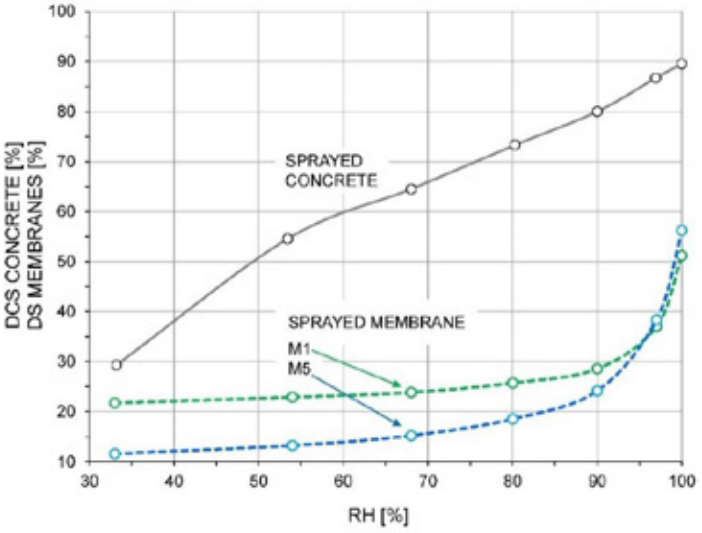
Forsøksfelt	Betongreseptdata		Målte porøsiteter for sprøytebetong[1]				PF verdi		Betongens alder ved testing [døgn]	Antall prøvestykker
	Bindelmiddel[2] innhold [kg/m^3] Fiberdosering [kg/m^3, volum %]	Vann/ bindemiddel forhold[3]	Sugporøsitet, p_{suc} [%][4]		Makro(luft) porøsitet, p_{air} [%][5]		Median	COV [%]		
			Median	COV [%]	Median	COV [%]				
Ulvin tverrslag sør (U) [6]	CEM II A-V 42.5: 391 CEM I 42.5 : 92 Mikrosilika: 26 Stålfiber: 35, 0.5	0.45	19.1 (18.7)	7	4.2	25	0.18	24	180 - 850	78
Gevingås – tunnelen (G) [6]	CEM II A-V 42.5: 513 Micro silica fume: 21 PP-fiber[8] : 7, 0.8	0.44	20.8 (19.3)	12	4.6	19	0.18	18	360 - 1100	80
E39 Harangs-tunnelen (H)[7]	CEM II A-V 42.5 : 502 Mikrosilika: 25 PP-fiber: 9, 1.0	0.46	21.1 (20.2)	4	4.5	10	0.17	9	150	27
Frost-laboratoriet kledning (F) [7]	CEM II A-V 42.5: 489 Mikrosilika: 26 PP-fiber: 7, 0.8	0.47	20.9 (20.5)	8	4.9	13	0.18	14	150 - 540	49

[1] Kalkulerte sugporøsiteter ihht klassisk betongteori er vist i parentes
[2] Sementmaterialer: CEM II A-V 42.5: Norcem Standard FA (flygeaskesement), CEM I 42.5: Norcem Industrisement
[3] Inkluderer vann tilsatt gjennom sprøytebetongakselleratoren. Inkluderer ekvivalent bindemiddelinnhold: sement + 2·microsilika
[4] Porer som vannmettes ved neddykking ved atmosfærisk trykk i 7 døgn
[5] Porer som vannmettes i tillegg ved trykkmetning ved 50 bar i 3 døgn
[6] Nominell blandelogg fra blandeverket (bør-verdier)
[7] Sanne verdier for betongsammensetning målt på fersk betong ved blandeverket
[8] PP: Makro polypropylen fiber

Undersøkelsene av frostbestandighet av sprøytebetong i tunnelkledninger, viste at det er svært usannsynlig at sprøytbetongmaterialet vil få frostskader i en tunnelkledning. Det er utført en egen omfattende studie av dette. Det henvises til journalartikkel Holter, Smeplass og Jacobsen (2015) i Materials and Structures for utfyllende detaljer.

Betongens fuktegenskaper, spesielt hydraulisk konduktivitet, vanndamppermeabilitet, kapillærabsorpsjon og evne til å holde på vann med en viss luftfuktighet er svært viktige materialparametre, spesielt i samvirke med et polymermaterial. Undersøkelsene viser at

hydraulisk konduktivitet for intakt sprøytebetongmateriale er svært lav ($k < 10^{-14}$ m/s), hvilket vil si vanntett fra et praktisk perspektiv.
Vanninnhold ved ulike luftfuktigheter illustrerer materialets hygroskopisitet. Sprøytebetong er funnet å være et mye mer hygroskopisk materiale enn membranene, hvilket er illustrert ved desorpsjonskurver (Figur 19). Dvs at sprøytebetong kan holde på mye mer vann enn membranen, relativt til det maksimale vannopptaket til materialet.



Figur 19. Desorpsjonsisotermer ved 25 ºC for sprøytebetong og membranmaterialene M1 og M5, som illustrerer hvor mye vann materialene kan holde på (oppgitt som kapillær metningsgrad DCS for betong og metningsgrad for membrane DS) ved en bestemet relativt luftfuktighet (RH)

En svært viktig observasjon for denne kategorien membraner er de målte vanndamppermeabilitetene (dampdiffusjonskoeffisientene) sammenliknet med tilsvarende for sprøytebetong. Målte vanndamppermeabiliteter for to sprøytebetonger og membranene M1 og M5 er vist i Tabell 7. Den viktige observasjonen er at membranenes damppermeabilitet ligger innenfor variasjonsområdet for damppermeabilitetene til sprøytebetong. Membranene representerer med andre ord ingen barriere for vanndampdiffusjon gjennom tunnelkledningen.

Tabell 7. Målte vanndamppermeabiliteter for sprøytebetong og membranene M1 og M5.

Material, produkt	Målt vanndamppermeabilitet		Kommentar
	Median [kg/m·s·Pa]	COV (%), antall prøvestykker	
Sprøytebetong, Gevingås (G)	$0.74 \cdot 10^{-12}$	23 (6)	Fiberdosering med makro polypropylen, 6 kg/m^3 (0.7 % volum)
Sprøytebetong, Harangstunnelen (H)	$2.25 \cdot 10^{-12}$	3 (5)	Fiberdosering med makro polypropylen, 9 kg/m^3 (1% volum)
Membran M1	$0.87 \cdot 10^{-12}$	10 (5)	Sprøytede materialprøver
Membran M5	$1.01 \cdot 10^{-12}$	6 (5)	Sprøytede materialprøver

Lastmodell for membran i tunnelkledning

Lastmodell for tunnelkledning og membran er fremkommet ved en analyse av grunnforhold, klimatiske forhold og materialegenskaper. Lastmodellen er sammenfattet i Tabell 8.

Tabell 8. Viktigste laster og eksponeringsforhold for sprøytebetongkledning i hardt berg og kaldt klima.

Last-type	Realistisk verdi	Betydning for laboratorietesting
Bergmekaniske laster	Ingen. Kun lokale laster på bergsikringssprøytebetong i svakhetssoner	Ingen
Laster indusert av grunnvannstrykk	Svært usannsynlig for tilfellene undersøkt I dette studiet. Ikke vurdert å forekomme	Ingen for tilfeller med lavt til intet hydrostatisk trykk (<700 kPa, og sprengt tunnel)
Dynamiske laster fra trafikkrommet i tunnelen	5 kPa amplitude for trykk/sug fra traffic. Flere minutter mellom hver belastning	Ingen
Strekkspenninger	Gravitativt indusert strekkspenning: max 2 kPa ved 10 cm dekksjikt-tykkelse	Ikke realistisk krav
Maksimum rissvidde i betong og termisk indusert åpning og lukking	Typisk variasjonsområde for rissvidder: 0.1 – 0.3 mm. Største målte rissvidde 0.8 mm Termisk indusert åpning/lukking av riss : maksimum 0.6 mm	Testing av tøyning over riss ved realistiske temperature og fuktforhold Krav til tøyning over riss med opp til 1 mm rissåpning anbefalt
Skjærdeformasjoner langs membranen	0.5 – 0.6 mm / m	1 mm skjær deformasjonen innenfor området som viser linear skjær elastisitet
Fukttilstand, fukteksponering	15-18 % fuktinnhold (av tørrvekt) for membranene M1 og M5	Kondisjonering av prøvestykker slik at realistisk fuktinnhold i membranen oppnås
Termisk eksponering	Mulig variasjonsområde +15 to -6 ^{o}C ved membranens posisjon i kledningen	Testing ved realistiske temperaturer

Laboratorieundersøkelser av membranmateriale

Laboratorieundersøkelsene av membranmaterialene ble tilrettelagt for å verifisere konseptmodellen for belastning av membranen i tunnelkledningskonstruksjonen. Det ble tatt utgangspunkt i anbefalingene i rapporten ITAtech Design Guidance for spray applied waterproofing membranes (ITA/AITES 2013). I dette prosjektet er det foretatt en evaluering av

laboratorieundersøkelsesmetodene ut i fra lastmodellen. Det er spesielt realistisk fuktkondisjonering av prøvestykkene som er lagt til som en nødvendig undersøkelsesbetingelse.

Tabell 9. Utførte laboratorieundersøkelser av membranmateriale

Material-parameter	Testmetode, standard	Testlokalitet, laboratorium	Testede membrane-materialer	Testet ved temperatur	Fukt-kondisjonering av prøvestykker	Antall prøvestykker
Strekkfasthet av membran	EN-ISO 4624	NTNU	M1 M2 M3 M4 M5	20 til -7°C	▪ Lagret tørt ▪ Kondisjonert ved neddykking	M1 : 35 M2 : 7 M3: 11 M4 : 7 M5: 27
Skjærstyrke og skjærtøyning	Direkte skjær testing i skjærboks med egenutviklet prosedyre	NTNU	M1 M5	20°C	Kondisjonert ved neddykking	M1: 5 M5: 4
Elastisitet	DIN 53504	BASF [1] Orica [2] Wacker [3]	M1 M2 M3 M4 M5	23 til -12°C	Fuktkondisjonering ved RF 50 og 95%	M1: 41 M2 : 5 M3 : 5 M4 : 5 M5 : 41
Tøyning over riss	DIN EN 1062-7	Wacker [3]	M1 M5	23 to -3°C	Fuktkondisjonering ved RF 50 og 95%	M1: M5:
Vanntetthet	CEN/TS 12390-8	Versuchsstollen Hagerbach , Sveits	M1 M5	20°C	Ikke relevant	M1 : 3 M5 : 6
Polymer-innhold	Termo-gravimetrisk analyse TGA	SINTEF [4]	M1 M2 M3 M4 M5	Ikke relevant	Ikke relevant	En materialprøve (pulver) per produkt
Vanndamp-permeabilitet	NS-EN ISO 12572	SINTEF [5]	M1 M5	20°C	Våtkopp- metoden, med RF 50 og 94%	M1: 6 M5: 9
Ensidig kapillær-absorpsjon	PF-metoden (SINTEF 1988)	NTNU	M1	20°C	Prøvestykker kondisjonert ved RF 50%	6
Vanninnhold ved ulike RF (desorpsjons-istoermer)	-	SVV [6]	M1 M5	20°C	Ikke relevant	M1:25 M5:25
Grenseflater mellom membrane og betong	Optisk analyse, SEM	Wacker [2]	M1	Ikke relevant	Ikke relevant	M1: 2

[1] BASF Construction Chemicals Europe AG, Kaisten, Sveits
[2] Orica International Ltd (ved tidspunkt for testing: Minova International Ltd), Siemianovice Slaskie, Polen
[3] Wacker Chemie AG, Burghausen, Tyskland
[4] SINTEF Materialer og Kjemi, Trondheim
[5] SINTEF Byggforsk, Trondheim
[6] Statens Vegvesen Vegdirektoratet, Sentrallaboratoriet, Oslo

Membranmaterialene som er undersøkt i dette prosjektet er alle av samme hovedkategori: EVA kopolymer baserte membraner i pulverform som dispergeres i vann ved tørrsprøytemetoden. I alt 5 produkter fra de to deltakende leverandørfirmaene kunne testes. Det viste seg tidlig at flere av membranproduktene var uegnet pga lav elastisitet og lav strekkstyrke. Dette ser ut til å ha sammenheng med polymerandelen i membranmaterialet. Av i alt 5 membranprodukter som er undersøkt, er det to produkter, membran M1 og M5 som viser tilfredsstillende resultater.

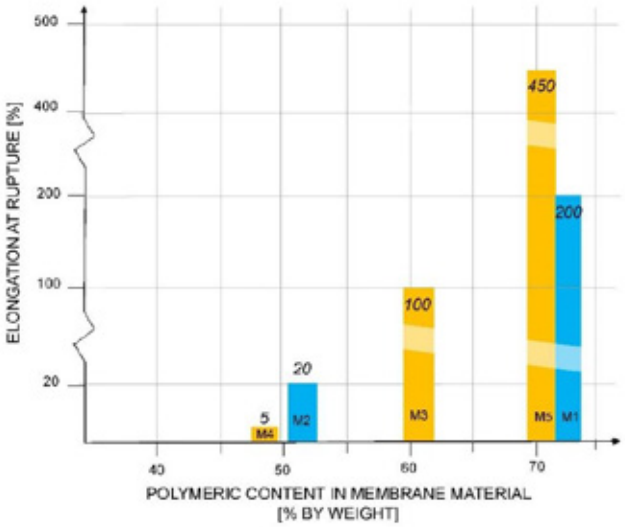
Disse to produktene har begge polymerandeler, målt ved termogravimetrisk analyse TGA, Argon-6 opp til 800ºC. En oversikt over de undersøkte membranproduktene er vist i Tabell 10.

Tabell 10. Undersøkte membranprodukter i dette prosjektet

Membranbetegnelse brukt i denne studien	Leverandør	Kommersielt produktnavn	Lot nr / produksjonsdato	Polymerinnhold[3] [vekt %]
M1	BASF[1]	Masterseal 345	56 30 04 / 2009	73.7
M2	BASF	MEYCO TSL865	11-28-081 / 08.2011	54.6
M3	Orica[2]	Tekflex DS-T	301 / 22.05.2012	62.4
M4	Orica	Tekflex DS-M	303 / 08.11.2011	48.3
M5	Orica	Tekflex DS-W	001 / 20.05.2013	71.2

[1] BASF Construction Chemicals Europe AG
[2] Orica International Ltd (Minova International Ltd ved oppstart av prosjektet)
[3] Målt ved Termo Gravimetrisk Analyse (TGA) opp til 800ºC med Argon-6 som testgass (Laboratorium: SINTEF Materialer og Kjemi)

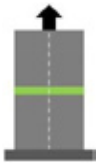
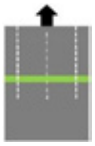
Polymerinnholdets betydning for membranmaterialets elastisitet målt i en enkelt strekk elestasitetstest er tydelig illustrert i resultatene vist i Figur 20.



Figur 20. Målt tøyning ved brudd ihht til DIN 53504 som funksjon av polymerandel i membranproduktene (se tabell 10). Membranene i denne måleserien er fremstilt ved sprøyting og har samme alder, lagrings og kondisjoneringshistorie. De to fargene indikerer de to leverandørene av membranmaterialer.

De viktigste resultatene for laboratoriestestingen av membranmaterialer er vist i Tabell 11. For ytterligere detaljer, henvises det til åpen tilgjengelig journalartikkel Holter (2015) i Rock Mechanics and Rock Enineering.

Tabell 11. Sammenstilling av viktigste laboratorietestresultater for sprøytbare membraner

Utført test		Prøvestykker, undersøkelsesforhold	Membranprodukter, viktigste rsultater
Strekk test, strekkfasthet av grenseflatene [MPa]		Testing av kjerneprøvestykker. Forkondisjonering ▪ Tørr lagring ▪ Fuktig (lagring under vann 14 dager) ▪ Frosset/tint 6 ganger	Laboratorieresultater: Tørr / Fuktig / Frosset/tint M1 1.1-1.6 / 0.3-1.15 / 0.3-0.85 M2 / 0.25-0.7 / 0.1-0.55 M3 0.2-0.4 / 0.3-0.45 / 0.2 – 0.4 M4 / 0.25-0.4 / 0.15-0.5
		In-situ test metode for kledningskonstruksjon ▪ In-situ tunnel ▪ Kledning i frostlaboratoriet ▪ Sprøytede plater ▪ Testing etter ulike frosteksponeringer i full skala	Resultater fra tunnel og frostlaboratorie: M1, in-situ tunnel: 1.1- 1.6 M1, etter 35 sykler til -3ºC [1] 1.1-1.2 M1, ytterligere 20 sykler til -7 ºC [2] 0.4-0.7 Klednings-struktur, sprøytede plater Tørr / Våt / Frosset/tint M1 1.25-1.3 / 0.6-1.1 M5 0.58-0.85 / 0.55-0.7 / 0.4-0.6
Skjær testing		Direkte skjærtesting av kjerner i skjærboks ▪ Forkondisjonering av prøvestykker ved neddykking	Skjærdeformasjon ved initielt brudd [mm] / Skjær stivhet [MPa/m] / Max skjær spenning [MPa] M1 1 / 350 / 0.75 M5 1 / 297 / 0.45
Tøyning over riss		Tøyning over riss (w/t –forhold [3] ved ulike temperaturer)	Testing temperature [ºC] 23 / 0 / -3 / -8 M1 1.2 / 0.8 / 0.6 / 0.7 M5 1.6 / 1.4 / 0.4 / 0.7

[1] Minimumstemperatur -3ºC og maksimumstemperatur 7ºC ved membranens posisjon i kledningen under fryse/tine sykler hver med varighet 48 timer

[2] Etter de første 35 fryse/tine syklene til -3ºC ble det kjørt 20 ytterligere sykler med frysing til -7ºC ved membranens posisjon

[3] w/t-ratio = forhold mellom rissåpning ved brudd w og membranens tykkelse t

Table 22. Foreslåtte akseptkriterier for mekaniske parameter for sprøytbare membraner [1]

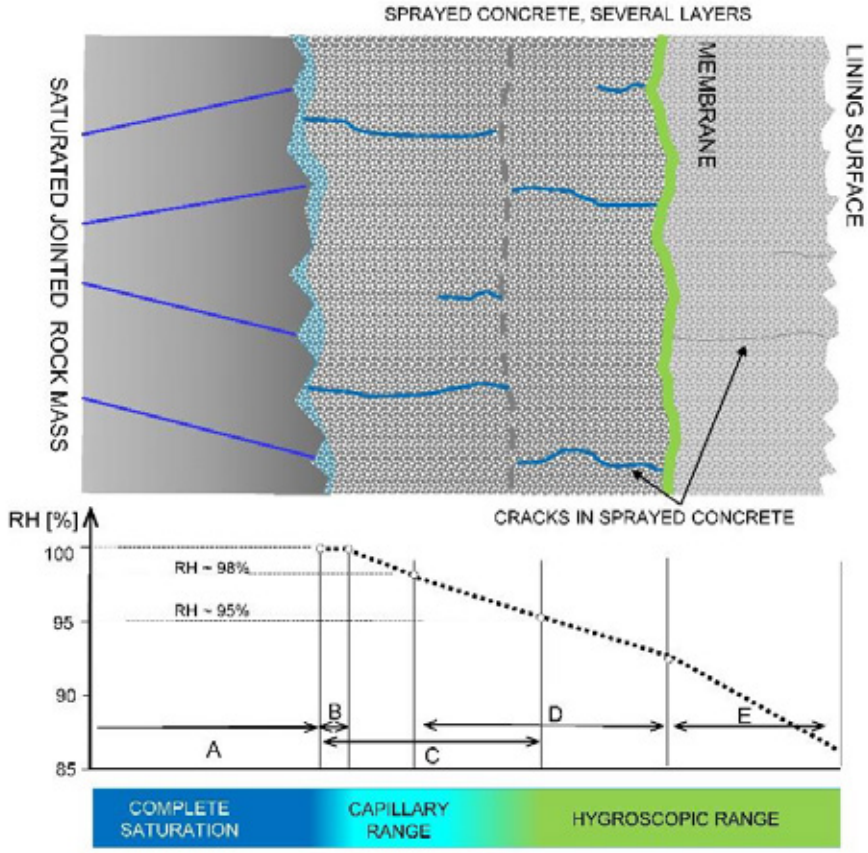
Parameter	Test prosedyre	Akseptkriterium	Kommentar
Elastisitet	DIN 53504	150%	Testing ved 20ºC, initiell kvalifisering av produkt for videre testing
Strekkfasthet	In-situ pull test	0.5 MPa	No significant deterioration due to or age or freezing exposure
Skjær elastisitet	Direkte skjær	1 mm skjærdeformasjon uten tegn til initielt brudd	Normal load 0.5 MPa
Tøyning over riss	Dynamisk rissoverlagringstest med trinnløs justerbar rissvidde	w/t = 1 ved 20ºC w/t = 0.5 ved -3ºC [2]	Minimum membran tykkelse i variasjons-området 3 til 4 mm

[1] Generell kommentar: alle prøvestykker skal testes ved realistisk fuktinnhold. Testresultatet skal inneholde membranens fukttilstand

[2] Eller testing ved laveste temperatur som forventes

SYNTESE , SAMMENSTILLING AV VIKTIGSTE RESULTATER

Tunnelkledning med sprøytbar EVA-basert membran og sprøytebetong er en vanntett men dampdiffusjonsåpen konstruksjon. Membranens funksjon er å tette mot vannstrøm på riss og imperfeksjoner i betongen, og la vanndamp migrere gjennom kledningen uten noen barriere. Effektene av dampdiffusjon er en karakteristisk gradient i fuktinnhold i betongmaterialet og at membranen etter all sannsynlighet befinner seg i det hygroskopiske området for fukteksponering. Dette er illustrert i Figur 21.



Figur 21. Fukt-tilstand og dominerende vanntransportsmekanismer for tunnelkledning

Forklaring til vanntransportsmekanismer i Figur 21:

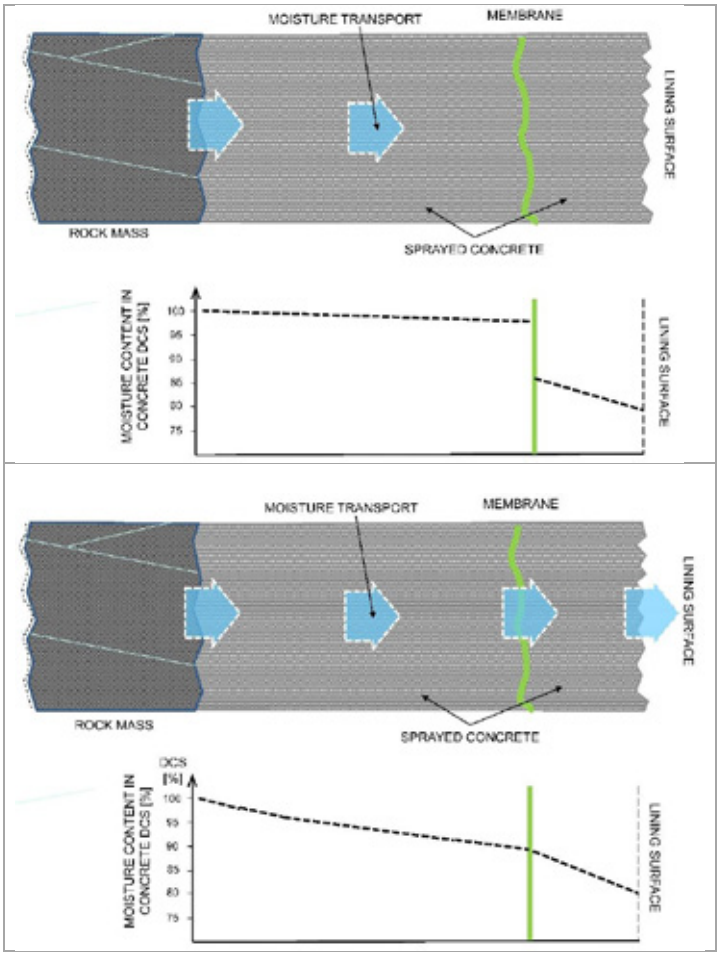
A: Mettet konduktiv vannstrøm på sprekker i berg

B: Kapillær og muligens mettet konduktiv vannsttrøm i betongmateriale. Konduktive vannstrøm på riss i betong

C: Kapillær vannstrøm og noe vanndampdiffusjon i betong. Konduktiv vannstrøm på riss i betong

D: Vanndampdiffusjon i betong, konduktiv vannstrøm på riss i betong

E: Vanndampdiffusjon i membran og betong



Figur 22. Tolket betydning av dampdiffusjonsåpen membran for å unngå mulig langtidseffekter med øket vannmetning av betongen på bergsiden av membranen, samt unngå høyere vanninnhold i membranmaterialet. Øverst: membran med lav dampdiffusjonskoeffisient som virker som en barriere for dampdiffusjon. Nederst: membran med høy dampdiffusjonskoeffisient som resulterer i en langtidssituasjon med relative lave vannmetningsgrader av betong og membranmaterial.

Bestandigetsbetraktninger

Det er ikke mulig å gjøre presise levetidsbetrakntinger. Tunnelkledningengens bestandighet mot nedbrytning som skyldes påvirkning av vann under de testede forhold, f.eks. oppbløtning av membranmaterialet, kan med stor sannsynligvis stadfestes. En nedbrytning av kledningen som skyldes frostskade av betongmaterialet eller skader i membranen er usannlig innenfor temperaturene som har vært testet.

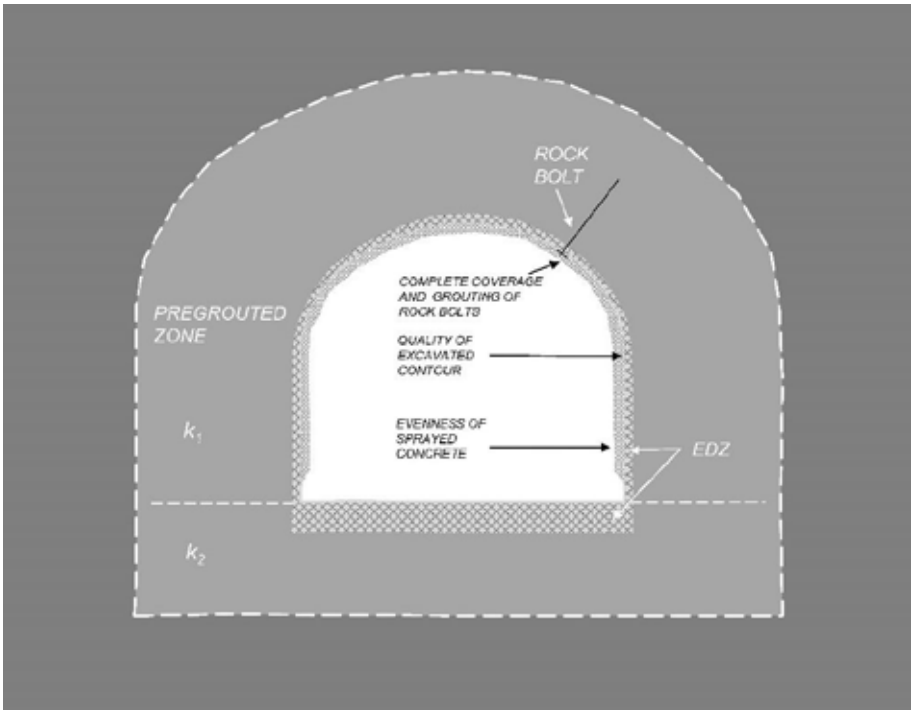
Tilrettelegging for bygningsteknisk gjennomførbarhet

Den viktigste begrensende faktoren med dagens sprøytemembranteknologi er den bygningstekniske utførelsen. Det er teknisk mulig men fremedeles krevende å bygge kledningen riktig. Flere av arbeidsoperasjonene har karakter av håndtverksarbeid og krever nøye kontroll.

Ved planlegging av denne tunnelkledningsmetoden allerede i anbudsfasen kan flere forhold beskrives/spesifiseres for å legge til rette for bygningsteknisk utførelse som er enklere gjennomførbar og mer kostnadsoptimal. Slike fohold kan være:

- Forbedret konturssprengning: vil gi bedre forhold for jevn sprøytebetongoverflate og lavere betongforbruk (Sprengingsskadesonen EDZ begrenset til 20-40 cm dyp)
- Fullstendig innstøpning av bolter, injeksjon av lekkende boltehull
- Et nivå med forinjeksjon med høyere krav til tetthet i øvre del av tunnelprofilet, $k_1 < k_2$
- Tilrettelegging av sprøytebetongresept og utførelse for å få jevnere overflate for membran
- Tilstrekkelig fiberdosering for å oppnå rissfordelende virkning

Dette er illustrert i Figur 23.



Figur 23. Illustrasjon som indikerer på hvilke områder en spesifikasjon av en sprengt tunnel kan forbedre bygningsteknisk gjennomførbarhet og gi optimale kledningsegenskaper.

SLUTTBEMERKNINGER

Selv om godt teknisk resultat og kostnadseffektivitet har vært demonstrert på flere prosjekter med denne tunnelkledningsmetoden, er det fremdeles flere begresninger som muliggjør en almenn bruk av denne metoden. Under egende grunnforhold og tilrettelagte spesifikasjoner for sprengning, sikring og injeksjon vil denne metoden med dagens teknologi kunne være et realitisk alternativ til andre kledningsmetoder i hardt berg med strenge krav til levetid og funksjonalitet.

I løpet av de 4 årene dette forskningsprojektet har pågått har det allerede vært utviklet forbedret membranteknologi. Dette er en prosess som er viktig å motivere, der testing i full skala både av utførelse og materialegenskaper er viktig og må tas med.

ANERKJENNELSER

Dette forskningsprosjektet ville ikke ha kommet igang eller ha kunnet la seg fullføre uten betydelig bistand i flere ulike sammenhenger fra flere organisasjoner og fagkolleger. Undertegnede ønsker å rette en stor takk til BASF Construction Chemicals Europe AG, Jernbaneverket, Statens Vegvesen, Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk, Orica International Ltd, Wacker Chemie AG og SINTEF Byggforsk for denne bistanden.

REFERANSER

Ericsson LO, Christiansson R, Hansson K, Butron C, Lehtmæki T, Sigurdsson O, Thørn J & Kinnbom K (2015) A demonstration project on controlling and verifying the excavation-damaged zone. Experience from the Æspø Hard Rock Laboratory. Swedish Nuclear Fuel and Waste Company. Report no R-14-30

Fonseca PC, Scherer GW (2014) An image analysis procedure to quantify the air void system in mortar and concrete. Materials and Structures. DOI 10.1617/s11527-014-0381-9

Holter KG, Nermoen B, Buvik H, Nilsen B (2013) Future trends for tunnel lining design for modern rail and road tunnels in hard rock and cold climate. Proceedings of the ITA/AITES World Tunnel Congress 2013, Geneva

Holter KG (2014) Loads on sprayed waterproof tunnel linings in jointed hard rock: A study based on Norwegian cases. Rock Mechanics and Rock Engineering, 47:1003-1020

Holter KG & Geving S (2015) Moisture transpiort through sprayed concrete tunnel linings. Rock Mechanics and Rock Engineering, Online publisert: DOI 10.1007/s00603-015-0730-1

Holter KG, Smeplass S & Jacobsen S (2015) Freeze-thaw resistance of sprayed concrete in tunnel linings. Online publisert: DOI 10.1617/s11527-015-0705-4

Holter KG (2015) Performance of EVA-based sprayed membranes for SCL in hard rock. Online publisert DOI 10.1007/s00603-015-0844-5

Statens Vegvesen Vegdirektoratet (2012) Etatsprogrammet 2008-2010, Moderne Vegtunneler, rapport nr 127

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/ GEOTEKNIKK 2015

HAZARD ZONATION AT THE OPEN PIT MINE TITANIA AS – "OLD" AND NEW METHODS FOR SLOPE STABILITY ANALYSIS

Faresonekart for stabilitet ved Titania AS' dagbrudd – "gamle" og nye metoder for skråningsstabilitetsanalyse

PhD Konstantinos Botsialas, Titania AS, PhD Kristin H. Holmøy SINTEF Building and Infrastructure, PhD Candidate Mario Morales, NTNU Department of Geology and Mineral Resources Engineering

SUMMARY

The research project DePOPS (Decisive Parameters for Open Pit Slopes) is an Innovation Project for the industry. Titania AS is project owner, and SINTEF Building and Infrastructure together with NTNU Department of Geology and Mineral Resources Engineering are research partners. The main aim for this project is to produce an instability hazard-zonation map. This will be important in order to provide an optimal excavation configuration that enables safe working conditions. The hazard-zonation map will be developed utilising GIS, and will divide the open pit into zones with calculated instability hazards. The instability hazards will be calculated for short-term, medium-term and long-term perspectives. The project will utilise several different analytical methods to evaluate the instability hazards. Multi-Criteria Decision Making Methods (MCDM) will be used when assigning weight to the different factors affecting stability conditions. A brief description of selected work done so far in the project will be presented.

SAMMENDRAG

Forskningsprosjektet DePOPS (Decisive Parameters for Open Pit Slopes) er et innovasjonsprosjekt for næringslivet (IPN). Titania AS er prosjekteier, mens SINTEF Byggforsk og NTNU Institutt for Geologi og bergteknikk er med som forskningspartnere. Målsettingen er å utarbeide faresonekart for stabilitet for Titanias dagbrudd, noe som er viktig for optimalisering av produksjon i forhold til stabilitetsutfordringer og en sikker arbeidsplass. Kartet vil bli utviklet ved bruk av GIS-verktøy, og kartet vil dele dagbruddet i soner hvor stabiliteten er beregnet. Stabiliteten vil beregnes for tre ulike tidsperspektiv. Prosjektet vil benytte flere ulike analysemetoder for å evaluere stabilitet. Multi- Criteria Decision Making Methods (MCDM) vil bli brukt for å vekte de ulike faktorene som påvirker stabilitetsforhold. Utvalgte arbeider utført hittil i prosjektet vil bli presentert.

INTRODUCTION AND BACKGROUND

Titania AS, SINTEF Building and Infrastructure, and NTNU Department of Geology and Mineral Resources Engineering spring 2014 initialized a three year long Research Project called DePOPS (Decisive Parameters for Open Pit Slopes). The project is an Innovation Project with a total budget of 23 Million NOK. The project is partly financed (35%) by the

Research Council of Norway and Titania AS finances the rest. A PhD Candidate is also financed through this project.

The main aim of open pit design is to provide an optimal excavation configuration that enables safe working conditions, stable pit walls, high ore recovery and viable financial return. To fulfil such requirements there is a need of a robust design approach, which is carefully prepared, well documented, and covering key parameters and the interaction between them that may cause a slope failure to occur. The phenomenon of slope failures in an open pit mine can be a non linearnonlinear phenomenon, as a number of event controlling parameters are having a joint effect on the initialization of instabilities.

The proposed research project will calculate and depict the hazard spatially. Failures or instabilities will be predicted in reference periods, which are coinciding with the periods of production plans.

The event of a failure is not limited to those decisive parameters themselves, but also the way that these parameters are interacting with each other. For the study of a standalone event, the depiction of the interaction between the decisive parameters can be a quite straightforward procedure. However, at the scale of an entire mine where differential spatial and temporal distribution of the decisive parameters, the depiction of their interaction is complex. This is because the way these factors are interacting with each other (in terms of time and space) has never been quantified before in the mine environment. Further, the importance of each parameter to the result is a field where there is a need for future research.

THE SLOPE STABILITY ISSUE AND THE OPERATIONAL FRAMEWORK OF OPEN PIT MINES

For Titania AS and for every modern mining industry, the main aim of its pit design is to provide an optimal excavation configuration in the context of safety, ore recovery and financial return. Stockholders and operators expect the slope design to establish walls that will be stable for the life of the open pit, which in some cases may extend beyond closure (Read and Stacey, 2010). As a result, any kind of instability should be manageable and if possible, it should not be developed to a failure/collapse. This framework applies at every scale of the walls, from the individual benches to the overall slopes.

For an open pit mine, a slope failure, regardless its size and type can have many ramifications including (Stacey, 2010):

- Safety/Social factors:
  - loss of life or injury;
  - loss of worker income;
  - loss of worker confidence;
  - loss of corporate credibility, both externally and with shareholders.
- Economic factors:
  - disruption of operations;
  - loss of ore;
  - loss of equipment;
  - increased stripping;
  - cost of clean-up;
  - loss of markets;
- Environmental/regulatory factors:

- environmental impacts;
- increased regulation;
- closure considerations.

At the same time when it comes to everyday life operation, production has priority in most cases, and there are many examples in the past and in the present, where remedial measures were implemented after the initialization of instability. The main reason for this is that a plan for the confrontation of slope instabilities in the whole area of the open pit is often missing. Thus, it is preferred to face instabilities as seldom cases and not as a part of the whole geotechnical regime of the open pit. This type of response offers flexibility regarding the everyday life of the mine, but at the same time the lack of medium term and long term stability plan, can cost a lot both in terms of safety and production cost.
The instabilities/failures that historically took place in many other pits around Norway were having two things in common:

a) They could have been predicted, in a way that preventive measurements could have been taken and/or changes in the production plan could have been made in order to avoid bad consequences.
b) The time point that these problems were addressed the remedial measures were impossible to stop the movement, it was very expensive to implement them, or even worse, the consequences were irreversible.

METHODS OF SLOPE STABILITY ANALYSIS THAT HAVE BEEN USED BY TITANIA A/S

In the context of this highly demanding and challenging environment, Titania AS has used a number of methods, in order to cope with the instability events and/or failures that took place during its operation life. These methods can be categorized as follows:

• Empirical analysis
• Deterministic analysis (limit equilibrium analysis).
• Numerical analysis

In empirical analysis of slope stability evaluation is based on experience and comparison with existing rock slopes of similar natures. Stable as well as unstable slopes are preferably included in such analysis, which is often useful at an early stage of planning and as a part of a comprehensive slope stability study.

Numerical models are often used as a tool for analysing rock slope stability, particularly for high and complex slopes.

The most commonly used among the “traditional methods” is however, the deterministic limit equilibrium method, which results in a factor of safety (FS). The FS represent the ratio between the driving and stabilising forces. A factor of safety above one indicates that the slope is stable. Traditionally, FS>1.2 has been considered to be satisfactory for short-term stability in open pit mining, and FS>1.4 for long-term stability (Wyllie and Mah, 2004).

Another approach is to use the partial factor method described in Eurocode 7 (Standards Norway, 2008). Instead of an overall safety factor, the partial factor method uses partial

factors for actions and materials. This method has not been used at Titania AS, and will therefore not be presented in this paper.

THE EMERGING NEED OF A NEW APPROACH MANAGING SLOPE STABILITY HAZARD

In hard and strong rock types, which are most common in Norway, fractures and joints largely will govern slope stability, but several other factors will also contribute.

The main factors governing rock slope stability are (Nilsen and Palmstrøm, 2000):
• Detailed jointing and joint surface conditions, lithology
• Faults and weakness zones,
• Geometrical conditions (slope angle, slope aspects, curvature of the slope i.e. concavity or convexity)
• Groundwater (water pressure distributions both temporal and spatial) and climatic conditions (intensity, duration, accumulated rainfall in periods prior to failure)
• Rock stresses
• Blast vibrations and potential earthquake activity

Even within limited areas, the relative importance of each of these factors may vary considerably. The orientation and characteristics of discontinuities and the groundwater conditions are often found to be the most important factors. Nevertheless, it is important to have knowledge on how each of these factors influence to the overall stability of the slope in consideration.

As it can be seen in Figure 1 the slope stability analysis is a very complex phenomenon, where a great number of event controlling parameters are interacting with each other, in a way that a failure can happen.

During the analysis of a single event of instability, this complex relationship can be decoded and results regarding the precaution/remedial measures can be derived. However, when it comes to examine the stability of an extent area both in terms of spatial and temporal distribution, it is impossible for someone to derive a reliable result. This is because the way these factors/components interact in terms of time and space is difficult to quantify, and the influence of each parameter to the final result.

Figure 1 also shows that slope instabilities are a very complex phenomenon in which many preparatory and triggering factors have joint contribution on it. Additionally these event-controlling factors are interacting with each other, in such a way, that the contribution to the final event is even more complicated to be decoded.

Each of the main components in (e.g. lithology, discontinuous media) may have a direct effect on the stability of a slope. This effect, in many cases, can be quantified and depicted with the use of different slope stability analysis methods. Apart from the direct effect of each of the components, also the indirect effect leads to instability/failure. This is a result of the inter-relation between the event controlling parameters. For example, the rock mass quality is interrelated with the degree of jointing, joint surface filling and weathering conditions and the lithology itself. Changes in rock mass quality are also interrelated with the dynamic conditions such as blasting vibration and earthquake events. The temporal changes of rock

mass quality may have direct effect on the slope stability, if the topographical and climatological components help fulfilling the failure criteria.

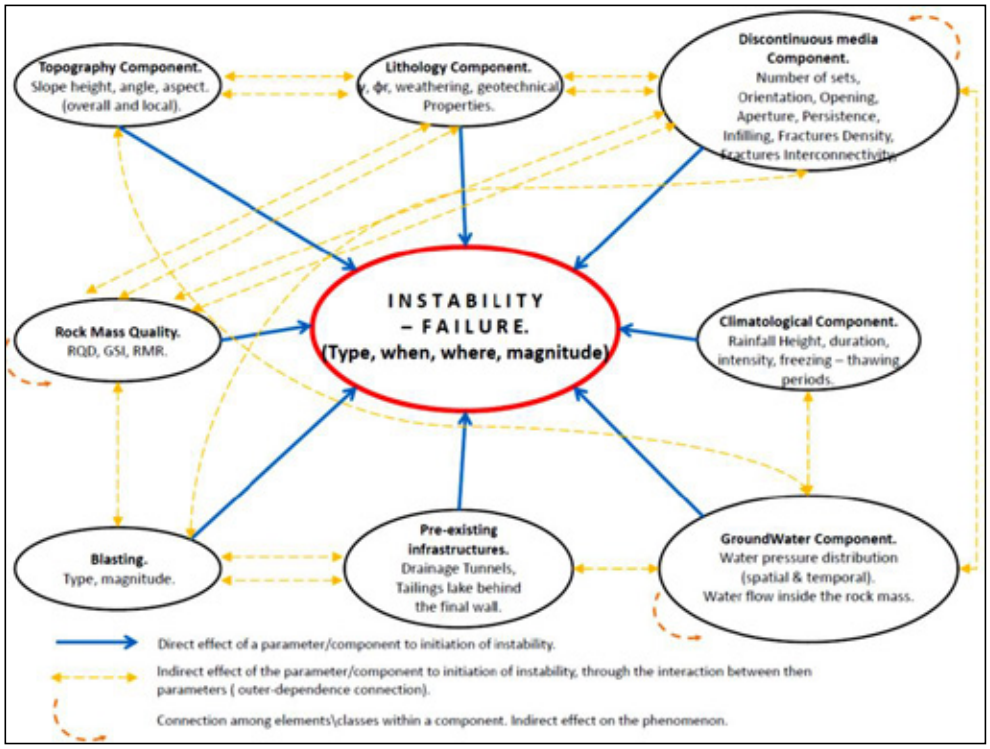


Figure 1: The complexity and spatial/temporal non-linearity of single instability phenomenon. Initially made by Neaupane and Piantanakulchai (2006), adapted for the mine environment.

The direct effect of each parameter and indirect combined effect are only the surface approach to the phenomenon. Thus, interrelation among elements within each component creates an indirect effect on the instability condition. Different classes of GSI or RMR values within the rock mass are interlinked with various classes of discontinuity patterns, and at the same time they are having a result in the distribution (both temporal and spatial) of the water pressures inside the rock mass. Similarly, intensity and duration of rainfall can directly affect the rock slope stability due to change in the distribution of the water pressures.

THE SCOPE OF THE DEPOPS PROJECT

The proposed innovation involves updated structures for the management of the production and for the enhancement of the working conditions. It has the ambition to establish a streamline procedure where landslide hazard maps are going to be compiled, where the hazard to instabilities/failures is going to be calculated and depicted.

The proposed project will calculate and depict spatially the hazard, so that prediction of failures can be made in periods, which coincide with the periods of production plans. Thus, hazard maps of 3 months, 1 year, 2 years, 5 years and 60 years will be compiled. Thus, the final cartographic products will depict failure hazard in three types of periods:

- Short term landslide hazard maps for 3 months.
- Medium term hazard maps for1 and 2 years.
- Long term hazard maps 5, 10 and 60 years.

The overall pit wall instability will be evaluated and crosschecking will be made with results from limit equilibrium techniques. The main/key features of this hazard zonation procedure will be the following:

a) The utilization of the Analytical Hierarchy Process (AHP) into the assignment of weights to the factors that inducing an instability. Analytical Network Process (ANP) is one of the most sophisticated Multi-Criteria Decision Making Methods (MCDM) in weight assignment of event-controlling parameters that induce non-linear phenomena like landslides. In addition, a probabilistic approach will be used to analyse slope stability.
b) The involvement of GIS into that procedure, in such a way that the final cartographic product will be easily updatable and editable. The hazard map should be simple and clear, in such an extent so that people with different scientific backgrounds will be able to review and edit it. Nowadays Geologists, Civil engineers and Mine engineers are having a common knowledge (not at the same extent but there is a minimum level of consensus) regarding the phenomenon of slope instabilities, and regarding the usage of Geographical Information Systems (GIS).

SLOPE STABILITY HAZARD ZONATION. OLD AND NEW METHODS

Hazard is expressed as probability of occurrence within a reference period (e.g., year, design period of a building). Hazard is a function of the spatial probability (related to static environmental factors such as slope, strength of materials, depth, etc.) and the temporal probability, related indirectly to some static environmental factors like slope and hydraulic conductivity and directly to dynamic factors like rain input and drainage. (Westen et al 2005).

In the last few decades, alternative methods in calculating the probability of failure have become more widespread as described by Nilsen (2000). The probabilistic method is based on the fact that the inputs have no single value but a range of different values, whereas the "deterministic method" uses only single value (normally average value) for each of the inputs in its calculation.

The non-single value for each input is commonly observed in both laboratory and site investigations. For example, uniaxial compressive strength (UCS) testing of a rock type in laboratory, most likely will give different result in each test. Gathering all test results, one will get an average value and a possible range of variation from minimum to maximum. The same phenomenon is observed for all other important inputs for a slope stability analysis such as cohesion and friction angle of intact rock as well as rock mass, joint sets orientation, joint trace lengths, in-situ rock stress, groundwater condition, and so on. One example is how measured lengths of joint trace lengths have been fitted both exponential and lognormal curves with the correlation coefficients r of 0,69 and 0,89, respectively (Wyllie and Mah, 2004). See Figure 2. For each set of data the most appropriate distribution should be determined.

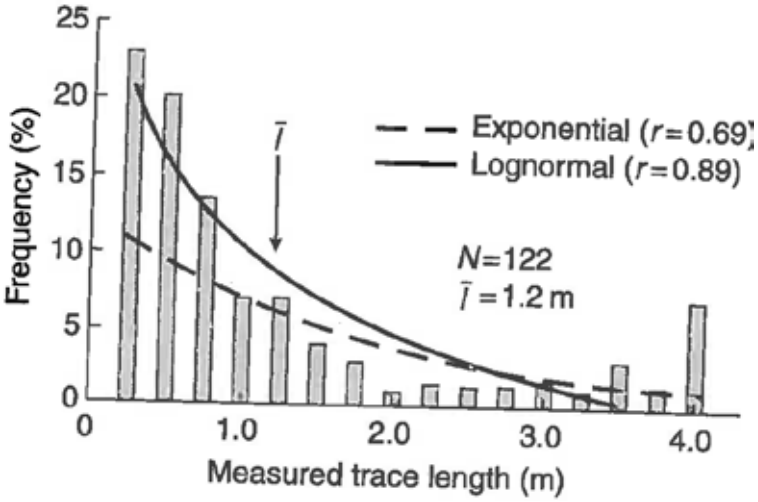


Figure 2: Histogram of joint trace lengths, with best-fit exponential and lognormal curves (Priest and Hudson, 1981).

As mentioned earlier, the "deterministic method" will use a single value for each input (normally an average value), but the "probabilistic method" will principally utilise all obtained values. In addition, the probabilistic approach will calculate the probability of failure instead of a single value of factor of safety. The way this method handle the probabilistic inputs to produce the probabilistic outputs is presented in Figure 3. It can be seen from the figure that the computational process is already complicated for only two input variables, thus for a slope stability analysis with many input variables, the calculation process will require a computational program.

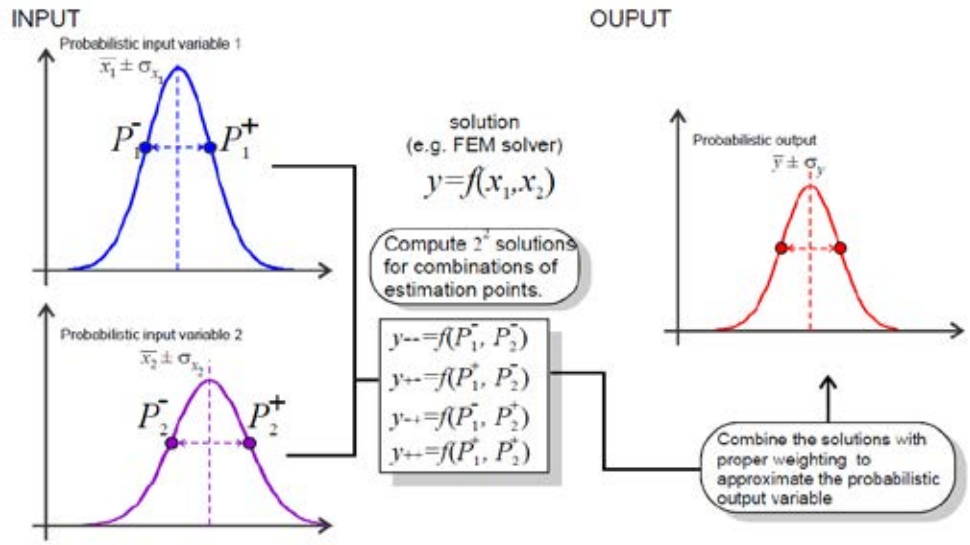


Figure 3*:* Illustration of the computation principle of an approximation of the output probabilistic variable using the point estimate method. In this example, the case with only two probabilistic input variables is assumed (RocScience, 2014).

The probabilistic method has a great advantage taking care of the variation of the inputs. However, the method has certain challenges regarding definition of probability distributions of input parameters. According to RocScience (2014), when considering statistical distributions of input parameters in geomechanics problems, three different concepts must be considered: uncertainty, variability and heterogeneities. These three concepts must be treated separately as they have various impacts on the rock mass behaviour and calculation results.

To interpret the result of the probabilistic approach, i.e. to decide accepted probability of failure is often difficult. However, guidelines do exist. For example, the Norwegian national guidelines for buildings and civil engineering works in potential slide areas are shown in Table 1. According to the guidelines, a structure is considered safe when the probability of slide is lower than the respective limit given in the table. For the road-cut example, with a P (F~1.0) = 0.015 and an assumed structure lifetime of 50 years, the annual probability of slide would be $3x10^{-4}$. According to the criteria in Table 1, this would satisfy the stability requirement of a structure in safety class 2, including roads of the category discussed here (Nilsen, 2000).

Table 1: Criteria regarding localization of structures in potential slide areas according to the Directorate for public Protection (2011).

Safety class	Consequence of slide	Max. annual probability of slide
S1	Small	1/100
S2	Medium	1/1000
S3	Large	1/5000

With the use of GIS tools, someone can calculate the probability of failure at different locations of an extensive area, and to compile a map where the spatial distribution of probability of failure is depicted.

There is also another set of methods, which is based on the following assumptions : (Varnes, 1984; Hutchinson, 1995):

- Landslides will always occur in the same geological, geomorphological, hydrogeological, and climatic conditions as in the past,
- Physical factors controlling a landslide can be identified, and a degree of hazard can be evaluated for classification.

Based on this, the essential steps to be followed in landslide hazard zoning are defined as follows:

1. A landslide distribution mapping, differentiated according to type, activity, dimensions, etc., and based on information covering, when possible, a time span as large as possible.
2. A mapping of the most relevant terrain parameters related to the occurrence of landslides
3. The analysis of the terrain conditions which can be considered responsible for the occurrence of the different types of landslides.
4. The assignment of weights to the individual causative factors, the formulation of decision rules and the designation of susceptibility classes.

This last step (weight assignment), has been proved the most critical but at the same time the most challenging part of a landslide hazard assessment study.

Much literature available on landslide hazard assessment methodologies is available. In its broadest sense, the methods used are divided into direct and indirect methods (Soeters and Van Westen 1996).

In direct methods the earthscientist applies direct correlations between landslides and geological - geomorphological data of the study area. So relying on his/her experience and ability, the researcher determines the susceptibility of the study area on the field.
On the other side, the indirect methods are based on mapping the root causes associated with the landslide. Then through statistical analysis, root causes and landslides are correlated, so that the effect of the event controlling parameters is recognized and decoded.
The classification which seems to prevail within the geosciences, is the one which was proposed by Carrara (1983), and then developed and supplemented by(Leroi (1996), Van Westen and Soeters (1996), Aleotti and Chowdhury (1999) and Ayalew (2005). According to this classification, the hazard identification techniques, are divided into qualitative, semi-qualitative, quantitative and hybrid.

Qualitative methods rely entirely on the experience and ability of geoscientists who are experienced with assessing the risk or susceptibility to landslides. The input data to the analysis, are usually derived from field work accompanied by an aerial photographs.
Semi-qualitative methods like Analytical Hierarchy Process which is trying to converge in a simple way the expert's knowledge about a multidimensional problem such as slope failure, into a set of overall scores and weights, which can be assigned for each parameter. This Multi-Criteria Decision Making Methods (MCDM) is the latest development in this field and they are considered as very promising.
Quantitative methods are attempting to fully quantify the process by assigning weights to each class of the parameter and to the whole parameter as well. These methods are based on the formulation of the statistical relationships between the spatial distribution of landslides and each parameter which has an influence on the event. The results of this correlation may be applied even in areas which are not affected by landslides, and in which the prevailing conditions make these areas susceptible to landslide. The explosive development of GIS, promoted the wide application of these methods, since the entire process is automated.
Hybrid methods try to combine the advantages of quantitative and qualitative/semi-qualitative methods.

The main challenge in each analysis (qualitative or quantitative) is to assign weights to each parameter as a whole and to the subdivisions of each parameter. On the one hand, qualitative methods have the advantage of direct performance weight, based on the experience and skill of the researcher, but the partial or total lack of objective judgment often leads to ambiguous conclusions. On the other hand, quantitative methods, based on the laws of statistics and applied mathematics are approaching the weight assignment issue with clear objective criteria. The main disadvantages are of the long and complex process.
The combination of Analytical Hierarchy Process and Bivariate Statistic Analysis (AHP+BSA) and the Analytical Network process are two of the methods that started to gain attention the recent years. Many researchers (Dai 2001b, Higaki 2003, Chigira 2003, Ayalew et al. 2005, Komac 2006, Botsialas 2007) have successfully attempted in the near past to calculate the hazard of a study area in small and/or medium scales (1/5.000 - 1/25.000), by using AHP as a standalone model or in combination with other techniques (bivariate statistics, neural networks etc.). On the other hand the application of Analytical Network Process have been tested only once by (Neaupane and Piantanakulchai, 2006), while the comparison of these two methods have never been done before.

ASSIGNING WEIGHTS OF IMPORTANCE TO EVENT CONTROLLING PARAMETERS. A COMPLEX PROBLEM.

As described in this paper there exist numerous methods for open pit slope stability evaluation. Analysis of geological structures (often stereographic analysis) combined with conventional deterministic equilibrium analysis has been widely utilized. Typically, rock slope stability analysis consists of three steps:

1) Identification of potential stability problem/failure mode
2) Quantification of input parameters
3) Calculation of stability

For step 1), mapping and investigation of all kinds of discontinuities such as joints, faults and weakness zones are crucial. In many cases, the identification of potential failure mode may be a relatively straightforward process. However, it may be very challenging in some cases, particularly for high slopes and complex geology.

However, the most difficult part of the 3-stepped procedure is often step 2), the quantification of input parameters. Particularly this applies to a) the frictional parameters of potential sliding planes and b) ground water pressure. Extensive investigation is required to come up with reliable input for these factors, and in many cases, also a considerable element of estimation is required, particularly regarding water pressure.

Step 3), the calculation is normally not the most challenging part of the rock slope stability analysis. As described in this paper a variety of calculation tools exists, including a variety of sophisticated numerical tools. In any case, the quality/reliability of the input parameters is the most important factor for the reliability of the calculation result.

The probabilistic approach takes into account that some parameters in rock slope stability analysis, i.e. water pressure, seismic acceleration and friction angle are uncertain and may vary within wide limits. A probabilistic approach, with probability distributions assigned to those parameters, therefore has obvious advantages.

Some research on probabilistic analyses, based on the computer programs BestFit and @RISK, has been carried out as part of previous research and PhD-projects at NTNU (Nilsen, 2000, Pathak, 2002). There is however considerable research remaining for this method, which is believed to have a great potential, to become a fully reliable tool.

Analytical Hierarchy Process (AHP) was first introduced by Saaty (1980) and is one of the mostly used multi-criteria decision making method (MCDM) which is used in many scientific fields. AHP is very well known because it allows the decision makers to decompose a complex problem (such as the spatial probability of distribution of landslides) into a simple hierarchical model (Figure 4), which consists of a goal (landslides hazard), criteria (event-controlling parameters like slope angle, etc.), and alternatives (different set of selected event-controlling parameters). In order for AHP to be effective, it needs original and reliable data from the real world and the experience and intuition of the expert to be inserted into the same model in a logical and thorough way. AHP is composed of several previously existing but unassociated concepts and techniques, such as hierarchy structuring, pair-wise comparisons, the eigenvector method for deriving weight and consistency considerations (Forman, 1999).

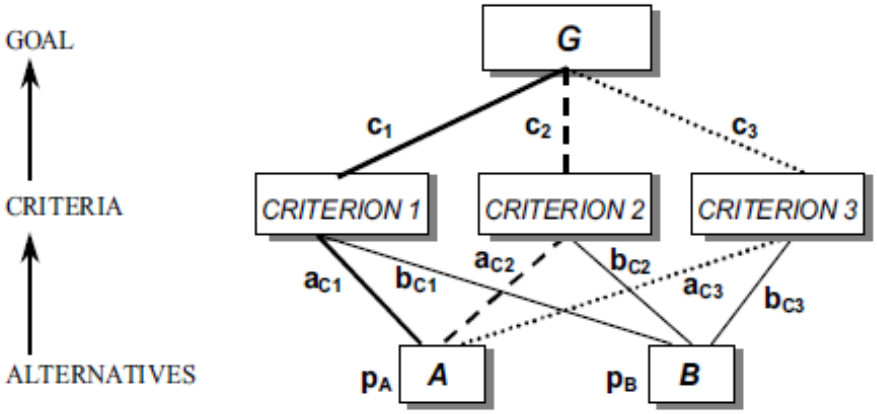


Figure 4: A simple hierarchical model (Buyukyazici and Sucu, 2003)

Analytical Hierarchy Process has been used successfully to analyse the slope stability of a study area in small and/or medium scales (1/5.000 - 1/25.000) by using AHP as a standalone model or in combination with other techniques. The main advantage of this method is that AHP in a simple way can converge the expert's opinion about a multidimensional problem such as slope failure. The main disadvantage is that the hierarchical structure of the basic AHP allows dependencies among elements to be only between the levels of the hierarchy, and the only possible direction of impact is toward the top of the hierarchy.

According to Saaty (1999), the fundamentals of the AHP serve as a starting point for the ANP. The ANP provides a general framework to take decisions without making assumptions about the independence of higher-level elements from lower level elements and about the independence of the elements within a level. This will give new opportunities for analysing slope stability with several parameters having an influence on each other, without concern for what comes first and what comes next as in a hierarchy. The ANP prioritises not just elements but also clusters of elements as is often necessary in the real world.

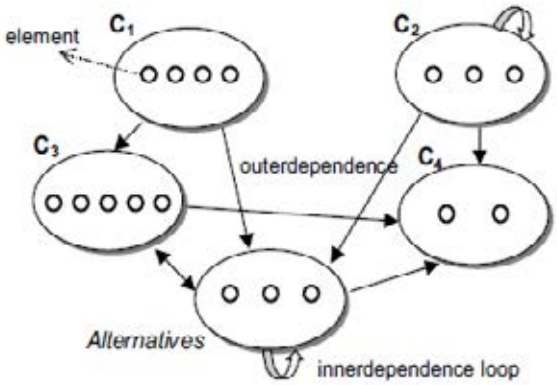


Figure 5: Feedback network (Buyukyazici and Sucu, 2003).

The application of the Analytical Network Process (ANP) has not been tested much in regards to landslide susceptibility; the only known example is done by Neaupane and Piantanakilchai (2006), while the comparison between AHP and ANP has not been done before for slope stability in open pit mines.

The assigning of weight to the different parameters is a key element in this procedure, and it is the most challenging part of this project. The way the different factors/components interact in terms of time and space is difficult to quantify, and so is the influence of each parameter to the final result.

QUANTIFYING THE INPUT PARAMETERS. SUMMARY OF INVESTIGATIONS.

As it was stated in the previous chapter, it is of major importance to quantify in the most reliable way the event controlling parameters, in such a way that they can be used in the weight assignment procedure. The first step in this procedure is the compilation of the geotechnical model. As it can be seen in Figure 6 the geotechnical model is comprised by the geological, structural, rock mass and hydrogeological models. This model will depict spatially in three dimensions the following:

- Geomaterial distribution;
- Structural anisotropy;
- Strength parameters;
- Hydrogeological factors.

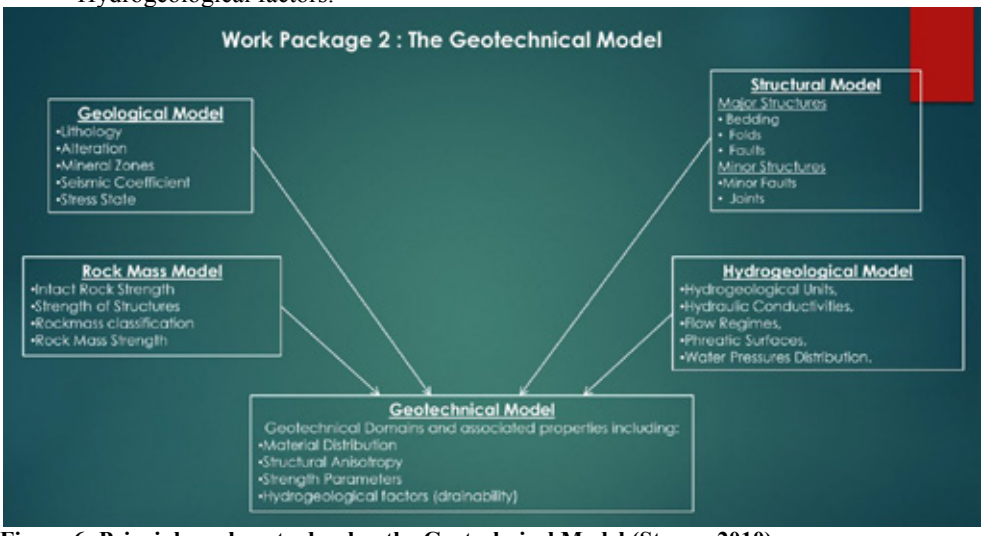


Figure 6: Principle on how to develop the Geotechnical Model (Stacey, 2010).

In the following sections, some of the investigations and a brief description of the fieldwork carried out into the context of the compilation of the geotechnical model will be presented.

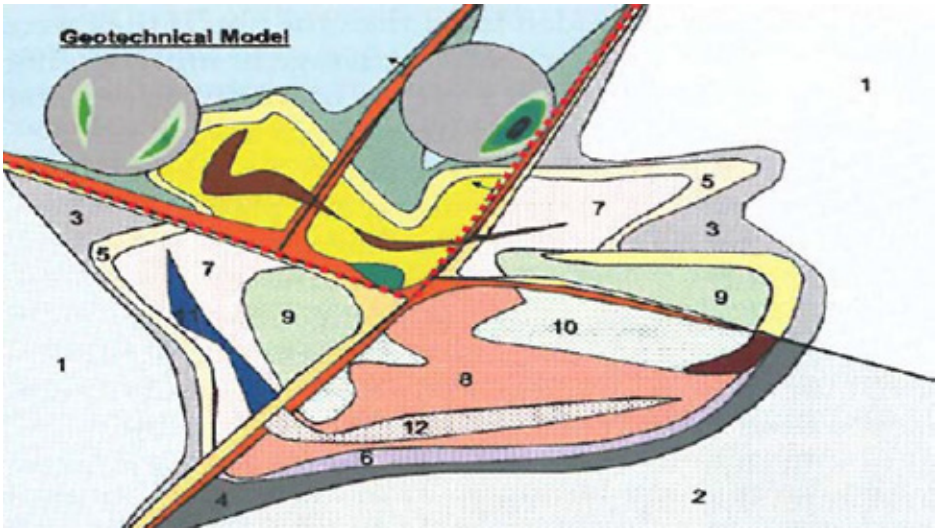


Figure 7: Illustration showing how the Geotechnical Model can look like in a map view (Stacey, 2010).

BOREHOLE INVESTIGATIONS AND PIEZOMETERS INSTALLATION.

The borehole investigations were including the drilling of 12 boreholes, at the perimeter of the open pit, with a total length of 3,3 kilometres. The drilling method that was selected was hammer drilling at a diameter of 5". Geophysical logging and hydraulic tests were performed in the boreholes at Tellnes pit, between May and June, 2014 (Rigler and Varga, 2014). The main objective of the borehole logging operations was to identify fracture zones and zones of weakness along the entire borehole logging sections. In addition the hydraulic tests, gave valuable information regarding the groundwater flow along certain discontinuities and fault zones. Through these tests, water-bearing zones were identified and the hydraulic properties of fault zones and borehole sections were derived.
The borehole positioning process was based on the following criteria:

- From the geological point of view, the borehole positions, the dip and dip direction of drilling should be selected in a way that should meet the major fault zones that are crossing the open pit. Special attention was given in the cases where fault zones were associated with large scale failures in the past. These fault zones are fulfilling the conditions for failure, and could lead to large scale instabilities in the future. Alternatively wells should be able to meet fault zones that could play significant role in groundwater flow regime of the mine area.
- In addition the boreholes should avoid intersecting underground infrastructures of the mine like drainage tunnels and sub horizontal drainage holes.
- As all boreholes are deviating from the ideal designed trace, they should be placed in a way that the final pit wall (or at least the designed wall according to the 10 years production plan) is not intersected. This could establish a long term operation of the piezometers.
- Easiness of access is also an issue so that we avoid extra costs in constructing access roads, to the borehole stations.

- The depth of the overburden loose materials or waste is also an issue, as extra costs associated with casing in loose material/waste should also be avoided. In some areas the thickness of the wasted rock could reach the 60 meters.
- The whole drilling and investigation plan should be carried out in a way that it is not disturbing the operation of the mine, and at the same time it is not disturbed by the operation of the mine as well (blasting, traffic of big trucks etc).
- At last but not least, personnel who is conducting the drilling and the investigations should be safe in relation to any kind of geotechnical hazards like rock falls for example.

As it can be seen, positioning of boreholes was a multi-criteria decision making process, and for this reason, the Analytical Hierarchy Process was used in order to define weights of importance between these parameters. Based on the derived weights, a map that shows areas of most preferable positions was produced in the environment of GIS.

A wide range of logging methods was applied in order to successfully complete the objectives of the project. The logging tool park included 3-arm caliper, full waveform sonic, dual focused resistivity, natural gamma, spectral gamma, temperature as well as acoustic televiewer (ATV) tools (Rigler and Varga, 2014). The logging works were performed in four to five separate logging runs. Quick-look interpretation was conducted on the acquired data, on site, upon completion of fieldwork. Fracture zones, individual fractures and fissures were delimited and identified. Based on borehole geophysics, spinner flowmeter logging and packer testing, installation depths of piezometers were determined. Borehole geophysical logs were tied in with local lithology and local geological information available from Titania AS.

Geo-mechanical parameters such as Young's Modulus, Bulk Modulus, Shear Modulus as well as Poisson's ratio were also calculated from acoustic P-wave and S-wave arrival logging data and previously determined density data. Spinner flowmeter logging was performed in several boreholes under pumping and ambient conditions depending on local feasibility. Flowmeter logging provided information about the presence and flow rate of detected water bearing fractures. Hydraulic testing was also performed in several boreholes (Rigler and Varga, 2014). The main objective of the borehole hydraulic testing was to identify and determine the hydraulic parameters of the water-bearing fracture zones and individual fractures, to be used for piezometer installation and for the further research. The piezometers were placed by following the fully grouted method.

Based on the results of the borehole geophysical logging work, different type of hydraulic testing methods were applied in order to successfully complete the objectives of the project, including single packer tests, double (straddle) packer tests, blasting tests, slug tests, and pumping tests, combined with flowmeter logging (Rigler and Varga, 2014). After determining the dip angle, azimuth and hydraulic properties of the fracture systems by borehole geophysical logging, and testing the main water-bearing and big dry zones, the diabase dyke and the approximate top surface of the ilmenite-rich norite was built into a basic 3D model using the Voxler software. This model served as an aid in the interpretation of the lithology and recharge conditions.

Furthermore, in January of 2015, a supplementary drilling program was conducted; structural data and information of geological nature were retrieved from 10 core drilled boreholes. The total length of the cores that were retrieved was 2285m. Structural data were retrieved with the usage of optical and/or acoustical televiewing.

The criteria that were followed in order to choose the borehole positions were the following:

- The borehole positions were chosen in a way that the retrieved structural data will supplement the structural data that were extracted from the 12 hammer-drilled boreholes that were opened in 2014. The final purpose is to enrich the input to the compilation of the 3D structural model that is ongoing.
- Easiness of access, in order to avoid extra costs in constructing access roads, to the borehole stations.
- The depth of the overburden loose materials or waste was also taken in account, as extra costs associated with casing in loose material/waste should also be avoided.
- The whole drilling and investigation plan should be carried out in a way that it is not disturbing the operation of the mine, and at the same time it is not disturbed by the operation of the mine as well (blasting, traffic of big trucks etc).

The data that were retrieved both from core-logging and geophysical investigations will be used in the compilation of the structural model. This procedure of acquiring data with the use of traditional and geophysical techniques, gave an excellent opportunity to validate the results of geophysical techniques in relation to core-logging and vice-versa.

Core logging gave a hand-on experience on the rock. According to Stacey (2010) the main purpose of geotechnical logging of solid core is to divide the core into geotechnical similar intervals (domains), and then assign geotechnical properties to each domain.

The following parameters were collected in each meter of core: Rock Type/lithology, fracture frequency per meter, rock quality designation (RQD), total core recovery (TCR), solid core recovery (SCR), weathering Index, strength index, and number of joint sets.
Also for each joint two parameters were collected: joint alteration number (Ja), and roughness of the discontinuity surfaces (in case that they were open), by using the joint roughness coefficient values (ISRM, 1978).

All the data was registered in logging sheets that later were digitalized to make it available for the project purposes. 5 boreholes were completed during late June, with a total of around 1200m mapped. The remaining 5 boreholes are planned to be completed during early December (around 1100m). Figure 8, shows an example of a core logging box during logging.

Figure 8: Example of core logging process. In each border (in green) is possible to distinguish all the identified fractures.

ROCK MASS CLASSIFICATION

Rock mass mapping gives an appreciation of how the rock mass presents in the site itself, how the different joint sets behave along the open pit (and the different walls), and how the main lithological units are spatially configured in the area of interest.
The objectives of rock mass classifications are (after Bieniawski 1989):

1. Identify the most significant parameters influencing the behaviour of a rock mass.
2. Divide a particular rock mass formulation into groups of similar behaviour – rock mass classes of varying quality.
3. Provide a basis of understanding the characteristics of each rock mass class.
4. Relate the experience of rock conditions at one site to the conditions and experience encountered at others.
5. Derive quantitative data and guidelines for engineering design.
6. Provide common basis for communication between engineers and geologists.

The rock mass was evaluated following the guidelines for the three main methods that are actually in use: RMR (Bieniawski, 1989), Q (Barton et al., 1974) and GSI (Marinos and Hoek, 2000). Also in each of the locations values for dip and dip direction for the main joint sets were registered. In addition, Schmidt hammer measurements were carried out for each location (when access and safety allowed it).

In total 126 positions covering the hanging wall of the Tellnes pit were classified according to the three systems mentioned above. The work was done in two weeks, from August 31st to September 11th 2015. An extensive classification campaign will be done also next year (around April) in order to complete the footwall and thus have the entire pit accordingly mapped.

COMPILATION OF AN INSTABILITIES INVENTORY MAP. BACK ANALYSIS PROCEDURE OF SELECTED CASES.

All the reports which can be found on the Titanias' archive and are related to instabilities and failures that happened the last 30 years in Tellenes pit were read comprehensively. The information extracted are the following:

- Location and time of failure;
- Mining activity prior to failure (changes in slope geometry, date of blasts, etc.);
- Local geology;
- Structural geology,
- Rock characteristics, joint surface conditions, gauge material, etc.;
- Groundwater conditions (measurements and/or assessments);
- Deformation monitoring results (if available or if movements were assessed visually); and
- Any rock reinforcement installed or other remedial measures taken.
- Assessment of failure mode/mechanism.

All these information were inserted into an excel sheet. The next step is to convert this database into a geodatabase, which means to insert this information into the GIS environment,

where the failures/instabilities (along with the information that is related to each of them) will be depicted in relation to the pit geometry, and to the structural map that will be compiled. This will allow establishing spatial relations between the characteristics of the registered failures and event controlling parameters.

Afterwards, 8 cases were selected and modelled with the Rocscience software like Wedge and Rocplane. Additional fieldwork was made in order adjust the parameters of the models. After setting up the models, and adjusting the geometry, groundwater conditions and initial estimate of the strength parameters, a parametric study was performed in order to see how the variation of each event controlling parameter is affecting the initiation or not of the instability.
The effect of uncertainty or variability in the values of input parameters can be explored performing sensitivity analysis for each event controlling parameter.

This type of analysis is included in the Rocscience software. In sensitivity analysis, model parameters selected by the user, are varied across a range of values and the effect on safety factor observed. This helps to identify the parameters that have the most effect on wedge or planar stability. The results of a sensitivity analysis are displayed on a sensitivity plot, which plots the safety factor against percent change in the input variable(s), as shown in Figure 9.

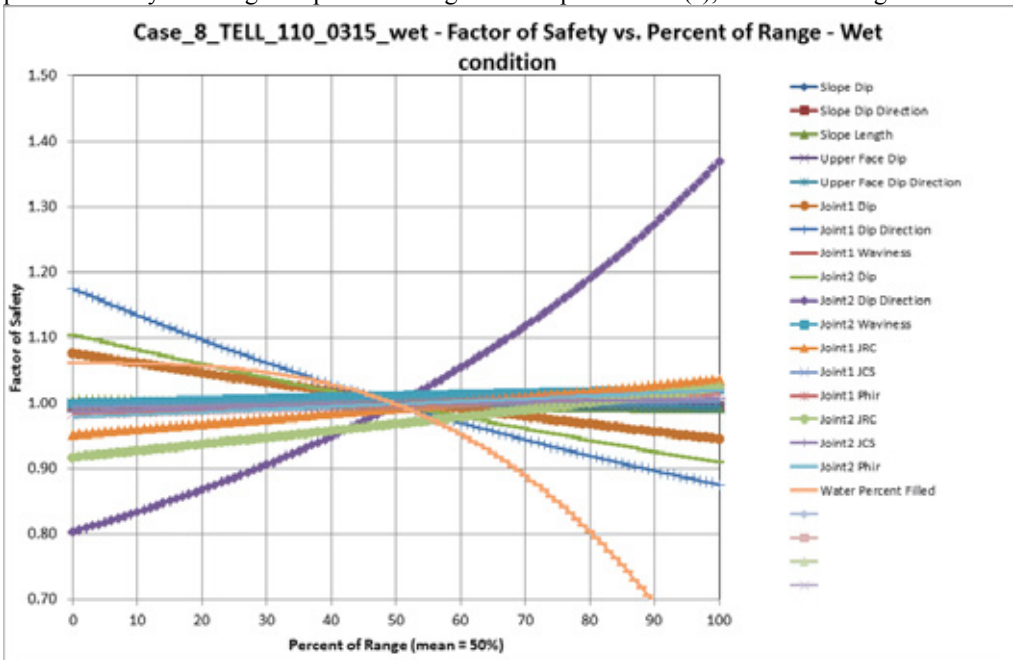


Figure 9: Results from a sensitivity analysis, factor of safety against percent change.

By using sensitivity plots, we can make a first approach on quantifying the effect of each of the parameters on the stability of each of the block which is under analysis. By calculating the gradient of the sensitivity curve for a parameter we can have an indication of the effect that the parameter has on the factor of safety. Different gradients from different curves can be used to compare the effect of various event controlling parameters on the factor of safety. Steeper rising or falling curves indicate greater influence on the factor of safety.
Based on this thinking sensitivity analysis was undertaken on "static" factors, namely: slope dip/dip direction, height etc. and on “dynamic” factors like JRC, JCS, and Phir.

Thereafter these plots were exported to Excel and the gradient of each curve was calculated for both dry and wet conditions. For each case it was registered the following:
a) Max FoS and min FoS for each curve in dry and wet conditions.
b) The gradient of the curve for each of these conditions.
c) The value for each of these parameters which is corresponding to FoS=1. In other words, which is the critical value of each parameter, under which the slope becomes unstable?

CONCLUDING REMARKS

The project DePOPS will try to identify if and how these two methods (AHP and ANP) can overcome the obstacle of qualitative assignment of weights for each set of parameter with the concurrent use of the quantitative assignment of weights at each subdivision of each parameter. The project will also compare the two MCDM methods to the probabilistic method.

The DePOPS project will try to identify how the two MCDM approaches, AHP and ANP, and the probabilistic approach can overcome the obstacle of qualitative assignment of weights in each set parameter with the concurrent use of the quantitative assignment of weights at each subdivision of each parameter. This process will not just include comparison of methods, but the possibility of combining the relevant approaches will also be investigated.

Many researchers have taken numerous parameters in consideration when calculating landslide susceptibility. Lithology, slope angle, slope aspect, thickness of the weathered mantle, land use etc. are being examined for their direct impact in causing landslides. Despite the fact that relationships and interactions between the causal factors are easily identified in theory, very limited work has been made in integrating the interdependence of the event controlling parameters in slope stability and hazard assessment. ANP provides the framework and the tools to do this, and there is great research interest in identifying if the use of ANP is more efficient than AHP in this process.

By taking into account the challenges and the data availability, the DePOPS project aims to investigate the following issues:

- The interaction (inner-dependence) between various parameters causing the induction of an instability.
- To quantify the interaction (inner-dependence) in a reliable way by defining weights of influence to each decisive parameter.
- Depict the interaction into a slope instability hazard zonation map, where the hazards can be visualised and easily assessed by employees having different background enabling it to be a valuable tool for the everyday operation of the open pit mine .
- Investigate if MCDM methods can become an effective tool to assign weights of importance (influence) to decisive parameters in relation to the induction of instability.
- Evaluate the most suitable MCDM method by comparing Analytical Hierarchy Process (AHP) and Analytical Network Process (ANP).
- Establish a slope instability hazard map that can be easily updated and can be used along with the production plans of different periods.
- Create a streamline procedure where slope instability hazard maps for open pit mines can be generated with the use of GIS in an effective and clear way.

In the DePOPS project the amount and quality of data is very good; particularly will measurements of water pressure in boreholes give unique input data and good opportunity for analysis. In the DePOPS the aim is to create hazard zonation maps for short, medium and long term perspectives. For the project, emphasize will be on the following tasks to ensure development of an instability hazard zonation map:

- Build-up of a good geotechnical model.
- Use of ArcGIS.
- Back analysis.
- Parameter studies.
- Overview of past failures (inventory map).
- A PhD candidate who will work mainly with ANP and the long term hazard map.
- Several experienced researchers will cooperate when deciding weighting of the parameters.

Analysis results will be evaluated and compared with each other to find the most promising method.

REFERENCES

Aleotti, P., Chowdhury, R., 1999. Landslide hazard assessment: summary review and new perspectives. Bulletin of Engineering Geology and the Environment 58, 21– 44.
Anbalagan, R., 1992. Landslide hazard evaluation and zonation mapping in mountainous terrain. Engineering Geology 32, 269– 277.

Ayalew Lulseged, Yamagishi Hiromitsu , Marui Hideaki, Kanno Takami, 2005. Landslides in Sado Island of Japan: Part II. GIS-based susceptibility mapping with comparisons of results from two methods and verifications. Eng. Geol. 81, pp 432 – 445, Elsevier Amsterdam.

Barton, N.R.; Lien, R.; Lunde, J., 1974. Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. Rock Mechanics and Rock Engineering (*Springer*)*No* **6** (4): 189–236.:*10.1007/BF01239496*.

Bieniawski, Z. T., 1989 Engineering rock mass classifications: a complete manual for engineers and geologists in mining, civil, and petroleum engineering. Wiley-Interscience. pp. 40–47. ISBN 0-471-60172-1.

Botsialas K., 2007. Analysis, Interpretation and Assessment of the Hydrogeological and Engineering Geological Environment of the Discontinuous Media. Application to the Shales of Tinos Isle. Doctorate Thesis, University of Athens, Faculty of Science, Department of Geology and Geoenvironment.

Buyukyazici M. and Sucu M., 2003. The Analytic Hierarchy and Analytic Network Processes. Hacettepe Journal of Mathematics and Statistics Volume 32, p. 65 - 73.

Carrara, A., 1983. A multivariate model for landslide hazard evaluation. Mathematical Geology 15, 403– 426.

Chigira M., 2003. Landslide hazard assessment by using AHP method in Minowayama area in the mid watershed of the Agano River. In: Abstract volume of the 42nd annual meeting of the Japan Landslide Society, Toyama, Japan, pp 221–222.

Dai, F.C., Lee, C.F., Zhang, X.H., 2001b. Assessment of landslide susceptibility on the natural terrain of Lantau Island, Hong Kong. Environmental Geology 61, 257–271.

Directorate for Pulic Protection, 2011. Guidelines for technical regulations according to the Planning and Construction Law, – Chapter 7: Safety requirements regarding nature disasters. (Veiledning om Tekniske krav til byggverk, Kapittel 7 Sikkerhet mot naturpåkjenninger). In Norwegian. Statens Bygningstekniske Etat, Oslo.

ESRI Inc., 2002. ArcGIS 8.2/8.3. ESRI Inc., Redlands, CA.

Forman, E. H., 1999. Decision by Objectives, George Washigton University, Text Books.
Häamäaläainen, R.P. and Seppäaläainen, T. O, 1986. The analytic network process in energy policy planning, Socio-Econ. Plann. Sci. 20 (6), p. 399- 405.

Higaki D., 2003. Detection of landslide hazardous slopes in the Kanose area, Central Japan by AHP method. In: Abstract volume of the 42nd annual meeting of the Japan Landslide Society, pp 217–220.

Hutchinson, J.N., 1995. Keynote paper: Landslide hazard assessment, Proc. 6th Int. Symp. Landslides, Chistchurch 3, 1805-1841, Balkema, Rotterdam.

ISRM, 1978: Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses. International Journal of Rock Mechanics, Mining Sciences and Geomechanics. Abstr 16(3): 319-368.

Komac, M., 2006. A landslide susceptibility model using the analytical hierarchy process method and multivariate statistics in perialpine Slovenia. Geomorphology 74 (1–4), 17–28.

Leroi E., 1996. Landslide hazard—risk maps at different scales: objectives, tools and development. In: Senneset K (eds) Landslides—Glissements de Terrain, 7th International symposium on landslides. Balkema, Trondheim, Norway, pp 35–51.

Marinoni, O., 2004. Implementation of the analytical hierarchy process with VBA in ArcGIS. Computers and Geosciences 30 (2004), p. 637–646.
Marinos P. and Hoek E., 2000 GSI: a geologically friendly tool for rock mass strength estimation. In: Proceedings of the GeoEng2000 at the international conference on geotechnical and geological engineering, Melbourne, Technomic publishers, Lancaster, pp 1422–1446.

Neaupane, K.M. and Piantanakulchai M., 2006. Analytic network process model for landslide hazard zonation. Engineering Geology. 85: p. 281-294.

NGI, 2013 Handbook: Using the Q system. Rock mass classification and support design. NGI 2013.

Nilsen, B., 2000. New trends in rock slope stability analysis. IAEG Bulletin of Engineering Geology and the Environment. 58: p. 173-178.

Pathak, S., 2002. Probabilistic approach for rock slope stability analyses. PhD-dissertation, NTNU Dept. Of Geology and Mineral Res. Eng., 185 pp.

Priest, S. D. and Hudson, J. A., 1981. Estimation of discontinuity spacing and trace length using scanline surveys. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. and Geomech. Abstr., 13, p. 135-148.

Read J. and Stacey P., 2010. Guidelines for open pit design. CSIRO Publishing.

Rigler, B. and Varga, V. (2014). Final report on borehole geophysical logging and hydraulic testing in 12 boreholes for Titania AS. Report written for Titania AS, by Ruden-Geoservices AS.

RocScience, 2014. Probabilistic analyses in Phase2 8.0, in Help file system in the software program Phase2, version 8.0, released October 2014.

Saaty, R. W., 1987. The analytic hierarchy process - what it is and how it is used, Mathematical Modelling 9 (3-5), p. 161-176.

Saaty, T.L. and Vargas, L.G., 1991. Prediction, Projection and Forecasting. Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, 251pp.

Saaty, T.L., 1977. A scaling method for priorities in hierarchical structures. Journal of Mathematical Psychology 15, p. 231–281.

Saaty, T.L., 1980. The Analytical Hierarchy Process. McGraw Hill, New York.

Saaty, T.L., 1997. The Analytic Network Process, RWS Publications, 4922 Ellsworth Avenue, Pittsburgh, PA 15213.

Saaty, T.L., 1999. Fundamentals of the analytic network process. Proc. of International Symposium on Analytical Hierarchy Process, Kobe, Japan.

Soeters R, Van Westen CJ (1996) Slope instability recognition, analysis and zonation. In: Turner AK, Schuster RL (eds) Landslides, investigation and mitigation. Transportation Research Board, National Research Council, Special Report 247, National Academy Press, Washington, USA, pp 129–177

Standards Norway, 2008. Eurocode 7: Geotechnical design, Part 1: general rules. (Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering, Del 1: Almenne regler). In Norwegian. Norwegian Standard NS-EN 1997-1:2004+NA: 2008. Standard Norge, Oslo.

Varnes D. J. 1984. Landslide hazard zonation: a review of principles and practice. United Nations International, Paris.

Varnes, D. 1980. Slope movement types and processes, in Landslides: Analysis and Control. Transportation Research Board, Spec. Rep. 176.

Westen, C.J. van, Asch, T.W.J. van and Soeters, R., 2005. Landslide hazard and risk zonation—why is it still so difficult? Bull Eng Geol Env (2005) DOI 10.1007/s10064-005-0023-0.

Wyllie, D.C. and Mah, D., 2004, Rock Slope Engineering: Fourth Edition: Taylor and Francis.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2015

UTRASNING AV VEG OSTERØY, HVILKE TILTAK BLE IVERKSATT?

ROAD ON OSTERØY TAKEN BY LANDSLIDE, WHAT ENGINEERING SOLUTIONS WERE EMPLOYED?

M.Sc. Asbjørn Øystese, Multiconsult ASA

SAMMENDRAG

Onsdag 18. februar 2015 på kvelden raste halve vegbanen ut i fjorden i en 30 meters lengde 15 meter over fjordnivået langs kommunal veg ved Flothamn mellom Stamnes og Gammersvik på Osterøy i Vaksdal kommune. Et bergparti på mer enn 1 500 m³ hadde sklidd ut og stengte vegforbindelsen for fastboende i Gammersvik. Foranledning for utglidningen var intens nedbør i form av 60-80 mm regn i løpet av et døgn. Trolig skyldtes utglidningen høyt vanntrykk i tre ugunstige sleppeplan.

Multiconsult ble engasjert av Vaksdal kommune i etterkant av utrasningen for å vurdere stabiliteten til gjenstående berg og for å finne metoder for å sikre berget før oppbygningen av vegen. Området ble kartlagt og det ble konkludert med at gjenstående berg var ustabilt i noen partier. Vegen ble sperret av for all ferdsel og det ble raskt iverksatt tiltak for å sikre berget. Fjellsikring Inter Handling AS ble kontrahert for å utføre sikringsarbeidet. Det ble utført boltesikring, rensk av løst berg i overkant av vegen og i skredsåret og installert skråstag for forankring av platedekke. RIB fra Multiconsult ble videre engasjert for å prosjektere og følge opp vegoppbyggingen. Jordalen Entreprenør AS gjennom underentreprenør Bystøl Entreprenør AS utførte arbeidet med betongkonstruksjon og vegoppbygging.

Selv om arbeidene har vært anleggsteknisk utfordrende med begrenset plass og generelt vanskelige forhold for transport av maskiner og materiell, har arbeidet forløpt uten større vanskeligheter. Det var fra første stund etter utrasningen en god oppfølging fra både prosjekterende og byggherre, og tett dialog med entreprenør. Dette resulterte i rask respons og vel gjennomført sikring og gjenoppbygging av vegen.

SUMMARY

During the night of Wednesday 18 th February 2015, a 30 m section of the municipal road at Flothamn, which lies 15 m above the fjord level between Stamnes and Gammersvik, on Osterøy Island in the municipality of Vaksdal, was partially destroyed by a landslide. A rock volume of more than 1 500 m³ had slipped into the sea and closed the only access road for inhabitants of Gammersvik. The landslide followed heavy rainfall of 60-80 mm during a period of 24 hours. The most likely cause of the movement was a build-up of water pressure in three adverse joint planes.

After the landslide, Multiconsult was engaged by the Vaksdal Municipality to assess the stability of the remaining rock mass and advise on the rock support necessary before road reconstruction could begin. The area was geologically mapped and it was concluded that the

remaining rock mass was partially unstable. The area was closed to all traffic and rock support solutions were quickly employed. Fjellsikring Inter Handling AS was contracted to perform the rock support work, which comprised rock dowels, scaling of loose rocks above and underneath the road and installation of angled struts to anchor a concrete slab. RIB from Multiconsult were then engaged in the project to follow up the road reconstruction. Jordalen Entreprenør AS through Bystøl Entreprenør AS performed the work with the concrete and road reconstruction.

The works were challenging from an engineering perspective but were executed successfully which was aided by the close and early dialogue between all the parties involved.

INTRODUKSJON

Etter utrasning av kommunal veg til bygda Gammersvik nord på Osterøy i Vaksdal kommune på kvelden onsdag den 18. februar ble Multiconsult kontaktet på morgenen torsdag den 19. februar av rådgiver for tekniske tjenester Svein Ove Hesjedal i Vaksdal kommune. Den lille bygda Gammersvik var nå uten vegforbindelse og teknisk etat i Vaksdal kommune ønsket en rask, men trygg måte å gjenåpne veien. Vaksdal kommune besluttet at det ikke skulle skje noen form for ferdsel forbi skredområdet. Fredag 20. februar ble området undersøkt av geolog fra Multiconsult. Representanter fra Vaksdal kommune var med på befaringen. Deler av gjenstående berg ble vurdert som ustabilt og det ble besluttet at berget måtte sikres før vegkroppen kunne bygges opp igjen. Befaringene ble gjort med besiktigelse fra vegnivå og nede ved fjorden og ved hjelp av tau og sele.

Av tiltak i berget kan følgende spesielt nevnes: Bergsikring av gjenstående berg, fjellrensk, rensk av løst berg før reetablering av vegkropp, installasjon av forankringsbolter for betongfundamenter og til slutt støp av betongdekke.

Geolog fra Multiconsult fulgte opp sikringsarbeidene, mens entreprenør Fjellsikring Inter Handling AS utførte sikringsarbeidet og rensk av fjellsiden. Oppbyggingen av vegen er prosjektert og fulgt opp av RIB i Multiconsult Bergen. Jordal Entreprenør AS gjennom underentreprenør Bystøl Entreprenør AS utførte arbeid med betongkonstruksjon og vegoppbygging. Sikringsarbeidet ble igangsatt 20. februar 2015 og vegen ble åpnet siste uken i mai 2015.

GEOLOGI

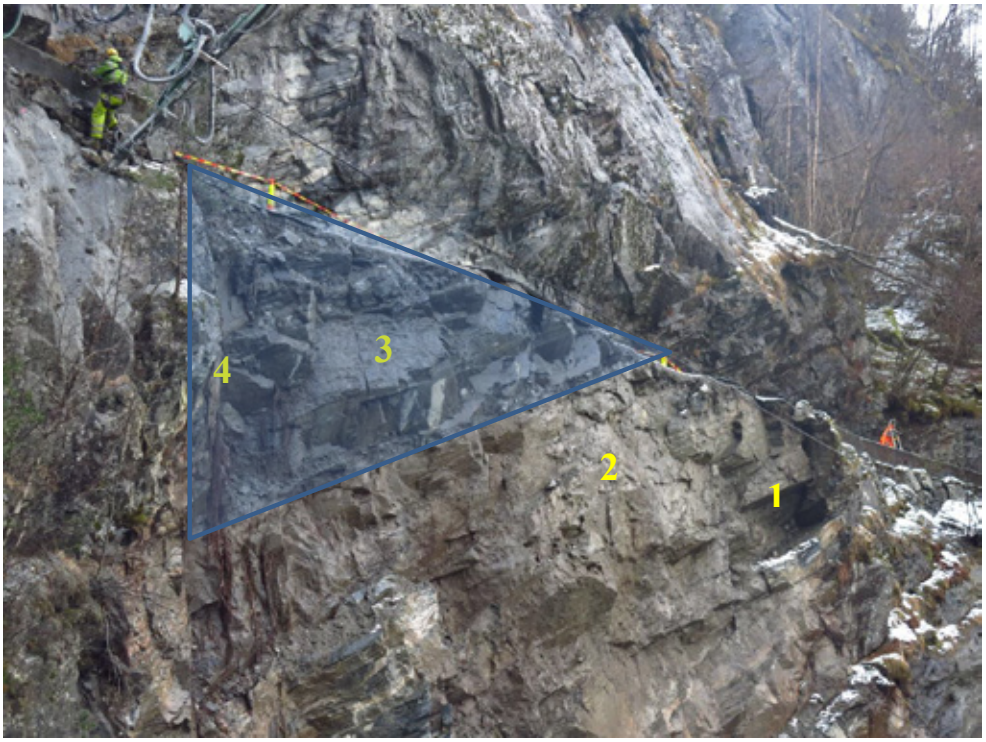
Petrografi og strukturer i området

Bergartene i området hører inn under nordvestre gneisområde og er omdannede dyp- og overflatebergarter fra proterozoisk tid. Bergarten i skredområdet er migmatittisk gneis (www.ngu.no). Bergarten fremstår som homogen og kompetent, men har enkelte omvandlede soner og fremtredende sleppeplan.

Hovedsleppeplanet som bergpartiet løsnet langs er parallell med den typiske NØ-SV hovedforkastningen som flere av fjordene i området er dannet langs. N-S gående forkastninger er parallelle med sleppeplan som har avløst det utløste bergparti i sidene.

Oppsprekking

Hovedsprekkesettet (1) og som er det mest fremtredende i området er orientert N 010°/30° S og er parallell med foliasjonen i bergmassen. Dette sprekkesystemet er orientert på skrå og faller svakt inn i berget sett fra fjordsiden. Bergmassen avløses i over- og underkant langs dette sprekkesystemet. Hovedsleppeplanet (2) som bergpartiet har løsnet i fra, og som er parallelt med fjellsiden og faller bratt ned mot fjorden, er orientert N 45°/80-90° NV. Et annet sleppeplan (3) som faller bratt, men noe slakere ned mot fjorden og som har avløst bergmassen oppe i bakkant er orientert N 80°/60-70° N. Et fjerde sprekkesett (4) som har avløst bergmassen i sidene er orientert N 180°/90°. Sprekkesettene er vist i figur 1 nedenfor.



Figur 1: Skredsåret sett fra fjorden. Sprekkesett 1-4 ses tydelig i berget. Nummer på sprekkesettet er markert med gult på den sprekkeflaten der sprekkesettet er mest fremtredende. Kile 1 er markert med blå trekant. Kile 2 er definert som hele bergkroppen ned mot sjøen.

UTRASNING AV VEG 18.02.2015

Situasjonsbeskrivelse

På kvelden onsdag den 18.02.2015 løsnet et større bergparti nær bygda Gammersvik, helt nord på Osterøy. 30 meter og halve vegbanen av den kommunale vegen ble revet med i utrasningen. Undertegnede var på plass på formiddagen fredag den 20. februar 2015. Bilde i figur 2 nedenfor viser hvordan det da så ut på stedet. Ved dette partiet var det før skredet en vente/passeringslomme ut mot fjorden, se svart markering. Vegbredden var da 6,0 m på det bredeste. Etter skredet var vegbredden 3,0 m. Ved å rekonstruere og etter samtaler med lokalkjente er det sannsynlig at berget under passeringslommen har hatt et overheng. Trær og stolper for telefonlinje stod før skredet på utsiden av føringskanten.

Bergpartiet som har løsnet er beregnet til å ha et volum på mer enn 1 500 m³ (4 000 tonn). Erosjonssår flere meter opp langs strandlinjen viser at bølgen som følge av skredet har vært formidabel.

Figur 2: Utrasning av kommunal veg den 20.02.2015. Bildet er tatt halvannet døgn etter skredhendelsen, sett fra øst. Svart markering viser omtrentlig plassering på passeringslomme før utrasningen.

Årsaker til utrasningen

Utrasningen er definert som et blokkskred. Overhengspartiet og sideberg har hatt ugunstige avløsende sleppeplan i bakkant og i sidene. Mest sannsynlig har bergpartiet løsnet som følge

av økt vanntrykk hovedsakelig i sprekkesett (2) og (3), se figur 1. I forkant av skredhendelsen viser nedbørsobservasjoner fra en nærliggende målestasjon (Øvstedal), at det kom mellom 60-80 mm nedbør i døgnet før utrasningen. Observasjoner på berget indikerer også noe finstoff (men ikke leire) på sleppeflatene. Det ble sommeren 2014 lagt et nytt asfaltdekke på vegen. Dette arbeidet (tungt utstyr med blant annet vals) kan ha vært med på å påvirke stabiliteten i berget under. Da det før var grusdekke som ga en god spredning på overflatevannet, kan det nye asfaltlaget ha endret dreneringsmønsteret og gitt økt vanntrykk i ugunstige slepper.

UTFØRTE SIKRINGSTILTAK

Halvannet døgn etter skredhendelsen ble det skissert en plan for hvordan gjenstående berg skulle sikres. Planen ble utarbeidet i form av et samarbeid mellom Vaksdal kommune, sikringsentreprenør og geolog. Det var for alle partene viktig å hindre videre utrasning av berg. Og det ble vurdert av geolog ved besiktigelse at det var ustabile partier i berget og som hadde potensiale til å løsne. Da kommunen var opptatt av å få fortgang i dette arbeidet, og dette ble sett på som en ekstraordinær hendelse ble sikringsentreprenør Fjellsikring Inter Handling kontaktet omgående. På kvelden samme dag var borerigg, kompressor og materiell på plass.

Sikring av gjenstående berg

Som et første ledd i sikringsprosessen ble det bestemt at det skulle etableres en sikker «plattform» på vegen hvor boreriggen kunne begynne å bore for bolter. For å få tilkomst måtte boreriggen stå på vegen omtrent 10 meter i fra løsneområdet, se figur 3 nedenfor. «Plattformen» ble etablert ved å sikre underliggende berg ved bruk av Ø32mm 4,0-6,0 m lange kamstålbolter som ble fullgyst i kombinasjon med Ø25mm 4,0 m lange endeforankrede kamstålbolter av galvanisert og pulverlakkert utførelse. Endeforankrede bolter ble benyttet for å få en rask forankring på mindre avløst berg. Det ble besluttet å vente til neste dag før man kunne flytte riggen over på «plattformen». Smal veg gjorde at «labbene» på riggen ikke kunne strekkes fullt ut, dette gjorde at riggen ikke hadde tilstrekkelig tilkomst til å kunne nå langt frem. Riggen hadde kun kapasitet til å nå omtrent 10 m fremover.

Denne fremgangsmåten viste seg å være en god metode for hele tiden å arbeide på sikker grunn. De første dagene var geolog tilstede under sikringsarbeidet for vurdering av videre fremdrift og behov for sikring fortløpende.

Det ble benyttet til sammen 37 stk. Ø32mm 6,0 m lange kamstålbolter i system c/c 1,0-1,5 som ble fullgyst for å sikre avløste bergpartier og –blokker i berget i underkant av gjenstående berg. Mindre avløste bergpartier og –blokker ble sikret med kortere bolter. I større avløste bergpartier ble det installert flere raster med bolter. I tillegg ble det boret 10 stk. Ø45 mm drenshull med lengde 6,0 m. Da boltene måtte ansettes manuelt var det også behov for rensk av løse steiner og bergblokker på kanten og nedover i skredsåret.

Etter hvert, og for å få lettere tilkomst ble det benyttet en mindre kommandorigg for boring av bolter, se figur 4 nedenfor.

Figur 3: Hjulgående Manitou med bortårn for installering av bolter, sett fra øst.

Figur 4: Mindre kommandorigg for installering av bolter, sett fra øst.

Fjellrensk

For arbeidssikkerheten til mannskap og kjøretøy og permanent sikring av vegen ble det besluttet å foreta rensk av fjellsidene i overkant av løsneområdet. Fjellsiden i overkant av løsneområdet er over 100 m høy, og det var flere områder med mye avløst berg. Klatrelag ble satt inn i arbeidet og på grunn av vanskelig tilkomst måtte man etablere flere rappeller i ulike nivå og fra ulike retninger. Det ble benyttet 3 rappeller, hver på 50 m på det lengste strekket.

Fordi det ikke ble observert større avløste partier ble det besluttet at klatrelaget kun skulle foreta rensk og ikke sikre med bolter. Renskearbeidet var omfattende (4 000 m² bergoverflate) og det ble rensket ned et par hundre bergflak og –blokker av ulik størrelse. Fjellsikring Inter Handling utførte renskearbeidet i fjellsiden, se figur 5 nedenfor.

Figur 5: Fjellsiden over løsneområdet som ble rensket før videre arbeider på vegen, sett fra fjordnivå.

STABILITETSBEREGNINGER

Samtidig med prosjektering av vegen ble det reist spørsmål fra egen- og sidemannskontroll ved RIGberg og RIB om den utførte boltesikringen hadde tilfredsstillende sikkerhet mot videre utglidning. Vi foretok stabilitetsvurderinger av potensielle bergkiler i programvaren

Swedge 6.0 levert av RocScience. Det er valgt en skjærkraftmodell basert på Barton-Bandis. «Factor of Safety» i Swedge er i denne sammenheng forholdet mellom Dimensjonerende styrke og Dimensjonerende last R_D/F_d. Forholdet ansees som tilfredsstillende dersom $R_d>F_d$.

Vi har sett for oss to scenarioer: utgliding av en mindre og en større kile i gjenstående berg ved utløsningsområdet langs sprekkesett (1), (2) og (3), se figur 1 på side 3. For modellering av kilene er det forutsatt bergkontakt langs sprekkeflatene og fullt vanntrykk (trekantmodell) langs sprekkeplan. Seismisk koeffisient er ikke inkludert. Det er lagt til en ytre vertikal last på bergkilene som inkluderer egenvekt betong, jevnt fordelt trafikklast, punktlast trafikk og reaksjonslast.

Dimensjonerende kapasitet for boltene (type: Ø32mm, lengde 6,0 m) som er satt inn i berget er 28,9 tonn på strekk og 19,3 tonn på skjær. Boltene er satt 45° inn i berget. Opptredende sprekkesett medfører at boltene i hovedsak utsettes for skjær. Dimensjonerende kapasitet er derfor satt til 19,3 tonn.

For kile 1 viser simuleringene at nødvendig boltebehov ved en sikkerhetsfaktor lik 1,0 er 246 tonn. Installert sikring ved kile 1 er 15 stk. * 19,3 = 289,5 tonn, noe som tilsier at installert sikringsmengde er tilfredsstillende.

For kile 2 viser simuleringene at sikkerhetsfaktoren er lik 1,16. Stabiliteten er derfor ivaretatt uten installering av sikringsbolter. Den vertikale lasten bergkilen utsettes for er med å øke sikkerhetsfaktoren.

GJENOPPBYGNING AV VEGEN

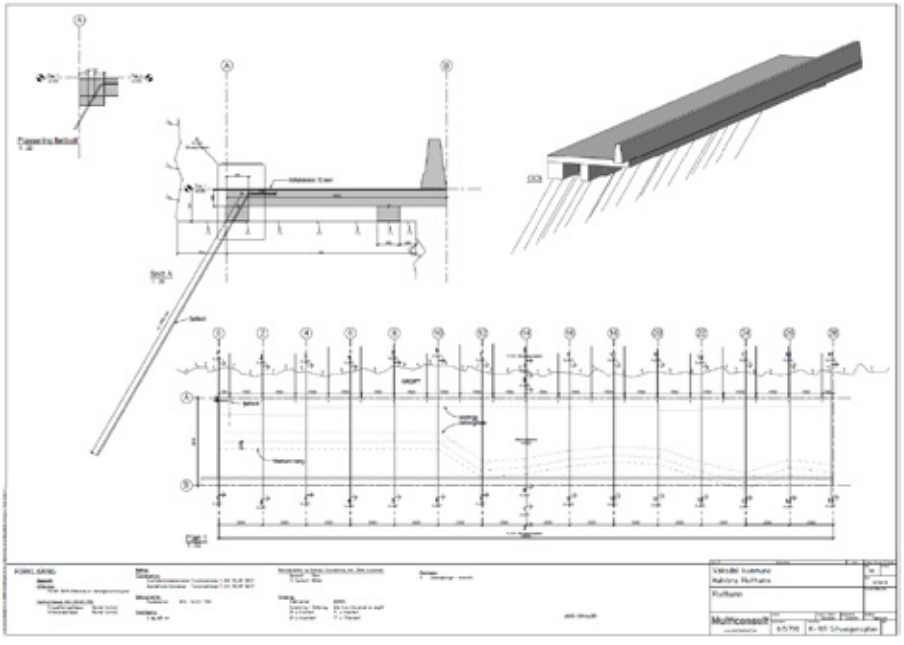
Etter at sikring av underliggende berg og renskearbeidet i overkant var ferdig, var det klart for forankring av betongfundamenter for gjenoppbygging av vegen. Det ble av RIB og RIGberg valgt å gå for en halvbroløsning. Første trinn i prosessen var å fjerne asfalt, bærelag og avløst berg. Deretter kunne sikringsentreprenøren installere forankringsbolter for betongfundamenter. Det ble besluttet av geolog i samråd med RIB å forankre betongfundamenter med Ø32mm 6,0 m lange fullt innstøpte skrå kamstålbolter i system c/c 1,0 som skulle installeres 70° på synk 1,0 m i fra grøft, se figur 6 nedenfor. I overgangen berg/betong ble det satt på krympestrømpe (Raychem) som ekstra korrosjonsbeskyttelse.

Opprinnelig var planen å spenne opp ferdig armerte ribber som skulle etableres på tvers av vegen, men da RIB så at berget var mer intakt ble ovenstående løsning valgt. Figur 7-9 lenger nede i artikkelen viser tegninger for hvordan vegen til slutt ble bygd opp.

Det var Jordalen Entreprenør AS som gjennom underentreprenør Bystøl Entreprenør AS utførte arbeidet med betongkonstruksjon og vegoppbygging.

En annen løsning som ble vurdert i tidlig fase var å sprenge en halvtunnel inn i berget forbi skredområdet for å gi plass til full vegbredde. Denne løsningen ble forkastet på grunn av store kostnader og usikkerheter, høyspentledninger over et eventuelt sprengningsområde og anleggsteknisk utfordrende prosess med tanke på uttak av bergmasser.

Figur 6: Skråbolterast for forankring av betongfundamenter, sett fra øst.



Figur 7: Skisse fra RIB for halvbroløsning.

Figur 8. Armeringsarbeid før støp av betongdekke, sett fra øst.

Figur 9. Ferdig veg. Bildet er tatt høst 2015, sett fra øst.

ANLEGGSTEKNISKE UTFORDRINGER

Logistikk

Plassforholdene var en betydelig utfordring for anleggsgjennomføringen, og logistikken tilknyttet inntransport av materiell, kjøretøy og rigger krevde spesialutstyr og kreative løsninger. Forholdene med blindvei, smal vegbredde (i gjennomsnitt 3,5 m) og at det ikke skulle være ferdsel forbi skredområdet gjorde at man måtte koordinere enhver manøver. Det var viktig for gjennomføringen at entreprenørene fikk være med å bestemme i beslutningene som ble foretatt. Entreprenørens valg av utstyr og rigger for installering av bolter fungerte veldig bra.

TRYKK FRA LOKALBEFOLKNING OG MEDIA

For befolkningen i Gammersvik var det en enorm belastning å ikke kunne ferdes forbi skredområdet. Noen tok seg den frihet å gå forbi sperringene, noe som resulterte i at kommunen måtte sette opp vakter. For undertegnede var det også et stort press i fra media på når vegen kunne åpnes.

SLUTTKOMMENTAR

Det viser seg at selv på hasteoppdrag så er det gunstig å være forberedt. Det er også viktig å definere hvilken rolle man har i et prosjekt; la byggherre være byggherre, og rådgiver være rådgiver. Det var i den forbindelse viktig for oppfølgende geolog å ikke ta beslutninger knyttet til hvorvidt man kunne åpne vegen eller ikke da dette er et byggherreanliggende. Geologen skulle derimot uttale seg om stabiliteten i gjenstående berg.

I forhold til sikkerheten sett i ettertid burde fjellrensken blitt utført først, før oppstart av sikringsarbeidene i berget i underkant av vegen.

Vi så det som en stor fordel at RIB ble involvert tidlig i prosessen.

Til slutt kan det nevnes at kontinuerlig oppfølging i byggefasen fra både prosjekterende og byggherre, og tett dialog med entreprenør er forutsetninger for rasjonell fremdrift og gode løsninger i et slikt «hastig» prosjekt.

TAKK TIL

Først vil vi takke Vaksdal kommune for å ha engasjert oss i oppdraget. Vi takker også Fjellsikring Inter Handling AS og Jordal Entreprenør AS gjennom underentreprenør Bystøl Entreprenør AS for et meget godt og produktivt samarbeid.

REFERANSER

NGU (2014) Berggrunngeologisk kart over Vaksdal, http://geo.ngu.no/kart/berggrunn/

Meteorologisk institutt. www.eKlima.met.no Nedbørsdata fra målestasjon Øvstedal.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2015

OPPGRADERING AV TUNNELER I STATENS VEGVESEN – HVA ER GJORT OG HVA SKAL GJØRES?

Rehabilitation of tunnels in Norwegian Public Roads Administration – What is done already and what is planned?

Gunnar Gjæringen, Senioringeniør, Statens vegvesen Region Vest

SAMMENDRAG

I etterkant av flere store branner i Europa ble det satt økt fokus på brann- og tunnelsikkerhet.
–1999: 39 omkomne i Mont Blanc
–1999: 12 omkomne i Tauern
–2001: 11 omkomne i St. Gotthard.
Disse brannene gjorde at flere tunneler ble oppgradert og arbeid med EU-direktivet ble startet.
I EU ble EU-direktiv 2004/54/ om tunnelsikkerhet vedtatt i 2004. Direktivet gjelder bare tunneler lengre enn 500 meter på TEN-T vegnettet (Trans-European Network).
I Norge ble Forskrift om minimum sikkerhetskrav til tunneler (Tunnelsikkerhetsforskriften), som gjelder hele riksvegnettet (tunneler > 500 meter), vedtatt av Stortinget i 2007, og trådte i kraft i 15. mai 2007. Arbeidet er og vil bli meget krevende og vil føre til omfattende stengninger av tunneler, hovedsakelig om natten. Alle krav i Tunnelsikkerhetsforskriften skal innfris innen april 2019. Det er dog allerede nå klart at det vil bli svært vanskelig å overholde denne tidsfristen. Det er videre bestemt i Norge at det ikke vil bli utført strukturelle arbeider for å øke bredden og høyden i de tunneler som omfattes av oppgraderingen.
I 2015 ble en tilnærmet likelydende Tunnelforskrift vedtatt også for oppgradering av tunnelene på fylkesvegnettet. Dette arbeidet er ikke startet opp.
Totale bevilgninger for tunnelene på riksvegnettet er om lag 10 milliarder kroner.

SUMMARY

In the wake of several large fires in Europe it became increased focus on fire and tunnel safety.
-1999: 39 fatalities in Mont Blanc
-1999: 12 fatalities in Tauern
-2001: 11 fatalities in the St. Gotthard.
These fires caused several tunnels were upgraded and work with the EU Directive was started.
In the EU was the European Directive 2004/54 / on tunnel safety adopted in 2004. The directive applies only to tunnels longer than 500 meters on the TEN-T road network (Trans-European Network).
In Norway, the Regulations on minimum safety requirements for tunnels (Tunnel Safety Regulations), which applies to the entire national road network (tunnels> 500m), passed by Parliament in 2007 and came into force in May 15, 2007. The work is and will be very demanding and will lead widespread closures of tunnels, mainly at night. All claims in Tunnel

Safety Regulations must be met by April 2019. However, it is already clear that it will be very difficult to comply with this deadline. It was further decided in Norway that it will not be carried out structural work to increase the width and height in the tunnels covered by the upgrade.
In 2015, a virtually identical Tunnel Regulations adopted also for upgrading tunnels on county roads. This work is not started up.
Total appropriations for tunnels on the national road network is about Euro1000 million.

INNLEDNING

Norge har svært mange og lange tunneler en stor utfordring med å oppgradere våre vegtunneler innen april 2019 slik kravet er.
Kravene baserer seg på et vedtak i EU i 2004 og seinere en lov med forskrift for Norge i 2007.
Kravene gjelder tunneler på TEN-T vegnettet og dette er:
E6, E10, E12, E14, E16, E18, E39, E75, E105 og Rv 23.

Figur 1 A white and bright tunnel – As we like them to be after rehabilitation.

TUNNELSIKKERHETSFORSKRIFTEN

Dette er Norges implementering av EUs Tunnelsikkerhetsdirektiv iht EØS avtalen.
Den har innført krav til

- sikkerhetsforvaltning
- sikkerhetsutstyr og enkelte krav til utforming
- dokumentasjon

- opplæring og øvelser

Den dekker
Norges implementering av EUs Tunnelsikkerhetsdirektiv iht EØS avtalen
Har innført krav til

- sikkerhetsforvaltning
- sikkerhetsutstyr og enkelte krav til utforming
- dokumentasjon
- opplæring og øvelser

Den krever
Sikkerhetsoppgradering av alle riksvegtunneler over 500 meter innen 30.april 2019.
Dette innbefatter el-anlegg og sikkerhetsutstyr.
Etablering av sikkerhetstiltak (som nødutganger).
Avvik som ikke kan lukkes skal kompenseres med avbøtende tiltak-
Beredskapsplaner og øvelser.
Dokumentasjon av tunnelene og forvaltningen-
Etablering av et sikkerhetsforvaltningsregime.
Kampanjer mot publikum.

STATISTIKK OG ERFARINGER

De siste ti årene har 71 personer omkommet i ulykker i tunneler i Norge (3 prosent av det totale antallet trafikkdrepte (2224) i samme periode).
De siste ti årene ble 8653 personer hardt skadd i trafikkulykker i Norge. 151, eller 1,75 prosent, av disse ulykkene skjedde i tunneler.
62 av dødsulykkene i tunnel skyldes enten møteulykker eller utforkjøringer.
De fleste ulykkene skjedde med lette kjøretøy. 56 av de omkomne befant seg i et lett kjøretøy da ulykken skjedde.
85 prosent av de drepte, og 70 prosent av de hardt skadde er menn.

BRANNSIKKERHET OG KATASTROFEPOTENSIALE

Øket fokus på brannsikkerhet i Europa i etterkant av flere store branner i Europa.

Figur 2 *Bilder fra brannene i Mont Blanc og St.Gothard.*

1999: 12 omkomne i Tauern
1999: 39 omkomne i Mont Blanc
2001: 11 omkomne i St. Gotthard
Disse brannene gjorde at flere tunneler ble oppgradert og arbeid med EU-direktivet ble startet

UTFORDRINGER - GENERELT

- forfall og mangel på vedlikehold løsningene som er valgt (og mangler i løsningene.)
- sidehindre.
- dårlig belysning og dårlige kontrastforhold.
- begrenset vegbredde/ begrenset kjøreboks.
- variert vegdekke og dårlige stabilitietetsforhold for større kjøretøy.
- stigning og nedstigning.
- kurvaturer og manglende stoppsikt.
- lang tid for innstats og redning.
- pålitelighet på system og installasjon.
- etc...

Figur 3 *Gammel tunnel med tydelig behov for oppgradering.*

Rehabilitering av eldre tunneler.

Det som utløser reparasjon og rehabilitering er hovedsakelig eldre vann- og frostsikringsløsninger.
Mange ulike løsninger har vært benyttet, spesielt i lavtrafikktunneler.
Tunnelprofil har liten plass til ny tunnelkledning.
Behov for mer fremtidsrettet tunnelbygging.

Figur 4 og 5 *Opprustede kabelstiger og vifter.*

NØKKELTALL - RIKSVEGTUNNELER

Antall tunneler: ca. 500.
Total tunnellengde: ca. 580 km.
Antall tunneler KORTERE enn 500 meter: 245 – ca. 55 km.
Antall tunneler LENGRE enn 500 meter: 255 – ca. 525 km.
«Forfallsrapporten» datert februar 2012:
Forfall i alle riksvegtunneler: 16 – 26 mrd. Kr.
Om lag 40 % av dette gjelder tiltak for å oppfylle krav i tunnelsikkerhets- og elektroforskriftene.
Kravene i EU sitt tunnelsikkerhetsdirektiv må prioriteres, og størstedelen av midlene til fornying i perioden 2014-2017 går til tiltak i tunneler

Figur 6 Mer enn 1100 vegtunneler I Norge.

OPPGRADERING

Arbeidet med å avklare omfanget av behov for oppgradering startet etter at Tunnelforskriften for alle riksvegtunneler ble vedtatt i 2007, basert på EU sitt direktiv av 2004. I 2015 ble en tilsvarende forskrift vedtatt for tunnelen på fylkesvegnettet. De første kostnadene ble lagt fram i 2010, med en revisjon i 2012 / 2013.

Alt arbeid som blir vedtatt utført skal gjøres i henhold til gjeldende håndbøker i Statens vegvesen, dog basert på de krav som settes i Tunnelforskriften.

Sikkerhetsutrustning
Sikkerhetsutrustningen består av følgende element
•Belysning
•Ventilasjon
•Nødstrømsanlegg
•Ledelys

•Nødstasjoner
•Ulike typer skilting
•Slokkevann
•Rødt stoppsignal og bommer for stenging av tunnel
•Kjørefeltsignaler
•Videoovervåking
•Kommunikasjon (nødnett, innsnakk på radio, mm)
•Oppkobling til vegtrafikksentralene

Figur 7 *Oppmonterte nye vifter som enda ikke har fått påmontert lyddempere.*

Utbedringer
Utbedring av kritisk forfall
•Utskifting av gammelt sikkerhetsutstyr
•Utskifting av gamle elektro-installasjoner
•Basert på en tilstandsvurdering, - begrenses til det som ikke lenger har ytelse iht. opprinnelig spesifikasjon og/eller som har dårlig driftsstabilitet Utskifting av EX-kabler Tildekking av ubeskyttet vann- og frostsikring (PE-skum) med unntak for punktsikring Strukturelle tiltak som er kritisk for sikkerheten Annen oppgradering som er kritisk, eks. UU og TS.
Mange tunneler har dårlig geometrisk standard:

•bredde, kurvatur og stigning
•mangler nødutganger
•Aktuelle avbøtende tiltak som må vurderes nærmere i risikoanalyser:
•Lavere fartsgrense
•Fartsreduserende tiltak
•Streknings- ATK
•Forbikjøringsforbud
•Videoovervåking
•Automatisk detektering av hendelser
•Styrket beredskap
•Spesielle tiltak mot tunge kjøretøy

Gjennomføring
I enkelte tunneler legges det opp til å utbedre hele eller deler av forfallet samtidig med utbedring i henhold til tunnelsikkerhets- og elektroforskriftene.
Det samme vil bli gjort i mange tunneler med høy trafikk og i tunneler med dårlige omkjøringsmuligheter mens utbedringsarbeidene pågår.
I en stor andel av tunnelene vil imidlertid utbedring av tunnelene gjennomføres i to byggetrinn, der forfallet utbedres etter 2019.
Store utfordringer i gjennomføringsfasen når det gjelder:

- Trafikkavvikling
- Balanse mellom minimumstiltak og hva som kan gjennomføres etter 2019
- Kompetanse/kapasitet hos konsulenter og entreprenører

Organisering
Regionale prosjektledere med gjennomføringsansvaret er med i Nasjonalt forum bestående av de regionale prosjektlederne ledet av en nasjonal koordinator. Nasjonalt forum er opprettet for å sikre veiledning og føringer i forhold til omfang av tiltak, metoder, løsninger, samordning, etc. Målrettet informasjon for å sikre interesse og kapasitet hos konsulenter og entreprenører.

Økonomi – tiltakskostnad
Totale kostnader er om lag 10 milliarder kroner.
2014 – 2017: 5 500 mill.kr.
2018 2 250 mill. kr.
2019 2 250 mill. kr.
Summene omfatter også forfall.

Kontraktsstrategi
Alle kontrakter pr. dags dato knyttet til oppgradering har vært enhetspriskontrakter.
De kommende kontrakter i 2014 og 2015 vil også være enhetspriskontrakter.
De første kontraktene som lyses ut vil være oppdelt i sprengningsarbeid og betongarbeid/elektro/styring. Det vil fortløpende bli vurdert om vi skal bruke denne løsningen eller evt. kombinere arbeidene i samme kontrakt.
Det vurderes å bruke totalentreprise på oppgradering, men ønsker å høste erfaring via mindre kontrakter, evt. pakker av korte tunneler, sannsynligvis i løpet av 2016.

Rammeavtaler innen prosjektering av elektro/styring, TS-revisjoner og risikoanalyser, brukes aktivt.

Figur 8 Sikringsarbeid i en tunnel

Utfordringer **- ---**
Trafikkavvikling.
Omkjøringsveger og alternative ruter.
Flere oppgraderingsoppdrag samtidig på samme vegstrekning.
Samarbeid med driftskontraktører og VTS.
Generelt kvelds-/nattarbeid fra kl. 20.00 til kl. 06.00**.**
Kolonnekjøring**.**
Korte perioder med stengt tunnel.
Mulig bruk av ferjer ved undersjøisk tunnel.
HMS
Ytre Miljø.
Utenlandsk arbeidskraft (lønns- og arbeidsvilkår).
Informasjonsopplegg mot flere interessegrupper.

Organisering - Eksempel fra Region Vest
Prosjekt «Tunneloppgradering Region vest» vil ha kontorer i Haugesund og på Voss. Per juni består prosjektet av 9 personer: Prosjektleder, 2 byggeledere, 4 kontrollingeniører, Prosjekteringsansvarlig og Byggherrestøtte. Prosjektet vil bemannes opp ved behov.

Figur 9 Framtidens flytebrotunnel?

KONKLUSJON

Oppgraderingen vi nå er i gang med av norske vegtunneler er svært omfattende og krevende, både for byggherren, entreprenørene, og ikke minst publikum.
Selv om de strukturelle tiltak ikke er så omfattende som både behov og ønske tilsier, vil behovet for å stenge tunnelene under arbeidets gang være omfattendeFlere steder er det ikke, eller i alle fall svært lange omkjøringsveier. God organisering av arbeidet, og god og riktig informasjon til publikum er essensielt.
Alle tiltak i tunnelene er basert på en omfattende kartlegging og kostnadsvurdering.
Det har vært gjennomført en Risikoanalyse for å vurdere behov og foreslå tiltak.
I de tilfeller der kravene i Tunnelforskriften ikke kan bli fulgt opp helt, vil det iverksettes avbøtende tiltak med eksempelvis fartsnedsettelse og videoovervåking. Byggetiden vil på enkelte vegstrekninger gå over flere år. Det vil bli vanskelig å overholde fristen om ferdigstillelse innen utgangen av april 2019, men for de aller fleste tunneler på riksvegnettet vil arbeidet være ferdig da.
Når den enkelte tunnel er ferdig oppgradert vil vi ha fulgt opp kravene i Tunnelsikkerhets-forskriften slik at sikkerhetsnivået blitt hevet til det nivå som det er satt krav til og som vi ønsker.

REFERANSER

Samferdselsdepartementet – Stortingsmelding 1.
Statens vegvesen – Håndbok N500.
Statens vegvesen – Handlingsprogrammene 2010 – 2023.
Tunnelforskriften – Lovdata.
Statens vegvesen – Prosjektbeskrivelse for Oppgradering av tunneler.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2015

WIRESAGEDE LUKESJAKTER PÅ VANNKRAFTANLEGGET LYSEBOTN II

Wire-sawed hatch shafts at the hydro power plant Lysebotn II

Peder Ronny Sødal, prosjektleder, Implenia Norge AS
Terje Anti Nilsen, byggeleder, Lyse Produksjon AS
Tom Inge Lauvdal, daglig leder og Trond Brådland, plass-sjef, Lauvdal Anlegg AS

SAMMENDRAG

Nytt kraftverk i Lysebotn skal erstatte dagens eksisterende kraftverk og vil gi en økning i midlere årsproduksjon med ca. 180 GWh (millioner kWh), noe som tilsvarer en produksjonsøkning på ca. 14 % ny fornybar kraftproduksjon. Produksjonsøkningen skyldes bedre utnyttelse av tilgjengelig fallhøyde og bedre virkningsgrad på nye aggregater. Forventet midlere årsproduksjon er 1,5 TWh. Det nye kraftverket vil få en installert ytelse på 370 MW, noe som tilsvarer en økning på ca. 160 MW i forhold til dagens kraftverk.

Lysebotn II kraftverk planlegges satt i drift våren 2018.
Årsproduksjon vil ligge på rundt 1,5 TWh fornybar energi. Det er nok strøm til ca. 75 000 boliger hvert år. Det nye kraftverket bygges samtidig som det gamle kraftverket er i full drift. Det eksisterende kraftverket vil være i beredskap til det nye er i sikker drift.

Lysebotn II kraftverk vil nytte samme nedslagsfelt og magasiner som det eksisterende kraftverket, men som en del av dette prosjektet vil det bli bygd ny kraftstasjon i fjell, ny avløpstunnel og nye trykktunneler opp til kraftverkets to alternative inntaksmagasin, Strandvatn og Lyngsvatn. I prosjektet er det totalt ca. 11,4 km med nye tunneler.

Kraftstasjonen, som blir "dykket" med turbinsenter på kote -15,0, vil ha utløp direkte i Lysefjorden (saltvann).

Variasjoner i vannstand og kjøring mot to forskjellige inntaksmagasin medfører at kraftverkets brutto fallhøyde vil variere mellom 686,40 m og 618,60 m, det vil si et variasjonsområde på ca. 68 m, tilsvarende ca. 10 % av midlere brutto fallhøyde.

Den installerte ytelsen fordeles på to like Francisaggregater. Ytelsen på hver generator vil bli 215 MVA.

Prosjektet var opprinnelig prosjektert med fire lengre sjakter med høyder varierende mellom 36 og 58 m og et tverrsnitt varierende fra 11,8 til 24,2 m^2. Planene var å bore pilothull ovenfra, rømme opp med krone på diameter på ca. 1,5 m fra underliggende tunnel og strosse ut til prosjektert tverrsnitt og sikre sjaktene ovenfra. Lyse Produksjon hadde satt som krav at sjaktdrift med Alimak-utstyr ikke ville bli tillatt ut fra et HMS-ståsted.

SUMMARY

The new power plant in Lysebotn will replace the existing power plant and will provide an increase estimated to 180 GWh (million kWh), which corresponds to a production increase of approx. 14 % of renewable power production. The production increase is made possible by improved utilization of available height of fall and improved power efficiency of new generators.The new power plant will have an installed output of 370 MW which equals an increase of approx. 160 MW compared to the existing power plant.

Lysebotn II power plant in scheduled for commission in the spring of 2018.

Annual production will be around 1,500 GWh of renewable energy. There is enough power for approx. 75,000 homes each year. The new power plant is being built while the old power plant is fully operational. The existing power plant will be in preparedness until the new power plant is in safe operating mode.

Lysebotn II power plant will utilize the same water and magazines as the existing power plant, but as a part of this project there will be built a new power station in the mountain, new waste tunnel and new pressure tunnels up to the power plant's two alternative intake magazines, Strandvatn and Lyngsvatn. The project consists of approx. 11.4 km new tunnels.

The power station, which will be "dived" with a turbin center on contour line -15,0, will have outlet directly into Lysefjorden (salt water).

Variations in water level and driving towards two different intake magazines causes the power plant's gross height of fall to vary between 686,40 m and 618,60 m, which entails a variation of approx. 68 m, corresponding to around 10 % of average gross height of fall.

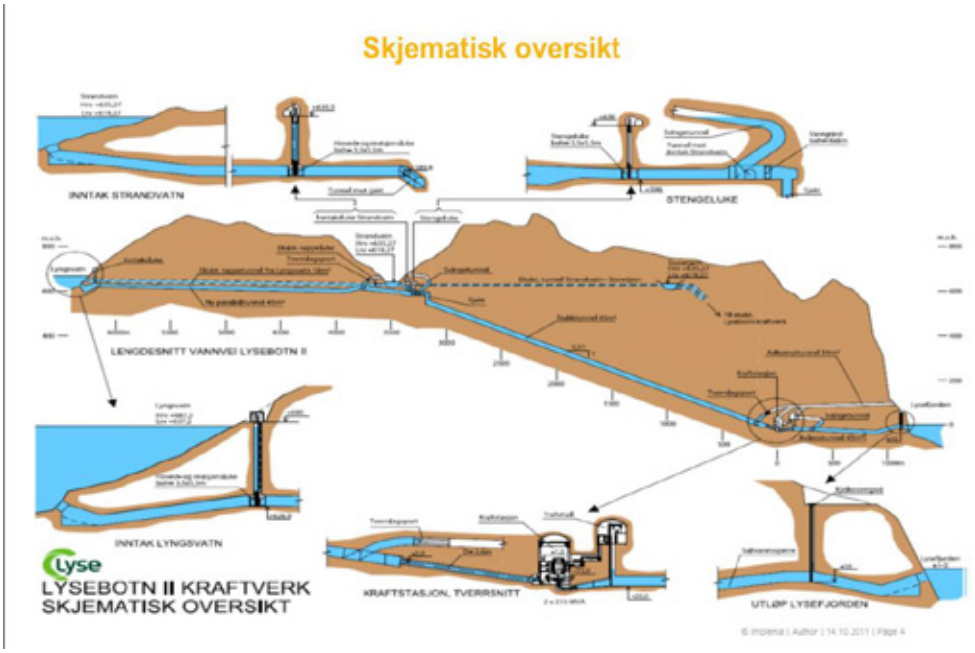
The installed output will be divided between to identical Francis turbins. The output of each turbin will be 215 MVA.

The project was originally designed with four longer shafts with heights varying between 36 and 58 m and a cross-section varying from 11.8 to 24.2 m^2. The plans was to drill pilot holes from above, broaching with a crown with a diameter of approx. 1.5 m from the underlying tunnel and back-rip out to designed cross-section and then secure the shafts from above. Lyse Produksjon had made as a requirement that shaft driving with Alimak equipment would not be allowed from a HSE point of view.

Figur 1: Lysefjorden – Sett ut Lysebotn. Lysebotn II er beliggende i fjellmassivet til høyre

Figur 2: Lysefjorden – Sett ut Lysebotn. Lysebotn II er beliggende i fjellmassivet til høyre, adkomsttunnel og riggområdet i høyre bildekant

Figur 3: Lysebotn II – Skjematisk oversikt, plan



Figur 4: Skjematisk oversikt, lengdesnitt

Oversikt over de fire lengste sjaktene

Sjakt	Inntaksluke Lyngsvatn	Stengeluke Strandvatn	Inntaksluke Strandvatn	Bjelkestengsel avløpstunnel
Tverrsnitt	24,2 m^2	11,8 – 18,8 m^2	21,6 m^2	24,2 m^2
Høyde	55 m	36 m	44 m	58 m

Figur 5: Oversikt sjakter med ulike tverrsnitt og høyder

Den lengste sjakten på avløpstunnelen nær Lysefjorden skulle opprinnelig etableres fra en åpen byggegrop som lå i mulig rasutsatt område. Etablering av byggegropa ville kreve omfattende sikringsarbeider i fjellsiden ovenfor og høsten 2014 ble det derfor av HMS-messige årsaker besluttet å erstatte den åpne byggegropa med tilhørende sjakt på 58 m med en ca. 340 m lang adkomsttunnel ned til et lukekammer og en sjakt som var redusert til 8 m høyde.

1. Tidlig dialog om uttak av sjakter

Opprinnelig var det lagt opp til tunneldriving fra stuffene på Strandvatn gjennom hele vinteren 2014/2015. Adkomsten var på en ca. 15 km lang anleggsvei bygd på 50-tallet. Vegen går gjennom dels rasutsatt terreng og det ble derfor bestemt å gjøre en pause i tunneldriften fra Strandvatn vinteren 2015. Dette førte til mindre tilgjengelig tid for å utføre tunnelproduksjon i 2015-sesongen. Implenia vurderte derfor tidlig om det kunne være alternative drivemtoder på sjaktene som gjorde at fremdriften i prosjektet totalt sett ikke ble særlig påvirket av den aktuelle driftspausen.

Implenia og Lauvdal Anlegg var høsten 2014/vinteren 2015 i dialog om å se på alternative måter å drive de tre øvrige sjaktene på prosjektet. Lauvdal Anlegg presenterte et forslag med wiresagede sjaktvegger istedenfor driving av sjaktene med pilothull med opprømming og etterfølgende utstrossing.

Dette ville gi flere fordeler som glattskjærte vegger med mindre knusing og oppriving av fjell i forhold til tradisjonell metode, mindre sikringsarbeid, og at det blir lettere å montere utstyr som lukeføringer. Alt arbeid med boring og saging kunne gjøres fra toppen av sjaktene. Lauvdal Anlegg fikk i oppgave å sjekke opp og se nærmere på fremgangsmåte for wiresagingen.

Implenia presenterte ønsket om endret gjennomføringsmetode for Lyse Produksjon for sjaktene på inntaksluke Lyngsvatn, stengeluke Strandvatn og inntaksluke Strandvatn. Sjaktene skulle tas ut med hjelp av kjerneboring av hjørnehull og wiresaging samt seksjonsvis nedsprengning av fjellstabben i sjakta.

Den endrede løsningen ville ikke gi noen merkostnader for byggherren. Ønsket om å foreta bytte av metode var motivert av de sikkerhetshensyn som denne metoden ga. I tillegg ga

wiresaging en stor gevinst for prosjektets helhet i forbindelse med ivaretakelse av fremdrift og derav større robusthet i fremdriftsplanen.

Gjennomføringsmetoden ga også Implenia muligheten til å fullføre lukehuset av betong ved Lyngsvatn allerede inneværende sommer/høst. I opprinnelig fremdriftsplan var planen å fullføre lukehuset senhøsten 2016.

Kjerneboring kunne foretas før tunnelen var drevet forbi og var ikke avhengig av fremdriften på de ulike tunnelstuffene. Dette ga en langt større fleksibilitet i fremdriftsplanen. Kjerneboringen vil også gi kjerneprøver som gir gode indikasjoner på fjellkvalitet i forkant av wiresagingen.

Sikkerhetsmessige hensyn ved wiresaging

Metoden gjennomføres ved å bore ut et antall vertikalt styrte hull i hele sjaktens lengde. Hullene benyttes til å føre sagewire gjennom, der wire dras opp mot sjakttopp, side for side. Etter at saging er utført, sprenges sjakt ved å fire sprengstoff ned i et antall hull i den utskjærte stabben. Sjaktene sprenges seksjonsvis nedenfra.

Wiresag monteres på skinnegang over sjaktetopp og drar wire oppover. Fjellet skytes ut etter hvert i en på forhånd bestemt sekvens, det vil si at sagewiren dras et antall meter og deretter skytes frisaget fjell ned i tunnel. Eksempel på slik sekvens kan være 5-6 m sjakt per salve. Endelig inndeling må vurderes etter at kjerneboring er utført, der fjellets kvalitet vil være med på å bestemme inndelingen.

Et minimum av personell er involvert i arbeidet

Utlasting av røys i underkant representerer fare for maskiner som arbeider ved sjakt. Det skal aldri personell under sjaktene mens disse drives og tunnelen ved området til sjakt vil bli fysisk avsperret. Utlasting skjer i røysa ved siden av sjakt. Maskinelt utstyr som kan utsettes for skade vil være skuff på hjullaster.

Eventuell omtreing av wire skal bare skje dersom all stein som er saget i sjakt er skutt ut.

Sikring av sjakt etter at uttaket er ferdig, skjer ved bruk av heis-arrangement fra topp sjakt.

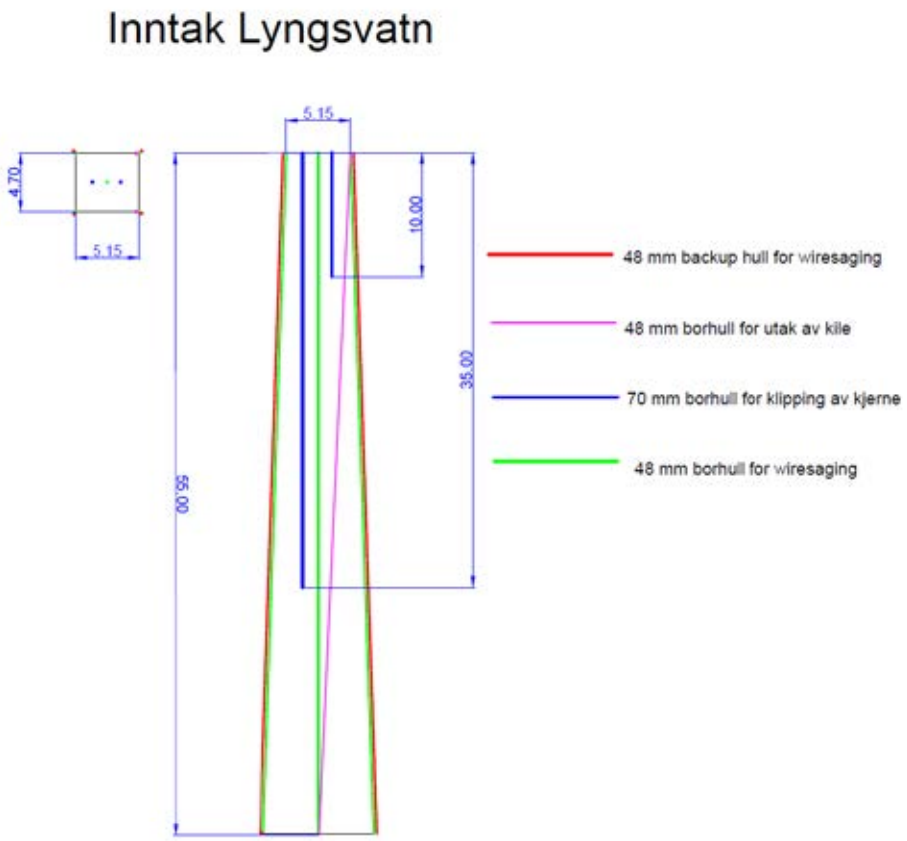
Tradisjonell raise-boring fordrer plassering av personell og maskiner nede i sjakt og arbeidet vil kreve sikringstiltak for personell, både ved boring for stross og ved salveskyting, samt nødvendig arbeidssikring av fjell.

Arbeidsutførelse

Det kjerne-bores et antall hull i sjakten. I tillegg til doble hjørnehull tas det ut hull i senter av sjakt til bruk for senere sprengning. Antall sprengningshull og reservehull må vurderes for å sikre uttaket av sjakten. Skyting skjer med ladninger som senkes i skytehull. Sprengningen gir utfall ned i tunnel og lufttrykket går også i den retningen. Ved avsluttende salver i topp sjakt må det nyttes skytematter for dekking av bergmassen for å motvirke farlige situasjoner.

Den frigjorte steinen etter saging kan kiles i sjakten. Dette motvirkes ved å bore ut hjørner med en gitt helningsvinkel. Wire kan også kiles. Da skal reservehull kunne nyttes for nytt

ansett av wire. Det skal som alternativ vurderes oppsett av understøttelse av kjerne der det er fare for at kjernen blir kilt i fjellet.



Figur 6: Skisse som viser boreplan for sjakt Lyngsvatn

2. Prosjekteringsfasen for wiresaging av sjakter:

I prosjekteringsfasen til Lauvdal Anlegg ble det foretatt vurderinger av flere ting, som hva slags boreutstyr skulle brukes på lange presise hull, type og størrelse på wiresag, fremdriftsplan, bemanningsplan, samt at det ble laget en prosedyre for utførelsen av jobben.

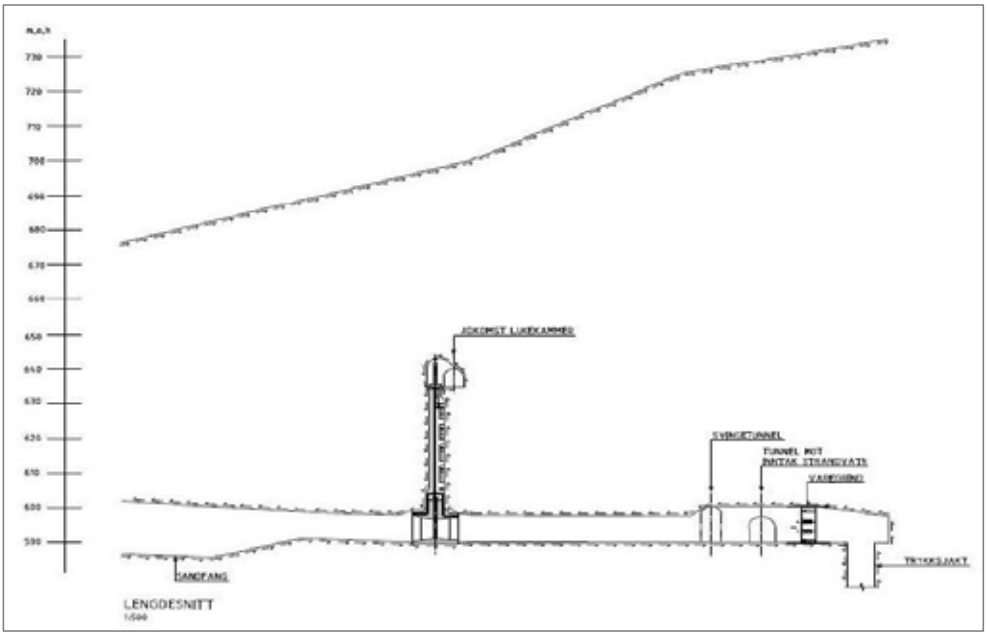
Vi vurderte kjerneboring og senkboringhammer siden pallriggen med topphammer hadde for stort avvik. Valget falt på kjerneboring som har en mindre borerate, men mye bedre presisjon på de lange hullene. Etter valget på kjerneboring startet jakten på type og produsent av kjerneboringsmaskin som skulle være så liten som mulig, men ha en minimum borekapasitet på 100 m.

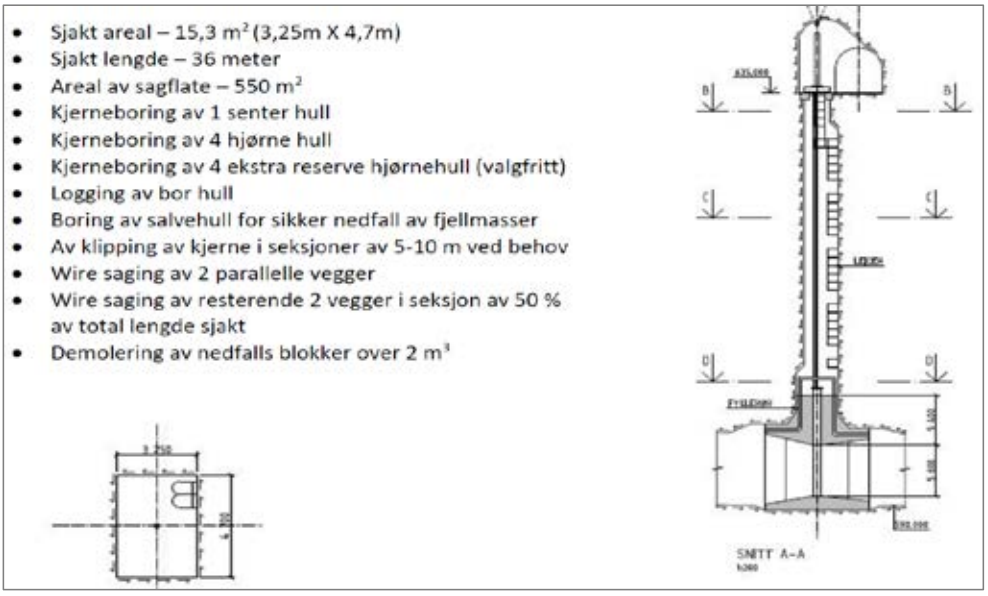
Det viste seg at både Atlas Copco (Diamec 232) og Sandvik (DE 110) hadde slike maskiner, men siden verken Atlas Copco eller Sandvik hadde utviklet nytt sikkerhetsbur til slike små maskiner, møter de ikke CE-kravet og var dermed ikke i salgs i Norge eller Sverige. Siden vi

ikke fikk kjøpt en kjerneboremaskin måtte vi finne en erfaren aktør, valget falt da på Frensborg Drilling som har lang erfaring og har boret for sjakter tidligere.

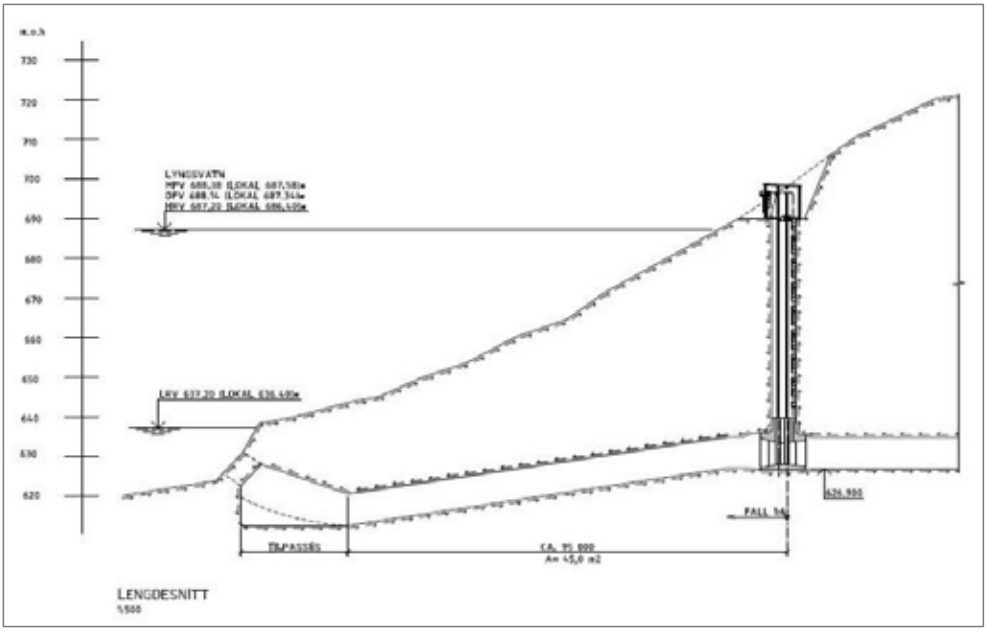
Etter nøye vurderinger av Atlas Copco sin Speedcut og Benetti VIP 910 falt valget på Benetti VIP 910 ettersom dette er en velutprøvd og pålitelig wiresag. Av denne typen får man både 55 kW og 75 kW, siden vi skulle skjære en sjakt på 55 m x 4,7 m x 5,15 m falt valget på to stykker av den kraftigste sagen på 75 kW, slik at vi kunne skjære to sider parallelt der tilgangen tillot det.

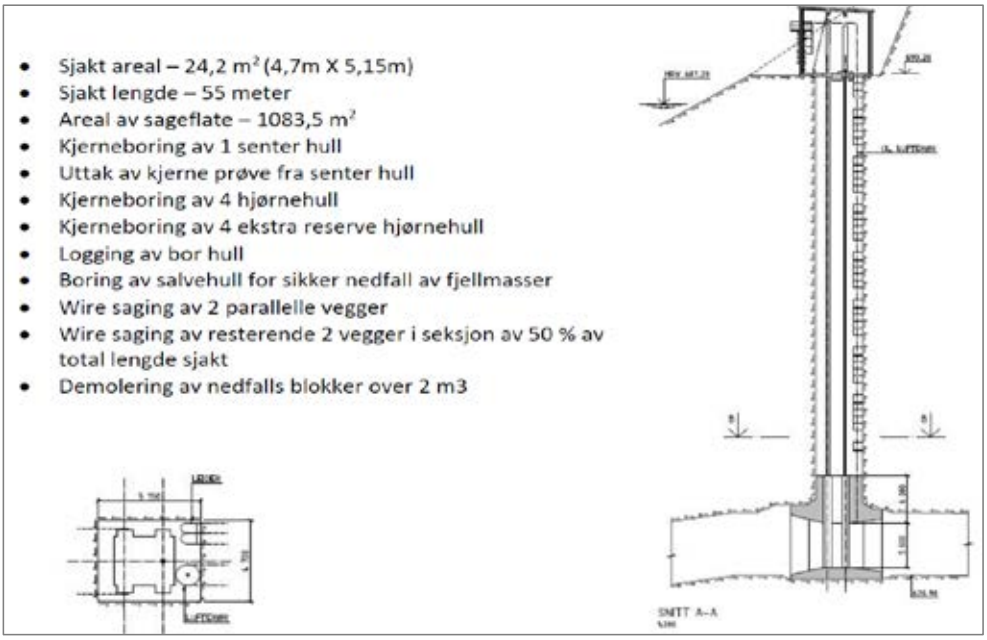
3. Sjaktene:



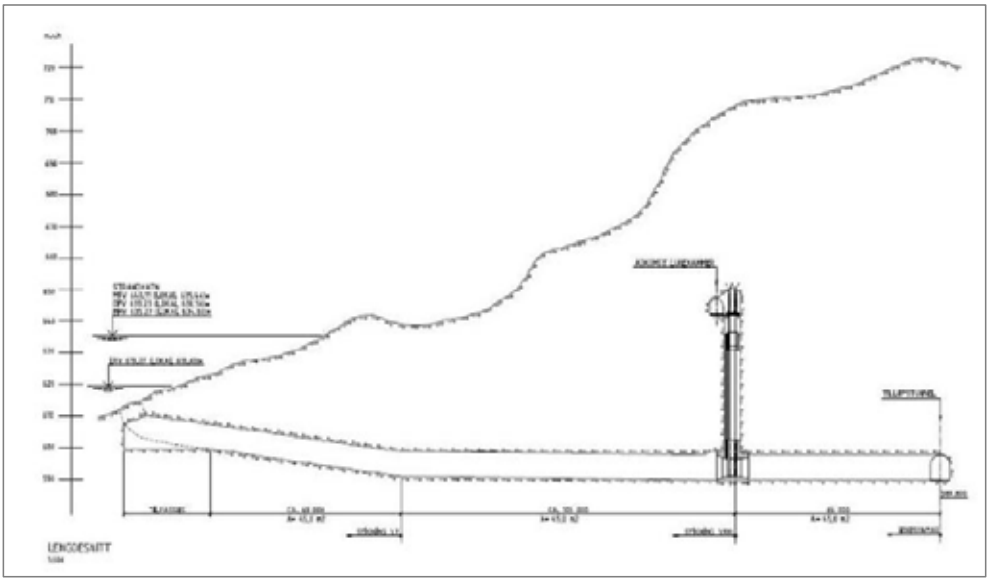


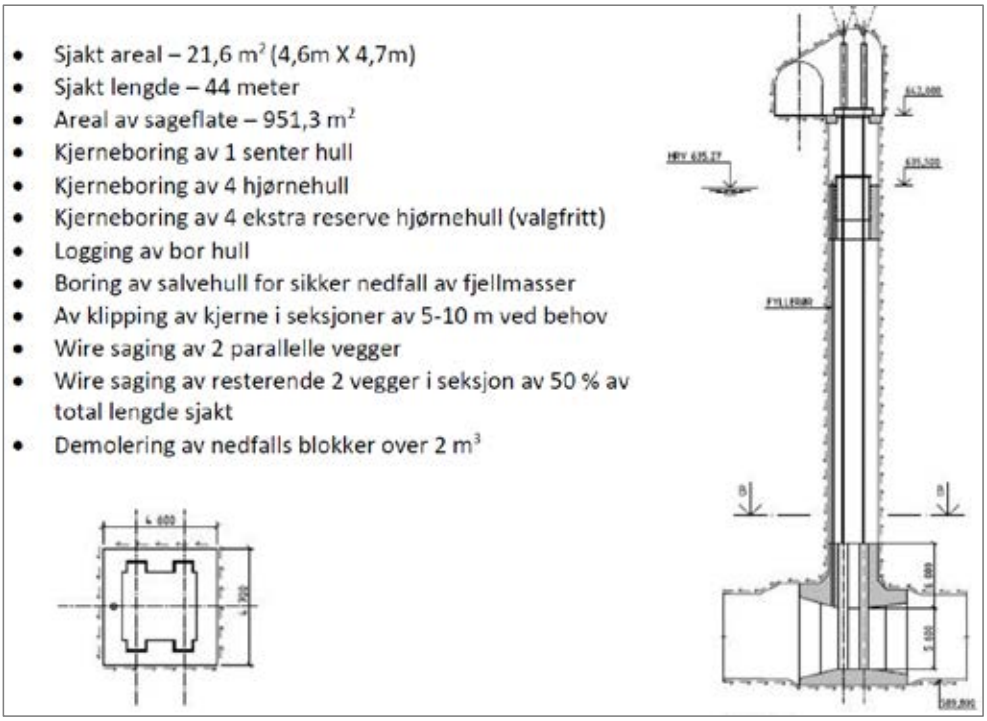
Figur 7 og 8: Sjakt 1: Strandvatn stengeluke har en lengde på 36 m og har et toppareal på 15,3 m² (3,25 m x 4,7 m).





Figur 9 og 10: Sjakt 2: Lyngsvatn har en lengde på 55 m og har ett toppareal på 24,2 m² (4,7 m x 5,15 m) og er den lengste og største sjakten av alle tre.





Figur 11 og 12: Strandevatn inntaksluke har en lengde på 44 m og ett toppareal på 21,6 m² (4,6 m x 4,7 m).

4. Utførelse av kjerne boring

Alle hull som ble kjerneboret ble boret før tunnelen under var ferdig drevet under sjakten. Det ble logget for å sjekke at hullene treffer innenfor avvikskrav som er blitt satt mellom Lauvdal Anlegg og Frensborg Drilling. Alle senterhull ble boret først og for disse hullene ble kjerneprøver lagret for videre vurderinger.

Figur 13: Uttak av kjerne ifm. boring av hjørnehull på sjakt Lyngsvatn

Figur 14: Uttak av kjerne ifm. boring av hjørnehull for wiresagingen

5. Utførelsen av første sjakt, stengeluke Strandvatn:

Kjerne boring

I denne sjakten ble det boret fire hjørnehull med en vertikal vinkel på 87.76° og ett senterhull i lodd med en diameter på 46 mm. Etter tunnelen hva drevet forbi bunn av sjakten, ble hullene sjekket på plassering og at de var åpne. Boringen av kjernehullene avdekket at fjellet hadde varierende kvalitet og Lauvdal Anlegg bestemte seg derfor for å gyse alle hull og bore dem opp igjen før oppstart med wiresagingen.

Wiresaging

Etter SJA-møte (Sikker Jobb Analyse) før oppstart av wiresagingen ble det fastsatt hvilken rekkefølge som veggene skulle kuttes i:

- Kutt nr. 1 var på venstre side langs tunnelen under.
- Kutt nr. 2 var på høyre side langs tunnelen under.
- Kutt nr. 3 var innerste kutt på tvers av tunnelen under.
- Kutt nr. 4 var ytterst på tvers av tunnelen.

Denne rekkefølgen ble i hovedsak satt på grunn av sikkerhetsmessige årsaker, slik at all skjøting av wire kunne utføres i sikker sone. I denne sjakten ble alle kutt saget fra toppsjakt, på grunn av trang tilkomst ble det bare brukt en enkel sag. Kutt nr. 1 og 2 ble kuttet på tvers av skinnegangen og av den grunn ble det brukt en søyle med to doble ledehjul.

Kutt nr. 1 gikk meget bra mens på kutt nr. 2 fikk vi en kiling av sagewiren når det var ca. 7-8 m igjen. Etter å ha jobbet en god stund med å få løs wiren, ble det tatt en avgjørelse av ledelsen av Lauvdal Anlegg om å starte opp kutt nr. 3. Dette kuttet gikk også meget bra. På kutt nr. 4 fikk vi stopp på wire etter ca. 15 m etter å ha stoppet sagingen for å skjøte inn en seksjon av wiren. Vi startet å sprenge i senterhullet helt nede i bunnen av klossen for å klippe ned det fjellet som hadde løsnet og kilet wiren.

Etter flere små salver ble det besluttet å ringe Frensborg drilling som avtalt skulle komme på kort varsel for å bore to nye hjørnehull til å føre ny wire i. Før oppstart av det nye kutt nr. 4 ble senterhullet rømmet opp til 127 mm og i tillegg ble det boret opp fire 76 mm salvehull i reserve med pallerigg fra Lauvdal Anlegg. Det nye kutt nr. 4 gikk meget bra helt opp.

Figur 16: Sag klar for saging av første sjakt

Sprengning av kjernen

På grunn av at slepperetningen lå mer eller mindre vertikalt langs to av veggene i sjakten og at sleppene dels innholdt svelleleire uteble mye av det naturlige nedfallet. Sprengning av seksjoner i senter av klossen ble nødvendig for å få klossen ned. All sprengning og ladning av klossen ble utført fra toppsjakten.

Figur 17: Bilde av sjakt for Stengeluke Lyngsvatn

Figur 18: Bilde av sjakt for Stengeluke Lyngsvatn

6. Evaluering av utførelsen av første sjakt

Etter utførelsen av første sjakt satt Lyse, Implenia og Lauvdal Anlegg seg ned i et evalueringsmøte for å se på hva som ble utført og hva som kunne gjøres av tiltak for at neste sjakt skulle få større suksess. I dette møtet ble det foreslått å sage to av kuttene ned i tunnelen, med to parallelle sager som skulle gå samtidig. De to siste kuttene skulle også kuttes samtidig med to parallelle sager med sagene plassert på toppen av sjakta. Ved kutting av klossen skulle dette utføres hyppigere og med begge wirer i gang, men i sikker sone fra sprengladning.

7. Utførelsen av andre sjakt

Kjerneboring

I denne sjakten ble det boret åtte hjørnehull med en vertikal vinkel på 87.76° der fire er reservehull om hullene blir tette og ett senterhull i lodd med en diameter på 46 mm. Det ble også boret fire ekstra salvehull i klossen. Etter tunnelen var drevet forbi bunnsjakten ble hullene sjekket på plassering og at de var åpne.

I denne sjakten manglet det to av reservehullene. Etter informasjon fra Frensborg Drilling og undersøkelse av kjerneprøven ble det fastslått at fjellet her var veldig mye bedre siden det er mer homogent, det var også to litt større slepper som lå mer eller mindre horisontalt der den ene var på ca. 25 m fra toppsjakt og den neste på ca. 40 m fra toppsjakt.

Wiresaging

I skrivende stund er de to veggene som er langsgående med tunnelen under ferdige, de ble kuttet samtidig med to sager fra tunnelen under. Dette fungerte utmerket og er en metode å anbefale for neste sjakt. Sagene er nå montert inne på Lyngsvatn som er der toppsjakten ligger, dette er en veiløs tomt og alt utstyret måtte demonteres og flys inn med helikopter, for deretter å bli montert direkte på skinnegangen. Demontering og montering ble utført av Larvik Trykkluft som er leverandør av wiresagene som benyttes. Her har vi nå startet å kutte de to siste veggene parallelt og om ikke naturlig nedfall kommer blir klossen klippet på faste intervaller på 7-9 m i sikker sone for kuttewiren. Vi har nå tatt ut ca 20 meter av denne sjakten og så langt ser det ut til å gi gode resultater å utføre dette med to sager og la disse gå på sakte fart under kutting av klossen.

Figur 19: Wiresagene plassert nede ved sjakt Lyngsvatn

Konklusjon.

I skrivende stund er sjakt nummer to ferdig saget. Ut fra erfaringene så langt i prosjektet, både fremdriftsmessig og HMS-messig, samt de justeringene i utførelsesmetoden som ble implementert fra sjakt nr. en til sjakt nr. to, må metoden med wiresaging anses å være vellykket. Vi ser fremdeles enkelte forbedringsmuligheter med den tredje sjakta. Dette går blant annet på hvordan arbeidssikringen med bolter gjøres i tunnelpartiet rett under sjakta. For å gjøre ytterligere forbedringer så ser vi at vi med fordel kan ha enda flere hull i selve klossen, slik at det blir lettere å utføre kuttingen av denne.

E18 SKJEGGESTAD BRUER – RIVING AV 230M BETONGKASSEBRU MED SPRENGNING

E18 Skjeggestad bridge – Demolition of 230 m concrete bridge by blasting.

Prosjektleder Arvid Veseth, Statens vegvesen Region Sør
Prosjektleder Jarle Bøckmann, AF Decom AS

SAMMENDRAG

Mandag 2. februar 2015 ble det utløst et kvikkleireskred på Skjeggestad i Holmestrand kommune i Vestfold. Skredmassene dro med seg fundamentet og søyla i akse 5 på motorvegbrua Mofjellbekken bru vest, som er brua i det sydgående løpet på en firefelts motorveg. Brukassen sank ned ca. 2,5 m og knakk ved denne aksen. Statens vegvesens ekspertgruppe anså at det var høy og økende risiko for kollaps av bru vest. Ved ukontrollert kollaps kunne bru vest skade nabobrua i det nordgående løpet. Ekspertgruppa anbefalte at Mofjellbekken bru vest så raskt som mulig ble revet ved sprengning. AF Decom AS ble engasjert av Statens vegvesen for å planlegge og gjennomføre rivearbeidene. Nedsprengning av brukassen ble gjennomført i to omganger. Brukassen mellom pilar i akse 4 og landkaret i sydenden ble felt den 21.februar 2015, ved å sprenge snitt ved akse 4, samt sprenge pilarene i aksene 5 og 6. For neste riveetappe ble det saget snitt på tvers av brukassen 16,5 m syd for akse 2, og brukassen mellom aksene 2 og 4 ble felt ved å sprenge pilarene 3 og 4. Resten ble revet maskinelt. Rivearbeidene ble gjennomført fra 9. februar til ferdigstillelse i siste del av mai 2015. Begge nedsprengningene ble gjennomført med vellykket resultat, og uten at den gjenstående brua ble påført ytterligere skade.

SUMMARY

Monday the 2nd of February 2015 a quick clay landslide took place at Skjeggestad in Holmestrand municipality, Vestfold county of Norway. Landslide masses pulled sideways the foundation and pillar of the axis no. 5 on the highway bridge Mofjellbekken bridge west. The bridge carries the two southbound lanes of a four-lane road. The bridge deck sank about 2.5 m and broke by this axis. NPRA experts considered that it was high and increasing risk of collapse of the bridge west. By uncontrolled collapse bridge west could harm the parallel northbound bridge. Expert group recommended that Mofjellbekken bridge west, as quickly as possible was demolished by blasting. NPRA engaged contractor AF Decom AS to plan and carry out demolition works. Demolition by blasting was performed in two operations. By blasting a cut through the bridge deck at axis no. 4, and blasting the pillars of axes 5 and 6, the bridge deck between pillar no. 4 and end pier south, were demolished. For the next demolition step, the bridge deck was cut off in a section 16,5m south of the pillar no. 2. The bridge deck between axes 2 and 4 was demolished by blasting pillars 3 and 4. The remaining parts of the bridge deck were crushed up by use of demolition machinery. The demolition work was carried out from 9th of February and completed in the latter part of May 2015. The demolition by blasting came out successfully, without any further damage caused on the remaining northbound bridge.

INNLEDNING – SKJEGGESTADSKREDET 2. FEBRUAR 2015

Mandag 2.2.2015, ca. kl. 14:40, ble det utløst et kvikkleireskred på Skjeggestad i Holmestrand kommune i Vestfold (Skjeggestadskredet). Langs skredflanken mot nord førte skredet til at Mofjellbekken bru vest fikk en sideveis forskyving av fundament/brupilar i akse 5, på opptil 6 m ved fundamentet, og en vertikal setning på om lag 2,5 m. Brukassen knakk ned ved denne aksen, men brua ble stående med skaden, uten at brukassen falt ned. Ingen personer ble skadd i hendelsen.

Firefelts motorvegen E18 ble stengt mellom kryssene nr. 30 Islandkrysset, og 31 Bentsrudkrysset, og omkjøringsveger etablert. Trafikkbelastningen på E18 forbi Skjeggestad er litt under 20.000 kjøretøy/døgn i vintermånedene, økende til 27.000 kjøretøy/døgn midt på sommeren. Stengningen har medført store utfordringer på omkjøringsvegene i Holmestrand og Re kommuner, i perioden E18 har vært stengt ved Skjeggestad.

NVE har i sin rapport av 1.6.2015 konkludert med at skredet ble utløst av utfyllingsarbeider på området til Solum golfklubb, på syd-vestsida av E18, ref. /2/. NVE har beregnet et omtrentlig totalt volum på utfyllingen til ca. 3.500 m3, og at skredet hadde en lengde på ca. 80 m og en bredde på ca. 100 m, samlet ca. 10.000 m2. Til sammen har ca. 100.000 m3 masse vært i bevegelse under skredhendelsen.

Under utbyggingen av E18 Gutu-Helland, og i Vegvesenets bruregister, har denne brua konstruksjonsnavn Mofjellbekken bru øst og vest, men skiltet navn har vært Skjeggestadbrua. Mofjellbekken bru vest er bygget i 1998/1999, og er ei plasstøpt, kontinuerlig betongkassebru, spennarmert betong, og med 6 bruspenn. Landkar i akse 1 (mot Oslo) og søyle i akse 2 var fundamentert direkte på fjell. Søylene i aksene 3-6 var fundamentert på Ø150 mm spissbærende stålkjernepeler til fjell, med 12 peler i hvert fundament og der pelene var boret 4 m ned i fjell. Landkar i akse 7 (mot Kristiansand) var tilsvarende fundamentert på 10 stk. Ø150 mm stålkjernepeler til fjell.

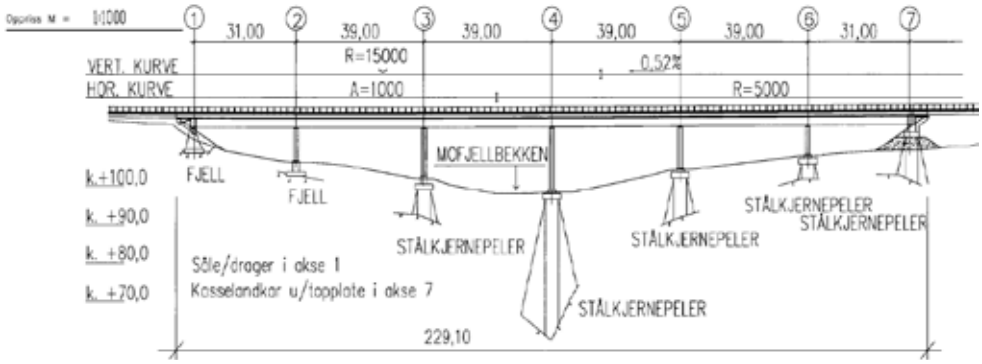


Fig.1: Mofjellbekken bru vest, oppriss. Akse 1 ligger mot nord, akse 7 mot syd.

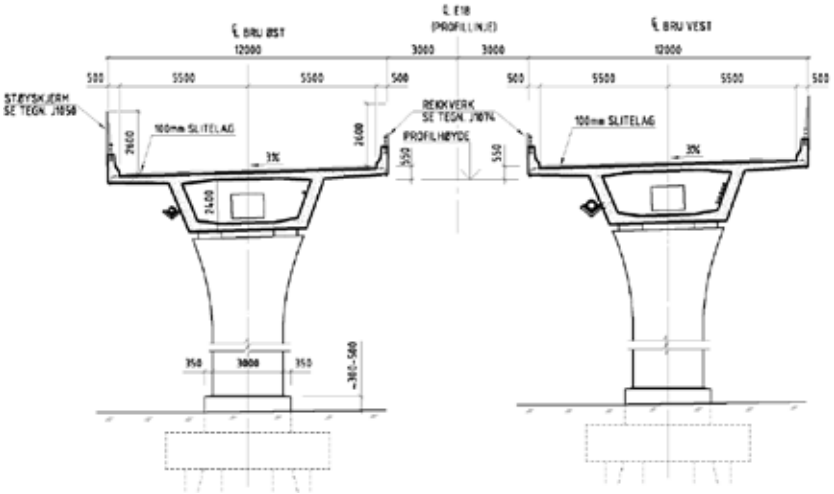


Fig. 2: Mofjellbekken bru vest, snitt sett mot syd (mot Kristiansand).

Foto: Mofjellbekken bru vest etter raset, sett mot nord (mot Oslo).

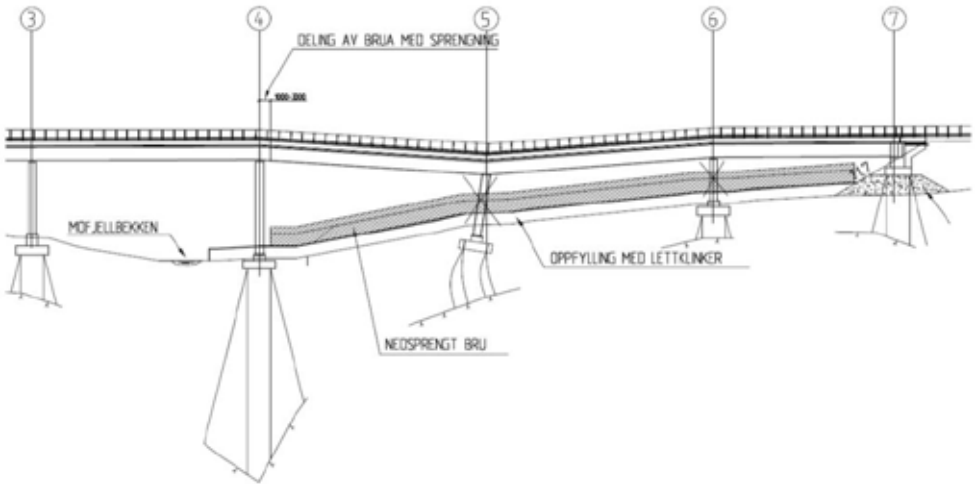
Foto: Dronebilde av skredområdet, foto 3.2.2015.

Statens vegvesen Region sør startet påfølgende tirsdag morgen omfattende undersøkelser for å kartlegge situasjonen man sto overfor: Grunnundersøkelser med flere grunnboringsrigger, inspeksjon og videoopptak med drone av rasområdet og brukonstruksjonene, samt deformasjonsmålinger med landmålingsutstyr.

I løpet av uka ble det også etablert en ekspertgruppe ledet av Vegvesenets brudirektør i Vegdirektoratet: Ekspertgruppe bru/geoteknikk E18 Skjeggestadbruene, med funksjon rådgivende ingeniør overfor Region sør som hadde det operative ansvaret. Ekspertgruppa leverte mandag 9.2.2015 sin rapport med anbefaling av tiltak, ref. /1/. Noen sentrale konklusjoner og anbefalinger gjengis:

Søyla i akse 5 på bru vest har sunket ca. 2,5 m og forskjøvet seg horisontalt 2,5 m i toppen og 3-5m i bunnen (anmerkning: senere kontrollmålt til 6m sideveis forskyving i bunnen). Pelene har derfor ingen bæreevne og fundamentet står kun på skredmasser. ***Det er høy og økende risiko for kollaps av bru vest*** *(vår utheving).*

- *Opprettholde sikkerhetssone rundt begge bruene. 50 m i første omgang, senere redusert til 20 m. Ingen ferdsel med mannskaper på bakken innenfor sikkerhetssonen.*
- *Rive søndre halvdel av Mofjellbekken bru vest med sprengning, med målsetting om å redusere risiko for skader på bru øst. Etter dette vurdere hvor mye av brua som må rives før gjenoppbygging.*
- *Forsterke fundamenteringen i akse 5, og vurdere om det er nødvendig å refundamentere aksene 4 og 6 på Mofjellbekken bru øst, før E18-trafikken kan legges tilbake på denne brua.*
- *Stabilisere massene i skredgropa med metoder som KC-peler og vertikaldren.*
- *Bygge opp igjen Mofjellbekken bru vest, fra akse 1.*



Figur 3: Prinsippskisse for riving fra akse 4 til 7, med utlagt pute av lettklinker. Anbefaling fra Ekspertgruppe bru/geoteknikk, ref. /2/.

KONTRAHERING AV ENTREPRENØRER

Internt i Vegvesenet ble arbeidet første uka etter 2. februar styrt av Vestfold Vegavdeling, som har ansvar for drift og vedlikehold av E18 og fylkesvegene i Vestfold. I løpet av uka etablerte Region sør en egen prosjektorganisasjon som fra mandag 9. februar skulle overta prosjektledelsen for å utbedre og reetablere bruene.

Ekspertgruppas konklusjoner og anbefalinger forelå om formiddagen søndag 8. februar. Samme dag ble avklart i Region sør at det ikke var tid til noen ordinær tilbudsinnhenting på entreprenørarbeider. Arbeidene som måtte startes umiddelbart kunne kontraheres som direkte anskaffelser etter unntaksbestemmelsene for statlige anskaffelser. Søndag ettermiddag inngikk Statens vegvesen avtale med to entreprenørfirmaer som ble vurdert til å ha kompetanse og kapasitet som var nødvendig:

- Skanska Norge AS: Stabilitetssikring i skredområdet, og refundamentering av Mofjellbekken bru øst
- AF Decom AS: Riving av Mofjellbekken bru vest med sprengning/riving

Mofjellbekken bru vest ble vurdert som ustabil. Sprengning av søndre del måtte baseres på at ingen mannskaper skulle arbeide innenfor 20 m sikkerhetsavstand horisontalt ut fra bruene. Arbeid kunne gjøres fra overhengende mannskapskorg over brua. Samtidig var det viktig at brukassen mellom akse 4 og 7 ble sprengt ned så fort som mulig. Man fryktet at ved en ukontrollert kollaps kunne den gjenstående bru øst også få omfattende skader. Begge entreprenørene startet mobilisering og planlegging fra mandag morgen den 9. februar.

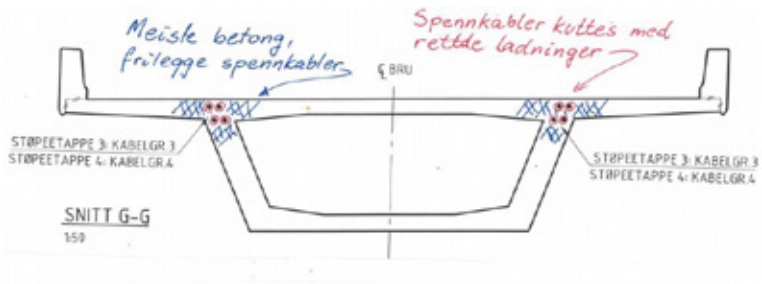
SPRENGNING DEL 1 AKSE 4-7

Felling av spennarmerte konstruksjoner utføres tradisjonelt ved å fjerne understøttelsen. Det er arbeidskrevende og ofte forbundet med risiko å rive en stående brukasse. Spennene i denne brutypen er store, og riving i brukassen kan provosere fram uventet kollaps. For å kunne dele en spennarmert bru, må spennkablene kuttes. Spennkablene måtte derfor frilegges, slik at disse kunne kuttes med rettede ladninger. Ladningene som bores inn i betong, vil ikke kutte grovere ståltau eller armering. Det ble planlagt og forberedt tre angrepspunkter, ref. /3/:

1) Sprenge snitt gjennom brukasse ved akse 4: Det ble planlagt å kutte brukassen en til to m fra akse 4 mot akse 5. Målet var å dele brukassen fullstendig, slik at brua kunne falle rett ned når søylene ble sprengt. I dette snittet ligger spennkablene i kassesteget, helt oppe i brudekket. De 8 spennkablene beregnes å ha en samlet kapasitet på 3000 tonn. I tillegg har slakkarmeringen i dekket en samlet kapasitet i langsgående armering på om lag 2500 tonn. Dekket måtte derfor kuttes i dette snittet.

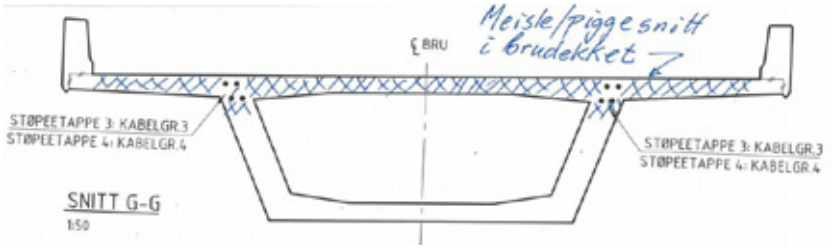
Rekkefølge for arbeidene med snittet i akse 4:

- Pigge hull i dekket på innside og utside av steget i brukassen på begge sider. Dette ble gjort med piggemaskin som sto på brudekket, men fjernstyrt av operatør som hang i mannskapskorg i kran over brua. Kranen måtte stå på sikkert sted, som var på vegbanen på E18 syd for landkar i sydenden. Bomutlegget ble på 104 m, og fra Kranringen AS, avd. Skien, leide AF Decom inn en 500 tonns kran med full jibb, for å løfte ut mannskapskorga.



Figur 4: Snitt brukasse ca 1 m syd for akse 4.

- Pigge snitt i dekket fra kantdrager til kantdrager. Gjort på samme måte med fjernstyrt piggemaskin på brudekket.



Figur 5: Snitt brukasse ca 1 m syd for akse 4.

- Rense snittet og plassere ut rettede ladninger på spennkablene og langsgående armering. Manuelt arbeid med dette ble også gjort fra overhengende mannskapskorg i kran.

Under arbeidet med å komme inn til spennkablene, inntraff det full oppknusing av betongen i snittet, slik at brukassen syd for snittet falt ned en snau halvmeter. Brukassen løftet seg tilsvarende i sydenden. I og med at alle mannskaper var sikret i korg, oppsto ingen personskader.

Foto: Brudekket sett ovenfra ved akse 4, etter oppknusing.

Foto: Spennarmering godt synlig etter oppknusing ved akse 4.

2) Sprenge søyle i akse 5: Fundamentet under denne søyla var forskjøvet i raset og søyla sto med helning inn mot Mofjellbekken bru øst. Søyla sprenges fullstendig i nedre del, for å hindre at den kollapsede delen av brua skal falle inn mot bru øst ved ytterliggere kollaps.

Søyla ble boret fra bakken og så høyt det var mulig å rekke med fjernstyrt utstyr, ca. 4,5 m. I alt 23 hull boret ut, for å sprenge ut ca. 20 m3 betong.

3) Sprenge søyle i akse 6: Sprengningen var planlagt utført ved at søyla i aksen sprenges fullstendig. Søyla sprenges samtidig med søyle i akse 5. Søyla ble boret opp til en høyde ca. 4 m over bakken. I alt 20 hull ble boret ut, for å sprenge ca. 16 m3 betong.

Sprengstoffmengde var på 103 kg total ladningsvekt, fordelt på 14 kg frittliggende rettede ladninger (Comp C4) og 89 kg innesluttede ladninger i betong (Eurodyn rørladninger). De innesluttede ladningene i aksene 4 og 5 fikk dermed en spesifikk ladningsvekt på 2,6 kg/m3 og 2,3 kg/m3. Til tenning ble brukt elektronisk tennsystem UniTroc 600 fra Orica. Alle hull ble initiert med doble tennere der dette var mulig. Detonasjonen ble startet med momentan tenning av alle rettede ladninger på spennkabler/armering i snittet ved akse 4. Sprengning av søylene i akse 5 og 6 ble startet fra toppen, og med økende forsinkelse nedover i hver søyle, med 2 til 7 hull pr intervall. Første tenner på toppen av ladet del i akse 5 ble initiert samtidig med de rettede ladningene i akse 4, og første initiering på toppen av ladet del i akse 6 hadde forsinkelse 90 ms. Største forsinkelse for hele salven var 165 ms.

Under brua ble det blåst inn i alt 2000 m3 løs leca, som skulle dempe støtet mot bakken når brukassen ble felt. Utenfor søylene ble det også hengt opp fiberduk, for å ta imot sprut fra sprengningen. Forsvarets forskningsinstitutt FFI hadde beregnet sikkerhetsavstand med hensyn på sjokktrykk og utkast av fragmenter til minimum 415 m, ref. /6/. Ved utplassering av vaktposter ble sikkerhetssonen tilpasset topografien rundt bruene.

Etter anmodning til Vestfold politidistrikt, ble det også etablert flyforbudssone over Skjeggestad i en radius på ½ nautisk mil (926 m) og i en høyde på 1500 fot (457 m). Statens vegvesen hadde gjennom firma Orbiton leid inn en drone med kamera som kunne operere innenfor flyforbudssonen. Dronen ble brukt av AF Decom til utsjekk av sikringsområdet, og til overvåking av arbeidsoperasjonen under sprengningen. Videobildene fra dronen ble også gjort tilgjengelig for media som dekket hendelsen.

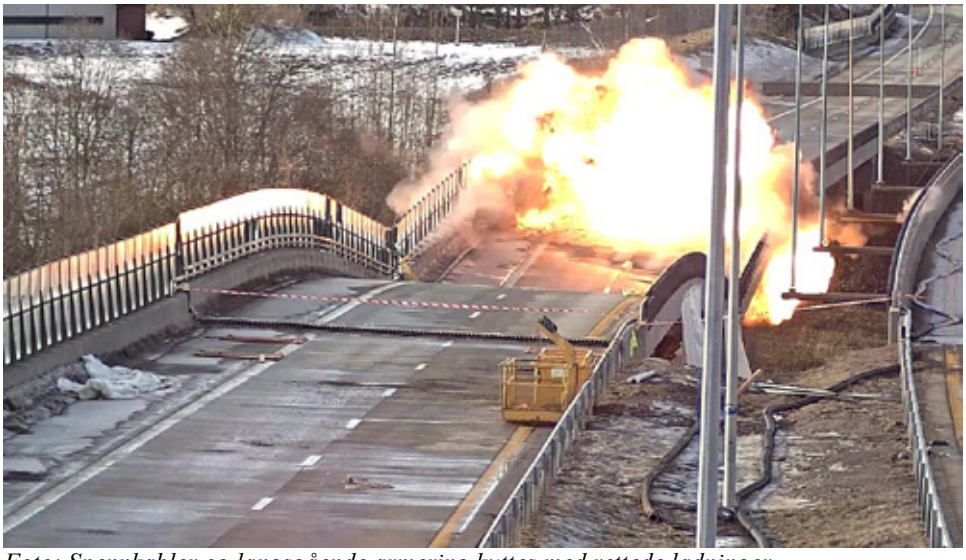


Foto: Spennkabler og langsgående armering kuttes med rettede ladninger.

Sprengningen ble utført lørdag 21.2.2015, kl. 12:10, og resultatet var vellykket. De utlagte haugene av løs leca bidro til å dempe støtet mot bakken, og det var ikke utslag på over 5 mm/s på noen av de utplasserte rystelsesmålerne. Måler for lufttrykk som var utplassert på nabobygg gav et utslag på 1400 Pa. Umiddelbart etter sprengning ble resultatet vurdert av en kontrollgruppe fra AF Decom (vurdere sprengningsteknisk resultat, forsakere etc.) og fra Vegvesenet (vurdere geotekniske forhold, og statiske forhold for gjenstående brukonstruksjon). Kontrollgruppa kunne raskt melde tilbake at sprengningen hadde gått som forutsatt, og den etablerte sikkerhetssonen på 20 m for mannskaper rundt bruene kunne oppheves.

Foto: Nedsprengt brukasse mellom akse 4 og landkar akse 7, sett fra vestsida.

Foto: Nedsprengt brukasse sett mot nord, fra landkar i syd.

Etter nedsprengning ble brukassen, samt fundamentene i aksene 5og 6 knust opp med maskinell riving/pigging.

ALTERNATIVE RIVEMETODER FOR RESTERENDE DEL, AKSE 1-4

Hovedfokus for arbeidene med å sprenge ned brukassen mellom akse 4 og søndre landkar i akse 7 var at den ustabile brua skulle rives så raskt som mulig, for å unngå ukontrollert kollaps og mulige skader på nabobrua Mofjellbekken bru øst. For de videre arbeidene var det

prioriterte mål å kunne legge E18-trafikken tilbake som toveis trafikk over Mofjellbekken bru øst så raskt som mulig, dvs kunne gjenåpne E18 mellom kryssene Island og Bentsrud.

Det var konstatert at to fundamenter, akse 4 og akse 5 på Mofjellbekken bru øst måtte refundamenteres, i og med at fundamentet i akse 5 hadde fått forskyvninger på 4-5 cm, og noe rotasjon. Videre var det forutsatt at brubanen på bru øst måtte jekkes opp for å løse ut krefter i brulagrene ved disse to aksene, samt sannsynligvis skifte to av lagrene.

Man vektla kortest mulig tid for å rive nødvendige deler av Mofjellbekken bru vest, slik at det ble tilkomst for å gjennomføre stabilisering av grunnen og refundamentering av bru øst.
Ved sprengningen av søndre del hadde brukassen landet på betongfundamentet i akse 4. Dette fundamentet, og stålkjernepelene under fundamentet ble vurdert som vraket, og kunne ikke brukes på nytt. Det var usikkerhet knyttet til om fundament/pilar og stålkjernepeler i akse 3 kunne brukes på nytt.

Foto: Gjenstående del av Mofjellbekken bru vest på E18 i Vestfold. Pilar i akse 4 nærmest, deretter pilarene 3 og 2, og nordre landkar i akse 1.

AF Decom la fram 4 alternativer for videre rivearbeider, ref. /4/:

1) *Skånsomt: Overliggende stålfagverk, sage*
Legge et overliggende stålfagverk over brukassen mellom akse 3 og 4, henge opp brukassen under fagverket, wiresage snitt gjennom brukassen mellom aske 3 og 4, sprenge kablene og la brukassen falle ned. Mest mulig av Mofjellbekken bru vest skal bevares og gjenbrukes. Metoden ble vurdert å ha stor tidsrisiko, høye kostnader, og var ikke raskeste alternativ.

2) *Brutalt: Sprenge ned hele bru vest*
Sprenge ned hele resterende del av brukassen ved at søylene i aksene 2, 3 og 4 ble sprengt. Var raskeste og sikreste metode for riving, men ville medføre at alle konstruksjonsdeler måtte bygges på nytt.

3) *Seksjoner: Sprenge i flere snitt*
Sprenge ned brukassen i to faser, der fase 1 er brukassen mellom akse 3 og 4, og fase 2 er brukassen mellom akse 2 og 3. For fase 1 sprenges en seksjon ved å sprenge bjelken over pilar i akse 4, samtidig som det ble sprengt et snitt ved akse 3 + 9m (dvs. 9m syd for akse 3). Deretter rives hver seksjon maskinelt. Tilsvarende operasjon for neste fase. Fra akse 2 og inn til landkar rives brukassen maskinelt. Tidsforbruk anslått til mindre enn alternativ 1), men var ikke det raskeste og sikreste alternativet.

4) *Kombinasjon: Sage og sprenge*
Målsetting å bevare landkar i akse 1 og fundament og søyle i akse 2 uskadet. Usikkert om fundament i akse 3 ville bli skadet. Alternativet innebar at brukassen ble saget tvers av om lag 16,5 m syd for pilaren i akse 2. Løs leca og rivemasser fra første nedsprengning legges opp i hauger under brukassen mellom akse 2 og 3 og mellom akse 3 og 4. Brukassen felles ved at søylene i aksene 3 og 4 sprenges samtidig. Nedsprengt brukasse, samt den gjenstående brukassen fram til landkar i akse 1 rives maskinelt.

Alternativ 4 ble valgt, idet dette var det nest raskeste, samtidig som man ville ha størst sikkerhet for at landkar i akse 1 og fundament og søyle i akse 2 kunne brukes på nytt. Man anså at fundament og stålkjernepeler i akse 3 ville få så store påkjenninger at dette fundamentet ble avskrevet for gjenbruk, og forutsatt revet.

SPRENGNING DEL 2 AKSE 2-4

Som første operasjon ble brukassen delt på tvers med wiresaging i et snitt som lå 16,5 m syd for akse 2. Denne operasjonen ble gjennomført med utstyr og mannskaper fra Leonhard Nilsen & Sønner AS (LNS). Utstyret ble plassert på nabobrua Mofjellbekken bru øst, og bare stålwiren lagt rundt bru vest. Hele brukassen ble dermed kappet i ett snitt. Etter kapping ville utkraget del fra søyle i akse 3 være 22,5 m. Statiske beregninger viste at brukassen ville ha tilstrekkelig kapasitet til å tåle nedbøyingen og strekket som oppstår over akse 3, og at brukassen ikke ville knekke over søyla i denne aksen. Men det var noe usikkert hvor mye nedbøyning brukassedelen mot akse 3 ville få etter kapping. Erfaringen ble at nedbøyningen bare ble på noen få cm, og brukassen tålte denne nedbøyningen fint.

Sprengning av de to pilarene i aksene 3 og 4 ble planlagt og forberedt på tilsvarende måte som for første sprengning, og det ble lagt vekt på å oppnå høye ladningsvekter for å sikre ful knusing av pilarene, ref. /5/. Arbeidet i denne fasen var betydelig enklere i og med at man slapp å bruke fjernstyrt utstyr.

Sprenge søyle i akse 3: Søyla sprenges fullstendig med innesluttede ladninger fordelt over en høyde på 8 m. Det ble boret opp i alt 45 borhull, ladet med 32 mm rørladninger, og 25 mm rørladninger (Eurodyn), med en total ladningsvekt på om lag 79 kg, og en spesifikk ladning på 2,53 kg/m3.

Sprenge søyle i akse 4: Som i akse 3 sprenges søyla fullstendig med innesluttede ladninger fordelt i en høyde på 8 m. Det ble boret opp i alt 46 borhull, ladet med 32 mm rørladninger og 25 mm rørladninger (Eurodyn), med total ladningsvekt på 81,5 kg, og spesifikk ladning på 2,6 kg/m3.

Foto: Ladet pilar akse 3.

Foto: Ladet pilar akse 4.

Detonasjonen ble initiert med elektronisk tennersystem, UniTroic 600, og alle hull initiert med doble tennere der dette var mulig. Detonasjonen ble startet i akse 3. Salven ble startet i toppen av aksen, og med to til seks hull per intervall. Akse 4 ble sprenget på et intervall 30 ms etter detonasjonen startet i akse 3, og største forsinkelse var 290 ms fra første til siste initiering.

Foto: Siste klargjøring før sprengning av søyler i akse 3 og 4. Løs leca og knust betong gjenbrukt fra første nedsprengning er lagt opp som støtpute mot bakken.

Som dekning mot sprut ble det hengt opp tunge gummimatter på flatsidene av søylene, og fiberduk rundt hver av de to søylene. Sikkerhetsavstand på 415 m ble beholdt også for denne salven, og postering av vakter, etablering av flyforbudssone, og overvåking med drone fra Statens vegvesen/Orbiton fulgte samme prosedyre som tidligere. Sprengningen ble utført onsdag 25. mars kl. 13:00, og kontrollgruppa som ble sendt inn for å kontrollere resultatet kunne melde om nok en vellykket nedsprengning.

Foto: Kontrollgruppa ser over resultatet etter felling av om lag 64 m brukasse 25.mars 2015.

Etter nedsprengningen ble asfalt rensket av brukassen, betongen knust opp og brukt som fyllmasse på stedet, mens armering ble sortert ut og levert til gjenvinning. Gjenstående brukasse på 48 m ble revet med maskinell riving. Alle rivearbeider inkludert sortering ble ferdigstilt av AF Decom i løpet av mai måned 2015.

Parallelt med AF Decom sine rivearbeider hadde det pågått planering og stabilisering av grunnen i selve rasområdet med installering av et stort volum kalk-/sementpeler. I alt 50.000 lm peler ble installert. Her var Skanska Norge AS hovedentreprenør, og ulike spesialfirmaer som Keller Grundläggning AB, Jetgrunn AS, KB Spennteknikk AS med flere, var underentreprenører. Etter at den nedsprengte brukassen og restene av pilarer og fundamenter i akse 4 var revet, var det tilkomst for arbeidene med å refundamentere nabobrua mot øst. Disse arbeidene omfattet installering av i alt 30 stk. jetpeler med diameter 2 m, samt å jekke opp brukassen og skifte 2 brulagre, og ble startet opp i begynnelsen av mai 2015.

Fredag 26. juni kl. 10:00 kunne trafikken legges tilbake på E18 forbi Skjeggestad, med avvikling som toveis trafikk over Mofjellbekken bru øst. Det ble flagget i Holmestrand sentrum, en krevende periode med gjennomgangstrafikk var avsluttet.

GJENOPPBYGGING AV NYE MOFJELLBEKKEN BRU VEST

Statens vegvesen hadde allerede i ekspertrapporten som ble utarbeidet like etter skredet, pekt på at Mofjellbekken bru vest kunne bygges opp igjen med samme brutype som tidligere – og man kunne spare mange måneder prosjekteringstid. I og med at grunnen hadde blitt forsterket med omfattende sikringstiltak, ble det også vurdert som fullt ut tilfredsstillende at de nye fundamentene ble satt på nye stålkjernepeler til fjell.

Region sør hadde også besluttet at arbeidene med gjenoppbygging burde kontraheres etter konkurranse. Veidekke Entreprenør vant tilbudskonkurransen, og kontrakten ble undertegnet 15. september 2015. Den gjenreiste brua, som internt i Vegvesenet er gitt brunavnet Nye Mofjellbekken bru vest, skal stå klar for trafikk innen fellesferien 2016.

REFERANSER

/1/ Statens vegvesen Vegdirektoratet (2015). Ekspertgruppe bru/geoteknikk E18 Skjeggestadbruene. Rapport 9.2.2015.

/2/ Norges vassdrag- og energidirektorat NVE (2015). Skredet ved Mofjellbekken bruer (Skjeggestadskredet). Utredning av teknisk årsakssammenheng. Rapport nr. 49/2015.

/3/ AF Decom AS (2015). Sprengningsplan for Mofjellbekken bru vest – del 1. (Skjeggestad bro vest – Sprengningsplan). Intern rapport 19.2.2015.

/4/ AF Decom AS (2015). Alternative rivemetoder for resterende del av Mofjellbekken bro vest. Intern rapport 9.3.2015.

/5/ AF Decom AS (2015). Sprengningsplan for Mofjellbekken bu vest – del 2. (Skjeggestad bro vest, del 2 – Sprengningsplan). Intern rapport 24.3.2015.

/6/ Forsvarets forskningsinstitutt FFI / Ove S Dullum (2015). Vurdering av sikkerhetsavstander – Skjeggestad bro E18. Intern rapport 19.2.2015.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2015

GRUNNVANNSENKNING UNDER OG ETTER ANLEGGSFASEN

Sammenheng mellom ulike undergrunnsanlegg og etterfølgende poretrykkreduksjoner

Dr. scient. Kevin J. Tuttle, Norconsult AS.

SAMMENDRAG

Presentasjonen vil se på ulike installasjoner i løsmasser og berg og hvordan anleggsfasen og driftsfasen kan medføre grunnvannsdrenering og poretrykksreduksjon. Det er ikke bare tunneler som kan føre til grunnvannsenkning, men også byggegroper, særlig med peler og stag til og gjennom vannførende lag og til berggrunn. Kupert terreng forårsaker ofte artesisk trykk dypt i undergrunnen. Dette gjør det vanskeligere å gjenopprette trykket når de tette løsmassene har blitt punktert eller at berganlegg har opprettet en grunnvannslekkasje. Presentasjonen vil fokusere på trykkforhold i grunnen før og etter ny-etablert infrastruktur.

SUMMARY

The presentation will focus on various subsurface installations in unconsolidated soils and bedrock, and consider how excavation and completed installations can drain groundwater and cause reduction of pore water pressures. Tunnels as well as deep excavations, especially with various external support installations driven through clays to permeable sands and bedrock, can drain groundwater. Typical terrain relief often cause artesian pressure in underlying sediments and bedrock. Drainage of groundwater pressure in these hydrogeological systems are difficult to re-establish and can result in wide ranging consequences.

INNLEDNING

Grunnvannsenkning i forbindelse med ulike anlegg, som gir uønskede konsekvenser, enten det er til infrastruktur eller ytre miljø, har fått økt oppmerksomhet de siste årene. Dette er nok en effekt av tidligere inngrep samt at det har vært stor anleggsaktivitet der mange blir berørt, f. eks. i Bjørvika i Oslo og Bryggen og Vågsbunnen i Bergen. Kostnader til samfunnet begrunnet konsekvenser av grunnvannsenkning er enorme. Det er tydelig et større behov for økt fokus på grunnvannsenkning og metoder for å redusere grunnvannsenkning ved ulike inngrep i grunnen.

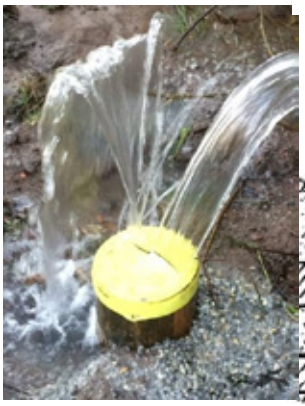
I store anleggsprosjekter er geo-fagene involvert med et tydelig fokus på ingeniørgeologi, geoteknikk og hydrogeologi. Kunsten er å få til et godt utviklet samarbeid mellom geo-fagene, slik undersøkelser, vurderinger og kunnskapen for hvert fag utnyttes til det fulle. De beste tekniske løsninger kommer når disse 3 geo-fagene har et tett samarbeid.

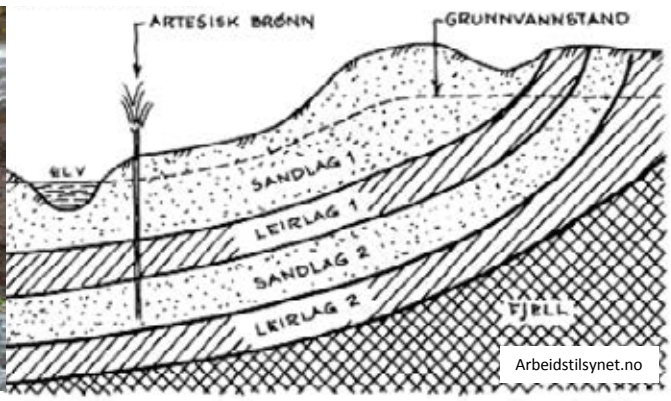
Hydrogeologi fokuserer på grunnvannstrykk og grunnvannsenkning. Hydrogeologen er avhengig av god bakgrunnsdata fra geoteknikker, ingeniørgeolog og om naturmiljø for å kunne gjøre en sammenstilling av sårbarhet for setninger, ytre miljø, kulturminner/kulturlag og grunnvannsressurser. Akseptkriterier for grunnvannsenkning er definert, og er basis for å utledde tettekrav til hvert anlegg. Det er nødvendig med en helhetsforståelse av vannbalansen og hvordan endringer vil kunne påvirke grunnen, i og utenfor anlegget.

HYDROGEOLOGISK GRUNNFORHOLD

Det er nødvendig å få en oversikt over de hydrogeologiske forhold før et nytt inngrep igangsettes, både ved selve anlegget og utenfor. Størrelsen på det undersøkte området er avhengig av hvor anlegget skal etableres i forhold til grunnvannsgradienten og de sårbare forholdene i nærheten. Det er også viktig å finne ut om grunnforholdene før inngrepet har allerede vært påvirket av et tidligere grunnvannsdrenering. Grunnvannsforhold må kartlegges, f. eks. om det er grunnvann i løsmassene over anlegget, hengende grunnvannsspeil i løsmasser over anlegget, artesisk trykk, grunnvannsmating til ytre miljø ved utstrømningshorisonter, samt grunnvannstrykk nedover å løsmassene.

Figuren under viser en øvre grunnvannsakvifer/sandlag som mater elven og har et lavere grunnvannstrykkpotensiale enn de dypere sandlagene og berggrunnen under. Grunnvannstrykket i sandlag 2 vil ha stor betydning for poretrykket i det ovenforliggende leirlaget, og eventuelle merkbare setninger i det laget dersom trykkpotensialet reduseres for mye.





Alle endringer innenfor et hydrogeologisk nedslagsfelt vil endre den naturlige/opprinnelige vannbalansen i området. Alle slike endringer, selv om de er små, summeres ofte opp til en merkbar endring, som kanskje ikke oppdages før etter mange år etter inngrepet.

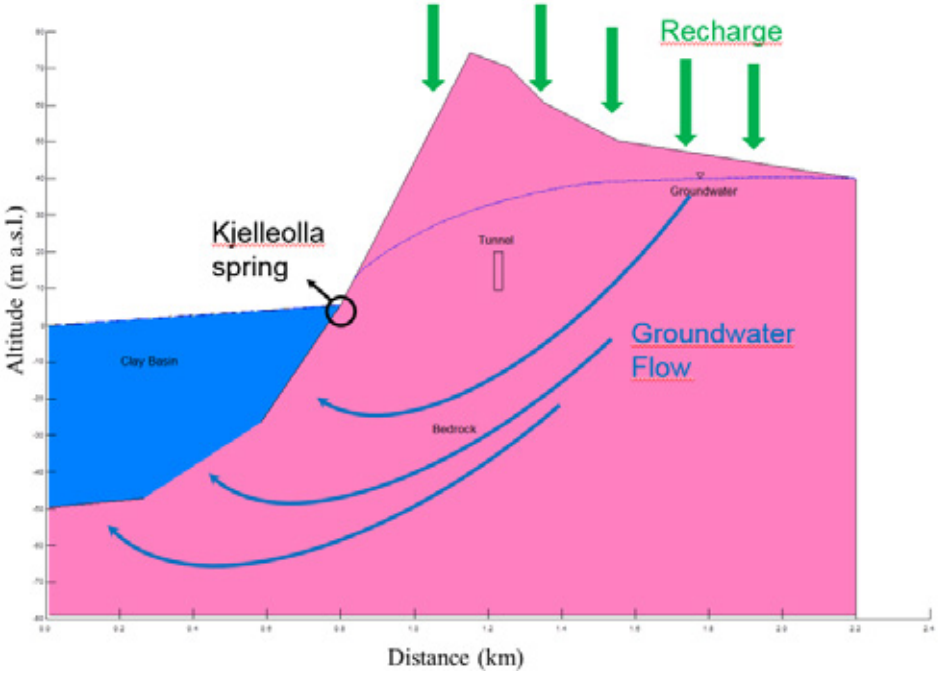
Figuren under viser VA-ledninger i en del av Bergen for 5 år siden. Dette er et godt eksempel av byer som har blitt utviklet for å samle og fjerne overflatevann fra terreng, for å føre vannet direkte til sjøen. Tette flater, bekkelukkinger, dype grøfter som drenerer grunnvannet (noen ganger med VA-pumpestasjoner med påkoblet dårlig ledninger) og drenerende berganlegg har medført til at byer verden over opplever grunnvannsenkning og påfølgende setninger. Ved Bryggen i Bergen har kommunen gjort mye for å tette gamle ledninger og kum som drenerte grunnvannet, samt satt inn barrierer i grøfter for å hindre/redusere grunnvannsdrenering. Riksantikvaren og Statsbygg har etablert i overflaten på Bryggen i Bergen flere ulike infiltrasjonssystemer for å føre nedbør og overflateavrenning til grunnen for å restaurere grunnvannsnivået til et nivå før det ble anlagt et drenerende garasjeanlegg i området. Grunnvannsdreneringen i området hadde medført et flere meter dyp grunnvannsenkning omkring anlegget slik at organisk kulturlag tørket ut og satt seg.

EFFEKT PÅ GRUNNVANNSNTRYKK VED ULIKE INNGREP

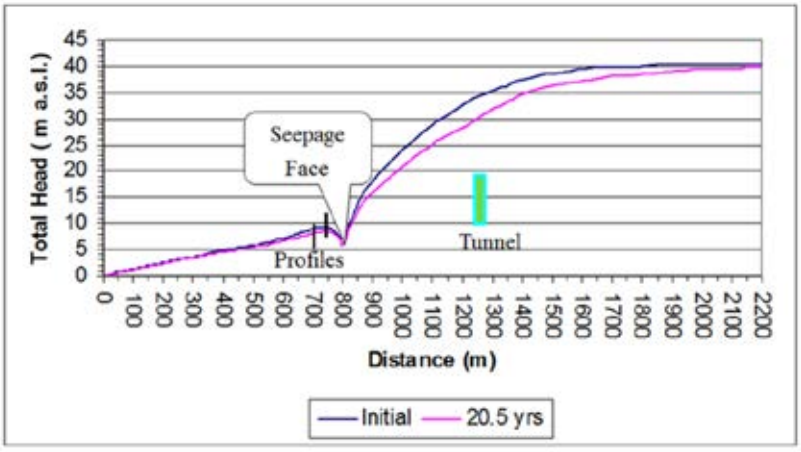
Det er viktig å skille mellom konsekvenser begrunnet endret grunnvannstrykk og endret massebalanse/styrke i løsmassene ved en utgraving. Summen av de ulike type endringene gir et totalt setningspotensial for området. Endringen i grunnvannstrykket er, med andre ord, kun et av flere faktorer til setninger. Redusert grunnvannstrykk vil i midlertid kunne gi konsekvenser over et større området fra selve anlegget.

For å vurdere mulige konsekvenser fra et anlegg, er tidsaspektet sentralt. Dersom grunnvannstrykket blir påvirket kun over et kort tidsperiode under anleggsfasen, slik at trykket bygges opp på nytt etter ferdig anlegg, kan konsekvensene bli minimale og av liten omfang. Hvis anlegget ikke tettes tilstrekkelig, slik at det er vedvarende redusert grunnvannstrykk, kan konsekvensene bli store og over et stort areal. Avhengig av mektigheten og egenskapene til løsmassene, kan effektene, ofte i form av setninger, pågå over lang tid, og omfanget ikke nødvendigvis oppdages før etter flere år etter anleggsfasen.

I figuren under, er det modellert en drenerende tunnel i en fjellknaus ved siden av et leirbasseng. Selv om tunnelen ligger på et høyere nivå enn leirbassenget, vil en drenering av grunnvann i berget redusere grunnvannstrykket til leirbassenget, og redusere vannføringen til grunnvannssiget til ved kildehorisonten i overgangen berg/leire.



Total head values



Det hydrogeologiske grunnforhold omkring anlegget er avgjørende for hvor sårbart området blir for grunnvannsenkning. Dersom hele anlegget er etablert innenfor tett leire, vil effektene bli begrenset til et mindre området pga. den lave hydrauliske ledningsevne til løsmassene. Dersom anlegget påtreffer mer permeable enheter, enten i løsmasser eller i berg, kan konsekvensene bli større hvis lekkasjen ikke begrenses. Det er viktig å ta i betraktning vannbalansen og den begrensede effektive porøsiteten i grunnen, sammenlignet med lekkasjeraten.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2015

BORETEKNIKK – STATE OF THE ART OG FORSLAG TIL FORBEDREDE METODER OG PROSEDYRER

Drilling – State of The Art and proposal of improved methods and procedures

Geir Veslegard, Daglig leder Hallingdal Bergboring
Einar John Lande, Siv. ing. NGI
Arne Schram Simonsen, Seniorrådgiver Multiconsult AS

SAMMENDRAG

Artikkelen oppsummerer BegrensSkade rapporten *State of The Art Boreteknikk* med beskrivelse av prinsipper og virkemåter for ulike boremetoder. Fordeler og ulemper med de ulike boremetodene gjennomgås med hensyn på muligheter til videreutvikling for å redusere negative påvirkninger fra etablering av borede stag og peler.
Gjennom FoU-prosjektet "BegrensSkade" er det sammenstilt måledata og erfaringer knyttet til en rekke nyere byggeprosjekter, samt resultater fra fullskala feltforsøk med stagboring. Basert på dette er det utarbeidet anbefalinger knyttet til valg av boremetoder og utførelse. Boring uten bruk av luft medfører generelt mindre risiko. For å redusere negative effekter og setninger som følge av boring anbefales det å benytte boremetoder der det ikke er nødvendig med luftspyling for å penetrere gjennom faste løsmasser eller i berg, eksempelvis vannhammer eller topphammer. Spyleboring med vann i bløte masser (leire, silt, løs sand) anses som en skånsom boremetode såfremt borsynk og spyletrykk er tilpasset grunnforhold og dimensjoner. Ringborkroner er bedre enn eksentriske borkroner, og spesielt utformede borkroner kombinert med tilsetning av polymer kan redusere risiko for skader ved boring ytterliggere.

SUMMARY

The article summarizes the BegrensSkade-report *State of The Art Boreteknikk*, and gives a short description of principles for different methods used for drilling of anchors and piles. Some advantages and disadvantages with the methods are described, and improvements to reduce negative effects from drilling.
BegrensSkade has gathered and systemized results and experience from several building projects, plus a full-scale field test with drilling of anchors in clay. Based on the results, recommendations are given regarding choice of drilling methods and how it should be performed. To reduce negative effects and settlements related to drilling it is recommended to use drilling methods without use of high-pressurized air flushing, i.e. water-driven DTH hammer or top-hammer. Flushing with water in soft soil (clay, silt, sand) is considered a gentle method as long as penetration rate and water pressure is adapted to the ground conditions and dimensions. The symmetric ring bits is better than eccentric drill bits (odex), and specially designed ring bits combined with polymer additives may reduce risks for settlements and damage even more.

INNLEDNING

BegrensSkade er et bransjeomfattende forskningsprosjekt som er utført i perioden 2012-2015. Prosjektet er finansiert av 22 partnere og Norges forskningsråd. Bakgrunnen til prosjektet er at det ofte oppstår uventede og uønskede skader på naboeiendommer og nærliggende infrastruktur, som følge av grunn- og fundamenteringsarbeider. Målsetningen med BegrensSkade har vært å videreutvikle utførelsesmetoder og forbedre samhandlingsprosesser, for å begrense skader som kan tilbakeføres til grunn- og fundamenteringsarbeider innenfor bygg-, anleggs- og eiendomsbransjen. Forbedret utførelse gir besparelse ved redusert antall skader, raskere gjennomføring, mindre forsinkelser og færre tvistesaker.

En av konklusjonene fra BegrensSkade-prosjektet er at risiko for skader er spesielt stor i forbindelse med utførelse av stag- og peleboring. Prosjektet har derfor valgt å fokusere spesielt på problemstillingen knyttet til risiko for skader ved boring for stag og peler. Det ligger et betydelig potensiale i å unngå eller begrense slike skader.

Artikkelen presenterer innledningsvis mulige negative effekter av boring. Videre gis en kort beskrivelse av prinsipper og virkemåte for de mest vanlige boremetodene/systemene som benyttes for fundamenteringsarbeider, samt fordeler og ulemper med hensyn på å redusere skader. Resultater fra feltforsøk og nye byggeplasser er oppsummert, og benyttet som grunnlag for anbefalinger vedrørende forbedrede metoder og utførelse av boring med tanke på å redusere uønskede setninger og skader.

UØNSKEDE EFFEKTER VED BORING

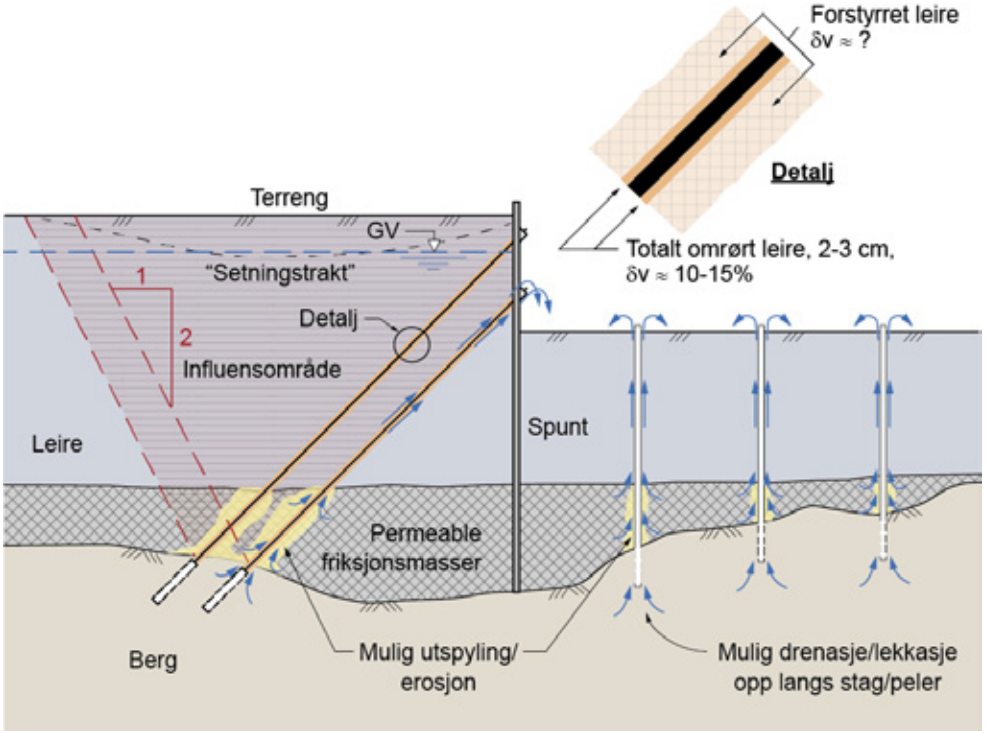
Borede peler er ofte spissbærende og gir en sikker overføring av laster til godt berg, og har få begrensninger med hensyn til gjennomførbarhet sammenlignet med rammede peler. Tilsvarende gir borede stag og peler en sikker forankring av midlertidige og permanente konstruksjoner i løsmasse og berg. All boring for stag og/eller peler vil i større eller mindre grad påvirke omkringliggende jord innenfor et begrenset influensområde. Hvor store påvirkninger, og i hvilken utstrekning disse oppstår er vanskelig å kvantifisere i forkant av utførelsen, og avhenger av en rekke faktorer. Boring av stag og peler i leire kan gi mindre forstyrrelser i grunnen enn eksempelvis rammede massefortrengende (lukkede) peler. Dette forutsetter imidlertid en ideell utførelse som reduserer massefortrengning og poretrykksøkninger, samt omrøring og utspyling/erosjon av masser.

Det er identifisert følgende uønskede effekter knyttet til boring, som kan føre til skader:

1. Endring av poretrykk og grunnvannsnivå:
   1.1. Poretrykksøkning som følge av massefortrengning og/eller ukontrollert utblåsing av trykkluft ut i grunnen.
   1.2. Temporær poretrykksreduksjon som følge av "Venturi effekt" (sug) som følge av spyling med trykkluft under boring.
   1.3. Langsiktig drenasje/lekkasje langs stag/pel.
2. Forstyrrelser og omrøring av leire med påfølgende re-konsolidering, som følge av direkte mekanisk påvirkning og massefortrengning.
3. Innsuging/utspyling av masser og volumtap som følge av:
   3.1. "Venturi effekt" (sug) lokalt rundt borkrone som følge av spyling med trykkluft

3.2. Kollaps i borehull (grunnbrudd)
3.3. Erosjon fra spylemedium og/eller strømming av grunnvann inn i foringsrør.

Figur 1 illustrerer hvordan effektene beskrevet i punkt 2 og 3 kan føre til volumreduksjon rundt stag og/eller peler som følge av boring gjennom løsmasser og videre inn i berg. Det er også illustrert hvordan stag og peler kan fungere som drensvei for grunnvann (pkt. 1.3).



Figur 1: Illustrasjon av potensiell volumreduksjon grunnet re-konsolidering av forstyrret leire og ukontrollert utspyling/erosjon av løsmasser rundt stag (og peler). Antatt influensområde er vist.

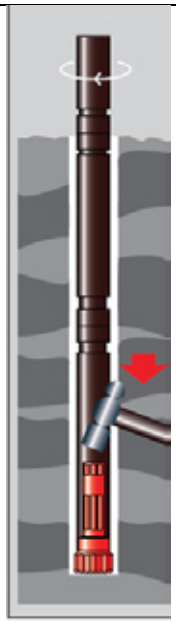
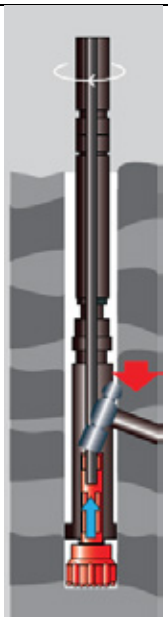
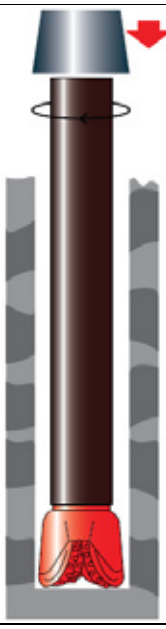
STATE OF THE ART BORETEKNIKK

Boremetoder

For å beskrive en boremetode anvendes gjerne ord som forteller hvordan hullet etableres. Eksempelvis med støt, slag, rotasjon, hammer, vibrasjon, vridning, skruing og som oftest samtidig med rørdriving gjennom løsmasser og inn i berg. I tillegg beskrives gjerne boremetoden med hvordan transport av borkaks opp av borehullet utføres, som kan være ved spyleboring (vann), trykkluftboring eller sugeboring. Prinsipiell beskrivelse av virkemåte for de mest benyttede boremetodene er vist i figur 2.

Uavhengig av hvilken boremetode som benyttes er hensikten med boring for stag og peler å etablere et hull gjennom løsmasser uten massefortrengning eller uttak av mer løsmasser enn det som er hulldiameteren (foringsrør).

Boring i løsmasser utføres enten med topphammer, spyleboring, senkhammer eller rørdrivnings-hammer med tilhørende borkroner og utstyr. I det følgende er ulike boremetoder og produkter beskrevet og vurdert med hensyn på styrker og svakheter. I tillegg er det beskrevet muligheter for videreutvikling med tanke på å redusere risiko for skader.

			
a) Topphammer; slag og rotasjon påføres ved topp av borestreng og slagenergi føres ned til borkrone som trykkbølger. Begrenset diameter og dybder pga. energitap med dybden. Borkaks spyles opp med luft eller vann.	b) Senkhammer (DTH); slag påføres i bunn av borestreng rett over borkronen, mens rotasjonsenhet sitter på topp av borestreng. Senkhammer kan drives av høytrykks-luft eller vann (vannhammer). Borkaks spyles opp med luft eller vann.	c) Reversert sirkulasjon (RC); benytter senkhammer og doble borerør der retur av luftspyling og borkaks skjer gjennom senter av borkrone og borestreng slik at det kan samles opp.	d) Rotasjonsboring; rotasjon og trykkraft (matekraft) påføres i topp av borestreng som normalt er tykkvegget for økt vekt/trykk på borkronen.

Figur 2: Prinsipiell virkemåte for de mest benyttede boremetodene (Kilde: www.halcorocktools.com).

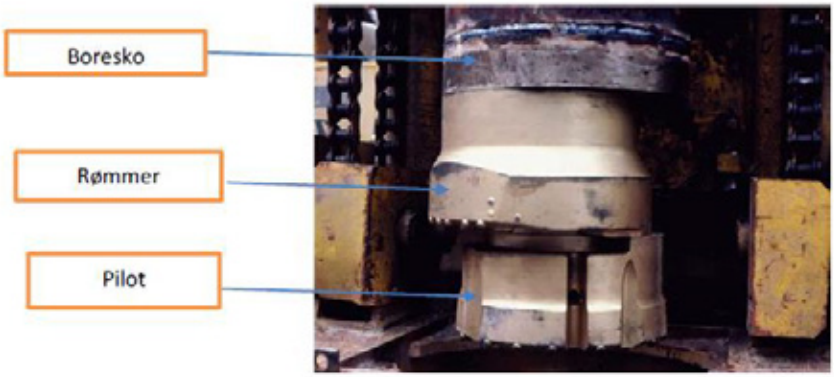
Luftdrevet senkhammer

Eksentriske borkroner

Boring med luftdrevet senkhammer og eksentriske borkroner (Odex) ble utviklet på midten av 1970-tallet og har fått stor anvendelse. Systemet finnes nå i dimensjonene 90-240 mm (stålrør med diameter fra 114 til 273 mm). Systemet består av tre deler: slagstyring i form av boresko, rømmerkrone og pilotkrone, se figur 3. Ved senkhammer sveises det en boresko på stålrøret

som overfører energien fra hammeren til røret og trekker det med seg nedover etter hvert som hullet bores opp.

En av fordelene med metoden er at det er mulig å bore til store dybder, med et stort utvalg av diameter. På eksentriske borkroner sitter pilotkronen ca. 10 cm foran foringsrør, samt at rømmer borer et hull med ca. 5-20 mm større diameter enn selve stålrøret. Dermed er det økt risiko for omrøring og ukontrollert utblåsning av høytrykksluft ut i løsmassene som kan føre til setninger og skader. Dette produktet er ikke endret vesentlig de siste årene, og selv om det har vært arbeidet med 3. generasjon av produktet er det lite sannsynlig at det vil gi vesentlige forbedringer med hensyn på risiko for overboring.



Figur 3: Eksentrisk boresystem med pilot, rømmer og boresko sveiset til stålrør (Kilde: Peleveiledningen, 2012).

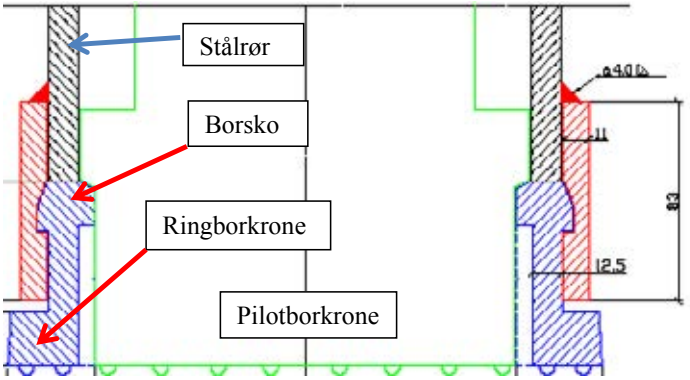
Ringborkroner

Ringborkrone (engangskrone) ble utviklet ca. 1990 og har etter hvert erstattet eksentrisk utstyr ved boring av store rørdiameter og ved utfordrende grunnforhold (fyllmasser/stein og skrått berg). Dette utstyret består av to deler, pilotkrone og ringborkrone. Ringborkronen har større diameter enn stålrøret (ca. 15-20 mm) og sammen med pilotkronen bores det et fullprofils hull direkte gjennom løsmasser og inn i berg, se prinsippskisse i figur 4. Systemet gir mindre borehullsavvik, bedre borbarhet i blokk og stein og inn i berg enn eksentersystemet. Pilotkrona festes til ringborkrona med en bajonettkobling. Ringborkronen blir igjen i hullet, og derfor er den også kalt for engangskrone. På stålrøret sveises det også her en boresko som er tilpasset slagkanten på pilotkrona.

Som det framgår av snitt (figur 4) er det vesentlig mindre teoretisk "overboring" foran og på utside av stålrøret enn ved boring med eksentrisk borkrone med pilot og rømmerkrone. Ringborkronen er tilpasset diameter for borede stålrørspeler som hylseskjøtes. Det er det mest anvendte systemet når stålrøret er bærende, siden det kan bore med større veggtykkelser og større rørdiameter enn eksentrisk utstyr. Flere leverandører har utviklet forbedrede ringborkroner med formål om å redusere negative effekter fra spyling med høytrykksluft, og som skal være bedre egnet for boring i bløte og utfordrende grunnforhold. Eksempel er Atlas Copco Elemex (figur 5), Robit Flow control, Mitsubishi UMB (Venture) og Spiral flush fra PPV Finland.

Tabell 1 gir oversikt over type hammer, boremetode, rørdiameter og de vanligste veggtykkelser for topp- og senkhammerboring. Den første veggtykkelsen angir minimum veggtykkelse og større tykkelser kan anvendes der røret er bærende eller ved krevende grunnforhold.

Rørlengder tilpasses tilgjengelige borerigger og stedlige forhold med typiske lengder på 1, 1,5, 3, 6 og 12 meter for de slanke pelene. For de grove peler benyttes normalt rør lengder i fra 6, 12, 18 og opp til 22 meter.



Figur 4: Snitt som viser pilotborkrone, ringkrone og borsko eksempelvis for boret stålrørspel (Veslegard og Simonsen, 2014).

Figur 5: Til venstre, Elemex borkrone (Kilde: www.atlascopco.com). Høyre, bilde som viser pilotkrone trukket inn i forhold til ringkrona og som fordeler spylingen framover (Kilde: Geir Veslegard).

Tabell 1: Vanlige dimensjoner for topp- og senkhammerboring med tilhørende rørdimensjoner.

Hammer	Metode	Rørdiameter (mm)	Tykkelse (mm)
Topp	Eksenter/ringkrone	88,9	3,2-6,3
Senk 3"/ Topp	Eksenter/ringkrone	114,3	3,6-6,3
Senk 4"/ Topp	Eksenter/ringkrone	139,7	4-10
Senk 5"	Eksenter/ringkrone	168,3	4,5-10
Senk 6"	Eksenter/ringkrone	193 ,7 & 219,1	5-10
Senk 8"	Eksenter/vinger/ringkrone	273 & 323,9	5 -12,5
Senk 12"	Vinger/ringkrone	406,4 & 508	6,3-12,5
Senk 18"	Vinger/ringkrone	610 & 711	8-16
Senk 24"	Vinger/ringkrone	813 & 914 & 1016	10-16

Vingeborkroner

For å bore stålrør med stor diameter (Ø > 273 mm) ved tilsvarende grunnforhold som for eksenter er det de siste årene utviklet systemer med vinger som presses eller roteres ut, og gjør det mulig å bore hull som er større enn rørdiameteren gjennom steinholdige løsmasser og også inn i berg, se figur 6. Det borer et sentrisk hull som skal gi mindre borehullsavvik og være bedre egnet ved innboring på skrå bergoverflate enn eksentrisk boresystem (odex). Framstikk av vinger vil imidlertid måtte forbli like mye som på odex, slik at luft lettere vil kunne gå ut i grunnen enn ved ringborkroner der piloten kan trekkes tilbake for bedre å snu luften tilbake og hindre at den går ut i løsmassene. Dette er et relativt nytt produkt som det er noe begrenset erfaring med. Videre utprøving og dokumentasjon av boremetoden behøves for å sammenligne det med ringborkrone systemet.

Figur 6: Pilot med vinger, "Steel Fist" fra Robit.

Vanndrevet senkhammer (vannhammer)

Vannhammer har tilsvarende utforming og virkemåte som tradisjonell senkhammer men drives av vann med høyt trykk i stedet for luft. En viktig fordel er at man har vannfylt rør og ingen risiko for at trykkluft går ut i løsmassene. Det finnes hammere fra 3-10" som kan bore stålrør fra 114-324 mm. Videreutvikling med større diameter, eksempelvis 12" er ønskelig. Utfordring til nå har vært å løse håndtering av store vannmengder på byggeplass.

Spyleboring

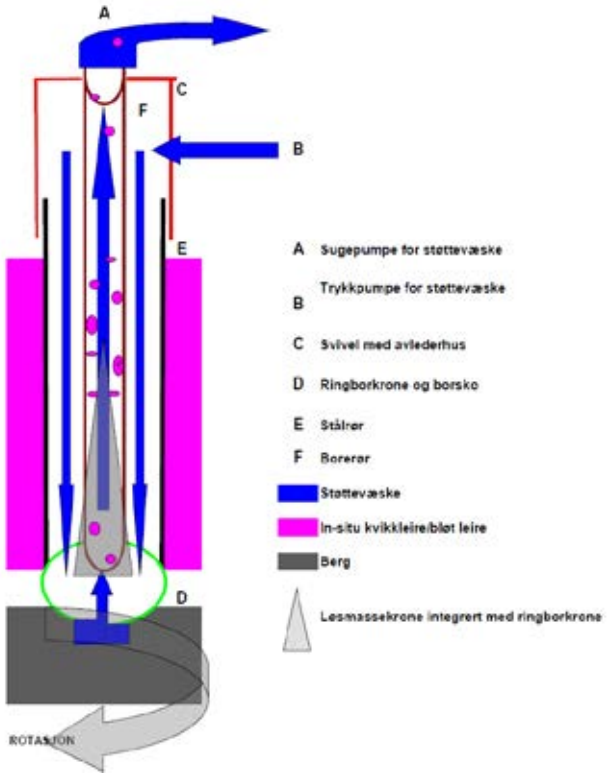
Rotasjons- og spyleboring (figur 7) med vann og uten slag fra hammer er den metoden som benyttes mest for boring i bløte løsmasser som leire, silt og løs sand. Begrensing er boring i faste løsmasser og inn i berg som kun kan gjøres med slagboring, hovedsakelig med luftspyling. Metoden kan utføres både med topphammer og senkhammer, for peler og stag. Vann som pumpes inn bidrar til utvasking foran borkrone og transport av borkaks (løsmasse) opp innvendig i stålrøret. Men også på utsiden, der en må være oppmerksom ved boring i løse og vannførende lag. Metoden forutsetter rotasjonskasser med høgt vrimoment og kraftfulle vannpumper. Mulig videreutvikling er bruk av rotasjonsboring og rulleborkroner for boring i faste masser og berg.

Boring med støttevæske

Støttevæske brukes normalt for boring i løsmasser uten foringsrør. Ved rørboring i sensitiv og kvikk leire bør det benyttes tilsetning av støttevæske med polymer, cellulose eller bentonitt. Nye støttevæsker som består av polymer kan tilsettes via doseringspumpe med vann eller luft. Polymer har ikke de samme negative forhold som bruk av bentonitt støttevæske med hensyn på miljø og binding til løsmasse. Tilsetning av polymer har ved spesielle grunnforhold vist seg å være mye bedre enn bare bruk av vann (National Highway Institute, 2005). Det danner en "kake" foran borkrona og opp langs røret. Mengder må tilpasses boremetode og grunnforhold.

Det kan også anvendes ved bruk av senkhammer og innblanding i luft med mengder på ca. 2-3 promille. Tilsetning kan også forbedre transport av borkaks opp fra borehull.

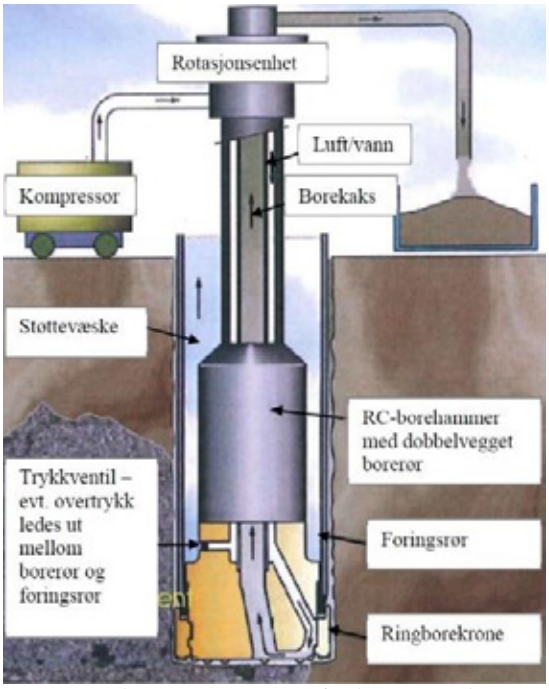
Metoden er brukt med gode resultater blant annet for Sandesund bru, Krosby bru, Havnelageret og Julsrud bru**.** For ny Sandesund bru ble det i 2005 etablert foringsrør med boring med polymer og ringkrone (diameter 324 mm) gjennom kvikkleire og inn i berg for stålkjernepeler (Statens vegvesen, 2005). Ved boring i bløt og sensitiv leire utføres arbeidet med ett lukket sirkulasjons boresystem med spyle- og sugepumper, se prinsipp i figur 7. Kontroll og dokumentasjon av balansert uttak av løsmasser er mulig ved å måle egenvekt på borevæske og boreslam i containere/tanker. For tilsetning av støttevæske eller polymer kan det gjøres enklere via egen doseringspumpe. Videre boring i harde masser og inn i berg gjøres med boresystem bestående av ringborkrone og luftdrevet senkhammer. Metoden har vist seg egnet for dimeter fra 200-300 mm, men bør prøves ut også ved mindre og større diameter.

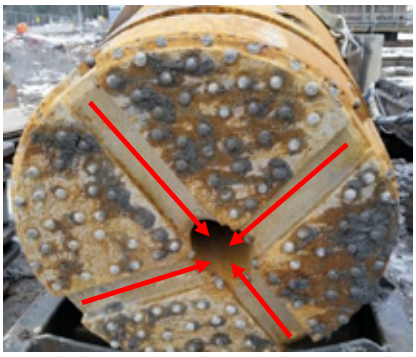


Figur 7: Prinsippskisse for boring med støttevæske og lukket sirkulasjonssystem.

Reversert sirkulasjonsboring med hammer og spyling (RC-boring)
Prinsippet for virkemåte på borkronen er vist i figur 8, der luften snus tilbake i sentrum. Systemet krever doble rør og rotasjonskasse med svivel som returmassen kan gå opp gjennom. En fordel med denne metoden er at borkaks går opp innvendig i borerørene. Risiko er tetting av returhull og uttak av vann og masse ved overboring som ved konvensjonell lufthammer. Metoden gir imidlertid mulighet til å samle opp borkaks og spylevann for bedre kontroll mot ukontrollert innsuging/utspyling av masser. Effekten fra hammeren (redusert penetrasjon i faste masser) er normalt mindre enn ved konvensjonelle hammere. RC-boring bør prøves ut og

dokumenteres bedre med hensyn til risiko for setninger, eksempelvis om små spylehull gjør at leire tetter den og luft likevel går ut i grunnen.





Figur 8: Til venstre: Prinsipp for boring med reversert sirkulasjon (RC-krone), hammer, doble borerør og rotasjonskasse med oppsamling av borkaks. Til venstre: Pilotkrone for RC-boring (diameter Ø813 mm) med retur av spyling (luft og borkaks) i senter av borkrona.

Rørdrivingshammer og vibrasjon

Rørdrivingshammeren slår på stålrøret oppe og dette gjør det mulig å bore uten boresko og med senkhammer og krone trukket inn i røret. Boring i faste masser gjøres normalt med senkhammer og URD/Ringkrone i tillegg til rørdrivingshammer. Dette gir tilnærmet samme boring som de andre metodene.

Boremetoden ble første gang anvendt på Arteid Bru i 1992, men viste seg å gi større borehulls avvik i leire enn Odex for stålkjerner på ca. 50-60 meters dybde. Den er nå tatt i bruk igjen sammen med RC hammer ved boring av stor diameter. Fordel med metoden er en annen måte å tilføre energi til stålrøret enn bare ved slag nede. Det er også utviklet vibrasjonsenheter i tilknytning til rotasjonskasser og topphammer. Dette gir mulighet for å redusere vrimoment og bruk av slagenergi ved boring. Boremetoden og særlig vibrasjon i tilknytning til slag er aktuell for utprøving og videreutvikling i forbindelse med de mindre diameter for borede stag og peler.

Boring med topphammer

Boring med topphammer er mye benyttet for boring av forankringsstag, både løsmassestag og lissestag til berg. Hoveddelen av utstyr for topphammerboring er utviklet for gjengede stålrør som bores inn og trekkes for stag. Metoden har imidlertid begrensninger i diameter og dybder pga. tap av slagenergi i borestreng ved økende dybder. Normalt bores foringsrør med diameter

mellom 90-140 mm. Avhengig av grunnforhold, type hammer, borestreng og diameter begrenses dybder i dag til ca. 20-50 m.

En fordel med topphammerboring er at det kan benyttes vannspyling for transport av borkaks selv gjennom faste masser og inn i berg. Støttevæske kan benyttes ved behov. En mulig videre-utvikling vil være å benytte større/tyngre hammere og borestreng enn det som normalt brukes i dag. Da kan metoden fortrinnsvis anvendes til borede peler (tykkvegget gjenga rør) og foringsrør med diameter opp til 219 mm, samt til større dybder.

Topphammer med eksentrisk og sentrisk boresystem

Boring med topphammer kan utføres med tradisjonelt eksentrisk (Odex) boreutstyr for stålrør med dimensjon lik 89, 114 eller 140 mm. Eksentrisk rømmer borer et hull med diameter 5-20 mm større enn rørdiameter. Alternativt kan det benyttes sentrisk boresystem med ringborkrone som har ca. 5-10 mm større diameter enn rør, og som er tilgjengelig for stålrør med dimensjon mellom 114-140 mm med 10 mm veggtykkelse. Systemet gir rettere hull, bedre borbarhet i blokk og stein og inn i berg enn eksentersystemet (odex).

Selvborende stag

Selvborende stag består av hule gjengede borestenger og bores inn hovedsakelig gjennom løsmasser uten bruk av foringsrør, se bilde i figur 9. Produktet anvendes både til jordnagler, løsmassestag, bergstag og mikropeler, både som friksjon og spissbærende i berg. Større diameter opp til 111/113/127 mm kan leveres.

Selvborende stag installeres med topphammer og med vann eller luftspyling. Ved å anvende vannspyling og topphammer er det en skånsom boremetode. I bløte løsmasser er det mulig å tilsette støttevæske eller utføre sement injeksjon f. eks. med v/c forhold lik 0,7 for å erstatte det teoretiske volumet som tas ut, dvs. forskjellen i diameter mellom borkrone og borstang. Videreutvikling av metoden bør omfatte utprøving i byggegroper med bløt leire og bruk av bergstag. I tillegg bør bruk av PE-rør/krympeplast i fri sone for kontroll av oppspenning og forlengelse, samt datalogging ved injeksjon prøves ut.

Topphammer med gjenga rør

Boring med topphammer og tykkvegget gjenga rør (OD = Overburden Drilling) anvendes mye for løsmasse- og bergstag i andre land hovedsakelig i grus, sand og fast leire. Metoden kan nå benyttes for borehull med diameter på henholdsvis 102, 114 og 133 mm, og gir muligheter for boring gjennom løsmasser med tykkvegget stålrør, ringborkroner og gjenbruk av rør og kroner som trekkes ut etter at stag er montert, se figur 10. Borehullet injiseres fortløpende med sementmørtel (v/c = 0,6-0,7) etter hvert som røret trekkes for å stabilisere og etterfylle teoretisk volum etter boringen.

Figur 10: Til venstre, rigg for boring med topphammer og selvborende stag. Til høyre, selvborende stag med bergkrone benyttet ved boring i felt A på forsøksfelt (Lande, 2015).

Figur 9: Til venstre, rigg for boring med topphammer og tykkvegget gjenga foringsrør. Til høyre, OD 114 boresystem med sentrisk ringkrone (Ø120 mm) benyttet ved boring i felt E på forsøksfelt for stagboring. (Lande, 2015).

Sammenligning av boremetoder

En oversikt over fordeler og ulemper med ulike boremetoder med hensyn til å redusere negative effekter, samt forslag til videreutvikling/tiltak er presentert i tabell 2.

Tabell 2: Oversikt boremetoder med fordeler og ulemper, samt tiltak/videreutvikling.

Topphammer:		
FORDEL	ULEMPE	TILTAK/VIDEREUTVIKLING
Kan bores uten luftspyling. Redusert/ingen senkning av vannivå i foringsrør. Redusert risiko for utspyling/ innsuging av masser.	Begrenset dybde 20-50 m. Diameter 90-140 mm. Borehullsavvik pga slag oppe. Skrens i blokk og skrått fjell.	Større topphammer. Prøve ut Double head eller vibrasjonshammer. Større bordiameter.
Selvborende stag/peler		
FORDEL	ULEMPE	TILTAK/VIDEREUTVIKLING
Som topphammer. Løsmasse-/bergstag. Rask installasjon. Mulig med kontinuerlig injeksjon (sementmørtel) under boring. Redusert lekkasje opp langs stag.	Begrenset dybde og diameter. Kollaps i jord rundt stag. Størrelse og utbredelse av injeksjons sone/kropp. Begrenset erfaring som bergstag.	Injeksjon i løsmasser. Injeksjonsplattform. Datalogging av injeksjon. PE-rør og krympelast i frisone. Mer dokumentasjon av bergstag i byggegroper i leire.
Spyle- og rotasjonsboring		
FORDEL	ULEMPE	TILTAK/VIDEREUTVIKLING
Ingen luftspyling (kun vann). Ingen senkning av vannivå i foringsrør. Redusert risiko for utspyling/ innsuging av masser. Redusert omrøring/forstyrrelser.	Kan ikke bore i harde lag og blokk. Begrenset diameter med normale senkborerigger, men kan løses med større rotasjonskasse.	Pumpemengde og trykk. Rotasjonsboring med rullekrone i faste masser og berg.
Spyle-/RC boring med løsmassekrone + Polymer		
FORDEL	ULEMPE	TILTAK/VIDEREUTVIKLING
Polymer lager tettende sjikt på utsiden av stålrør og foran borkrone.	Pris. Begrenset anvendelse, egner seg ikke i harde lag.	Større og mindre diameter. Mer dokumentasjon og erfaring.
Senkhammer, luftdrevet		
FORDEL	ULEMPE	TILTAK/VIDEREUTVIKLING
Store dybder, 50-100 m. Stor diameter og utvalg. Lik energi uavhengig av dybde. Redusert borhullsavvik. Ringborkrone redusert påvirkning og borer fullt tverrsnitt. Eksenter og vinger lavere pris enn ringborkrone.	Økt risiko for utspyling/ utsuging av masser (volumtap). Ukontrollert utblåsning i grunnen. Vannivå senkes til hammer. Odex kan gi skrens og økt erosjon fordi borkrone sitter foran røret. Begrenset erfaring med vinger.	Mindre Odex-boring. Videreutvikling av ringborkronesystemet. Mer dokumentasjon og erfaring med forbedrede ringborkroner. Automatisk logging av boreparameter.
Senkhammer, vanndrevet (Vannhammer)		
FORDEL	ULEMPE	TILTAK/VIDEREUTVIKLING
Ingen luftspyling. Ingen senkning av vannivå i foringsrør. Redusert risiko for utspyling/ innsuging av masser.	Krever store vannmengder på byggeplass. Vinterdrift. Tung borstreng.	Større diameter. Utvikle rensesystemer for gjenbruk av borevann.
Reversibel senkhammer og rørdrivings-hammer		
FORDEL	ULEMPE	TILTAK/VIDEREUTVIKLING
Høgt vannivå i rør Rørdrivingshammer slår oppe Uttak av masse ved spyling eller hammer i røret Snur luftstrøm Oppsamling av borekaks Flere diameter på en streng	Tetting av små kanaler i borekronen. Om boring i morene over berg tar tid pga redusert slagenergi i forhold til konvensjonell hammer kan metoden ta ut mer masse.	Utprøving på mindre diameter. Mer dokumentasjon og erfaring med metoden ved ulike grunnforhold. Dataregistrering

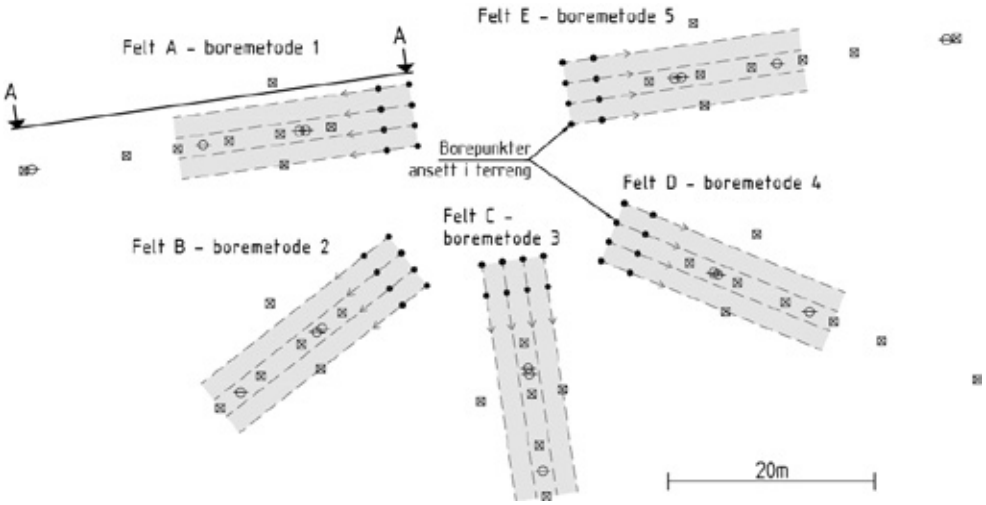
ERFARINGER OG RESULTATER FRA FELTFORSØK

BegrensSkade utførte høsten 2013 et fullskala feltforsøk ved Skåra i Onsøy med boring av stag gjennom leire og inn i berg (Lande, 2015). Forsøkene omfattet boring med 5 forskjellige boremetoder, se oversikt i tabell 3 og figur 11. Hensikten med å teste ut de ulike metodene var for å dokumentere installasjonseffekter og potensiale for å utløse setninger som følge av boringen**.**

Tabell 3: Oversikt boremetoder prøvd ut ved feltforsøk i Onsøy.

Felt	Boremetode	Utførende firma
A	1 - Selvborende stag, type Ischebeck 40/16	Fundamentering AS
B	2 - Odex 115 med senkhammer (luft)	Br. Myhre AS
C	3 - Odex 115 med vannhammer (Wassara)	NFT avd. SMEFA
D	4 - Odex 90/76 med topphammer	E-Service AS
E	5 - OD 114,3 sentrisk ringborkrone Ø120 og topphammer, gysing og trekking av foringsrør	Hallingdal Bergboring AS

Det ble boret totalt 8 stag fra terrengnivå for hver metode fordelt på 2 "stagrader" med 3 m avstand. Senteravstand mellom hvert stag var 2 m. Alle boremetoder ble utført kun med vannspyling gjennom bløt leire. Det var kun ved boring med odex senkhammer i felt B det ble benyttet luftspyling ved boring gjennom faste masser (tynt lag med sand) og videre inn i berg. For hver boremetode ble det installert 8 stk. setningsankere til 2 m dybde og 3 stk. elektriske poretrykksmålere til henholdsvis 4,5 m, 10 m og 17 m dybde. I tillegg ble det også satt ned 2 poretrykksmålere på forsøksfeltet som referanse. Poretrykksmålinger og setningsnivellement ble startet i god tid før oppstart av stagboring og målt regelmessig over ca. 1 år.



Figur 11: Plan over forsøksfelt med stagboring i Onsøy.

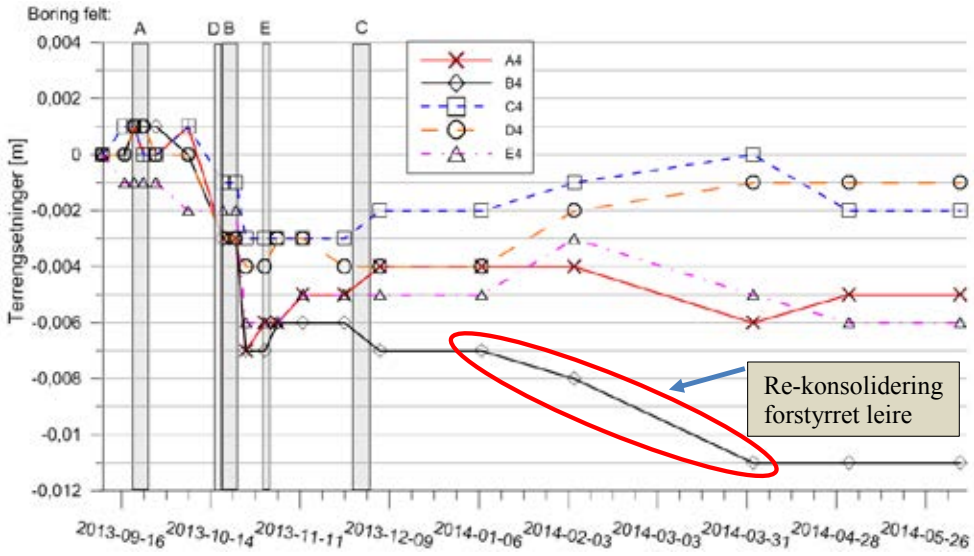
Resultater

Resultater fra setningsnivellement på forsøksfeltet viste generelt beskjedne terrengsetninger for alle boremetoder som følge av stagboring, med maksimalt 12 mm i felt B, se figur 12. Målenøyaktighet var for øvrig ca. ± 1-2 mm som forklarer noe av variasjonene. Målinger av

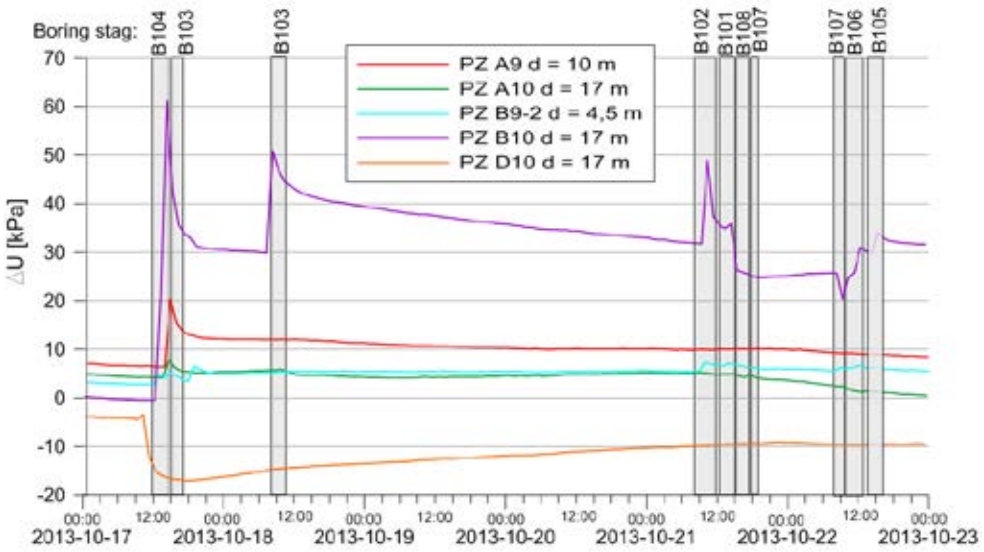
poretrykk og terrengsetninger har imidlertid vist en klar tendens til at boring med odex 115 luftdrevet senkhammer i felt B har ført til signifikant større poreovertrykk (opptil 60 kPa med avstand ca. 3 m) og terrengsetninger enn for alle andre boremetoder.

Setningsnivellement indikerer at boring i felt B (17-22.10.2013) førte til tilnærmet umiddelbare terrengsetninger på ca. 2-5 mm over hele forsøksfeltet. Det er mulig at boring i felt D (16-17.10.2013) også har bidratt noe til setningene, men trolig kun i felt C, D og E. Terrengsetningene i felt B økte med ca. 2-6 mm over en periode på ca. 6 måneder etter endt boring noe som indikerer at det i hovedsak var relatert til dissipasjon av poreovertrykk og re-konsolidering av delvis omrørt leire rundt foringsrør. De resterende boremetodene hadde mindre og nokså lik påvirkning på poretrykk og terrengsetninger som i felt B, men terrengsetningene har stoppet opp etter endt boring.

Visuelle observasjoner og måling av utspylt leire/masse under boring indikerer at de umiddelbare setningene ikke skyldes "overboring" eller utspyling av større volum enn det som foringsrørene opptar. Dette underbygges av poretrykksmålinger i leire (PZ B10) som viser at boringen gjennom leire i stor grad innebærer massefortrengning, se figur 13. At det har oppstått terrengsetninger over hele forsøksfeltet kan muligens forklares ved at det har oppstått relativt kortvarige poretrykksreduksjoner ved berg over et større område, som følge av boring med luftspyling i faste masser/berg i felt D og B.



Figur 12: Resultat av setningsnivellement for anker nr. 4 i felt A-E med angivelse av tidspunkt for boring med de ulike metodene.



Figur 13: Målt poretrykksendringer (Δu) ved boring i felt B med odex 115 luftdrevet senkhammer.

Konklusjoner fra feltforsøk med stagboring

De relativt små terrengsetningene som ble målt på forsøksfeltet står i stor kontrast til de store setninger som er rapportert av Langford et al. (2015) i forbindelse med analyser av en rekke byggegroper i bløt leire. Hovedårsakene til denne forskjellen skyldes trolig følgende forhold:

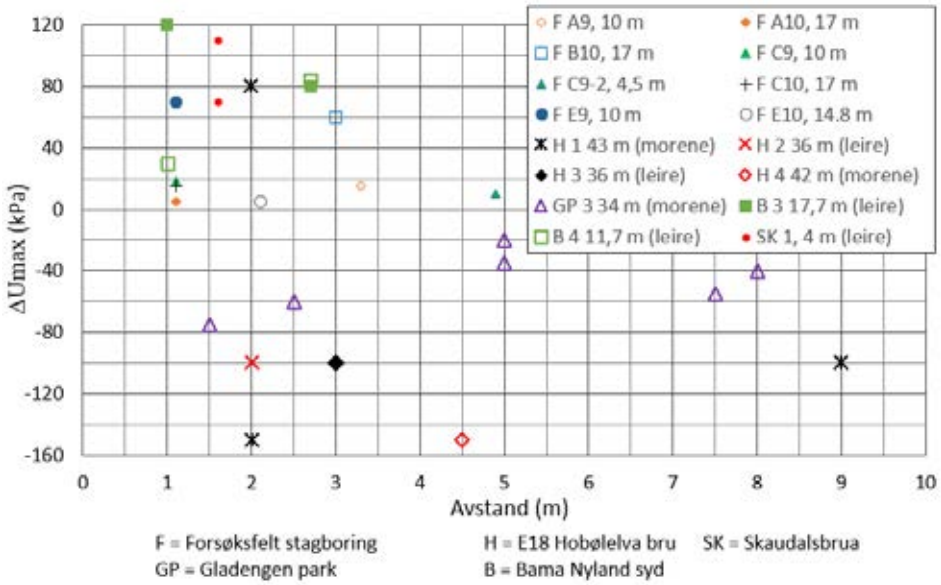
1. Boret få stag med liten dimensjon for hver boremetode, dvs lite påvirket volum.
2. Boring utført fra terrengnivå (over GV) uten effekt fra destabiliserende grunn- og vanntrykk ved borkronen.
3. Leiren på forsøksfeltet (Onsøy leire) har høyt leirinnhold og høy plastisitet (ca. 50-70 %), og er trolig mindre utsatt for erosjon/utspyling enn siltige og lavplastiske leirer.
4. Ubelastet terreng.

Effektene ved boring i faste masser og/eller berg med luftspyling er trolig mer avgjørende for setningsutvikling enn tidligere antatt. Basert på resultat fra forsøksfeltet anbefales det, hvis mulig, å unngå boring med luftspyling for å redusere ukontrollert omrøring og utblåsning i leire som kan skape setninger. For å begrense uønsket massefortrengning (poreovertrykk) og omrøring av omkringliggende leire rundt stag/peler viser resultat fra feltforsøk at borsynk ikke bør være høyere enn ca. 1 m/min.

ERFARINGER OG RESULTATER FRA NYE BYGGEPLASSER

BegrensSkade prosjektet har samlet inn og analysert resultater fra flere nye byggeplasser hvor det er utført boring for stag og/eller peler. I enkelte av prosjektene ble det instrumentert spesielt for å kunne dokumentere effekter av boring. Instrumenteringen har i hovedsak omfattet elektriske poretrykksmålere med automatisk logging installert til ulike dybder og avstander fra stag eller peler, kombinert med setningsmålinger.

Figur 14 viser en sammenstilling av maksimale målte poretrykksendringer (ΔU_{max}) mot teoretisk avstand fra stag/pel. Resultatene er fra forsøksfelt med stagborging og fire byggeprosjekter hvor det er boret peler.



Figur 14: Sammenstilling av poretrykksmålinger inntil stag på forsøksfelt, samt peler fra 4 nye byggeprosjekter (Veslegard, Lande og Simonsen, 2015).

Gjennom nærmere analyser av måleresultater og utførelse i de ulike prosjekt er det funnet følgende generelle trender:

1. Boring i bløt leire utføres ofte med så høy borsynk at det oppstår massefortrengning og påfølgende poretrykksøkninger lokalt rundt stag og/eller peler. Denne effekten er vist ved alle positive (+) verdier av ΔU_{max} i figur 14. Målinger viser at trykkøkning og influensområdet rundt borede stag og peler kan bli betydelig større enn det som er erfart ved rammede lukkede peler beskrevet av Karlsrud (2012). Mesteparten av pore-overtrykket dissiperer imidlertid som regel i løpet av noen dager.
2. Boring som omfatter bruk av luftspyling har generelt høyere risiko for å føre til setninger og skader i nærliggende områder. Luftspyling gjennom bløt leire og silt kan føre til betydelig omrøring, samt ukontrollert utblåsning av trykkluft i grunnen og utspyling av masser.
3. Boring med luftspyling i faste masser (sand/grus/morene) over berg gir økt risiko for innsuging av masser rundt borkrone som følge av "Venturi effekten" som videre kan føre til setninger. Målte poretrykksreduksjoner i nærhet av stag/pel gir en indikasjon på denne effekten, som i enkelte tilfeller kan registreres flere meter fra borkronen, se negative (-) verdier av ΔU_{max} i figur 14.
4. Utførte setningsnivellement har vist tilnærmet umiddelbare setninger som følge av boring, noe som i stor grad underbygger effekten beskrevet i punkt 2. I tillegg viser nivellement at setningene fortsetter flere måneder etter endt boring noe som indikerer re-konsolidering av omrørt leire.

5. Risiko for at boring av stag og/eller peler fører til setninger og skader er generelt høyere dersom det bores fra et nivå som er godt under grunnvannsnivå.

ANBEFALINGER VEDRØRENDE BORING

Boremetoder og prosedyrer

BegrensSkade-prosjektet har beskrevet generelle anbefalinger vedrørende valg av boremetode og utførelse av boring for peler og/eller stag for å redusere risikoen for at boringen skal gi skader. Det er imidlertid viktig å understreke at det er behov for egne vurderinger i hvert enkelt prosjekt. Alternativer til boring av stag og peler, for eksempel innvendig avstivning og rammede peler, bør vurderes nærmere i prosjekter hvor det er spesielt fokus på å redusere risiko for setninger. Dette er vurdert og beskrevet av Langford et.al (2015). I tillegg er det viktig å være klar over at boring er et håndverk som krever høy kompetanse og erfaring for å redusere negative effekter og skader. Behov for opplæring og sertifisering av boreledere er i den sammenheng fremhevet som et viktig tiltak av Veimo et.al (2015).

I forbindelse med valg av boremetode og utførelse anbefales følgende:

a) Dersom det er teknisk mulig bør det fortrinnsvis velges boremetode som muliggjør boring kun med vannspyling både gjennom bløte og faste masser, samt inn i berg. Per i dag kan topphammer bore foringsrør med diameter Ø90-140 mm, og vannhammer Ø114-324 mm.

b) Hvis det anvendes luftdrevet senkhammer bør det benyttes ringbor- og pilotkroner som er spesielt utformet for å redusere risiko for "overboring" og at trykkluft evakuerer ut i grunnen og fører til ukontrollert utspyling av masser opp langs utside av stålrør, men også innsuging av masser rundt borkronen. Ringborkroner kan bore stålrør med diameter Ø114-1016 mm.

c) Reversert sirkulasjon (RC-boring) med dobbel borestreng med kontinuerlig oppsamling og kontroll av volum borkaks kan være et godt alternativ ved boring i utfordrende grunnforhold med bløt leire og faste masser over berg som krever bruk av luftspyling for å bore inn i berg. Det kan også benyttes støttevæske.

d) Borsynk bør tilpasses dimensjon på boreutstyr og grunnforhold for å unngå uønsket massefortrengning og omrøring rundt borestreng ved boring i bløt leire og silt. For stag og mikropeler (Ø < 300 mm) bør borsynk ikke være høyere enn eksempelvis 1 m/min ved boring i leire. For grovere peler kan det være nødvendig med enda lavere borsynk. For lav borsynk (<0,5 m/min) i sensitiv og kvikk leire kan imidlertid føre til økt "overboring" og volumtap dersom det ikke er tilstrekkelig stabiliserende mottrykk fra vannsøyle i foringsrør, eller det benyttes luftspyling.

e) Ved boring i bløt leire, silt og sand bør (skal) det kun benyttes vannspyling for å løfte ut borkaks av borehullet for å redusere omrøring og utspyling på utside av stålrør. Spyletrykk og volum vann tilpasses dimensjon på boreutstyr og stedlige grunnforhold. Det er hovedsakelig vannmengden (l/min) som er avgjørende for å sikre tilfredsstillende hastighet på spylevannet og transport av boreslam opp gjennom rør. Vanntrykk bør ligge

mellom ca. 3-15 bar og vanntilførsel på ca. 60-350 l/min avhengig av boredimensjon og dybder. Bruk av tilsetningsstoff (skum) kan forbedre transport av masse opp av borehullet.

f) Ved bruk av luftdrevet senkhammer for boring i faste løsmasser (morene/sand) bør spyletrykk reduseres til et minimum som er tilstrekkelig for å kunne drive hammeren og sikre penetrasjon. Det bør ikke benyttes høyere spyletrykk enn ca. 8-10 bar, og maksimalt 15 bar ved boring i løsmasser. Spyletrykk må tilpasses dimensjoner, dybder og grunnforhold.

g) Ved all boring skal det være kontinuerlig opptransport av spylemasser (borkaks og borslam) som kommer i retur opp i foringsrør. Kommer det ikke masse opp gjennom foringsrøret bør boringen umiddelbart stoppes og tiltak iverksettes for å unngå ukontrollert utblåsning ut i grunnen. Om dette ikke oppnås bør boringen avbrytes, røret trekkes opp og masser fylles tilbake.

h) For å redusere risiko for ukontrollert innstrømming av masser ved stopp i boreprosessen skal stålrør fylles med vann før stopp i boreprosessen. Det kan også benyttes støttevæske (bentonitt, polymer) med høyere egenvekt og som danner en filterkake i forkant av borkronen.

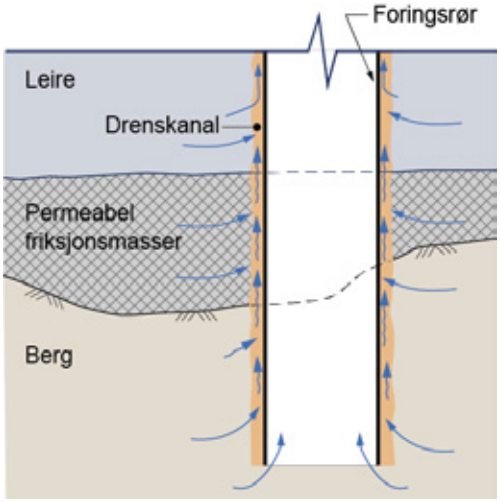
Tiltak for å redusere lekkasje og grunnvannssenking

I prosjekter hvor det er (høy) risiko for at foringsrør til stag og/eller peler kan føre til lekkasjer med påfølgende reduksjon av poretrykk ved berg kan det iverksettes ulike tiltak for å unngå eller redusere disse negative effektene:

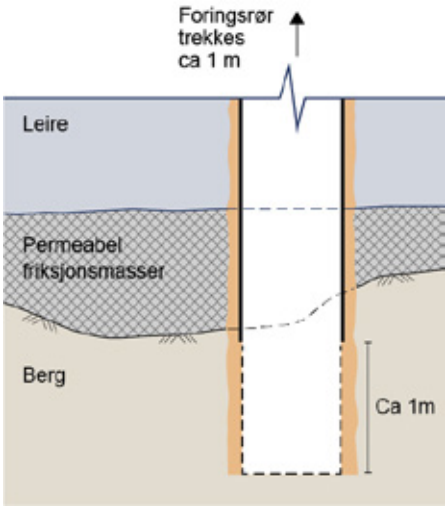
1. Dersom det er teknisk og økonomisk mulig bør det ved prosjektering vurderes å velge løsninger som reduserer eller utelukker bruk av borede stag og/eller peler. (Eksempelvis innvendig avstivning for å unngå stag som bores under GV-nivå, eller rammede peler)
2. Boring av foringsrør til peler (og stag) fra nivå over GV, eller et nivå ikke vesentlig dypere enn GV-nivå for å redusere fare for å skape drenerende "glippe" opp langs utside av foringsrør uansett boremetode. Foringsrør bores ca. 1 m inn i godt berg (figur 15).
3. Foringsrør trekkes ca. 0,5-1 m opp og borestreng trekks ut av rør, hele tiden med vannfylt rør. Deretter utføres mørtelinjeksjon med pakker i bunn av foringsrør for tetting av glippe på utside av foringsrør ved overgang mellom rør og berg (figur 16 og 17). Ved boring fra nivå under GV bør mørtelinjeksjon utføres fortløpende i forbindelse med boring for å unngå at flere rør står og drenerer vannførende lag samtidig.
4. Foringsrør bankes ned til bunn av borehull f. eks ved hjelp av borhammer.
5. Etter herding (avhengig av sementtype, men minimum 3 døgn) bores hullet opp igjen, og tettingen testes med vanntapsmåling ved at foringsrøret fylles med vann og det settes på 5 m overtrykk i forhold til terreng i 5 minutter. Mengde vann registreres i bore-protokoll og vurderes om det er over grenseverdi.
6. Installere lisser og/eller stålkjernepeler fortløpende for å redusere tid som rør eventuelt står og drenerer innvendig. Utføres installasjon av stag/stålkjerner fra nivå over GV er drenering ikke et problem, såfremt det ikke er artesisk trykk i området, og flere/alle kan

installeres samtidig. En annen fordel med å installere stålkjerner fra nivå over GV er at oppføring av kjeller og resten av bygget kan starte umiddelbart når traubunn er nådd.

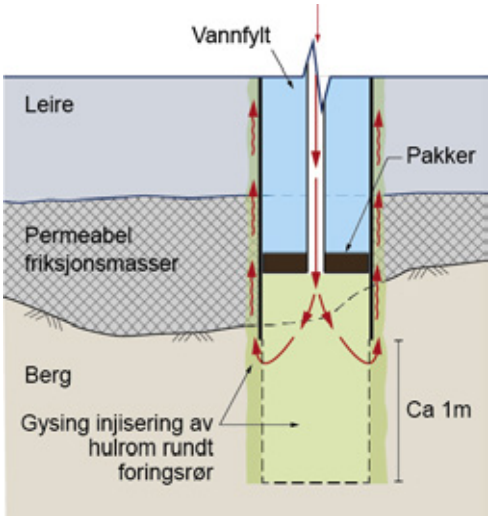
7. Infiltrasjonsbrønner i berg kan etableres for å opprettholde nødvendig poretrykk (kombinert med måleprogram for poretrykksmåling).
8. Dersom det benyttes topphammer med selvborende stag eller tykkvegget gjenga rør som trekkes vil fortløpende mørtelinjeksjon av borehull eliminere problem med lekkasje opp langs stagene.



Figur 15: Boring foringsrør ca. 1 m ned i godt berg.



Figur 16: Foringsrør trekkes ca. 0,5-1 m opp.



Figur 17: Mørtelinjisering med pakker fra bunn av foringsrør.

FORBEDRET DOKUMENTASJON OG KONTROLL

BegrensSkade ser et behov for bedre og mer detaljert dokumentasjon fra entreprenørene, samt bedre oppfølging/kontroll fra byggherrer av arbeider som innebærer boring for stag og peler. Dette er vurdert som nødvendig for å kunne redusere antall og omfang av skader. Bedre og mer detaljert dokumentasjon vil bidra til økt kunnskap knyttet til boring, og gjøre det lettere å kontrollere at utførelsen er slik som beskrevet og med tilfredsstillende kvalitet. Ved eventuelle skader vil det være lettere å vurdere årsaksforhold.

Boreprotokoller har vært, og er fortsatt den klart viktigste dokumentasjonen fra utførelse av boring. De kan gi verdifull informasjon om grunnforholdene (løsmasser og berg) og eventuelle problemer og avvik som kan ha betydning for prosjektering og dimensjonering, samt verifisere kvalitet. I enkelte tilfeller har boreprotokoller begrenset innhold som ikke oppfyller de krav som stilles i standarder og beskrivelser.

I henhold til gjeldende standard, Eurokode 7 (Norsk standard, 2008a), stilles det i Kapittel 7.9 "Utførelseskontroll" krav om peleprotokoll for hver enkelt pel, med referanser til ulike utførelsesstandarder. Beskrivelsesstandard NS 3420-G:2008 (Norsk Standard, 2008b) og Håndbok R762 Prosesskode 2, (Statens Vegvesen, 2014) setter i utgangspunktet omfattende krav til utfylling av boreprotokoller, men det er ulik praksis i bransjen. Det er til dels store forskjeller i krav fra ulike byggherrer og geoteknisk prosjekterende.

I Eurokode 7 og Prosesskode 2 er det listet opp og beskrevet hvilken informasjon som minimum skal være med i boreprotokoller for borede peler. Det er ikke tilsvarende detaljerte krav til borede stag. I tillegg til denne generelle informasjonen bør boreprotokoller inneholde følgende informasjon:

- Tidspunkt for start/stopp boring (skjøting av rør, pauser osv.), samt boring i faste masser over berg og inn i berg.
- Registrering og beskrivelse av lagdeling i hele borprofilet, eventuelle vannførende lag og sprekker i berg.
- Boresynk gjennom hele borprofilet, både boring i løsmasser og i berg (m/min eller sek/m).
- Rotasjonshastighet (rpm).
- Vanntrykk og mengde gjennom hele borprofilet (bar og liter).
- Lufttrykk og mengde gjennom hele borprofilet (bar og liter).
- Matetrykk (trykkraft) (kN eller bar).

Automatisk datalogging
Automatisk datalogging og registrering av relevante parametere bør i større grad innføres og kreves for all boring av stag og peler, tilsvarende som ved geotekniske grunnboringer, for eksempel totalsondering. Datalogging fra boring kan da på en effektiv måte gi nødvendig informasjon som kreves i boreprotokoller, se eksempel i figur 18. Det finnes utstyr for datalogging tilgjengelig, men det er inntil videre kun et fåtall prosjekter hvor det er benyttet i Norge.

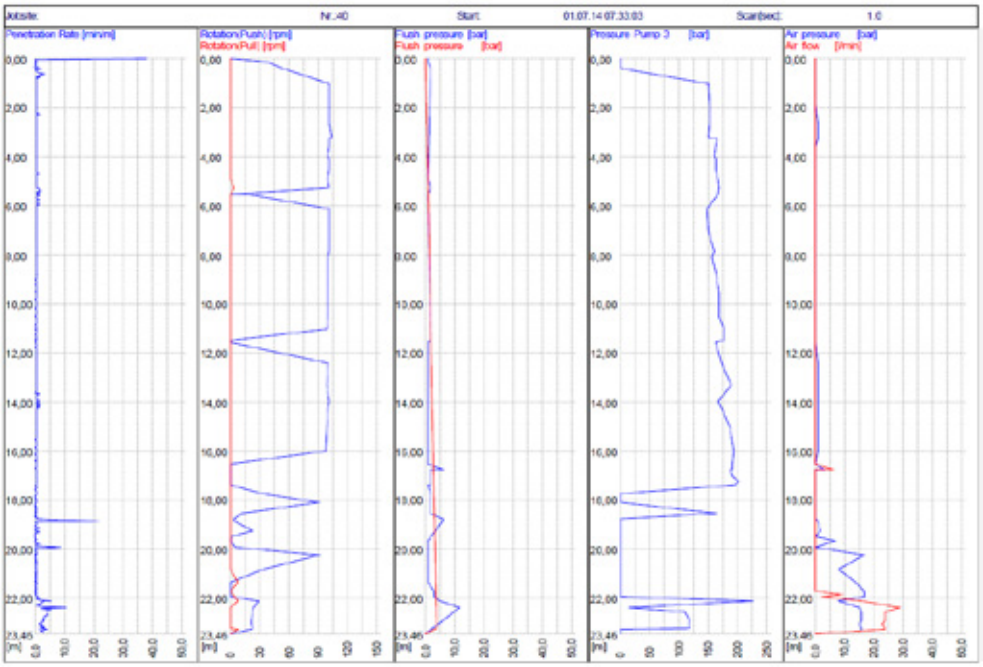
Instrumentering
For bedre dokumentasjon og kontroll av installasjonseffekter knyttet til boring bør tilstrekkelig og korrekt instrumentering benyttes i større grad enn det som har vært vanlig praksis. Erfaringer

viser en tendens til at "mindre" prosjekter som ikke vurderes som spesielt utfordrende eller risikofylte relativt ofte fører til uventede skader. I slike tilfeller er det sjeldent planlagt et tilstrekkelig måleprogram. I tillegg til å ha tilstrekkelig og korrekt instrumentering må hyppighet på målinger/logging tilpasses ulike arbeidsaktiviteter og fremdriften i hvert enkelt prosjekt slik at man får nødvendig data for å vurdere ulike effekter og årsakssammenhenger.

I det påfølgende er det beskrevet noen generelle anbefalinger vedrørende instrumentering:

1. Poretrykk og grunnvann
   - For å måle og dokumentere endringer i poretrykk og grunnvann som følge av boring bør det installeres elektriske piezometere (PZ) med automatisk logging. Måleintervall kan da tilpasses underveis etter behov, avhengig om man vil måle umiddelbare endringer ved installasjon og/eller over lengre tid.
   - PZ bør fortrinnsvis installeres i ulike dybder og med ulike avstander fra det aktuelle området hvor det utføres boring, og være tilpasset den aktuelle problemstillingen.
   - PZ installert i leire kan benyttes for å vurdere poretrykksøkning som følge av masse-fortrengning og/eller ukontrollert utblåsning av trykkluft i leira forutsatt at avstanden mellom stag/pel og PZ ikke er for stor.
   - PZ bør installeres ned til faste masser/berg for å kunne dokumentere eventuelle temporære endringer av poretrykk under boring. Reduksjoner av poretrykk kan gi en indikasjon på risiko for innsuging/erosjon av masser ved luftspyling. I tillegg kan man måle langtids reduksjoner av poretrykk grunnet lekkasje/drenasje.

2. Setninger og forskyvninger
   - For å måle og dokumentere om boring fører til setninger bør det utføres setnings-måling i ulike dybder og avstander fra det aktuelle området hvor det utføres boring. Dette kan fortrinnsvis gjøres ved bruk av ekstensometre eller setningsankere.
   - For støttekonstruksjoner bør det utføres helningsmåling for å dokumentere forskyvning og sammenligne mot beregnede/forventede verdier. Helningsmåling kan alternativt kombineres med ekstensometer.
   - Ideelt sett bør volum av borkaks og spylevann måles for å kunne vurdere om boringen fører til volumtap. Slike målinger er imidlertid utfordrende såfremt det ikke benyttes boresystem med reversert sirkulasjon (RC-boring).



Figur 18: Eksempel automatisk datalogging ved boring av peler (Kilde: Hallingdal bergboring).

REFERANSER

Karlsrud, K. (2012) Prediciton of load-displacement behavior and capacity of axially loaded piles in clay based on interpretation of pile load test results. Doctoral thesis, Norwegian University of Science and Technology.

Lande, E.J. (2015) BegrensSkade delrapport 4.1 Feltforsøk stagboring. Dokumentasjon av effekter ved boring i leire. Datert 22. september 2015

Langford, J., Karlsrud, K., Lande, E.J og Baardvik, G. (2015) BegrensSkade delrapport 1+2.4 Vurdering av skader og deformasjoner knyttet til utførelse av stagforankring og borede peler i byggegroper. Datert 24. september 2015.

National Highway Institute (2005) Micropile Design and Construction Guidelines. Publication No. FHWA NHI-05-039. Federal Highway Administration, NHI course 132078, December 2005. (updated and revised version of Publication no. FHWA-SA-97-070 from June 2000.)

Norsk Standard (2008a) NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering. Del 1: Allmenne regler.

Norsk Standard (2008b) NS 3420-F/G:2008 Beskrivelsestekster for bygg, anlegg og installasjoner – Del 1 Grunnarbeider del 1 og Del G Grunnarbeider del 2.

Statens Vegvesen Region Øst (2005) Teknisk sluttrapport grunnarbeider og fundamentering. Årum – Alvim, ny Sandesund bru E6 i region øst, datert 27. november 2013.

Veimo, I., Persson, J., Johansen, G.M. og Lohman, J. (2015) BegrensSkade delrapport 6.4 Kartlegging av maskinoperatørers opplæring innen grunnarbeid. Datert 9. februar 2015.

Veslegard, G. og Simonsen, A.S. (2014) BegrensSkade delrapport 1+2.1 State of the art Boreteknikk. Datert 13. mai 2014.

Veslegard, G., Lande, E.J. og Simonsen, A.S. (2015) BegrensSkade delrapport 3.4 Forbedring og videreutvikling borede stag og peler. Metoder, utførelse og dokumentasjon. Datert 22. september 2015.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2015

HVORDAN KAN VI OVERVÅKE OG VARSLE FJELLSKRED? EKSEMPEL FRA MANNEN I ROMSDALEN

Monitoring of rockslides. Example from Mannen in Romsdalen

Lars Harald Blikra, seksjonssjef NVE

SAMMENDRAG

Fjellskred som gir lange utløpsrekkevidder og som kan føre til omfattende sekundærvirkninger i form av flodbølger og oppdemninger representerer en høy risiko. Undersøkelser, overvåking og varsling knyttet til store fjellskred har derfor blitt etablert på bakgrunn av omfattende krav gitt i nasjonale forskriftet og internasjonale standarder. Det er forsøkt å oppnå god kunnskap om geologiske forhold og deformasjon i skredområdene, i tillegg til robuste og redundante overvåkingssystem og infrastruktur. Arbeidet som er utført har vist viktighetene av å inkludere undersøkelser og overvåking både i overflaten og i undergrunnen. Den etablerte sanntids overvåking og varsling har redusert risikoen til et akseptabelt nivå.

Hendelsen ved Mannen i Romsdalen høsten 2014 og 2015 viste med tydelighet utfordringene med bruk av overvåking for å redusere risiko. Selv om hastighetene var store, og akselerasjonstrenden indikerte et fjellskred, endret situasjonen seg i fjellpartiet og bevegelsene avtok og stabiliserte seg for vinteren. Hendelsen fikk en svært stor medieinteresse, ikke bare i regionen, men også nasjonalt og i andre land. En stor faglig utfordring var formidling av usikkerhet, og et kritisk element med å bruke overvåking som tiltak er hvordan vi klarer å oppnå tillit hos befolkningen som er truet. Erfaringen fra hendelsene ved Mannen viste viktigheten av formidling av kunnskap og en tett dialog mellom eksperter og de evakuerte.

SUMMARY

The investigations, monitoring and early-warning that have been designed and implemented for the Norwegian rockslides follows requirements guided in national building codes and international standards for geotechnical design. The high risk due to a rockslide that has large run-out distances and can dam rivers and generate disastrous tsunamis has been the fundamental basis for the requirements and the design. The main aim has been to achieve a reliable knowledge base of the geology and the deformation model, in addition to a robust and redundant monitoring systems and related infrastructure for the early warning. The work has shown the importance of including both surface and subsurface investigations and monitoring. The established real-time monitoring systems and related infrastructure have reduced the risk to an acceptable level.

The event at Mannen in Romsdalen in 2014 and 2015 demonstrated the challenge of using monitoring to reduce risk. Even if the velocity was large, and the acceleration indicated a rockslide, the conditions changed and the displacements were reduces and the area stabilized for the winter. The event got an overwhelming media attention, not only in the region, but also nationally and in other countries. A scientific challenge was the dissemination of uncertainty. The experience from this event stress the importance of communication of knowledge and a close dialog between the evacuated people and the experts.

INNLEDNING

Fjellskred er definert som utfall av fjell med volum over 100.000 m^3. Historien viser to til tre store ulykker for hvert århundre i Norge, og at de fleste har skjedd ved at skredene har utløst flodbølger. Best kjent er hendelsene i Loen i Sogn og Fjordane i 1905 og 1936 og Tafjorden i Møre og Romsdal i 1934. Disse tre skredene kostet 174 mennesker livet. Utbygging i strandsonen og økende turisme har gjort oss mer sårbare for slike skred og flodbølger.

NVE har ansvaret for å kartlegge og følge opp fjellskredrisikoen i Norge. Fjellskred er vanskelig å håndtere på grunn av store volum, lange utløp og omfattende sekundære effekter som flodbølger, oppdemninger og demningskollaps. Fysiske tiltak er ofte svært vanskelig og vil være kostnadskrevende. Overvåking og varsling av høyrisikoobjekt er derfor strategien som er valgt. Dette stiller imidlertid også strenge krav til kunnskap, kvalitet og sanntids oppfølging.

Denne artikkelen gi en kort oversikt over prinsippene i overvåkingen av fjellskred og gir et konkret eksempel på oppfølging ved økt farenivå. I dag er fire fjellskredområder underlagt kontinuerlig overvåking og varsling (Figur 1).

Figur 1. Høyrisikoobjekt i Norge hvor det er etablert overvåking og varsling.

VARSLING AV FJELLSKRED

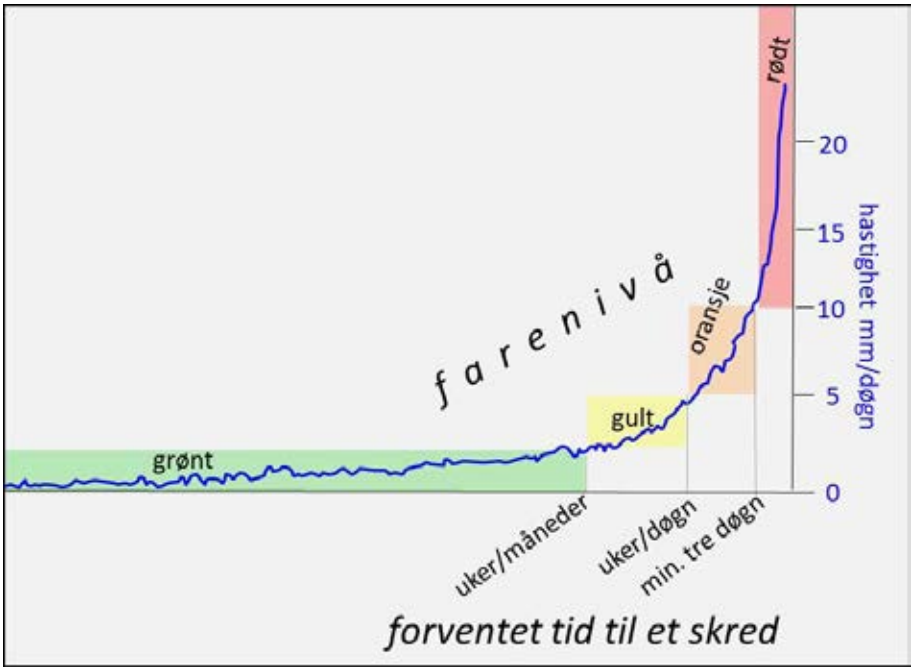
I tektonisk stabile områder som Norge kommer fjellskredene nesten alltid fra fjellparti som er i sakte bevegelser, ofte inntil noen centimeter per år. Slike bevegelser kan vare i flere årtier eller århundrer. Noen ganger øker bevegelsene betydelig og da ender det ofte i et fjellskred. Erfaringer fra Alpene hvor det flere ganger har gått fjellskred fra overvåkede fjell, viser at akselerasjonsfasen forut for et skred varer fra et par uker til litt over en måned. Historisk har man sett lignende ved fjellskredene i Norge. Forut for skredene har fjellpartiene vært urolige med hyppige småskred, og man har observert sprekker i fjellet som utvidet seg.

De fire fjellpartiene i Norge som måles og overvåkes kontinuerlig, har omfattende instrumentering: Strekkstag, lasere, radarer, GPS, totalstasjon, elektroniske vinkelmålere, borehullsensorer, seismiske sensorer og værstasjoner. Hvert fjellparti er overvåket av tre eller flere ulike målesystem. Måledataene overføres fortløpende til NVEs overvåkingssentre på Stranda i Møre og Romsdal, eller Kåfjord i Troms. Geologer har vakt i en turnusordning, og analyserer dataene.

De overvåkede fjellpartiene har til enhver tid et farenivå på en fire trinns skala (Figur 2):

- Grønn/lav,
- Gul/ moderat
- Oransje/høy og
- Rød/ekstrem fare.

Fjellets bevegelser er den viktigste faktoren for å fastsette farenivået. Dersom farenivået endres, varsler NVE andre beredskapsaktører som kommuner, politi, fylkesmannen m.fl. For hver heving av farenivået vil NVE og de andre beredskapsaktørene intensivere beredskapen.



Figur 4. Skjematisk fremstilling av forventet utvikling av et fjellskred med tilhørende farenivå. Fra Nasjonal beredskapsplan for fjellskred (Eikenæs, 2015).

GEOFAGLIG KUNNSKAP

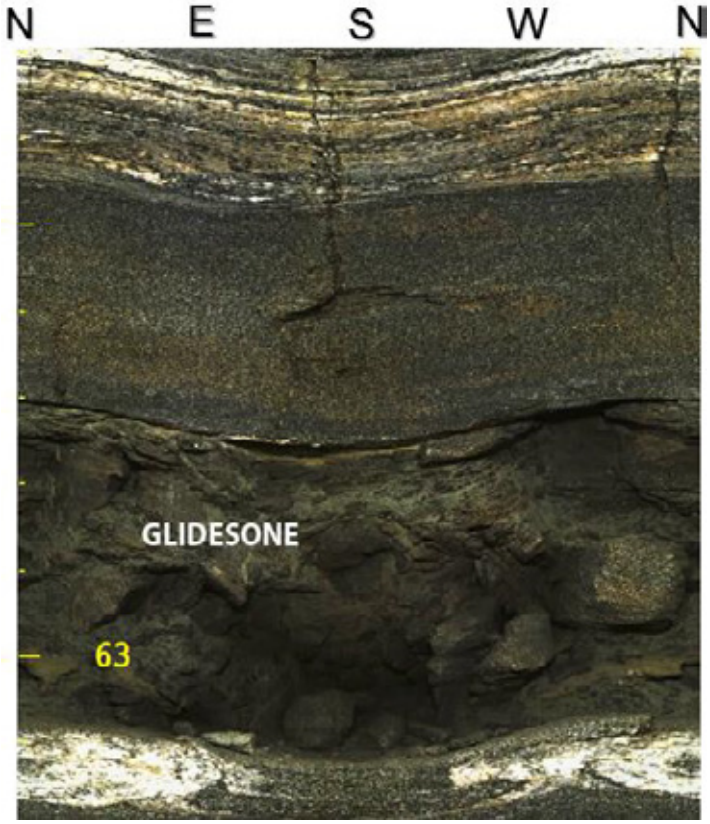
Fjellskred er styrt av geologiske strukturer, spesielt orientering og fall av sprekker, foliasjon og forkastninger. En god forståelse av den strukturelle oppbyggingen er viktig basis for tolket lokalisering av glideplan og avløsende sprekker, som igjen er kritisk for analyse av stabilitet, geometri, volum, utløpslengder og sekundære prosesser. De fleste store ustabile fjellparti som kan utvikle seg til et fjellskred er i øvre del avgrenset av velutvikla baksprekker (Figur 3).

Ofte blir geologisk modeller utarbeidet på bakgrunn av observasjoner og kartlegging av strukturer i overflaten, men i komplekse fjellskredområder er det av stor viktighet med tilstrekkelig kunnskap om undergrunnen, og geofysiske undersøkelser og boringer vil være nødvendig. Dette inkluderer geologisk kartlegging av borehull (logging) og instrumentering for måling av bevegelse og vanntrykk. Logging bed bruk av optisk kamera har vist seg spesielt viktig for kartleggingen (Figur 4). Stabilitetsanalyser vil blant annet være helt avhengig av tilstrekkelig informasjon om geometri og tilstanden i undergrunnen.

Et undersøkelsesprogram for komplekse og store fjellskred bør inkludere følgende hovedelementer:

- Overflate undersøkelser (geomorfologi, strukturgeologi, bergmekanikk, hydrologi)
- Undersøkelser i undergrunnen (geofysikk, boringer)
- Analyser og modellering (stabilitetsmodellering, skreddynamikk, utløpsanalyser, tsunami modellering)
- Evaluering av mulig fysiske sikringstiltak
- Dokumentasjon

Figur 3. Oversikt over øvre del av ustabil fjellside ved Åknes.



Figur 4. Bilde fra glidesonene på 63 m dyp i øvre borehull, Åknes (optisk televiewer). Kamera er orientert slik at en har kontroll på retninger. Lagdelingen er foliasjonen i gneisen, og den nedknuste sonen representerer det viktigste glideplanet på Åknes

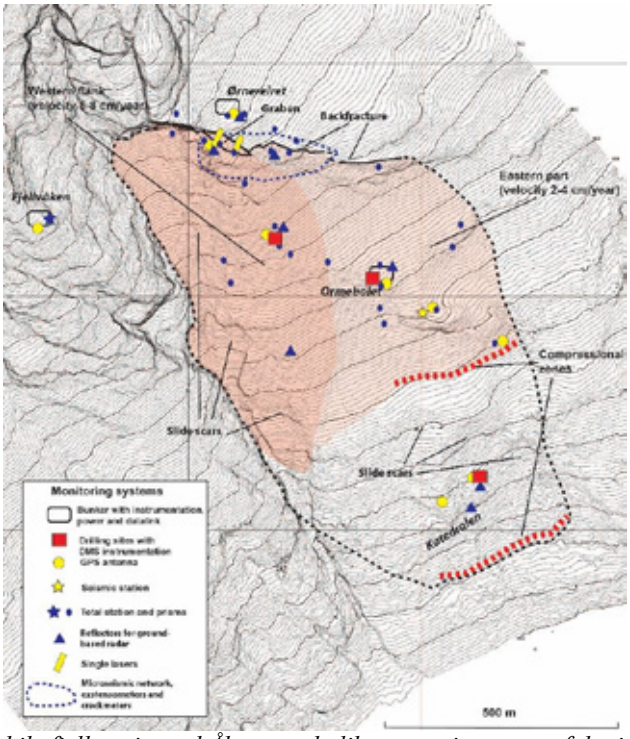
KRAV OG DESIGN TIL OVERVÅKINGSSYSTEM

Design og implementering av overvåkingssystem i komplekse fjelskredområder følger følgende hovedkonsept:

1. Sensorer i overflaten og borehull som gir tilstrekkelig kunnskap og sanntidsdata om bevegelser
2. Sensorer som gir informasjon om kontrollerende mekanismer for bevgelse (meteorologisk stasjon og vanntrykk)
3. Backup system for alle kritiske sektorer ved å etabler ulike typer overvåkingssystem
4. Infrastruktur i form av energiforsyning og samband fra fjellet som er robust og som har tilstrekkelig reservesystem.

For å etablere robuste og redundante overvåkingssystem er det benyttet en rekke ulike instrumenteringsløsninger bade i overflaten og i borehull (Figur 5). Endelig overvåkningsløsning skal skaffe til veie et best mulig kunnskapsgrunnlag, og skal dekke hele det ustabile området og de ulike scenario, se eksempel fra Åknes i figur 6.

Figur 6. Eksempler på overvåkingssystem. Øverst: Laser til venstre, GPS antenne i midten og web kamera og radio antenne til høyre. Nederst: bakkebasert radar til høyre, ekstensometer i midten og borehullsinstrument til høyre (DMS).



Figur 7. Det ustabile fjellpartiet ved Åknes med ulike scenario, geomorfologiske former og instrumentering (modifisert fra Blikra, 2012).

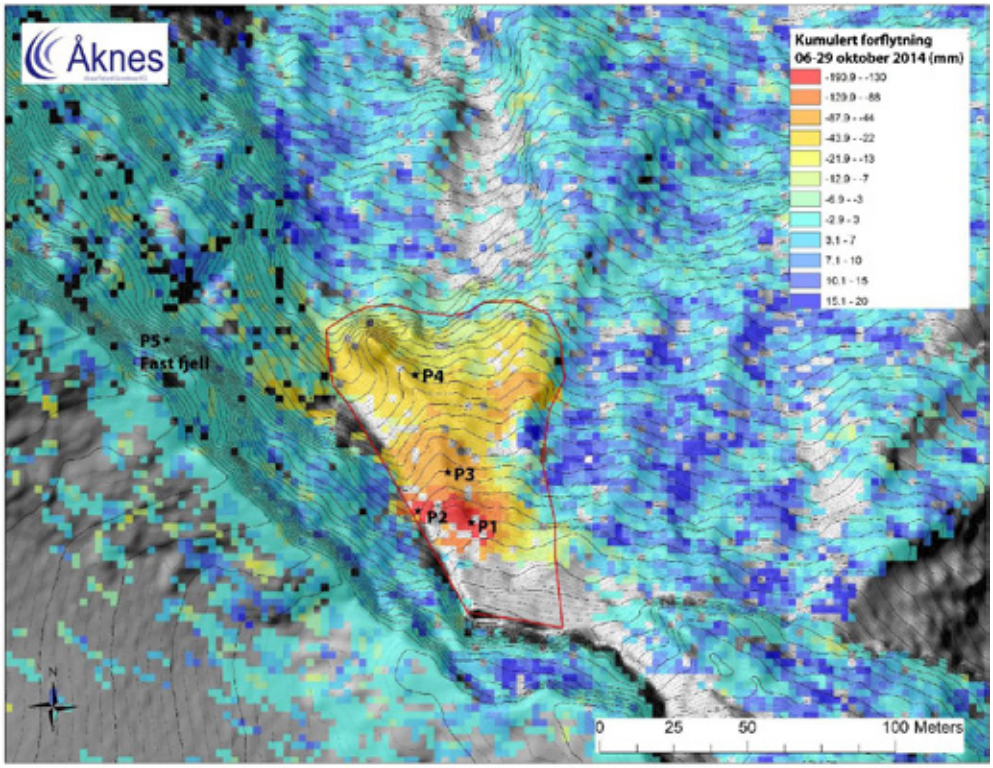
MANNEN I ROMSDALEN

Mannen i Romsdalen er en del av det tre kilometer lange Børa-Mannen komplekset som er det største ustabile fjellpartiet i Møre og Romsdal og et av de største i Norge. Mesteparten av området er uten målbare deformasjoner, men ved Mannen er det bevegelser i en fjellformasjon (700-1300 moh.) på maksimalt 11-14 millioner m^3 (Figur 8). I øvre deler er bevegelsene i dag på et par cm pr år, men avtar nedover fjellsida. Overvåkingsutstyr ble installert 2009-2011. Boringer dokumenterer at fjellet er godt drenert, uten at det står vann i sprekker i bunn av borehullene (130 m under overflaten).

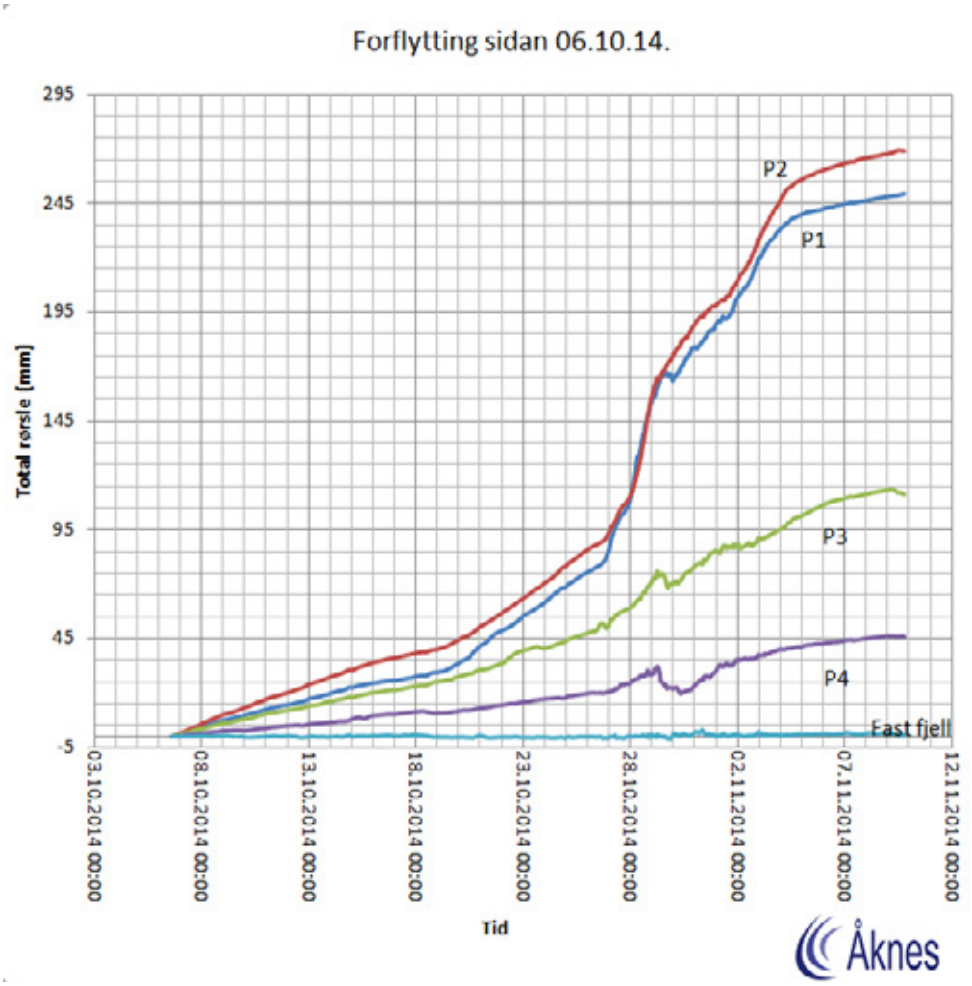
Figur 8. Veslemannen er et avgrenset område (markert med gult) som ligg innenfor de store definerte scenario for det store ustabile fjellpartiet Mannen (Fra Skrede m.fl., 2015).

I september 2014 var en liten del av Mannen området i store bevegelser. Det ble oppdaget gjennom en kort periodisk måling ved bruk av en bakkebasert radar system (Figur 6, nede til høyre). Området ble dokumentert etter kun en ukes måling (Figur 9). Dette instrumentet er i stand til å måle og skanne store deler av den bratte og utilgjengelige fjellsiden, og er en effektiv metode for raskt å få oversikt over stabilitetsforholdene i store områder.

Området med aktive bevegelser ble estimert til å ha et volum på mellom 120.000 and 180.000 m^3, og et fjellskred kunne true noen gårdsbruk og jernbanen. Flere faser med akselererende bevegelser i slutten av oktober førte til evakuering av folk og stenging av jernbanen. Bevegelsen ved flere punkt er vist i figur 10. Hendelsen demonstrerte utfordringene med bruk av overvåking for å redusere risiko. Selv om hastighetene var store, og akselerasjonstrenden indikerte et fjellskred, endret situasjonen seg i fjellpartiet og bevegelsene avtok og stabiliserte seg for vinteren.



Figur 9. Resultat fra bakkebasert radar ved Veslemannen I Romsdalen. Det viser total bevegelse (mm) in en 3 ukers periode i oktober 2014. Bevegelser i de ulike punktene er vist i figur 10.



Figur10. Bevegelse fra det ustabile Veslemannen området fra 6. oktober til 10. november 2014. Se lokalisering av punkter i figur 9.

Figur 11. Bilde tatt ovenfor Veslemannen som illustrerer overvåkingen for Veslemannen som nå er fullt operativt og del av den faste overvåkingen ved NVE.

REFERANSER

Blikra, L.H. 2012: The Åknes rockslide, Norway. In: Landslides: Types, Mechanisms and Modeling, Clague, J.J. and Stead, D. (Eds.), Cambridge.

Eikenæs, O. 2015: Nasjonal beredskapsplan for fjellskred. NVE rapport 44 2015.

Skrede, I., Kristensen, L. & Hole, J. 2015: Geologisk evaluering av Veslemannen. NVE rapport 41 2015

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2015

E18 BOMMESTAD-SKY - UTFORDRINGER I BYGGEGROP BØKESKOGEN
E18 BOMMESTAD-SKY – CHALLENGES IN CONSTRUCTION PIT BØKESKOGEN

Sivilingeniør Inger J. M. Søreide, Rambøll
Cand.Scient geologi Marielle Øyvik, Rambøll

SAMMENDRAG

Statens Vegvesen er i gang med utbyggingen E18 Bommestad- Sky. Skanska er entreprenør for vegstrekningen, Bilfinger er entreprenør for Farrisbrua. Rambøll har vært prosjekterende innen alle fag for vegstrekningen og brua. Denne artikkelen tar for seg noen geotekniske og ingeniørgeologiske utfordringer ved utførelsen.

SUMMARY

The Norwegian Public Roads Administrations is developer for the E18 Bommestad-Sky road part. Skanska is entrepreneur for the road part, and Bilfinger Berger is entrepreneur for the Farris Bridge. Rambøll has planned the road and bridge including all subjects. This article discusses some of the geotechnical and geological challenges in the construction phase.

INNLEDNING

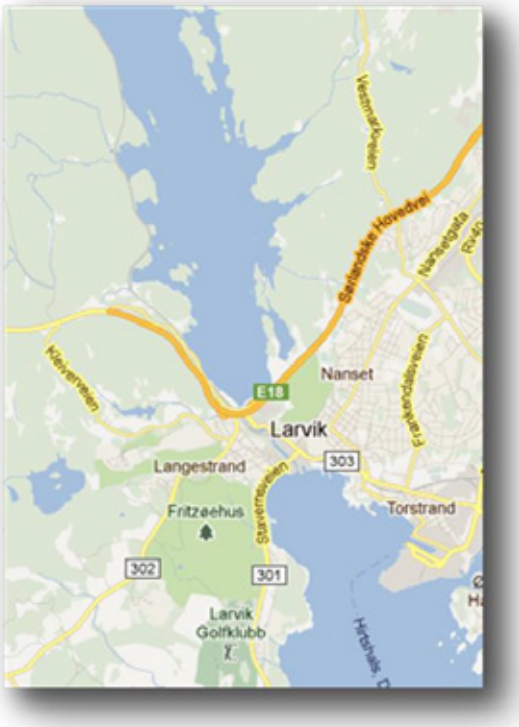
Rambøll har vært prosjekterende for vegstrekningen E18 Bommstad-Sky i Vestfold på oppdrag for Statens Vegvesen Region Sør. Dette inkluderer vegstrekningen og Farrisbrua. Prosjektet er nå i utførelsesfasen og Skanska er utførende entreprenør for vegstrekningen, mens Bilfinger er utførende for Farrisbrua.

Geoteknisk prosjektering for prosjektet er i Rambøll delt mellom emnene vegprosjektering med fagansvarlig Inger Søreide, og Farrisbrua hvor Kåre Eggereide er fagansvarlig.

Av geotekniske store oppgaver nevnes Farrisbrua som er fundamentert på 12 pelede fundamenter, 6 til berg og 4 fundamenter ned til faste morenemasser, Trulse bru, områdestabilitet ved Trulse, EPS fylling inn mot Farrisbrua, områdestabilitet ved Bøkeskogen, Bøkeskogen løsmassetunnel samt etablering av byggegrop for Bøkeskogen løsmassassetunnel.

Ingeniørgeologisk prosjektering er utført med Stein Heggstad og Marielle Øyvik som fagsvarlige i Rambøll. Prosjektet består av 2 to-løpstunneler, Martineåsen tunnel sør for Farrisvannet og Larvikstunnelen nord for Farrisvannet. Martineåsen tunnel er ca 1,2 km lang og Larvikstunnelen er ca 2,5 km lang. Det er også laget en 1,6 m langt tverrslagstunnel for anleggsperioden for Larvikstunnelen. Det er lange forskjæringer med høye skjæringer sør for Martineåsen tunnel og nord for Larvikstunnelen

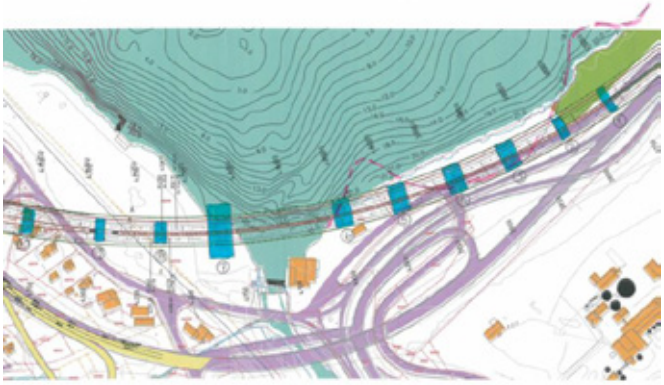
Larvikstunnelen går under Breimyr med liten bergoverdekning i det nordgående løpet. Begge tunnelene har utfordrende forskjæringer med byggegroper inn mot Farris vannet. Eksisterende E18 går tett inntil byggegropene Bøkeskogen og Martineåsen. Eksisterende E18 skal ha opprettholdt trafikk til en hver tid med kun korte stopp på grunn av sprengning.



Bilde 1. Området for vegstrekningen fra Bommestad i nord til Sky i sør.

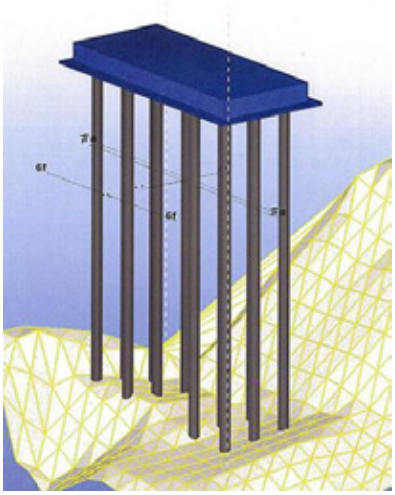
FARRISBRUA OG TILLØPSFYLLING

Farrisbrua får en lengde på ca 570m og tårnet blir 70m høyt, den fundamenteres i 10 akser. Alle akser fundamenteres på peler.



Bilde 2. Farris bruas 10 akser. Akse 1 helt til venstre.

Pelene i akse 1, 2, 9 og 10 fundamenteres på 22-43m lange stålkjernepeler Ø150/Ø220 mm til berg. Akse 3, 4, 5 og 6 fundamenteres på spissbærende peler ned i morene Ø914mm, t=20mm. Lengde ca 15m. Berg ligger dypt i dette området. Akse 7 fundamenteres på borede peler med diameter Ø2000mm som bores ned 2-3 meter i berg i dybde, 65- 80 m



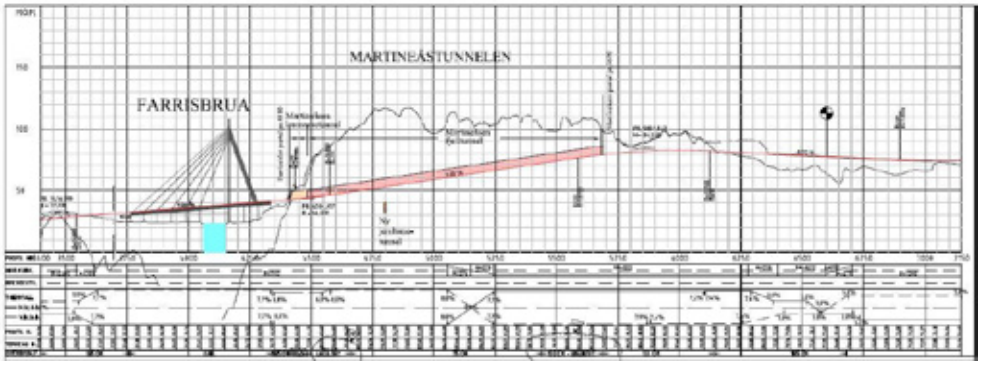
Bilde 3. 3D modell av fundamenteringen i akse 7.

Akse 8 er også fundamentert på borede peler, men diameteren her er Ø1500mm. Pelene bores ned til og inn i berg på 33-44m dybde.

Bilde 4. Armering for peler i akse 8.

I tilløpsfylling for Farrisbrua er det benyttet EPS, dette pga stabilitetsforholdene ned mot Farrisvannet. Stabilitetsforholdene ned mot Farrisvannet tilhører for øvrig en annen entreprise, og er prosjektert av GeoVita.

Bilde 5. Modell av Farrisbrua



Bilde 6: profil av Farris bru og Matrineåsen tunnel.

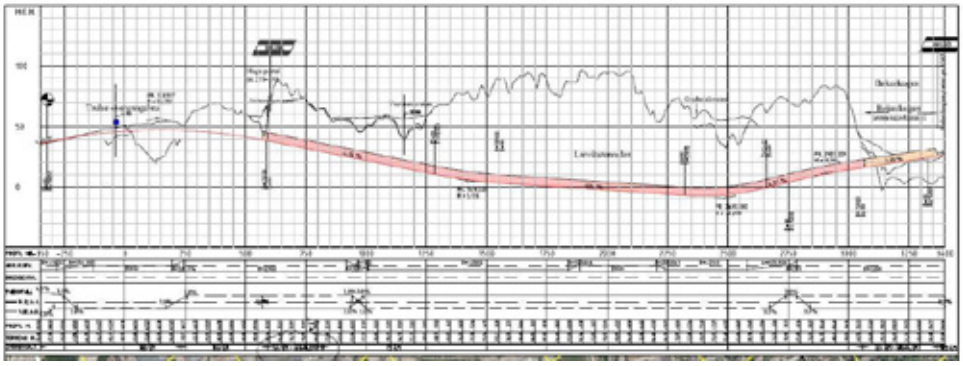
TRULSE BRU OG OMRÅDESTABILITET

I område for Trulse bru er det ved grunnundersøkelser funnet kvikkleire i grunnen. Rambøll har med bakgrunn i dette utført stabilitetsvurderinger og prosjektert tiltak for å oppfylle krav gitt i NVE's retningslinjer 2-2012. Stabiliteten ned mot veilinjen, som går i skjæring, samt bort fra veilinjen hvor terrenget er fallende er anstrengt, og det ble dimensjonert en løsning med EPS fylling i planlagt støyvoll samt i tilløpsfylling for Trulse bru. SINTEF BYGGFORSK var 3.parts kontrollør for vårt arbeid mhp områdestabilitet.

Trulse bru fundamenteres på stålkjernepeler og direkte på fjell.

BØKESKOGEN OMRÅDESTABILITET, BYGGEGROP OG LØSMASSETUNNEL

I Bøkeskogen kommer veglinja nordfra ut fra Larvikstunnelen (fjelltunnel) over i en planlagt løsmassetunnel. Løsmassetunnelen skal ligge inn til eksisterende Viadukt for dagens E18, og denne skal være i funksjon helt fram til trafikken kan legges over i ny løsmassetunnel. Løsmassetunnelen har to parallelle løp og inn mot berg i nord vil den ligge i nivå 8 meter under Kilen/Farrisvannet.



Bilde 7: Profil av Larvikstunnelen med Bøkeskogen byggegrop til venstre.

Områdestabilitet:

I Bøkeskogen er det stor forekomst av kvikkleire og sensitive løsmasser. I opprinnelig fase lå der et tynt lag med matjord og friksjonsmasser over kvikkleira. Kvikkleira har så en mektighet på fra 2-10m med økende mektighet ut mot Farrisvannet/Kilen. Under kvikkleira er det et lag med antatt morene, men på et område er det også et løsere lag under morena før de i dybden blir fast igjen.

Vurdering av områdestabiliteten har inkludert beregninger for opprinnelig fase, anleggsfasen og endelig fase med etablert og overfylt løsmassetunnel. Stabiliteten i opprinnelig fase var anstrengt og det ble funnet behov for stabiliserende tiltak før anleggsarbeidene kunne starte for fullt. Tiltakene besto i å sette en spunt mot deler av eksisterende viadukt. Spunten var ikke i seg selv et stabiliserende tiltak, men den medførte at det da kunne avlastes en del av terrenget uten risiko for eksisterende veglinje på viadukten som skulle være intakt gjennom anleggsfasen. Etter avlastningen ble det installert store mengder kalksementpeler satt i doble ribber. For å ha kontroll på poretrykksoppbygning ved installasjon ble det etablert rader av vertikaldren mellom kalksementpelene, samt at det ble satt opp ett omfattende program med overvåkning av poretrykk. Kalksementpelene ble installert i doble ribber av diameter 0,6m med overlapp 20cm. Rekkefølgebestemmelser gjorde at ribber med stor avstand ble installert først, og så ble det fortettet suksessivt imellom. Dette for å unngå poretrykksoppbygging i leira.

Etter at spunt mot viadukt, avlastning og kalksementpeler var installert var beregnet stabilitet $\gamma>1,4$, og det videre arbeidet med byggegrop og løsmassetunnel kunne starte.

Byggegrop:

Byggegropa er etablert med en tilnærmet tett spuntgrop rundt 3 av sidene for gropa. Gropa er ca 300 m lang og avsluttes inn mot berg hvor Larvikstunnelen starter. Bredden på gropa er styrt av behov for løsmassetunnelen, samt den anleggstekniske driften nede i gropa. Spunten

på to av sidene, mot Farrsivannet/Kilen og mot Bøkeskogen, består av stedvis rørspunt med lås, samt konvensjonell U-spunt. Valg av spunttype har vært mye diskutert i prosjektet, og opprinnelig var det prosjektert en rørspunt med lås i hovedsak med stylter til berg, dette med bakgrunn i rammeforholdene. Da entreprenør ble kontrahert kom det fram andre metoder for å få ned konvensjonell U-spunt og deler av spuntlinjen ble da endret til U-spunt. Styltene ble derimot etablert med stålrør som ble festet til u-spunten, og at spunten sveiset sammen.
Spuntinstallasjon i kvikkleire, samt etablering av stag gjennom kvikkleire ble sett på som kritisk arbeid mhp omrøring av kvikkleire. Det ble særlig fokusert på faren for at kvikkleira skulle komme gjennom stag gjennomføringene i spunten. Med bakgrunn i dette ble det etablert en rad med kalsementpeler på inn og utside av spuntlinjen.
Innerst mot Larvikstunnelen står all spunt ned i berg. Berget faller så av framover i linja mot sør, og spunten slipper der berg og man har gått over til kortere spunt, men nå med stylter til berg. Styltene er etablert pga mye nedadrettede krefter fra stagforankring.
Spunten er bakforankret med langsgående puter langs spunten og lissestag ned i berg. Lissestagene har en helning på 60 og 45 grader. På enkelte områder faller berget bort fra spunten, og stag med 45 graders helning ville gitt usikker lengde på stagene. Det ble i disse områdene valgt å gå over på 60 graders stag, mot at overføring av mer vertikale krefter fra stagene over i spunten ble utført med sveising av spuntlåser og tilpasning av senteravstand mellom styltene. Antall stagrader varierer fra 7 til 0. Med økende antall inn mot berg/Larvikstunnelen.
På et parti mot Farrisvannet ble spunten trukket gradvis lenger fra byggegropa. Spunten her har en hovedfunksjon å holde vannet fra Farrrisvannet ute fra byggegropa, men den bidrar også mhp stabiliteten. Spunten står uten forankring, men pga økende avstand til byggegropa blir det liggende igjen stabiliserende masser foran spunten mot byggegropa.
Størstedelen av kvikkleira mellom spuntveggene inne i gropa skulle graves bort. For å forenkle graveprosessen, samt sørge for en god arbeidsplattform for videre arbeider der det lå igjen kvikkleire i trauet, ble det installert kalksementpeler i rutemønster ned til morenelaget. Installasjonsprosessen ble nøye observert mhp oppbygging av poretrykk, men da dette ble utfør etter at spunten var etablert var arbeidene mindre kritisk.

Løsmassetunnel:
Løsmassetunnellen fundamenteres på stålkjernepeler til berg. De geotekniske beregningene har bestått i å utføre beregninger av påkjenning på betongkonstruksjonen fra oppfylling rundt tunnelen. Beregningene er utført i PLAXIS 2D. På det meste ligger det over 10m tilbakefylte masser over tunnelen. Data med hensyn på moment, aksial og skjærkraft er oversendt konstruktør som har dimensjonert selve betong hvelvet. Løsmassetunnelen er etablert med vanntett støp, da denne på en stor strekning ligger under nivå for Farrisvannet/Kilen.

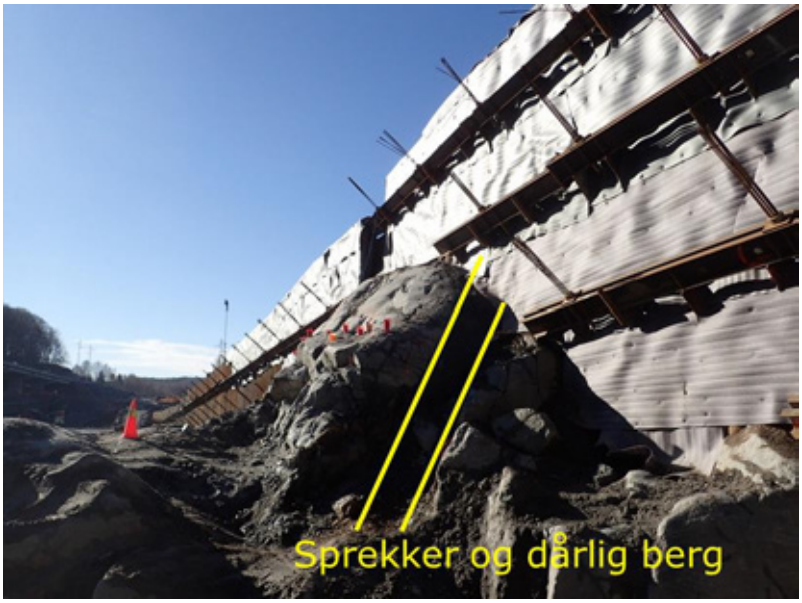
Utfordringer ved utførelsen av byggegrop:
Det har vært flere utfordrende elementer ved utførelsen i byggegropa. Det nevnes blant annet installasjon av spunt, samt avgjørelsen om denne kunne gjøres som vanlig konvensjonell U-spunt eller om man måtte bruke rørspunt med lås. Det ble som sagt benyttet begge varianter langs spuntlinjene.
Den utfordringen som av prosjekterende ble oppfattet som mest kritisk var en hendelse februar 2015. Spuntlinjen mot Farrisvannet/Kilen var installert med rørspunt med lås ca 1 m ned i berg. Foran spunten skulle det graves ned til berg før berget skulle sprenges ned til

underkant trau. På de geotekniske tegningene var det angitt behov for å vurdere spuntfoten av ingeniørgeolog for å vurdere behov for betongdrager og bolter. Trolig ble denne vurderingen utelatt, og ved en hendelse ble spuntfoten sprengt bort. Resultatet ble at på grunn av at spunten var boret ned i berg, så løsnet berget foran foten på en strekning. I det aktuelle området hadde spunten 1 stagrad, og man var redd for at spunten kunne dras bakover på grunn av stagene samt hva som kunne skje ved eventuell videre sprenging.
Det var boret en kontur med 70 cm avstand og supplert 1 hull mellom disse. Det vil si at konturen var c/c 35 cm. Det er beskrevet vanlig slettspregning inn mot konturen. Høyden på skjæringen varierte i området. For det aktuelle stedet var skjæringshøyden over 10 m. Det opptrer sprekker med fall ut i byggegrop i forhold til spunt på vestsiden, mens samme sprekkeretning er gunstig i forhold til spunt og berg langs østveggen av byggegropen.
Uhellet med sprengning av spuntfot skjedde i forbindelse med utjevning av bergoverflaten slik at overflaten skulle gi 10 m salvehøyder. Høyden på den aktuelle salven var ca 5 m. En kan se av bilde 11 at sleppen har ugunstig retning og at sprenggasser lett kan følge sleppen og komme opp ved spunt fot. Dette er selvfølgelig ikke like lett å se før arbeidene tar til.

Bilde 8. Område for bortsprengt spuntfot.

Bilde 9. Berg «løsnet» foran spuntfot. Sprenggasser har løftet og forskjøvet blokk på flere kubikkmeter.

Bilde 10. Sprekker som faller inn i skjæringen. I tillegg forekommer sprekker som faller ut av skjæringen.



Bilde 11. Ugunstig sprekkeretning der spuntfoten løsnet.

Følgende tiltak ble utført:
Det ble boret nye stålrør inne i den eksisterende rørspunten. Disse ble boret helt ned til planlagt utsprengt nivå (underkant ferdig trau). Mellomrom mellom innerste og ytterste før ble støpt/gyst ut. I tillegg ble det rundt opprinnelig spuntfot pumpet inn betong for tetting.

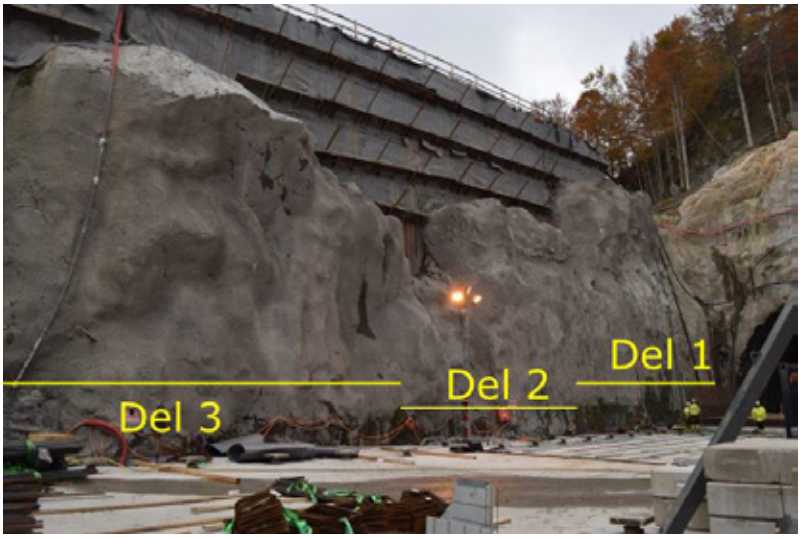
Bilde 12. Stålrør boret gjennom eksisterende rørspunt og ned til underkant trau.

For sikring av berg ble følgende utført.

1. Sprengning av oppstikkende fjell til et jevnt nivå 10 meter over endelig sprengningsnivå. Ved den siste av disse sprengningene mistet en foten for spunten på en kort strekning.
2. Det ble boret «stylter» i hver fjerde spunt ned til 2 meter under prosjektert sprengningsplanum.
3. Samtidig ble det sprengt videre i byggegropa men ikke nærmere enn 7 meter fra konturen på høyre side.
4. Sikring før videre sprengning sprøytebetong del (1), (2) og (3) og bolter del (1) og (2). Sprøytebetong E700 og 5 til 6 meter lange bolter Ø25 mm.
5. Presplitt (1) og (2) i samme sprengning.
6. Sprengning (1) ble delt i to pallhøyder hver 5 meter. (2) ble sprengt i en pallhøyde.
7. Forbolting 8 meter lange Ø32 mm fullt innstøpte bolter før presplitt (3). Ca. 9 bolter.
8. Sprengning delt i to pallhøyder ved (3).
9. Sikring av (3) og (2). 4 meter lange Ø25 mm fullt innstøpte bolter og sprøytebetong E700 ca. 10 cm tykkelse. For (2) ble det bestilt bolting etter sprut og motsatt for (3). Men begge steder ble boltet før sprut.

Bilde 13: Øvre del av skjæring der berg ble skutt løs fra spuntfot. Røde prikker viser antall bolter som ble satt. Spuntfot er sikret med sprøytebetong. Delområde 3

Bilde 14: Bildet viser antall bolter som satt for å opprettholde stabilitet i skjæring og dermed for spunt. Delområde 1 og 2:



Bildet 15: Skjæring er sikret med bolter og sprøytebetong; Delområde 1, 2 og 3

Bildet 16: Skjæring er sikret med bolter og sprøytebetong; Delområde 3

Bildet 17: Skjæring er sikret med bolter og sprøytebetong; Delområde 1 og 2

Gjennomføringen etter uhellet er vellykket. Statens vegvesen hadde tettere oppfølging av sprengningsarbeidene og sikringsarbeidene ute i byggegropen. I tillegg hadde entreprenøren høyere fokus på at slike uhell ikke skulle forekomme. Presplitt i en tilsvarende situasjon bør vurderes nøye. Kvikkleire kan respondere på rystelser og kollapse. Dette kan utgjøre en risiko for grunnbrudd. For Bøkeskogen har presplitt gått bra.
Både byggegropene ved Martineåsen og Bøkeskogen har flere steder spunt som er montert på toppen av bergskjæringer. I tillegg ligger eksisterende E18 tett inntil spunten. Her er spuntfoten sikret med forbolter og tverrjern mellom disse. Dette er igjen sprutet inn med

sprøytebetong. I utgangspunktet ville en slik løsning nok har redusert risikoen for utfall. I tillegg er sprengingen bedre tilpasset de stedlige forhold og de risikofaktorene som følger sprengning ved spunt.

Bilde 18. Bilde fra gjennomslaget i Larvikstunnelen.

Bilde 19. Bilde fra byggegropa i Bøkeskogen.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2015

Thomas K. Mathiesen, Norconsult AS
Leder av Norsk Bergmekanikkgruppe

LEDERENS 10 MINUTTER

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/ GEOTEKNIKK 2015

3D-NUMERISK ANALYSE, FOLLOBANEN/EKEBERGTUNNELENE

3D Numerical analysis, The Follo Line Project / The Ekeberg tunnels

PhD Kristin H. Holmøy, PhD Nghia Q. Trinh SINTEF Byggforsk
MSc Lise Backer, Jernbaneverket

SAMMENDRAG

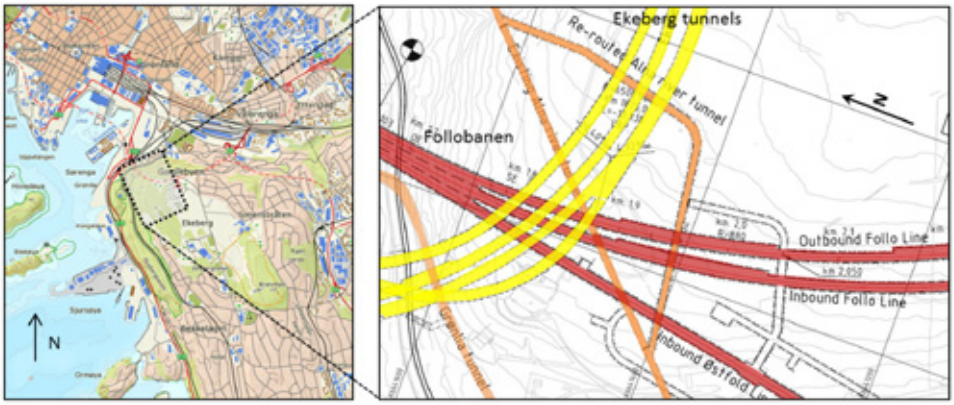
SINTEF Byggforsk er engasjert av Jernbaneverket i forbindelse med utfordringer knyttet til at Follobanens nye jernbanetunneler vil krysse eksisterende Ekebergtunneler og Alnaelvtunneler med kort avstand. For å sikre at eksisterende tunneler ikke blir påvirket negativt stabilitetsmessig av de nye tunnelene er det satt i gang en bergmekanisk oppfølging i form av et måleprogram og en tredimensjonal sekvensiell numerisk analyse i FLAC3D. Måleprogrammet har to viktige oppgaver; målingene brukes som verifisering og kalibrering av den numeriske modellen samt for å gi tidlig varsel om endringer i spenningsforhold eller deformasjoner som kan ha innvirkning på stabiliteten i tunnelene. I foreliggende artikkel presenteres oppbyggingen av den numeriske modellen og den sekvensielle analysen, samt en oppsummering av de viktigste resultatene fra simuleringen er presentert.

SUMMARY

SINTEF Building and Infrastructure is engaged by Norwegian National Rail Administration in connection with challenges in the Follo Line Project building new railway tunnels close to the existing Ekeberg road tunnels. To ensure the stability of the existing road tunnels and the Alna river tunnels a rock mechanic program is set-up consisting of a monitoring program and a three dimensional numerical analysis in FLAC3D. The monitoring program has two main purposes; the measurements will be used to verify and calibrate the numerical model and to give early warnings if changes in stress conditions start to develop negatively or if deformations affect the stability of the tunnels. In this paper the build-up of the numerical model and how the sequential analysis is carried out will be presented. In addition, a summary of the most important results from the numerical analysis is presented.

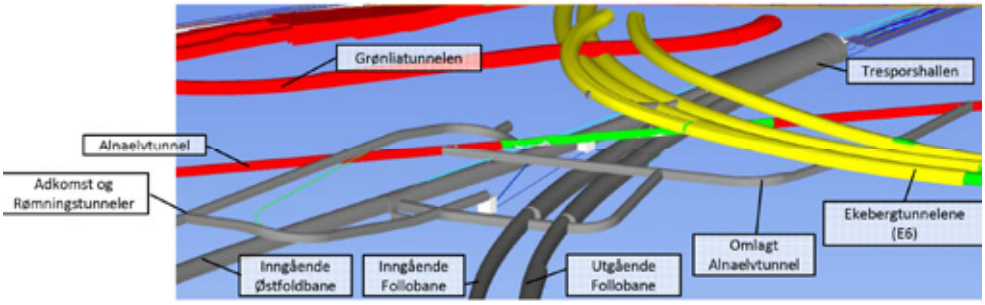
INNLEDNING OG BAKGRUNN

I forbindelse med bygging av nye jernbanetunneler (Follobanen og Østfoldbanen) vil det bli nærføring med eksisterende vegtunneler (Ekebergtunnelene) samt eksisterende og planlagt ny tunnel for Alnaelva. På oppdrag for Jernbaneverket har SINTEF Byggforsk laget en 3D-numerisk modell som dekker både eksisterende og nye tunneler. Figur 1 viser de sentrale deler av området som den numeriske modellen dekker. 3D-modellen er blitt utvidet noe for å dekke den nye Alnaelvtunnelen tilstrekkelig.



Figur 1 Oversiktskart som viser plassering og sentrale deler av området som 3D-modellen dekker.

De eksisterende tunnelene er Ekebergtunnelene, Alnaelvtunnelen og Grønliatunnelen, mens de nye tunnelene er Follobanens to løp, inngående Østfoldbane, ny Alnaelvtunnel og adkomsttunneler. Den teoretiske pilaren mellom eksisterende Alnaelvtunnel og jernbanetunnelene er for tynn og den forventes ikke å kunne bære lasten som den blir påført. Det er derfor bestemt at den eksisterende Alnaelvtunnelen skal stenges og ny omlagt Alnaelvtunnel bygges. Alle tunnelene er illustrert i Figur 2, de nye tunnelene er grå i figuren.



Figur 2 Illustrasjon som viser Ekebergtunnelene (gul), Grønliatunnelen (rød), eksisterende Alnaelvtunnel (rød og grønn), inngående Østfoldbane (grå), inngående og utgående Follobane (grå), Tresporshallen (grå) samt ny omlagt Alnaelvtunnel (grå).

Som en uavhengig verifisering av tidligere analyser og undersøkelser skal det utføres en numerisk sekvensiell modellering av uttak av de planlagte tunnelene. I tillegg skal det etableres et måleopplegg for overvåkning av deformasjoner og spenninger. Måleopplegget skal installeres i god tid før driving og skal brukes til å verifisere den numeriske modellen både før og under driving.

Da SINTEF Byggforsk leverte inn tilbud på denne jobben ble det laget en oppdragsforståelse der det ble lagt vekt på våre tidligere erfaringer med omfattende 3D-numeriske modeller av uttak i og utvikling av gruver. I disse prosjektene har det blitt utført både geologisk kartlegging og spenningsmålinger som danner grunnlag for å lage en 3D-numerisk modell og analyser. I tillegg kommer den viktige oppfølgingen med deformasjonsmålinger og langtidsspenningsmålinger som kan brukes til å verifisere og eventuelt justere den numeriske

modellen slik at den viser riktige deformasjoner og spenninger. Dette er viktig for å bygge realistiske modeller som man kan stole på.

For foreliggende oppgave ble det i oppdragsforståelsen på samme måte lagt vekt på behovet for å få en god verifisering av modellen med målinger og observasjoner i felt både i forkant av drivingen og underveis.

GEOLOGISKE FORHOLD OG UNDERSØKELSER UTFØRT

Det er utført en rekke forundersøkelser (utført av flere aktører) i forkant av anbudsutsending. Disse er oppsummert i Aas Jakobsens' ingeniørgeologiske og hydrogeologiske disiplinrapport (Aas Jakobsen, 2014), der de viktigste er:

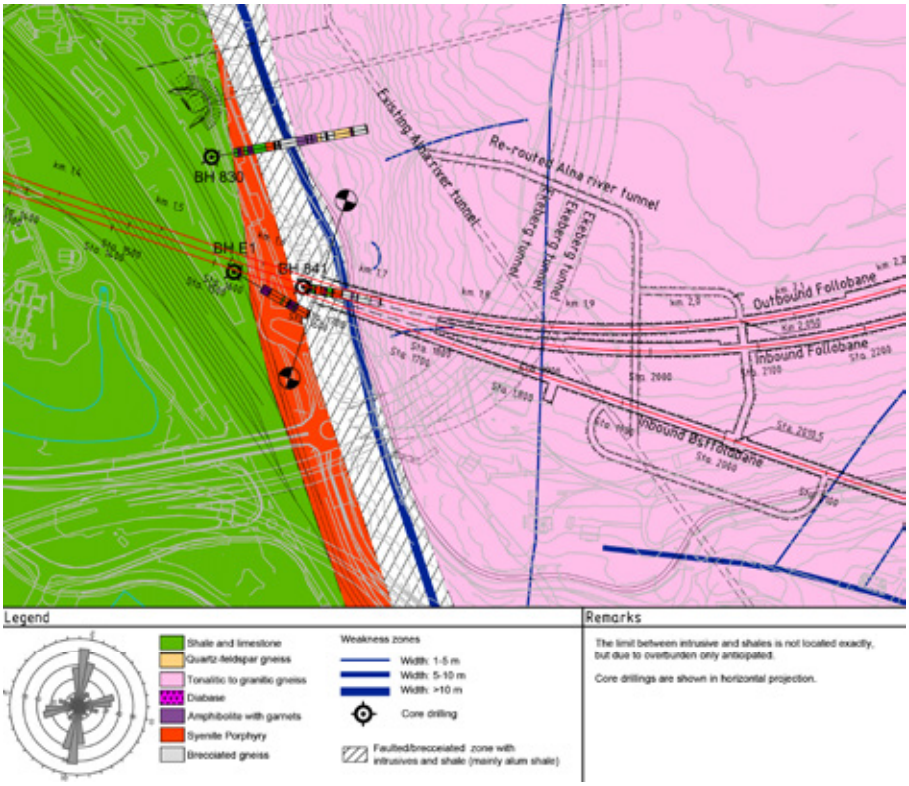
- Refraksjonsseismikk
- Geotekniske undersøkelser
- Ingeniørgeologisk kartlegging i dagen og i eksisterende tunneler
- Laboratorietesting av bergmassen
- Hydrogeologisk kartlegging i dagen
- Resistivitetsmålinger og strukturgeologisk kartlegging
- Bergspenningsmålinger

Et ingeniørgeologisk kart som viser området for 3D-modellen og nærliggende områder er vist i Figur 3. Den dominerende bergarten i området er prekambrisk granittisk gneis. I nordvest krysser Follobanetunnelen en markert forkastningssone/svakhetssone med bergarter som alunskifer og syenittporfyr. Forkastningssonen markerer overgangen til Oslo-feltets Kambro-silur bergarter. Men denne svakhetssonen ligger helt i ytterkant av 3D-modellen og er ikke lagt inn som en svakhetssone i 3D-modellen siden den ikke er forventet å ha direkte betydning for Follobanens kryssing med eksisterende Ekebergtunneler og planlagt ny Alnaelvtunnel. Forkastningen kan imidlertid påvirke spenningsforholdene, og det er derfor planlagt en ny 3D-spenningsmåling i kryssområdet for å kontrollere dette.

En svakhetssone med bredde 1 til 5 m er forventet å krysse sentralt i 3D-modellen i øst-vestlig retning. Denne er lagt inn geometrisk i modellen, men den er ikke lagt inn som en gjennomgående svakhetssone. Dette kommer av at svakhetssonen som den er observert i Ekebergtunnelene og i dagen ikke har en plan og jamn utbredelse. Sonen er bølgete og har liten til ingen tykkelse på korte strekninger. Dette medfører at den stabilitetsmessig mest sannsynlig kun vil ha lokal betydning og ikke påvirke totalstabiliteten. Den må imidlertid tas hensyn til i form av økt bergsikring lokalt.

Forventet bergmassekvalitet er middels med Q-verdier mellom 4 og 10. Det er to dominerende sprekkesett:

- Strøkretning nord-sør med fall 35°-90° mot vest (foliasjonen)
- Strøkretning øst-vest med steilt fall



Figur 3 Ingeniørgeologisk kart over området for 3D-modellen med nærliggende områder

BERGSPENNINGSMÅLINGER UTFØRT I 2011 OG 2012

SINTEF har utført bergspenningsmålinger i to omganger; en 3D-spenningsmåling og to 2D-spenningsmålinger henholdsvis i 2011 og 2012:

- SINTEF, 2011: Project report SBF2011F0026 – "Bergspenningsmåling ved Follobanen – 3D"
- SINTEF, 2012: Project report SBF2012F0346 – "2-dimensjonal bergspenningsmåling"

Se lokalitet for spenningsmålingene i Figur 4 og Figur 5. 3D-spenningsmålingen er utført i en berghall ca. 1200 m fra 3D-modellen. Selv om avstanden er 1200 m gir det et første estimat på in-situ spenningsnivå i området. Resultat fra 3D-spenningsmåling er vist i Tabell 1.

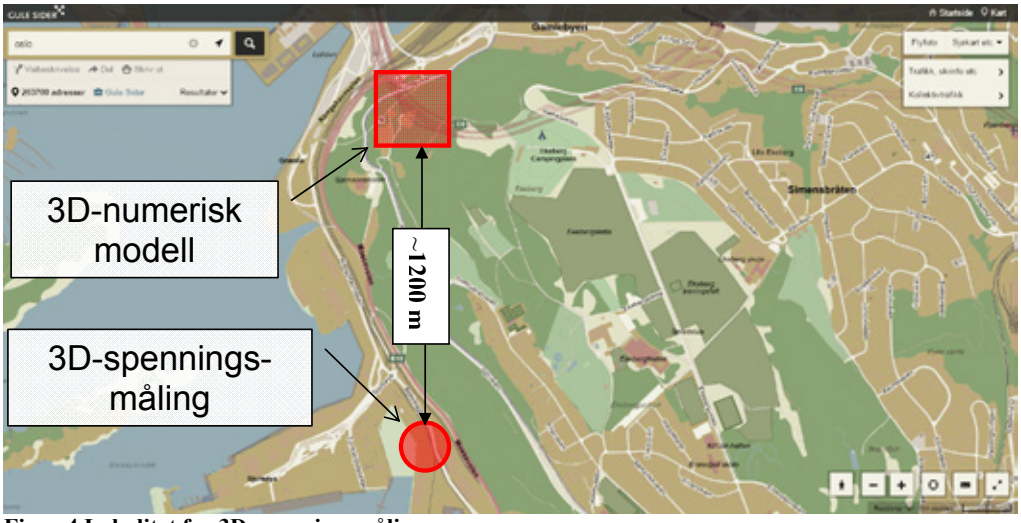
Tabell 1 Resultat fra 3D-spenningsmåling (SINTEF, 2011)

Spenning	Størrelse [MPa]	Fall-retning	Fall
σ_1	9,9±1,9	N248,4º	24° SV
σ_2	7,5±1,9	N145,0º	27° SØ
σ_3	1,9±2,8	N14,0°	61° SØ

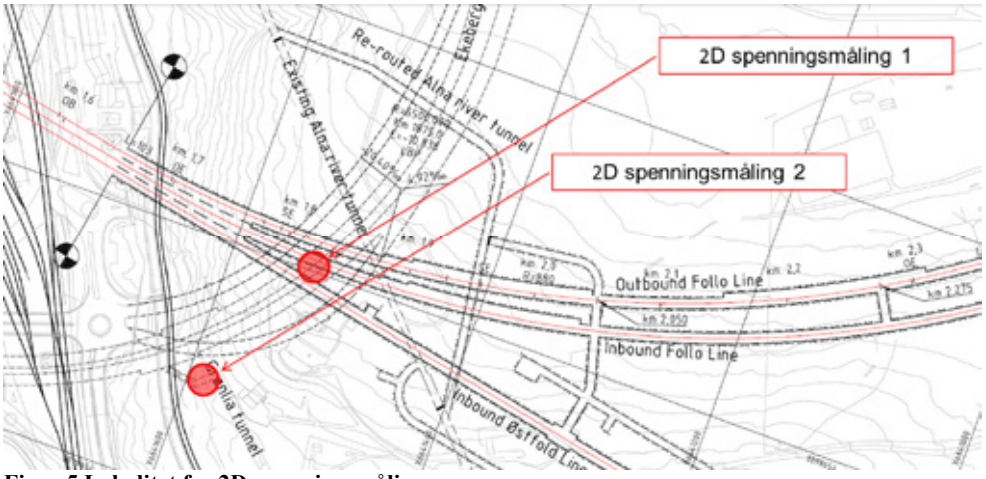
Spenningene vist i Tabell 1 er hovedspenninger, men for å bruke disse resultatene i 3D-modellen er det nødvendig å dekomponere spenningene inn i et tre dimensjonalt koordinatsystem (øst-vest, nord-sør og vertikalt). Det gir største horisontale spenning øst-vest

lik 9,4 MPa, minste horisontale spenning nord-sør lik 5,7 MPa og vertikal spenning lik 4,4 MPa.

2D-spenningsmålinger er utført i en pilar mellom to løp i Ekebergtunnelen og i pumpestasjon for Ekebergtunnelen. Disse målingene er utført så nærme tunnelen og heng i pumpestasjonen at de ikke er upåvirket av utsprengt bergmasse. Men 2D-spenningsmåligene stemte godt overens med 3D-spenningsmålingen. Målingene blir brukt i forbindelse med verifisering av 3D-modellen.



Figur 4 Lokalitet for 3D-spenningsmåling



Figur 5 Lokalitet for 2D-spenningsmålinger

I tillegg til de beskrevne undersøkelsene ble det høsten 2014 utført inspeksjon og ingeniørgeologisk kartlegging både i dagen og i Ekebergtunnelene og Grønliatunnelen av SINTEF. Dette ga relevant geologisk informasjon, som sammen med tidligere utførte undersøkelser og laboratorietester, ga grunnlag for å bestemme bergmasseparametere for modellen. Befaringene dannet også grunnlag for å sammenligne registrerte stabilitetsforhold i

eksisterende tunneler med resultater fra 3D-modellen (før uttak av Follobanen starter), som en verifikasjon av modellen.

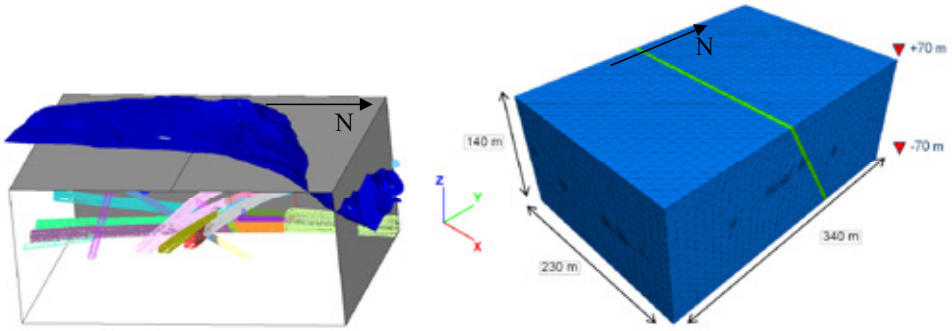
OPPBYGGING AV 3D-MODELLEN

Det er flere tunneler og totalt en kompleks geometri med Follobanen og inngående Østfoldbane som krysser under eksisterende Ekebergtunneler, der minste avstand mellom tunnelene er antatt å være snaut 5 m. En tilsvarende stabilitetssituasjon foreligger der ny Alnaelvtunnel krysser under eksisterende Ekebergtunneler. Her er minste avstand ca. 2,4 m. Den komplekse geometrien gjør at det er nødvendig å lage en 3-dimensjonal modell som må dekke et stort område, se Figur 6. Området vist i Figur 6 er endelig størrelse av modellen etter utvidelse for å dekke ny Alnaelvtunnelen godt. Det ble bestemt å bruke programvaren FLAC3D (Itasca, 2015) som er et endelig element program til analysen. FLAC3D tar hensyn til oppsprekking, bergmassens materialegenskaper, grunnvannsforhold, og den har god interaksjon med eventuell installert stabilitetssikring. Det er også mulig å implementere noen sprekker og svakhetssoner. Diskontinuerlige programvarer ble vurdert, som for eksempel 3DEC, men det ble vurdert som urealistisk å gjennomføre tilstrekkelig geologisk kartlegging for å muliggjøre en realistisk modell.

Figur 6 Eksakt område som 3D-modellen dekker

Endelig størrelse på modellen er 340 m lang, 230 m bred og med total høyde på 140 m. Der Ekebergtunnelen er plassert i nivå 5 (5 moh.). Det ble gjort noen forenklinger da størrelse på 3D-modellen ble bestemt. Som vist i Figur 7 er faktisk terrengoverflate ikke tatt med i 3D-modellen. Det ble valgt å omforme deler av tyngden fra bergmassen inn i modellen slik at modellen totalt blir mindre og lik en boks. Forenklingen vil ikke påvirke resultatet siden

tunellene og kryssingene som skal analyseres er plassert ca. 100 m fra bergoverflaten. Dette ble gjort for å redusere tiden for kjøring av modellen samt forenkle input og modelloppsett.

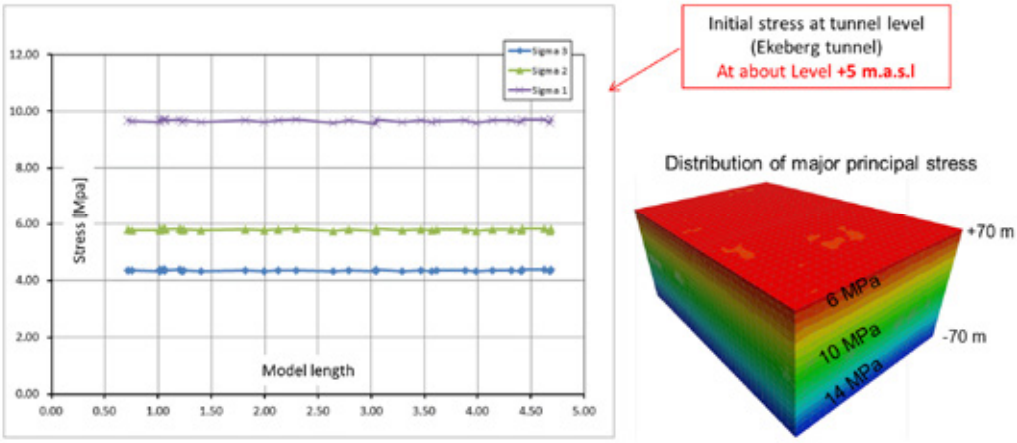


Figur 7 3D-modell med inntegnet terrengoverflate til venstre, valgt størrelse for hele 3D-modellen til høyre

Basert på tilgjengelige spenningsmålinger (SINTEF, 2011 og 2012) ble det bestemt å bruke følgende initielle spenninger i nivå 0: 10 MPa i øst-vest retning, 6 MPa i nord-sør retning og 4,5 MPa vertikalt, se Tabell 2. Figur 8 viser simulerte spenninger (før uttak av bergmasse ble startet) i høyde 5 moh. som tilsvarer ca. nivå for Ekebergtunnelene. Spenningsnivået er noe lavere enn i nivå 0, noe som stemmer bra siden simulerte verdier er tatt ut 5 m over nivå 0 og har dermed 5 m mindre bergoverdekning.

Tabell 2 Spenninger som ble lagt inn som in-situ spenninger i modellen i nivå 0 og simulerte spenninger i nivå +70.

Initielle spenninger i angitte retninger	Nivå 0 [MPa]	Gradient [MPa/m]	Nivå +70 [MPa]
s_{xx} (øst-vest)	10	0.0275*(10/4.5) ≈ 0.0611	5.722
s_{yy} (nord-sør)	6	0.0275*(6/4.5) ≈ 0.0367	3.433
s_{zz} (vertikalt)	4.5	0.0275	2.585



Figur 8 Simulerte spenningsverdier i høyde 5 moh. før uttak av bergmasse er startet (nivå for Ekebergtunnelene)

Bergmassens materialegenskaper er funnet gjennom laboratorietester og geologisk kartlegging. En oppsummering av de viktigste input parameterne er gitt i Tabell 3.

Tabell 3 Bergmassens egenskaper brukt som input parametere i 3D-modellen

Parameter	Enhet	Verdi for bergmassen	Kommentar
GSI		65	Fra geologisk kartlegging
Enaksiell trykkfasthet	MPa	117	Fra lab. tester
Poissons' forhold – ν		0.15	Fra lab. tester
Young's. modulus	MPa	30 000	Fra lab. tester
Skjær fasthet	MPa	13 000	
Bulkmodul	MPa	14 000	
Intern friksjonsvinkel	°	55	Utledet fra RockLab
Kohesjon	MPa	2.0	Utledet fra RockLab

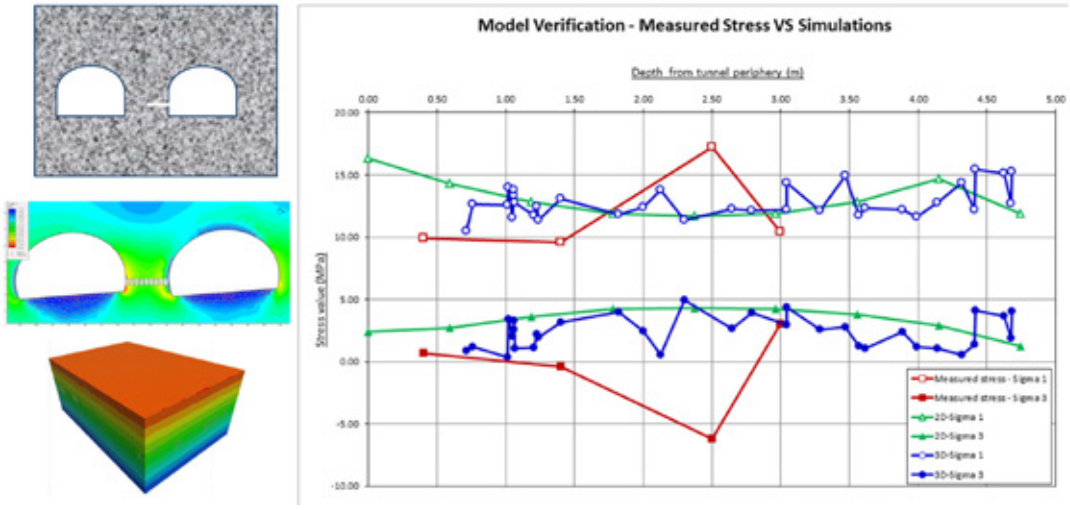
VERIFIKASJON AV 3D-MODELL

Når 3D-modellen er bygd opp med riktig geometri og input parametere, starter uttak av bergmassen i trinn. Første trinn er å ta bort de eksisterende tunnelene. Når modellen er verifisert og stemmer med observasjoner i eksisterende tunneler og målte spenningsforhold kan den videre sekvensielle drivingen fortsette.

Spenninger

Spenningsmålingene i pilar mellom to løp i Ekebergtunnelene ble brukt for å kontrollere om de initielle spenningene gir riktige spenninger etter at eksisterende tunneler ble "tatt ut" av modellen.

Det ble også laget en 2D-modell som viser simulerte spenningsnivåer i pilaren mellom de to Ekebergtunnelene. Det ble så utført en sammenligning mellom målte spenninger og simulerte spenninger i pilaren (både for 2D- og 3D-modellen). Figur 9 viser resultatene.



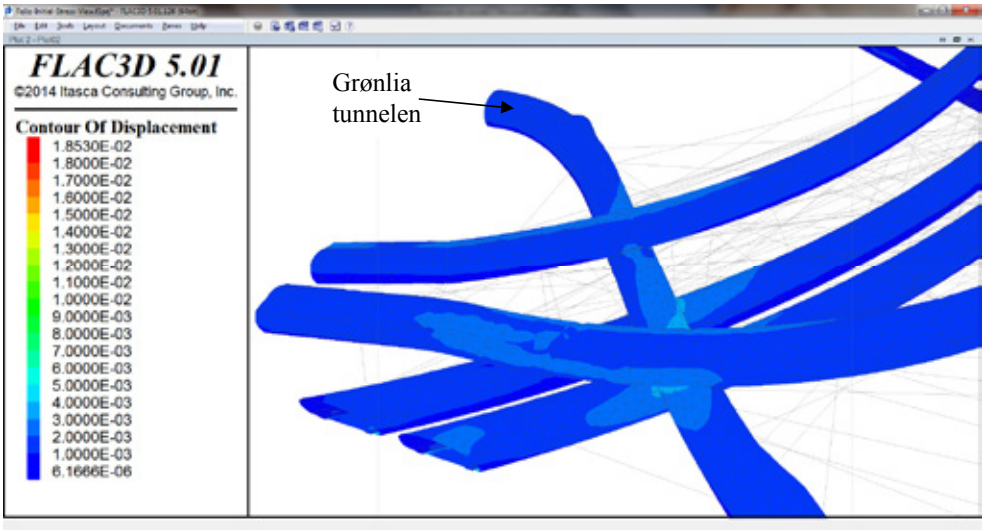
Figur 9 Sammenligning mellom målte spenninger i pilar og simulerte spenninger, målte spenninger er vist i rødt

Det kan sees at målingene for minste spenning ikke er stabile, det er et målepunkt som avviker fra de andre. Dette kan komme av lokale endringer (riss/sprekk) og at det måleteknisk er svært vanskelig å få gode måleresultater ved spenninger rundt 0 MPa. Men det kan sees at simuleringen fra både 2D- og 3D-modellen gir relativt lave spenninger varierende mellom 1 og 5 Mpa.

For største målte spenning i pilaren (de øverste linjene i Figur 9) viser 3 av 4 målinger en spenning rundt 10 MPa; det er imidlertid en måling som gir over 15 MPa. Ser man på de simulerte spenningsverdiene ligger disse på mellom 11 og 14 MPa. Det må sies å stemme relativt godt med de målte spenningene i pilaren.

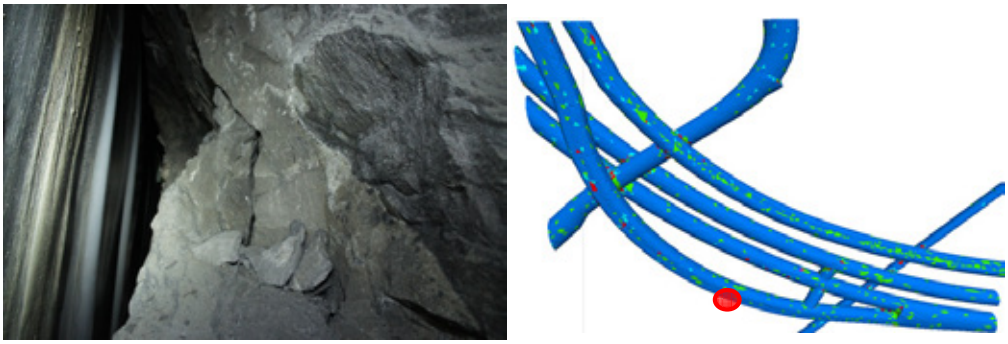
Simulerte spenninger i 2D- og 3D-modellen stemmer godt overens. Simulerte spenninger i 3D-modellen er noe mer "hakkete" enn i 2D-modellen. Dette kommer av elementinndelingen og programvarens måte å velge ut spenningspunkt. Det konkluderes med at de simulerte spenningene stemmer relativt godt overens med spenningsmålingene utført i pilaren.

Stabilitet
Det ble utført en vurdering av simulerte deformasjoner og element med "yield" (bevegelse). I krysset mellom Ekebergtunnelene og Grønliatunnelen viser simuleringene at maks. deformasjon er 3 mm, Se Figur 10. Resultatene er troverdige da det ikke er observert tegn til store deformasjoner i dette området.



Figur 10 Simulerte deformasjon i kryssområdet mellom Grønliatunnelen og Ekebergtunnelene

Modellen viser at det finnes ettergivende elementer ("Yielding elements") i hengen på Ekebergtunnelen. Rød viser skjær bevegelse og grønn viser tensjon. Se Figur 11.

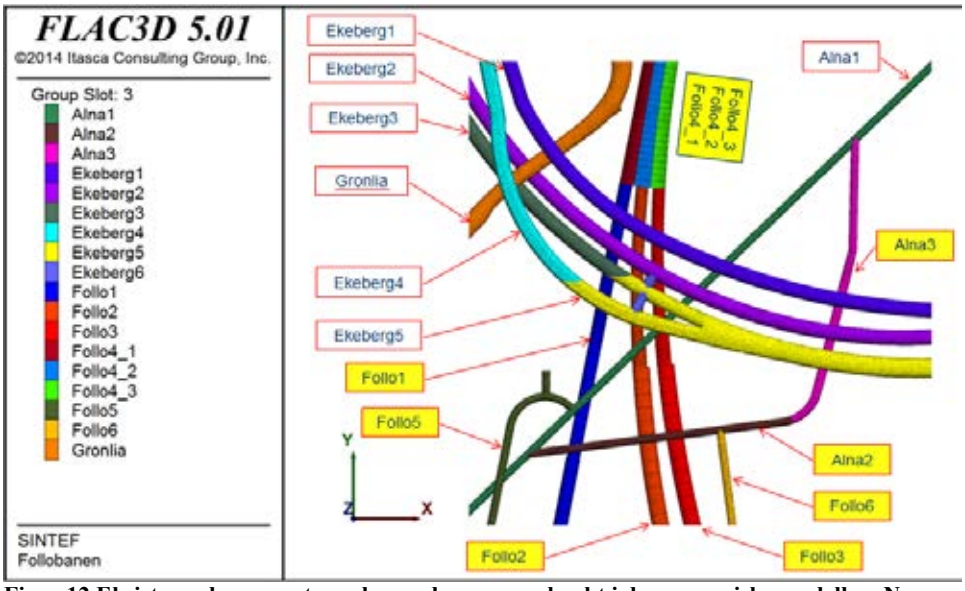


Figur 11 Observasjoner i Ekebergtunnelen sammenlignet med simulert stabilitet til høyre.

3D-modellen viser flere mindre element med bevegelse, og ved observasjon i tunnel kan dette være mindre enkeltblokker som er løse. Det er utført flere sammenligninger mellom observasjoner i eksisterende tunneler og simulert stabilitet. Og det konkluderes med at observasjoner i eksisterende tunneler stemmer godt med simulert stabilitet.

RESULTATER FRA FØRSTE KJØRING - SIMULERING AV SEKVENSIELL DRIVING

Informasjon om planlagt drivemetode og rekkefølge dannet et grunnlag for inndelingen i trinn. I områder med forsiktig driving (boring og splitting) er modellen delt inn i mindre trinn. Det betyr at det blir mange simuleringstrinn ved kjøring av modellen. I områder der det ikke er nærføring mellom nye tunneler og eksisterende tunneler vil vanlig boring og sprengning bli drivemetoden, og det kan tas større strekninger i hvert simuleringstrinn. Figur 12 viser eksisterende (hvit bakgrunn i tekstboks) og nye tunneler (gul bakgrunn i tekstboks) med navn som de er brukt i modellen. Legg merke til at Follo1 er lik inngående Østfoldbanetunnel.



Figur 12 Eksisterende og nye tunneler med navn som brukt i den numeriske modellen. Navn med hvit bakgrunn er eksisterende tunneler mens navn med gul bakgrunn er nye tunneler.

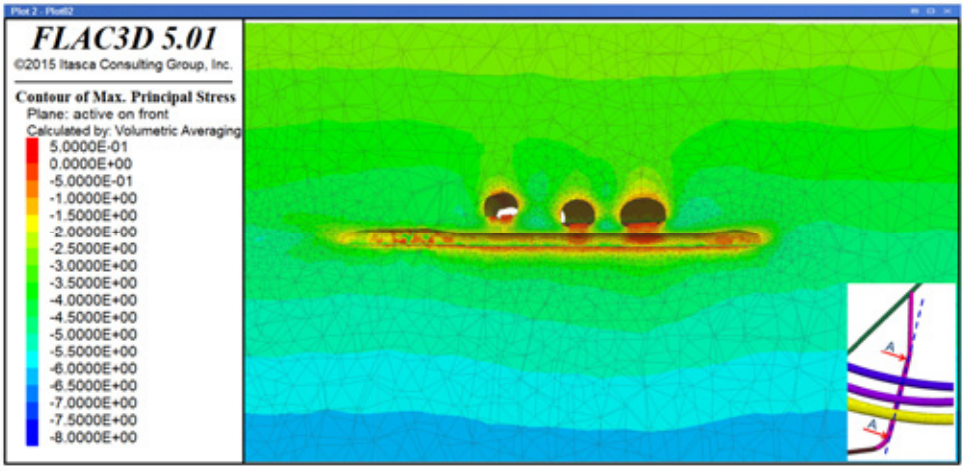
Tabell 4 viser inndeling i faser og antall simuleringstrinn i hver fase med kommentarer.

Det blir totalt ca. 250 simuleringstrinn i en kjøring av 3D-modellen. Dette er en stor modell, og det tok ca. en uke å kjøre hele modellen. Resultatene blir plottet i utvalgte snitt som viser spenningsforhold (største og minste hovedspenning), deformasjoner og ettergivende elementer ("Yielding elements").

Tabell 4 Simuleringstrinn med beskrivelser

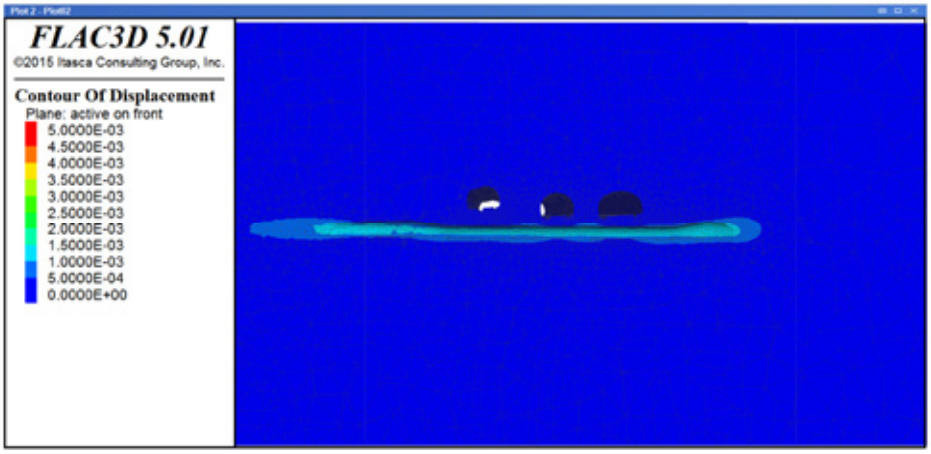
Konstruksjons fase	Del-faser	Simulerings-trinn	Kommentar
Fase 2		15	Follo1: drill and blast
Fase 3			
	3-1	48	Follo1 under Ekeberg: boring og splitting
	3-2	1	Follo6 & Alna2
Fase 4			
	4-1	1	Follo5
	4-2	4	Follo2 and Follo3
	4-3	62	Alna3
	4-4	65	Follo4_1, Follo4_2, and Follo4_3
Fase 5		9	Follo2 (63-55) & Follo3 (60-52)
Fase 6		54	Follo2 (54-1) & Follo3 (51-1): Omtrent 15 m forskyvning mellom tunnelstuffene for Follo2 og Follo3

I foreliggende artikkel presenteres kun to eksempler for å vise hvordan plottene ser ut (SINTEF, 2015). Figur 13 og Figur 14 viser henholdsvis minste hovedspenning og deformasjoner langs ny Alnaelvtunnel der overdekningen er minst. Programvaren definerer trykkspenninger som minus, og dermed blir de minste minusverdiene rent matematisk som "Max. Principal Stress" i FLAC3D plottene.



Figur 13 Minste hovedspenning vist i lengdesnitt langs ny Alnaelvtunnel

Minste hovedspenning i den horisontale pilaren mellom Ekebergtunnelene og ny Alnaelvtunnelen er noe redusert etter uttak av ny Alnaelvtunnel. Og i sålen på eksisterende Ekebergtunneler er minste hovedspenning lik null. Største hovedspenning økte fra 8 til 10-12 MPa (ikke vist her). Ser man på deformasjoner i samme området ser det ut til at Ekebergtunnelene ikke er påvirket av den nye Alnaelvtunnelen, se Figur 14. Det er planlagt tung bergsikring med forbolter og sprøytebetongbuer i dette området.



Figur 14 Deformasjoner gitt i meter langs ny Alnaelvtunnel

Resultatene fra den sekvensielle analysen gir følgende konklusjoner for kryssingen av jernbanetunnelene under Ekebergtunnelene:

- Det er forventet ubetydelige endringer i stabilitet rundt og under eksisterende Ekebergtunneler.
- Den horisontale pilaren mellom jernbanetunnelene Follo1 (inngående Østfoldbane), Follo2 og Follo3, og Ekebergtunnelene viste generelt god stabilitet.
- Det er imidlertid viktig å huske på at denne konklusjonen bygger på at det er estimert god bergmassekvalitet i området. Om det viser seg at det er dårligere bergmassekvalitet må en ny vurdering utføres.
- Det er antatt at den horisontale pilaren ikke har noen svekkelser på grunn av sprengningsinduserte riss. Om dette ikke oppnås under driving må en ny evaluering gjøres.
- Det er planlagt tung bergsikring med forbolter og sprøytebetongbuer i dette området.

For den horisontale pilaren mellom Follo1 (inngående Østfoldbane) og eksisterende Alnaelvtunnel viser simuleringene følgende resultater:

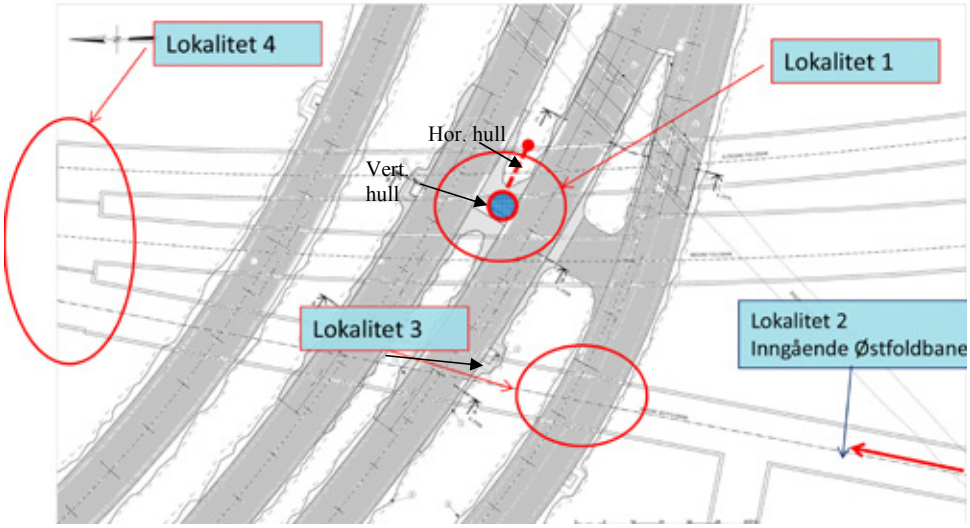
- Den teoretiske pilaren mellom eksisterende Alnaelvtunnel og inngående Østfoldbane er for tynn. Inngående Østfoldbane kan derfor ikke drives med fullt tverrsnitt før ny tunnel for Alnaelva er etablert og den gamle stengt.
- Tett oppfølging og observasjoner er viktig i dette området under driving og vil gi verdifull erfaring som kan brukes ved driving av ny Alnaelvtunnel.

Det er ikke forventet at drivingen av Follo4 (tresporshallen) vil påvirke stabiliteten i Ekebergtunnelene. Men dette bør kontrolleres med målinger.

MÅLEPROGRAM

Det er utarbeidet et måleprogram som vist i Figur 15. Det består i utgangspunktet av fire lokaliteter:

- Lokalitet 1: Her ble det sommeren 2015 montert to stk. 2D-langtidsdoorstoppere (en i horisontalt hull og en i vertikalt nedad rettet hull) og et stk. borhullsekstensometer med tre anker (også i vertikalt hull).
- Lokalitet 2: Når drivingen nærmer seg kryssområdet mellom Ekebergtunnelene og Follobanen fra inngående Østfoldbane er det planlagt å utføre en 3D-spenningsmåling for å finne in-situ spenningsforhold i kryssingsområdet.
- Lokalitet 3: Det er planlagt å installere en 2D-langtidsdoorstopper i fra hengen i inngående Østfoldbane.
- Lokalitet 4 er foreløpig en opsjon om Jernbaneverket ønsker å installere en 2D-langtidsdoorstopper. Området ved lokalitet 4 vil få et stort spenn når hele bredden er drevet ut.



Figur 15 Planlagt måleprogram

Endelig utforming av måleprogram vil bli tilpasset det som er mest optimalt og praktisk mulig å gjennomføre. Det undersøkes blant annet om det er mulig å installere en 2D-langtidsdoorstopper i et nedad rettet vertikalt hull fra en SOS-nisje like over inngående Østfoldbane (svart pil ved lokalitet 3 i Figur 15).

Måleprogrammet har to viktige oppgaver; målingene brukes som verifisering og kalibrering av den numeriske modellen samt å gi tidlig varsel om endringer i spenningsforhold eller deformasjoner som kan ha innvirkning på stabiliteten for tunnelene.

AVSLUTTENDE KOMMENTARER

Den største utfordringen er at avstanden mellom nye og eksisterende tunneler er liten, minste avstand er 2,4 m mellom ny Alnaelvtunnel og Ekebergtunnelene. Om man tar høyde for at det kan være sprengningsriss i såle / grøft kan horisontal pilar være ned mot 2 m på enkeltpunkt. Det er planlagt at drivingen av Follobanetunnelene og ny Alnaelvtunnel på de kritiske strekningene skal utføres med mekanisk brytning med "boring og splitting". Dette medfører at det blir lite rystelser, og minimalt med stengninger av Ekebergtunnelene. Men dette krever full forutsigbarhet og kontroll med stabiliteten i pilaren til enhver tid.

Arbeidet som SINTEF har utført hittil og vil fortsette å utføre for Jernbaneverket er en viktig brikke med tanke på å følge opp de bergmekaniske utfordringene. De viktigste elementene er spenningsmålinger (både 3D- og langtids 2D-doorstoppermålinger), deformasjonsmålinger over tid (ekstensometere), geologisk kartlegging og 3D-numerisk analyse. Det er viktig å følge opp med kontinuerlige målinger for å sammenligne faktiske målinger med simuleringsresultat fra den numeriske modellen. Det vil foretas en kontinuerlig kalibrering og forbedring av modellen, slik at modellen optimaliseres og er troverdig.

Når drivingen er startet opp vil eventuelle endringer i spenninger og deformasjoner registreres kontinuerlig og gi tidlig varsel om det skulle oppstå endringer som kan skape instabilitet. På denne måten kan entreprenøren iverksette tiltak i form av ekstra forsiktig driving og tung bergsikring.

Det er viktig at alle aktører har sikkerhet og stabilitet i fokus. Jernbaneverket stiller strenge krav til entreprenørens driftsopplegg og sikring samt oppfølging av stabilitet. Alle målinger bør stilles til rådighet for alle parter for å optimalisere oppfølging og sikkerhet i drivefasen.

REFERANSER

Aas Jakobsen, 2013: "Østfoldbanen V L (Oslo S) – Ski. Inngående Østfoldbane tunnel – Substructures – Discipline Report Engineering Geology and Hydrogeology" UOS-30-A-30000 rev. 02B Tender Phase datert 15.11.2013

Itasca, 2015: FLAC3D – version 5.00, http://www.itascacg.com/software/flac3d

SINTEF, 2011: Prosjekt rapport SBF2011F0026 – "Bergspenningsmåling ved Follobanen – 3D"

SINTEF, 2012: Prosjekt rapport SBF2012F0346 – "2-dimensjonal bergspenningsmåling"

SINTEF, 2015 Follobanen – 3D Numerical Modelling, Rapport nr. 2015F0109

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2015

FORUNDERSØKERLSER OG INGENIØRGEOLOGISK 3D-MODELLERING, OSLOFJORDTUNNELEN

Preliminary investigations and 3D geological modelling, the Oslofjord tunnel

Siv.ing Magnus A. Sørensen, Multiconsult ASA

Siv.ing Kjetil Moen, Multiconsult ASA

Siv.ing Karsten Østerås, Multiconsult ASA

SAMMENDRAG

I forbindelse med prosjekteringen av nytt tunnelløp for Oslofjordtunnelen (byggetrinn 2) er det utført omfattende ingeniørgeologiske forundersøkelser. Det store omfanget av undersøkelser skyldes bl.a. at det påtruffet en delvis løsmassefylt sone under sjøen under drivingen av eksisterende Oslofjordtunnel. Plasseringen til denne svakhetssonen (Hurumsonen) var kjent, men det var antatt rundt 32 m med bergoverdekning i dette partiet. Denne sonen bød på store utfordringer, og for å kunne passere sonen med tunneldriften ble det benyttet frysing.

Forundersøkelsene i forbindelse med byggetrinn 2 har bl.a. omfattet kjerneboringer, refraksjonsseismikk og seismisk tomografi. Hovedhensikten med forundersøkelsene har vært å lokalisere optimal plassering for det nye tunnelløpet, og dermed unngå frysing i byggetrinn 2.

I byggetrinn 2 leverer samtlige fagdisipliner modeller til en tredimensjonal samordningsmodell. Det tilgjengelige datagrunnlaget i dette prosjektet er omfattende grunnet forundersøkelsene og registreringene fra det første byggetrinnet. Dette gir et unikt grunnlag til å generere ingeniørgeologiske 3D-modeller. I dette prosjektet er det generert to ingeniørgeologiske modeller:

- Bergoverflatemodell under Oslofjorden
- Modell av de mektigste svakhetssonene

Modellene har forenklet tolkningsarbeidet betraktelig i dette prosjektet, spesielt ved modellering av svakhetssonene. De har vært svært nyttig for å lage ingeniørgeologiske tegninger. Bergoverflaten under Oslofjorden og plassering av de større svakhetssonene er i de ingeniørgeologiske tegningene generert fra 3D-modellene.

SUMMARY

Comprehensive preliminary investigations have been conducted during the design project for the expansion of the Oslofjord tunnel. The expansion (construction stage 2) consists of a new tunnel tube for Oslofjord tunnel. The reason for the comprehensive investigations are the challenges encountered during the construction of the existing Oslofjord tunnel. An expected

fault zone (the Hurum weakness zone) under the Oslo fjord turned out to consist of glasiofluvial material (sand, gravel and huge boulder). In order to excavate the soil zone it was determined to use freezing.

The preliminary investigations includes: core drilling, refraction seismic and seismic tomography. The main objective with the investigation is to locate an optimal location for the new tunnel tube, and this time avoid freezing.

In the design phase of construction stage 2 all subject are required to provide with 3D-modells for an joint 3D-modell. Due to the comprehensive preliminary investigations and geological tunnel mapping during the first construction stage there is an significant amount of data available. This gives a unique basis to generate 3D geological models. In this project two 3D geological models has been generated:

- Bedrock surface model under the Oslo fjord
- Weakness zone model (only the major zones)

The models has been a powerful tool for conducting geological assessments. 3D evaluation have in particular been useful for modelling the weakness zones. In addition, the 3D-models are used to generate geological drawings. The geological longitudinal sections with bedrock surface and the weakness zone locations are generated from the 3D-models.

INNLEDNING

Oslofjordtunnelen og resten av Oslofjordforbindelsen ble åpnet i juni 2000. Oslofjordtunnelens lengde er på ca. 7,2 km. Byggetrinn 2, som er under prosjektering, omfatter etablering av et nytt tunnelløp under Oslofjorden og oppgradering av strekningen Måna-Vassum til firefelts vei.

Under det første byggetrinnet oppsto det store utfordringer da en løsmassefylt sone (Hurumsonen) ble oppdaget ved sonderboring 15 m foran tunnelstuffen. Svakhetssones plassering mellom Hurum og Storskjær var velkjent gjennom flere grunnundersøkelser, se figur 1. Over svakhetssonen var bergoverdekningen antatt å være rundt 32 m i dette området (Backer & Blindheim, 1999). Dette stemte ikke da løsmassene i svakhetssonen trengte ned i tunnelnivå. Svakhetssonen inneholdt løsmasser og hadde stor vannføring. For å drive tunnelen gjennom denne løsmassefylte sonen ble frysing benyttet. Dette var kostbart og tidkrevende, men i dette tilfellet var frysing nødvendig. Etter dette ble Hurumsonen betegnet som «frysesonen».

I artikkelen blir leseren introdusert for flere betegnelser angående svakhetssonen som ble påtruffet:

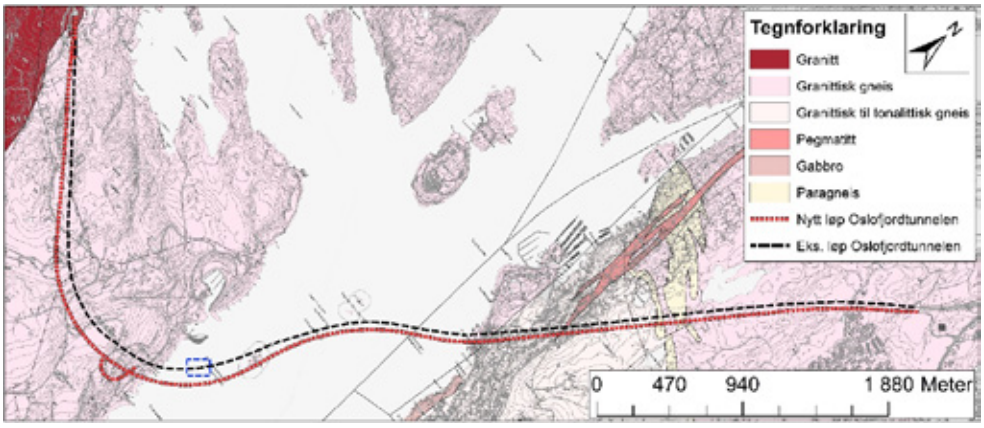
- **Hurumsonen**: Større svakhetssone/knusningssone som er lokalisert mellom Hurum og Storskjær. Inntegnet i figur 2 som «knusningssone».
- **Spylerenna**: Løsmassefylt dyprenne, med stor vannføringen, som ble påtruffet i det eksisterende tunnelløpet. Lokalisert over Hurumsonen. Inntegnet som «løsmasser» i figur 2.
- **Frysesonen**: Den begrensede delen av Hurumsonen og spylerenna som ble sikret ved frysing under driving.

Hovedhensikten med forundersøkelsene i byggetrinn 2 var å lokalisere optimal beliggenhet for nytt tunnelløp på sørsiden av eksisterende løp. Dette for å unngå å påtreffe spylerenna som måtte fryses i byggetrinn 1. Omfanget av forundersøkelsene var omfattende både under byggetrinn 1 og 2. For å sammenstille informasjonen og for å gjøre tolkninger er resultatene fra flere av forundersøkelsene lagt inn en 3D-modell. Sammenstilling av informasjon og resultater i en 3D-modell har vist seg å være svært nyttig redskap til å gjøre ingeniørgeologiske tolkninger.

Denne artikkelen vil fokusere på hvordan resultatene fra forundersøkelsene er benyttet i 3-D modelleringen.

GEOLOGI

Oslofjordtunnelen går i sin helhet gjennom grunnfjellet. Tunnelen ligger tett opp mot grensen mellom Oslofeltet i vest og grunnfjellsmassivene i øst. Grunnfjellet er av prekambrisk alder og består i hovedsak av ulike gneisbergarter, se figur 1.



Figur 1: Geologisk oversiktskart med eksisterende og prosjektert tunnelløp. Frysesonens plassering er markert med et blått rektangel.

Oslofjorden er lokalisert i et større regionalt riftbelte, Oslograben (Backer & Blindheim, 1999). For om lag 225 til 280 millioner år siden ble Oslofeltet gjennomsatt av oppsprekking i NNØ-retning som skar feltet opp i mindre blokker før en innsynkning i form av en grabendannelse fant sted. Denne oppsprekkingen skyldes strekkpåkjenninger som følge av at landblokkene på begge sider av Oslofeltet beveget seg fra hverandre. Vestre side er forkastet ned i forhold til det østre. Dette riftbeltet består av flere forkastninger og svakhetssoner. Noen av de største sonene følger store deler av Oslofjorden (Backer & Blindheim, 1999).

FØRSTE BYGGETRINN

Drivingen av den eksisterende Oslofjordtunnelen pågikk i tidsrommet fra i april 1997 til februar 1999. De geologiske forholdene var i hovedsak som beskrevet i den ingeniørgeologiske rapporten, bortsett fra i Hurumsonen (SVV, Sluttrapport Oslofjordforbindelsen, 2001).

Ras i tunnelen

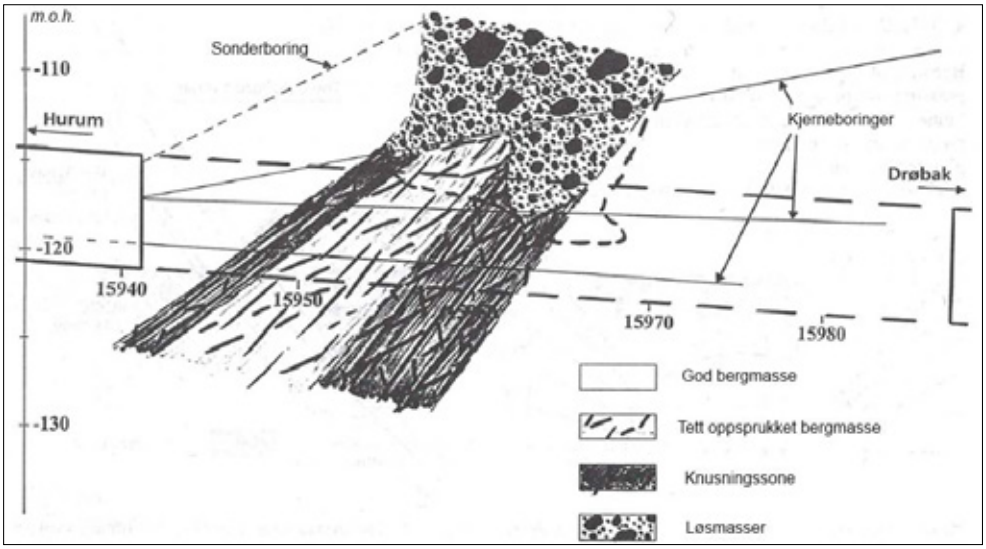
Litt over 2 år etter åpningen av Oslofjordtunnelen gikk det et ras gjennom taket. Det ble også oppdaget at det hadde gått 2 andre ras utenfor trafikkrommet i tunnelen (SVV, 2004). Det ble opprettet en ekspertgruppe av Statens vegvesen. Gruppen skulle vurdere forholdene i tunnelen, samt hvilke sikringstiltak som var nødvendig å utføre på kort og lang sikt.

Ifølge ekspertgruppa var mellomgode partier ofte undersikret. Dette gjelder spesielt sikring av veggene og vederlagene. Spesielt sikring av veggpartier som er leirinfisert eller gjennomsatt av leirslepper var underdimensjonert (SVV, 2004).

Hurumsonen

I den del av tunnelen der Hurumsonen ligger ble en spylerenne oppdaget ved sonderboring da stuffen sto ca. 15m unna. Spylerenna inneholdt løsmasser og hadde stor vannføring (vanntrykket ble registrert til 12 bar) (Backer & Blindheim, 1999). Etter omfattende forsøk med sementinjeksjon ble det besluttet å utføre frysing for å kunne drive tunnelen videre.

Under spylerenna fortsetter en stor svakhetssone (Hurumsonen) nedover i berggrunnen. Ved kjerneboring og drivingen gjennom frysesonen ble det konstatert at denne svakhetssonen besto av tett oppsprukket og til dels oppknust berg (knusningssone). Svakhetssonen har etter all sannsynlighet vært bestemmende for beliggenheten til spylerenna, da erosjonen fra isen / breelven har fulgt «minste motstands vei». Figur 2 viser et lengdesnitt av frysesonen i eksiterende tunnelløp.



Figur 2: Lengdesnitt av frysesonen i eksiterende tunnelløp. Modifisert fra (Backer & Blindheim, 1999).

PLANLEGGING AV NYTT TUNNELLØP, FORUNDERSØKELSER

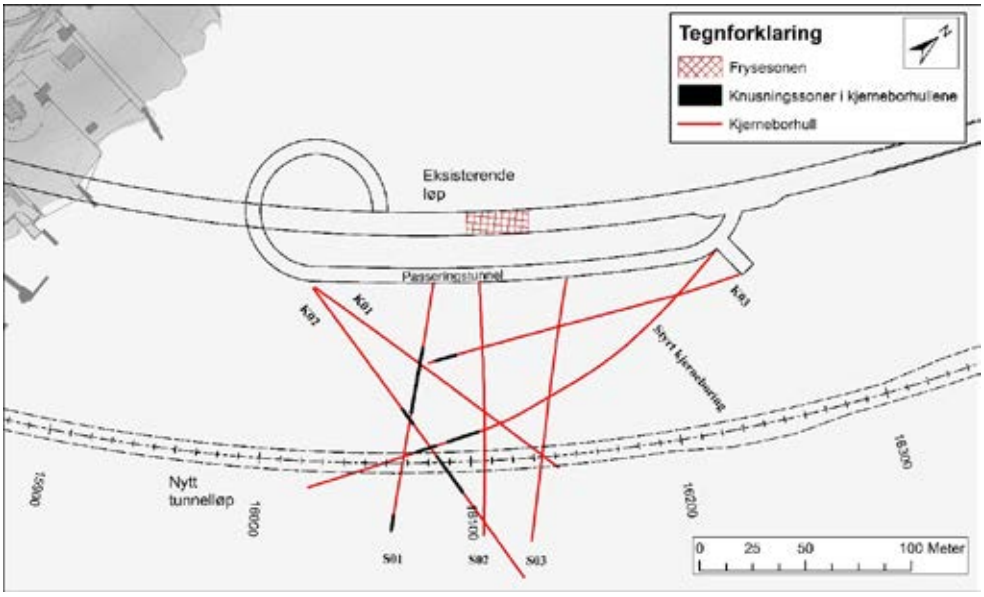
I forbindelse med prosjekteringen av nytt løp for Oslofjordtunnelen er det utført en rekke ingeniørgeologiske forundersøkelser:

- Akustiske målinger
- Kjerneboringer
- Seismisk tomografi
- Borhullsradar
- Refraksjonsseismikk

Denne artikkelen vil fokusere på undersøkelsene som er benyttet i 3D-modelleringene.

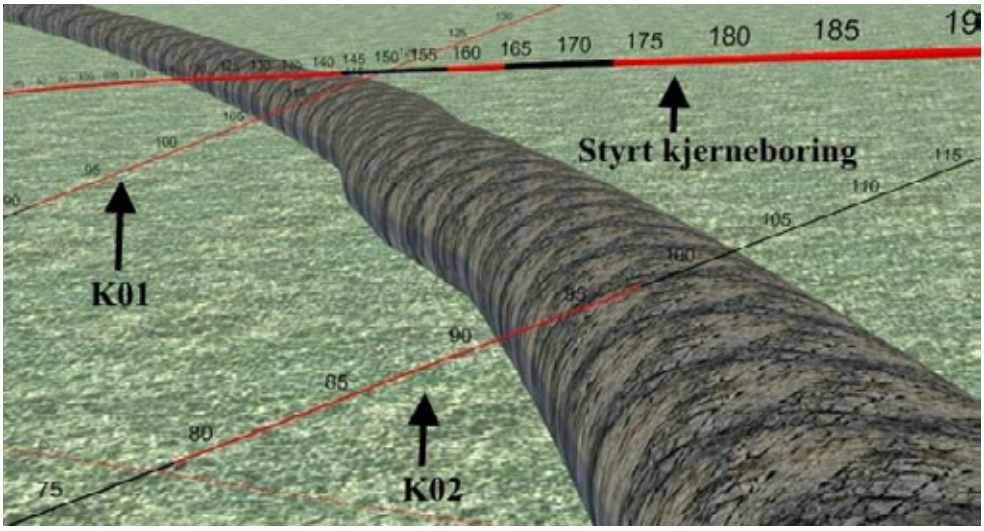
Kjerneboringer

Kjerneboringene er utført å kartlegge svakhetssonene Hurumsonen og Drøbaksonen mhp. mektighet, kvalitet og orientering. Omtrentlig beliggenhet av svakhetssonene er kjent, da de ble påtruffet under driving av det eksisterende tunnelløpet. Plasseringen til kjerneborhullene i Hurumsoneområdet er vist i figur 3. Kjerneborhullene K01-02 og det styrte kjerneborhullet ble boret på stigning, slik at de ligger over det prosjekterte tunnelløpet, se figur 4. Det styrte kjerneborhullet ligger ca. 10 m over hengnivå i den planlagte tunnelen.



Figur 3: Plassering kjerneborhull og registrerte knusningssoner i Hurumsoneområdet.

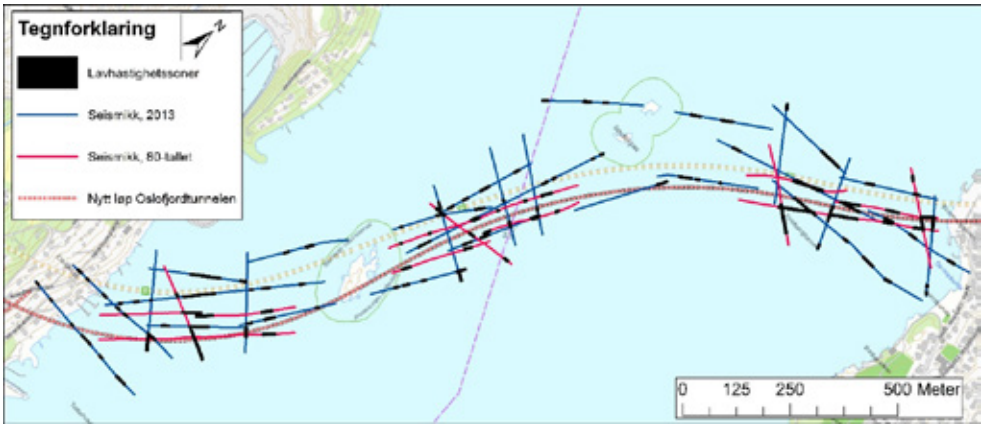
Det er registrert to nærliggende knusningssoner i flere av borehullene. Bergmassen mellom knusningssonene er av bedre kvalitet. Ingen av kjerneborhullene har i vært i kontakt med den omtalte spylerenna. Det er også registrert generelt lite innlekkasjer i borhullene under vanntapsmålingene.



Figur 4: Utsnitt fra 3D-modell med planlagt tunnelløp og kjerneborhull. De sorte seksjonene langs kjerneborhullene representerer knusningssoner.

Refraksjonsseismikk

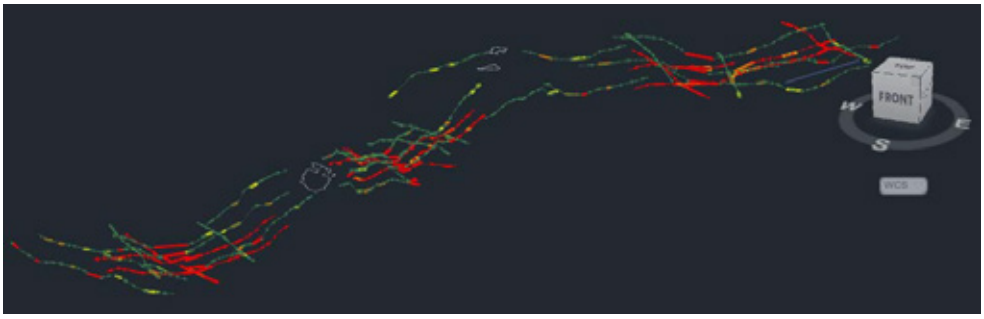
Det er utført omfattende refraksjonsseismiske undersøkelser i forbindelse med byggetrinn 1. De refraksjonsseismiske undersøkelsene som er utført i 2013 betraktes som supplerende undersøkelser, relatert til byggetrinn 2. Det er til sammen skutt 40 refraksjonsseismiske profiler over tunneltraseene, 10 av profilene er skutt i 2013. De refraksjonsseismiske linjene og registrerte lavhastighetssoner er vist i figur 5 og figur 6.



Figur 5: Refraksjonsseismiske linjer skutt i forbindelse med byggetrinn 1 og 2.

I tillegg til å kartlegge lavhastighetssoner er de seismiske undersøkelsene benyttet til å estimere bergoverflatens beliggenhet langs det planlagte tunnelløpet.

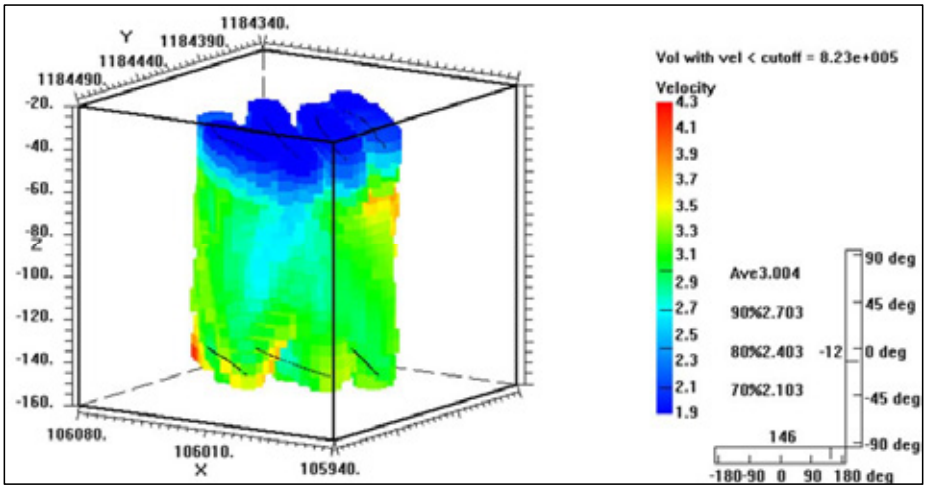
I 3D-modellen er høyden til seismikklinjene og lavhastighetssonene lagt på nivå med registrert berg. Bergoverflatens laveste beliggenhet ligger mellom Hurum og Storskjær.



Figur 6: Seismikklinjene i Oslofjorden, med lavhastighetssoner. Røde soner representerer hastigheter under 3000 m/s, oransje: 3000-3500 m/s og gul: 3500-4000 m/s. I tillegg til seismikken vises Småskjær og Storskjær som hvite punkter.

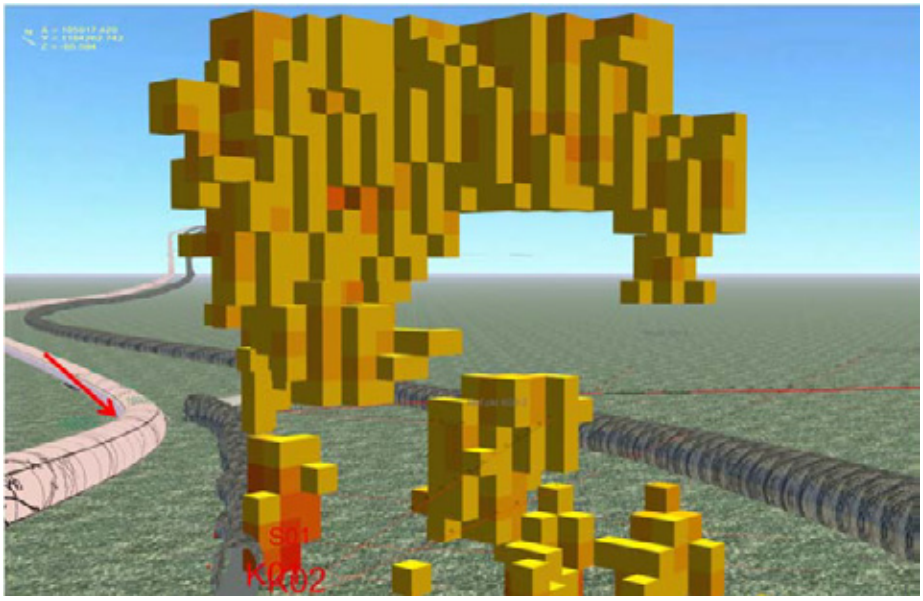
Seismisk tomografi

Hensikten med den seismiske tomografien var å forsøke å lokalisere den løsmassefylte spylerenna og Hurumsonen, og kartlegge deres utstrekning. Seismisk tomografi er en geofysisk undersøkelsesmetode som bygger på at man "gjennomlyser" et objekt med akustiske (seismiske) signaler. Grunnleggende forutsetninger er at man kan plassere signalkilden (sprengladninger) på ene siden av objektet, og mottakerne (geofoner) på den andre siden. I dette tilfellet er den løsmassefylte spylerenna «objektet». Signalkilden er sprengladninger som ble plassert i borhull S01-S03, se figur 3, og mottakerne er hydrofoner som ble plassert på sjøbunnen rett over området. Tomografimodell er vist i figur 7.



Figur 7: 3-dimensjonal tomografimodell, sett fra passeringstunnelen og mot sør-øst. Fargekodene spenner fra rene løsmasser i mørk blå farge (seismisk hastighet ca. 1900 m/s) til fast, godt berg i rød farge (seismisk hastighet ca. 4300 m/s). I bunnen av tomografimodellen sees S-hullene som tynne svarte streker (S01 ligger til høyre). På toppen av tomografimodellen sees hydrofonkablene som tynne svarte streker.

Resultatene fra den seismiske tomografien er lastet opp i en 3D-modell, se figur 8. I 3D-modellen representerer 5x5x5 m store kuber koordinater hvor det er registrert hastigheter mellom 2000 – 2600 m/s. De røde kubene har lavest seismisk hastighet. Utfra denne modellen er det observert en tykk sammenhengende «kropp». Denne kroppen representerer områder med dårlig berg, og eventuelt løsmasser. I figur 8 kan man se at tomografikroppen faller ned mot det det eksisterende løpet.



Figur 8: Utsnitt fra 3D modell sett i nordøst retning. Modellen viser hastigheter mellom 2000-2600 m/s. Frysesonen i den eksisterende tunnelen er markert med en rød pil. Det grå tunnelløpet til høyre i figuren representerer det nye tunnelløpet.

3D-MODELLERING

I forbindelse med prosjekteringen av byggetrinn 2 skulle samtlige fag komme med bidrag til en tredimensjonal samordningsmodell. Utfordringer til faget ingeniørgeologi og geofag generelt er at vi leverer tolkninger. Hvordan skal ingeniørgeologiske tolkninger presenteres i en 3D-modell, og hva kan presenteres?

I dette prosjektet er det ingeniørgeologiske bidraget følgende:

- Bergoverflatemodell under Oslofjorden
- Modell av de mektigste svakhetssonene.

Grunnlagsdata

For å 3D-modellere er det nødvendig med et godt grunnlag gjennom forundersøkelser og andre registreringer, dette kan være eksempelvis:

- Geologisk kartlegging
- Seismikk (refraksjon, tomografi)
- Kjerneboringer
- Grunnboringer

I tillegg til dette er også ingeniørgeologiske vurderinger essensielt underveis i modelleringen.

MODELERING AV BERGOVERFLATEN

Det første som ble modellert var bergoverflata under Oslofjorden. For å modellere bergoverflata ble følgende grunnlagsdata benyttet:

- Refraksjonsseismikk
- Seismisk tomografi
- Plasseringen til frysesona

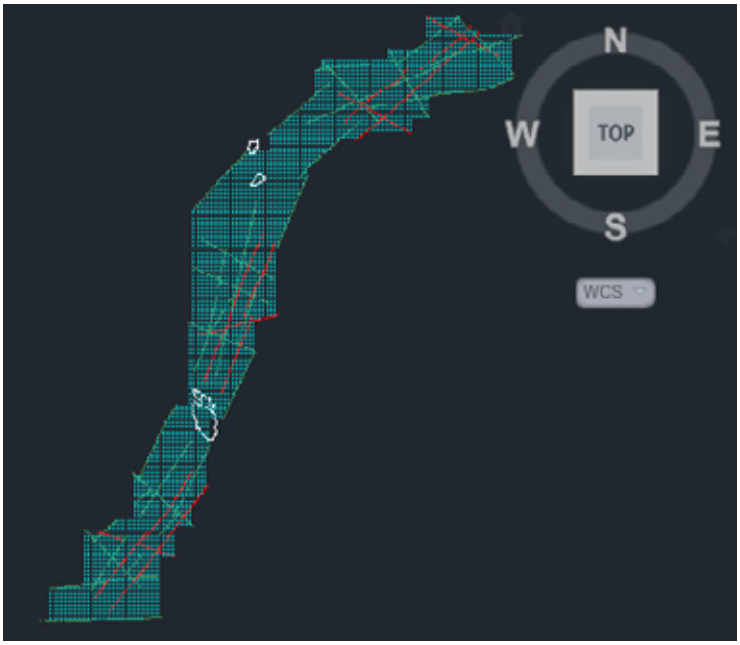
Steg 1 – Legge inn de refraksjonsseismiske linjene og strandlinjer til skjær.

Første steg var å legge inn de refraksjonsseismiske linjene der de hadde registrert berg, se figur 6. I tillegg til seismikken ble strandlinjene til Storskjær og Småskjær lagt inn, skjærene ses som hvite punkter i figur 6.

Steg 2 – Generere hjelpepunkter mellom seismikklinjene

Avstanden er stor mellom seismikklinjene. Ved triangulering av refraksjonsseismikken blir linjene i en overflatemodell derfor svært lange.

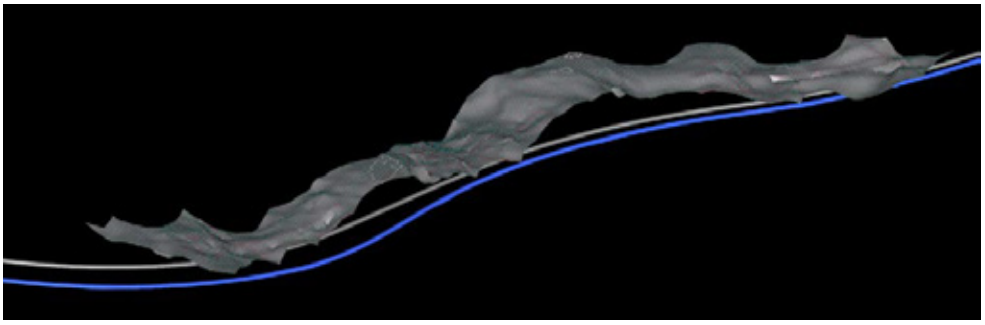
For å bedre estimere dyp til berg mellom seismikklinjene er det generert hjelpepunker i et 10x10 m mønster. Høyden til hjelpepunktene er beregnet ved hjelp av invers distanseveiing, hvor seismikklinjene og strandlinjene til Småskjær og Storskjær er benyttet som grunnlag. Prinsippet er at nære målepunkter har høyere vekting, med en faktor som tilsvarer avstand^2.



Figur 9: De genererte hjelpepunktene, seismikklinjer og Småskjær og Storskjær

Steg 3 – Generere første utkast til bergoverflatemodellen

Det første utkastet til bergmodellen genereres ved hjelp av triangulering mellom punktene i figur 9. Utsnitt av modellen ses i figur 10. I det første utkastet er ikke tomografien eller plassering av frysesonen inkludert.



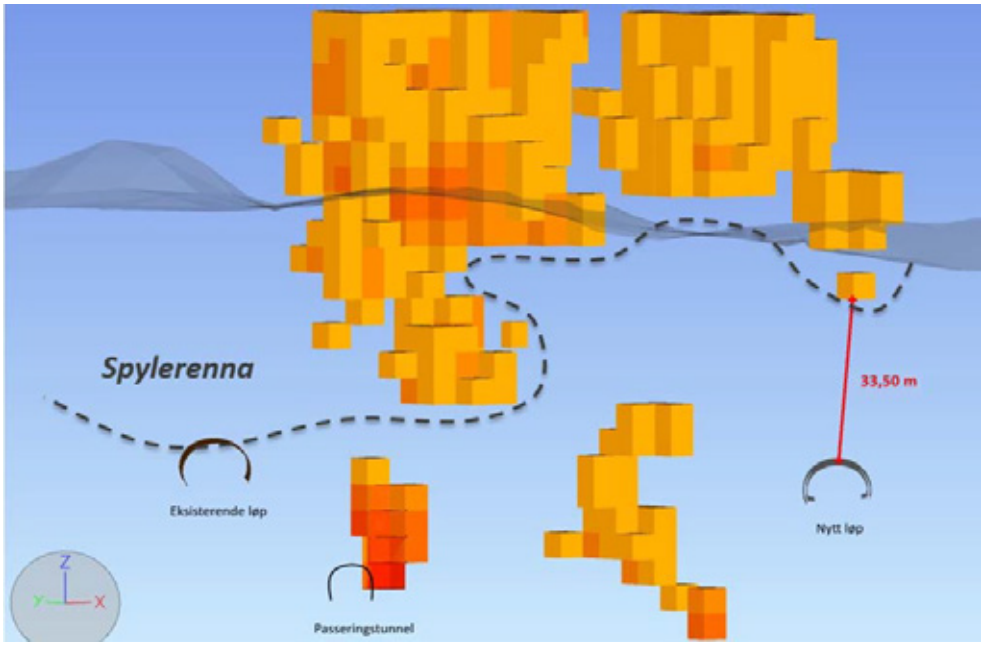
Figur 10: Første utkast til bergoverflatemodellen.

Steg 4 – Revisjon av bergoverflatemodellen i Hurumsoneområdet

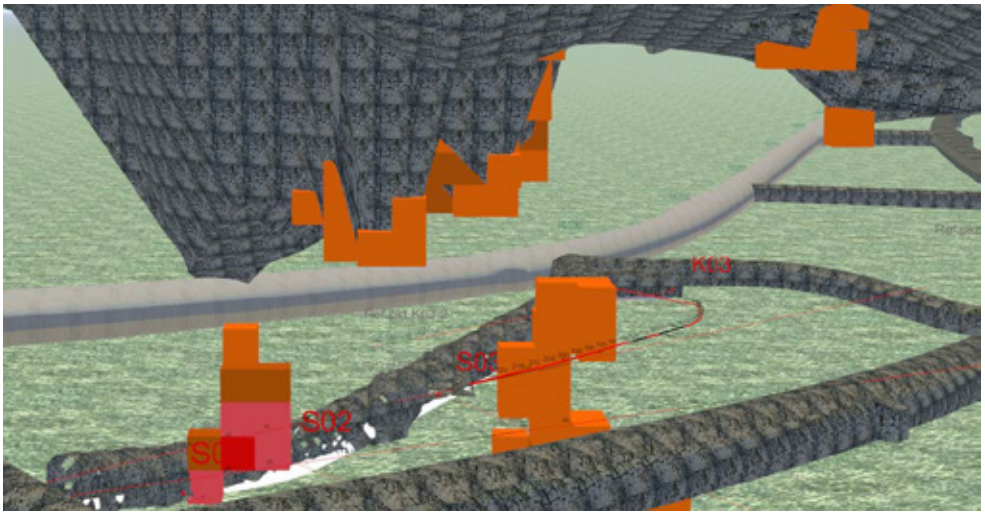
I den første bergmodellen ligger bergoverflaten for høyt i frysesoneområdet, se figur 11. For å estimere bergoverflaten i Hurumsoneområdet benyttes også resultatene fra den seismiske tomografien og plassering til frysesonen.

Resultatene fra den seismiske tomografien viser at hastighetene mellom 2000-2500 m/s danner en sammenhengende «kropp». Spylerenna utgjør etter våre tolkninger en forlengelse av denne tomografikroppen. Spylerennas antatte forløp er vist i figur 11. Bergoverdekningen er estimert til å være ned mot ca. 33,5 m i dette partiet. For påminnelsen skyld nevnes det at i kjerneborhullene over den prosjekterte tunnelen, er det ikke registrert løsmasser.
I 3D-modelleringen er de nederste blokkene i tomografikroppen og frysesonens plassering benyttet for å triangulere en ny, og gjeldende bergoverflatemodell, se figur 12 og 13.

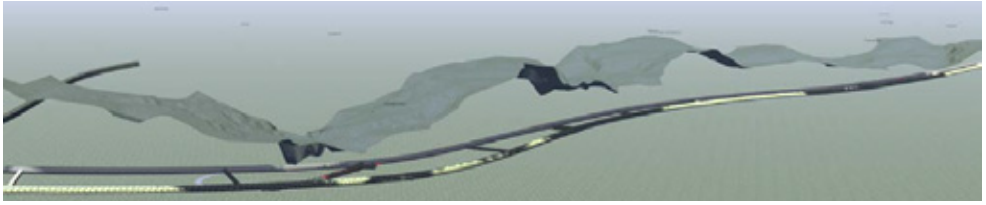
Lavhastighetsområdene som ligger dypere i figur 11 er tolket til å være mulige knusningssoner og ikke løsmasser, siden de ikke henger sammen med den store kroppen nær den antatte bergoverflaten.



Figur 11: Tolket forløp til spylerenna. Antatt grense mellom berg og løsmasser er angitt med stiplet linje. Det første utkastet til bergoverflatemodellen ses også i figuren.



Figur 12: Revidert bergoverflate i 3D-modellen.



Figur 13: Gjeldende bergoverflatemodell under Oslofjorden. Det prosjekterte tunnelløpet er markert med lys farge.

MODELLERING AV SVAKHETSSONER

Etter at bergoverflaten var modellert var neste steg å lage en modell over de største svakhetssonene, både på land og under Oslofjorden.

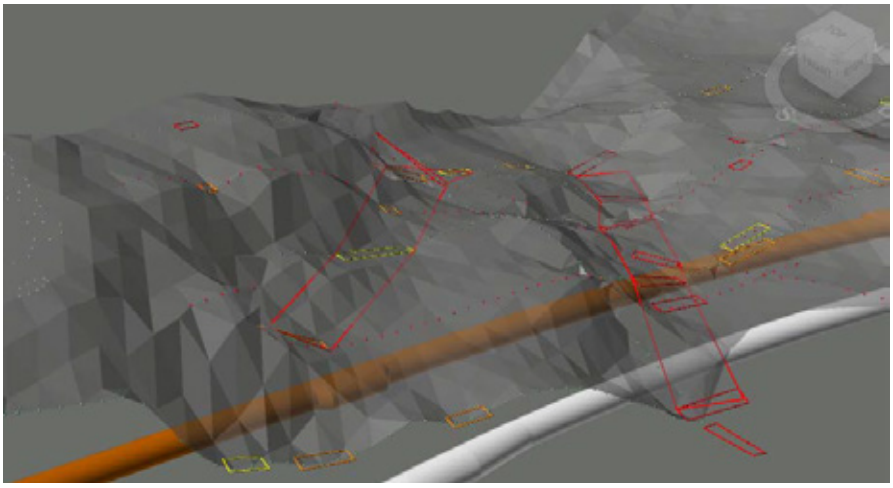
For å modellere svakhetssonene er følgende grunnlagsdata benyttet:

- Refraksjonsseismikk
- Geologiske kartlegging i tunnelen
- Kjerneboringer
- Topografiske kart

Denne artikkelen vil fokusere på svakhetssonene under Oslofjorden, siden disse sonene er de mektigste og mest kritiske. I stegene under vil metodikken for å modellerere en svakhetssone gjennomgås. Svakhetssonen som vises i stegene er den samme, og den er lokalisert mellom Storskjær og Småskjær.

Steg 1 – Kartlegge seismiske lavhastighetssoner

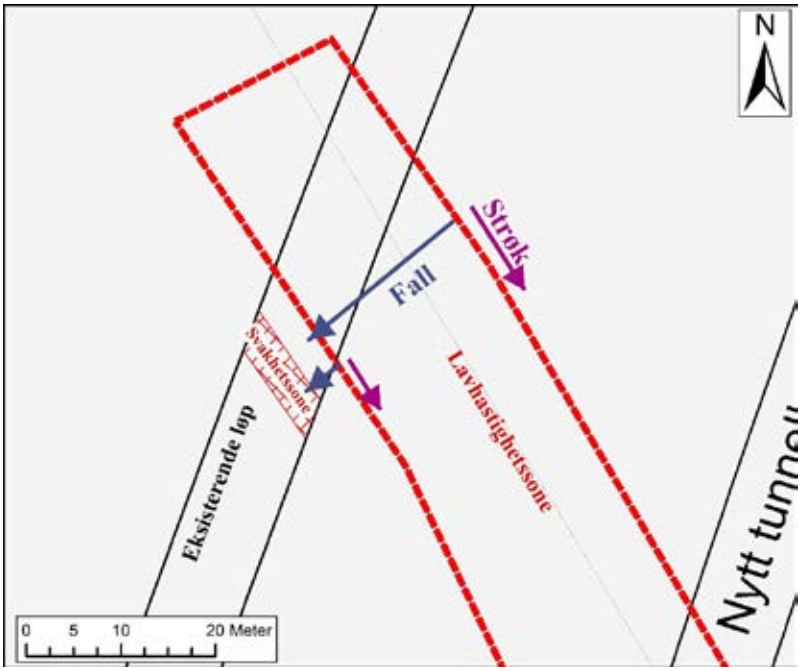
De refraksjonsseismiske linjene med lavhastighetssoner er som nevnt alt lagt inn i modellen. I dette steget tolkes det hvilke lavhastighetssoner som sammen danner en mulig svakhetssone. Figur 14 viser et eksempel på dette. Her danner en rekke lavhastighetssoner to antatte svakhetssoner. Til sammen er det registrert 6 antatt store svakhetssoner ved refraksjonsseismikk.



Figur 14: To antatte svakhetssoner registrert ved refraksjonsseismikk. Det hvite tunnelløpet i bunnen av figuren er det nye løpet. Svakhetssonene er lokalisert mellom Småskjær og Storskjær.

Steg 2 – Korrelere lavhastighetssoner med registrerte svakhetssoner i eksisterende tunnel

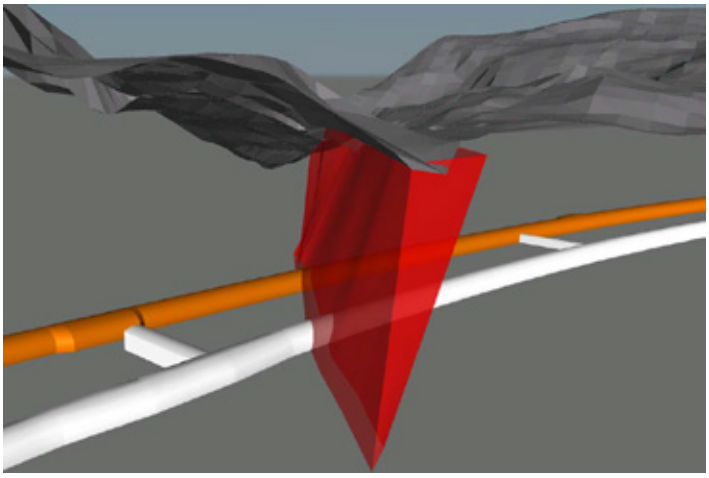
Neste steg er å korrelere lavhastighetssonene med registrerte svakhetssoner i eksisterende tunnelløp. Plasseringene til svakhetssonene er kjent fra første byggetrinn 1.
Et eksempel på en slik korrelering er vist i figur 15. Korreleringen gir strøk og fall til de ulike svakhetssonene. Svakhetssonen kan dermed ekstrapoleres ned fra bergoverflaten langs den registrerte lavhastighetssonen.



Figur 15: Korrelering mellom en lavhastighetssone og en svakhetssone registrert i tunnelen.

Steg 3 – Tegner inn svakhetssoner

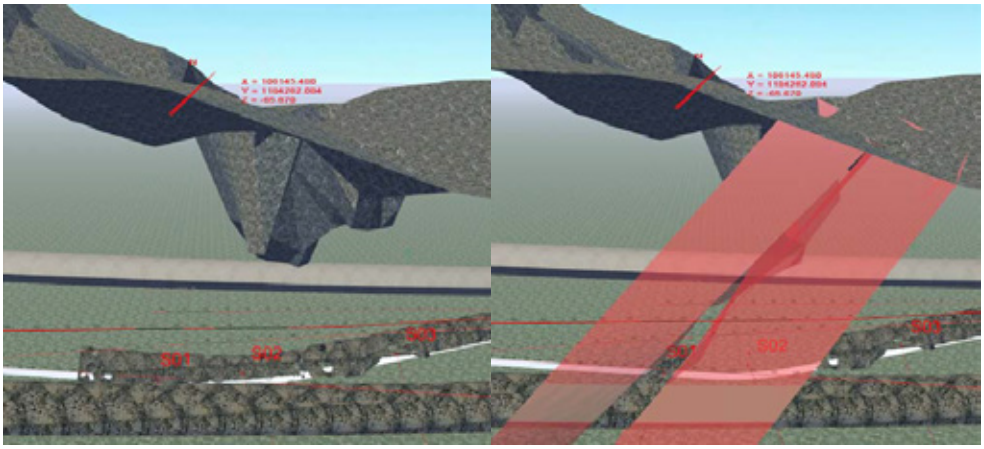
Når svakhetssonene er ekstrapolert kan de tegnes inn, se figur 16. Majoriteten av de modellerte svakhetssone er tegnet inn ved hjelp av denne metoden. Unntakene er svakhetssonene som er undersøkt med kjerneboringer.



Figur 16: Modellert svakhetssone mellom Storskjær og Småskjær. Det hvite tunnelløpet representerer det prosjekterte tunnelløpet.

Steg 4 – Korrelerer med kjerneboringer

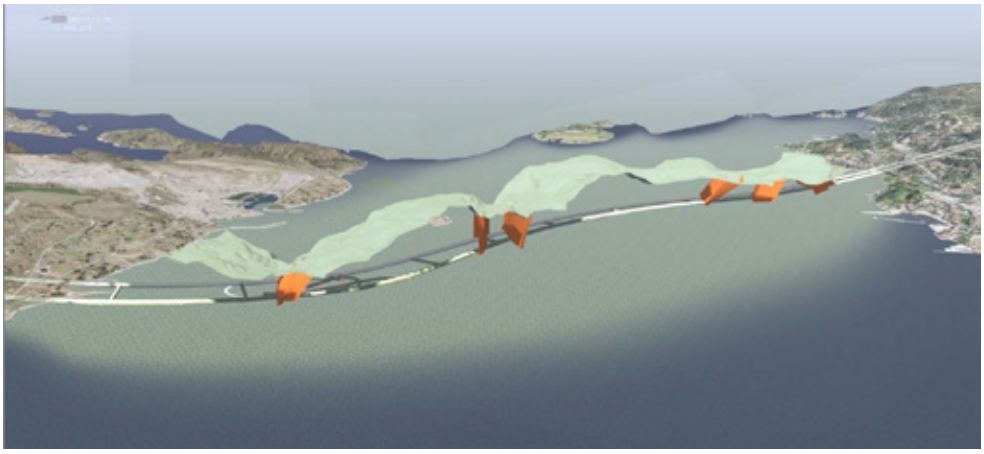
I dette steget ses det nærmere på Hurumsoneområdet. Dette området er undersøkt med flere kjerneboringer, og man har god kontroll på Hurumsonens forløp over det planlagte tunnelløpet. Hurumsonens plassering er estimert på bakgrunn refraksjonsseismikken og de registrerte knusningssonene i kjerneborhullene, se figur 17.



Figur 17: Venstre figur: Hurumsoneområdet, med bergmodellen og kjerneboringene. Det prosjekterte løpet er nederst i figuren. Høyre figur: Modell av Hurumsonen.

RESULTAT AV MODELLERINGEN

Den ingeniørgeologiske leveransen i 3D-modellen har som nevnt vært en bergoverflatemodell og en svakhetssonemodell. Disse er lastet opp i samordningsmodellen, og resultatet kan ses i figur 18.



Figur 18: De ingeniørgeologiske modellene i samordningsmodellen under Oslofjorden.

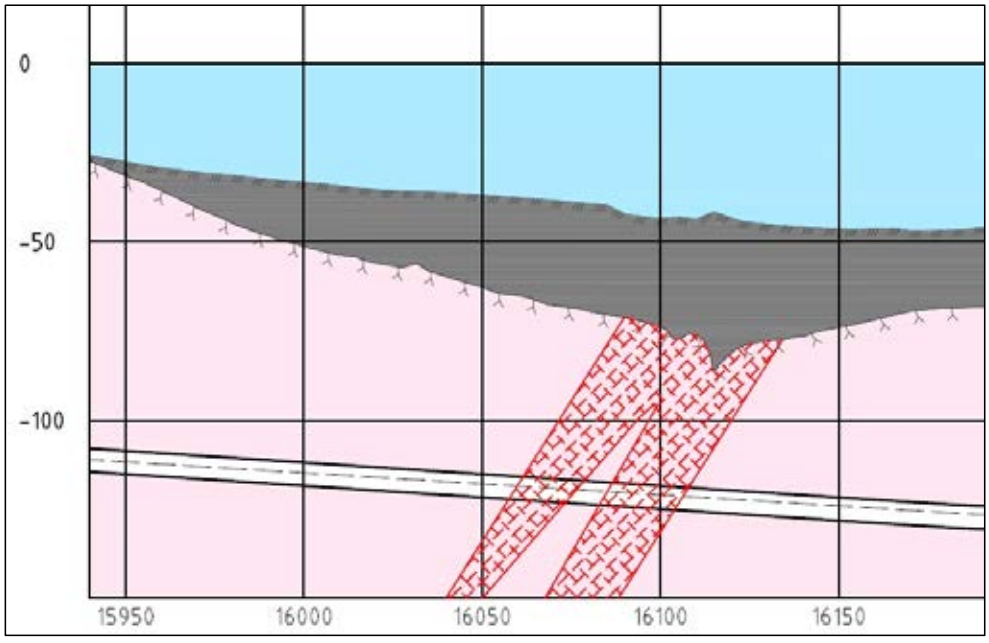
BRUKSOMRÅDER FOR 3D-MODELLEN

3D-modellering er benyttet til å estimere bergoverdekningen over tunneltraseen, og for å plassere de større svakhetssonene langsmed tunneltraseen. Det har spesielt vist seg som et nyttig verktøy for å plassere svakhetssoner. Der det ikke er seismiske data tilgjengelig er topografiske kartgrunnlag benyttet for å tegne inn svakhetssoners utgående.

Modellen er benyttet for å vurdere bergoverdekningen langs tunneltraseen. I fraviksøknad som er utarbeidet grunnet bergoverdekning < 50m er flere utsnitt og avstander generert fra, eller på bakgrunn av 3D-modellen. 3D-modellen har bl.a. vært svært nyttig for å vise spylerennas forløp i Hurumsoneområdet.

Svakhetssonemodeller, slik som i modellen i dette prosjektet, kan benyttes for å unngå å plassere tekniske rom og tverrslag i større svakhetssoner.

I dette prosjektet er lengdesnittene i de ingeniørgeologiske tegningene generert utfra 3D-modellene. Figur 19 viser et utsnitt fra en ingeniørgeologisk tegning, og tegningen viser Hurumsonen. I denne tegningen er plasseringen til bergoverflaten og svakhetssonen generert ved å ta et lengdesnitt langs tunneltraseen gjennom 3D-modellene.



Figur 19: Utsnitt fra de ingeniørgeologiske tegningene som leveres i forbindelse med dette prosjektet. Utsnittet er over Hurumsonen.

DISKUSJON

For å kunne 3D-modellere kreves det grunnleggende ferdigheter innenfor programvare, som f.eks. AutoCAD. I dette prosjektet er all modellering utført ved hjelp av dette programmet. Dersom en behersker eller lærer seg grunnleggende ferdigheter innenfor et slikt program, vil 3D-modellering være et nyttig verktøy for å gjøre ingeniørgeologiske tolkninger.

3D-modelleringen er avhengig av grunnlagsdata. I dette prosjektet var det som nevnt data tilgjengelig fra flere ulike forundersøkelser, i tillegg til registeringer i den eksisterende tunnelen. Datagrunnlaget i dette prosjektet er mer omfattende enn for majoriteten av norske tunnelprosjekter. Dette gir et unikt grunnlag til å gjennomføre ulike modelleringer. 3D-modellering kan også benyttes i mindre prosjekter hvor datagrunnlaget er langt mindre. Erfaringer fra 3D-modellering i dette prosjektet er benyttet av Multiconsult i andre, «mindre» prosjekter for å tolke forløp av svakhetssoner og estimere dyp til berg over tunneler.

Modellene som er generert i dette prosjektet er tolkninger basert på tilgjengelig grunnlagsmateriale. De vil inneholde feilkilder fra de ulike forundersøkelsene som gjør at modellene avviker fra virkeligheten. Foruten feilkilder fra forundersøkelsene vil det trolig forekomme avvik grunnet geologiske forhold som ikke er registrert. På tross av dette anses modellene som det beste grunnlaget man har for å vurdere bergoverdekning og plassering av svakhetssoner.

KONKLUSJON

Omfanget av ingeniørgeologiske forundersøkelser har vært omfattende, men nødvendig i dette prosjektet med tanke på problemene som ble påtruffet i byggetrinn 1. Særlig har kjerneboringene og den seismiske tomografien vært verdifulle forundersøkelser for å tolke bergmasseforholdene i Hurumsoneområdet.

Forundersøkelsene og registreringene fra byggetrinn 1 har dannet et svært godt grunnlag for å utføre 3D-modellering. Erfaringene våre er at 3D-modellene er et svært nyttig verktøy for å gjøre ingeniørgeologiske tolkninger. Modellene har generelt forenklet tolkningsarbeidet betraktelig i dette prosjektet, spesielt ved modellering av svakhetssonene.

Modellene har vært svært nyttig for å lage ingeniørgeologiske tegninger. Bergoverflaten under Oslofjorden og plassering av de større svakhetssonene er i de ingeniørgeologiske tegningene generert fra 3D-modellene.

REFERANSER

Backer, L., & Blindheim, O. (1999). The Oslofjord subsea road tunnel. Crossing of a weakness zone under high water pressure by freezing. *Challenges for the 21st Century. Proc. World Tunnel Congress '99* (ss. 309-316). Oslo: Balkema.

SVV. (2001). *Sluttrapport Oslofjordforbindelsen*.

SVV. (2004). *Vurdering av stabilitet og forslag til sikring i Oslofjordtunnelen - Rapport frå ekspertgruppe*.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2013

Brittle failure in hard rocks

P.hD. Mahdi Shabanimashcool, Høgskolen i Narvik.

Summary
Brittle failure of hard rocks is associated with the crack initiation, propagation and correlation, which might happen abruptly with releasing of energy. Rock fracturing also causes the rock volume to increase with progress of the failure. Mostly the nonlinear behaviour of rocks is investigated via elasto-plastic constitutive models with non-associated flow rules. The constitutive models mostly are based on the Mohr-Coulomb model with considering the inherent cohesion, friction angle and dilation of rocks. This paper investigates the applicability of a strain softening constitutive model to govern the brittle failure of hard rocks. The model considers mobilisation and changes of the rock properties (i.e. cohesion, friction and dilation angle) during the failure process. Data mining of hard rock tests in the laboratory revealed that the brittle failure of rocks is cohesion loosing process while the internal friction and dilation angle of the rocks are constant. The test results also shows that the dilation of hard rocks does not associated with the confining stress, at least for confining stress ≤ 15 MPa. Therefore, it was suggested to use maximum theoretically possible dilation angle in the numerical simulations, which is equal to the internal friction angle of rocks.

Introduction
In rock engineering most of the times there is big concern about the instabilities induced by the stress concentration around the underground openings. Nowadays to solve this problem numerical codes are mainly used to assess the stress state around the openings. The stress state is compared with a failure criterion of the rock mass to assess the instability potential. Size of the instable zones and their deformation are important for the rock engineers to design rock supports.

Four different types of constitutive models, i.e. elastic, elasto-perfect plastic, strain softening and elasto-brittle plastic, is used to analyse the rock failure and deformation. The mentioned models were adopted in the analysis by constitutive models such as Mohr-Coulomb (MC) and Hoek-Brown (HB) (Hajabdolmajid et al. 2002 and Martin et al. 1999).

Elastic analysis can lead to underestimate the rock failure, since it assumes rocks can carry load beyond their strength. In the elasto-perfect plastic analysis the rock strength never drops after failure and rocks can carry their ultimate strength after failure while they are undergoing excessive plastic strain. Strain softening and elasto-brittle-plastic types of analysis are more appropriate than the others since they can consider the rock strength degradation during the failure.

The MC criterion states that failure occurs if the magnitude of the shear stress on a specific plane reaches a critical threshold, which is associated with the cohesion between rock grains as well as the friction resistance between them (Jeager and Cook 2007). The cohesion and friction between rock grains are denoted as internal cohesion and internal friction angle,

respectively. For the sake of simplicity, we identify them as cohesion and friction. Application of the MC criterion is easier than other empirical failure criteria, since its parameters have physical meanings.

The strain-softening behaviour is governed by shrinking of the failure criterion with advance of the failure. In order to govern the plastic deformation during rock failure, a non-associated flow rule is adopted in the rock engineering. The flow rule is used to model rock dilation during failure. The non-associated flow rules mainly are considered as function of dilation angle, which is tangential angle along the volumetric strain curve versus the axial strain. The dilation angle is dependent on rock type, progress of the plastic deformation and confining stresses (Pourhossien and Shabanimashcool 2014). Vermeer and De Borst (1984) showed by comparing of the numerical simulation and tests results that the dilation angle of rocks is at least 20 degrees less than the friction angle. Medhust (1996) by numerical simulations of the triaxial tests of the coal samples showed the dependency of the dilation angle to the confining stresses and non-dependency of it to the scale of the samples. Alejano and Alenso (2005) used the concept of rock failure happens in joints, shear zones or bands and developed a confining dependent dilation evolution formula. They used the joint dilation concept developed by Barton and Bandis (1982). Zhao and Cai (2010) obtained an empirical function for the mobilised dilation angle of rocks and showed its application for rock masses by the numerical simulations.

The upper mentioned methods were developed and used mainly for the intact rocks. Martin and Kaiser (1999) were suggested brittle parameters to model brittle failure of rock masses by HB failure criteria. This method considers the brittle failure as cohesion loosing process. Hoek also divided rock masses to three groups and suggested specific post peak behaviour for them which can be used as the initial values in the numerical modelling (Hoek 2010).

Zhao and Cai (2014) tried to generalised their mobilised dilation model for rock mass. They assumed the peak dilation angle of the rock mass is equal to the friction angle of the rock mass and later on the dilation angle decrease by plastic deformation similarly with the intact rocks. They used CWFS model (Hajabdolmajid 2003) to model the strain softening behaviour of rocks while the residual strength of the rock mass was obtained via a method developed by Cai et al. (2007) based on the residual GSI value.

Recently, Pourhossein and Shabanimashcool (2014) attempted to develop such a model and proposed a number of formulas for the strain-softening and dilation based on data mining of the rock tests. The model is developed for the sedimentary rocks, which have clear strain-softening behaviour. Application of the model in hard brittle rocks is questionable.
In spite of all those upper mentioned efforts, a constitute model which can model the strain-softening and dilation simultaneously for the brittle rocks is lacking in rock engineering. Moreover, most of the available models for strain softening or dilation do not provide any clear method to measure their required parameters. In addition, sometimes the model parameters do not have physical meaning which makes judgment about their practical range difficult. Hence, it is required to develop a constitutive model to overcome these limitations. Therefore, in this paper it was tried out to generalise the strain-softening model for the brittle rocks. Data from the tests of the Lac du Bonnet granite (Martin 1993) were used in the investigations. Later on, the model also generalised to apply on massive brittle rocks. The model is validated by modelling of Mine-by tunnel in Canada.

Strain Softening model for intact rocks

In the principal stress system, the Mohr-Coulomb (MC) failure criterion can be written as follows:

$$f = \sigma_1 - \left(\frac{2c\cos(\phi)}{1-\sin(\phi)}\right) - \left(\frac{1+\sin(\phi)}{1-\sin(\phi)}\right)\sigma_3 \quad (1)$$

Where c is the cohesion, φ the friction angle, σ_1 the maximum principal stress and σ_3 is the minimum principal stress. After peak strength, the material strength components, c and φ change during the strain-softening process.

From the micro-mechanical point of view the rock failure under stress is associated with kinked cracking of the inclined micro-cracks and their deformation. During kinking under the compressive stresses, sliding of the closed micro-crack cause tensile loading at the crack tips. Sliding of the micro-crack is associated with the frictional strength of the crack surface and confining stress on it. Tensile crack propagation at the tips of the micro-crack is a cohesion-losing process because the tensile force acting against the cohesion strength of the rock gains. It is also possible to assume that the shear resistance of the closed micro-crack is directly associated with the internal friction angle of the intact rocks. With reference to the kinked cracking mechanism, it could be conclude that the frictional component of the rock materials should be constant during failure as soon as shearing started along the kinked crack. In addition, during post peak regime micro-cracks accumulate and make macro-cracks. Therefore, greatest part of the cohesion reduction should be happen during post peak regime. During the micro-crack accumulation also the shear strength of the surface of the closed cracks does not change during rupture. Pourhosseini and Shabanimashcool (2014) showed from the test results that the internal friction angle of the rocks are almost constant during post peak regime while cohesion decreases significantly with plastic strain.

Based on the mentioned micro-mechanism it can be assumed that at the peak strength of rocks the cohesion is at its maximum magnitude. With the progress of the strain softening the cohesion decreases. However, the frictional component is constant. According to these, the MC failure criterion can be written as follows:

$$f = \sigma_1 - \left(\frac{2c(\gamma_p)\cos(\phi)}{1-\sin(\phi)}\right) - \left(\frac{1+\sin(\phi)}{1-\sin(\phi)}\right)\sigma_3 \quad (2)$$

where γ_p is the plastic parameter. It is equal to zero in the elastic domain and $\gamma_p > o$ after the peak strength of the rocks. The plastic parameter could be defined differently which should be incremental function of internal parameters of the rocks after peak strength. It is generally accepted that the plastic parameter to be equal to the plastic shear strain:

$$\gamma_p = \epsilon_1^p - \epsilon_3^p \quad (3)$$

Based on the data mining of the test results, Pourhosseini and Shabanimashcool (2014) proposed that the internal cohesion of the intact rocks change as follows:

$$c = c_0\left(1 - \frac{\tanh(100\gamma_p)}{\tanh(10)} + 0.001\right)^n \quad (4)$$

Where c_0 is the cohesion at the peak strength of rocks when $\gamma_p=0$ and n is the fitting parameter. n might be function of rock type and grain size.

The plastic strain in the model is obtained from a non-associated plastic potential function:

$$g = \sigma_1 - \sigma_3[\frac{1+\sin(\psi(\gamma_p,\sigma_3))}{1-\sin(\psi(\gamma_p,\sigma_3))}] \qquad (5)$$

where ψ is the dilation angle which is associated with the plastic strain and confining stress. The dilation angle is maximal at the peak strength of the rocks and it deceases upon progress of the plastic deformation. It is also associated with the confining stress. The maximum dilation angle is associated with internal friction angle and uniaxial compressive strength of intact rocks:

$$\psi_{peak} = A \ln\left(\frac{\phi\sigma_{ci}}{\sigma_3+0.10}\right) - B \qquad (6)$$

Where σ_{ci} is the uniaxial compressive strength of intact rocks, A and B are the model parameters which might be dependent upon rock type and grain size. The rock dilation angle decrease with plastic strain and confining stress. Another equation was suggested to capture the dilation angle mobilisation during strain softening:

$$\psi = \psi_{peak}(1 - \frac{\tanh(100\gamma_p)}{\tanh(10)} + 0.001)^m \qquad (7)$$

where *m* is the model parameters which is associated with rock type.
The plastic strain increment is obtained from plastic potential function with:

$$\dot{\varepsilon}_i = \lambda\frac{\partial g}{\partial \sigma_i} \quad i = 1,2\ and\ 3 \qquad (8)$$

Where λ is a plastic multiple that could be obtained from the stress consistency condition on the yield surface:

$$\lambda = \frac{\partial f}{h\,\partial g}\dot{\sigma} \qquad (9)$$

Where

$$h = -\sqrt{\frac{1}{3}(1 + \sin(\varphi)\sin(\psi)}\ \frac{\partial f}{\partial \gamma_p} \qquad (10)$$

Application of strain softening models on brittle rocks

Applicability of the strain softening models for the hard brittle rocks is questionable, since the post peak behaviour of them are not truly strain softening. Hence we used rock test data from the Lac du Bonnet granite to assess the possibility of modelling the brittle failure with strain softening methods. In this research a strain softening model was modified and applied to study brittle failure around the Mine-by tunnel.

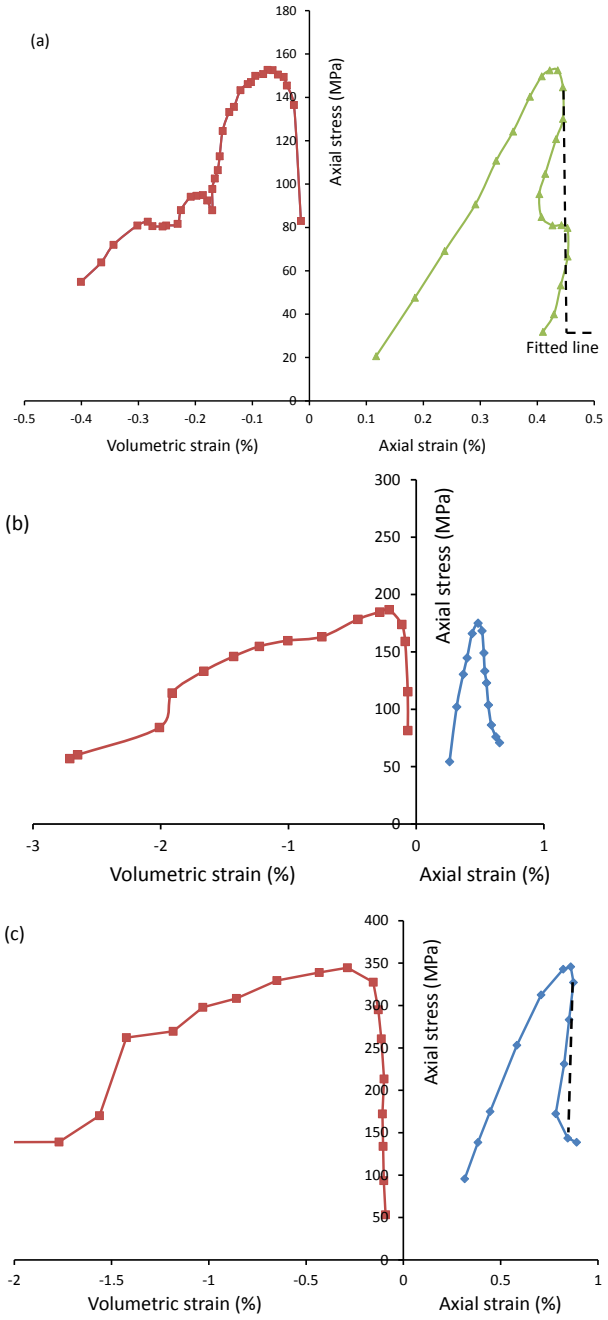


Figure 1 Stress-strain curve of Lac du Bonnet granite: (a) σ3=0, (b) σ3=2 MPa and (c) σ3=15 MPa. The dashed lines are the best fitted line at the post peak regime to avoid instability in the numerical analysis.

The Lac du Bonnet granite is very well known in the field of the brittle hard rock failure. The rock is the host of the Mine-by tunnel. There are detailed laboratory tests of the rock and also observation of the rock's behaviour under the tunnel construction. The Lac du Bonnet granite is a medium course granite with grain size about 3-4 mm. Martin (1993) carried out and reported a number of the laboratory test of the intact samples of the Lac du Bonnet granite which were used in this study. To obtain the full stress-strain curves of the rocks, a special technique was adopted in the tests, which is denoted as damage control testing. In this method up to about 75% of the expected peak strength, the normal loading schemes of the intact rock tests were followed. After that the samples were subjected to the loading-unloading cycles for every 0.063 mm increments of circumferential deformation using axial-strain control. The results of the tests which were used in the analysis are presented in Fig. 1 and Table 1 presents the mechanical parameters of the rock samples.

It is visible in Fig. 1 some part of the post peak failure regime, the axial strain decreases while the failure goes on. This type of the post peak failure is denoted as class II type of the failure (Wawersik & Fairhust 1907). It represents unstable failure which is coincident with releasing of energy. In the numerical analysis it is not possible to simulate such a process since it is unstable. Hence, in the area with unstable failure process a representative line was fitted to the post peak behaviour in order to avoid such problems in numerical simulations and it used to develop the model for brittle failure, Fig. 1.

Table 1: Properties of the Lac du granite (Martin 1993).

E (GPa)	ν	σ_{ci} (MPa)	σ_t (MPa)
69	0.26	200	9.3

E stands for Young's modulus, ν Poisson's ratio, σ_{ci} uniaxial compressive strength and σ_t Tensile strength.

As mentioned above the plastic parameters of γ_p were used to obtain cohesion, friction and dilation angle of rocks during brittle failure. Figure 2 presents the post peak σ_1 drops with γ_p. From Fig. 2, it is possible to find the MC parameters changes during brittle failure versus progress of the plastic deformation. For some selected constant value of the plastic parameters, γ_p, corresponding stress levels of (σ_3 , σ_1) were selected and plotted in Fig. 3. Then, a MC failure envelop were fitted to each data set with a constant γ_p, Fig. 3, and from them it is possible to obtain rock cohesion and friction values in an specific γ_p . Figures 4 a and b present cohesion and internal friction changes versus plastic parameters.
In the developed model by Pourhosseini and Shabanimashcool (2014), the internal friction angle is assumed constant while cohesion and dilation angles are mobilising with plastic deformation. Figure 4b shows that assuming a constant value for the friction angle of the brittle rock is still valid. On the other hand, Eq. 4 is not applicable to model the cohesion looses during brittle failure. Equation 4 is developed based on the data from sedimentary rocks which has ultimate plastic parameter of 10% at which the rocks reach their residual cohesion. However, ultimate plastic parameter for the brittle rock should be much smaller than that. Hence a new model was suggested which not only is applicable on brittle rocks but also it is applicable on the sedimentary rocks, as well. The model requires two new parameters of ultimate plastic parameter (γ_m) and a fitting parameter of a. The suggested model is as follows:

$$c = c_0 e^{a[\left(\frac{\gamma_p}{\gamma_m}\right)^2 - 2\left(\frac{\gamma_p}{\gamma_m}\right)]} \qquad (11)$$

Figure 4a shows that the model fits well the cohesion looses data from the test results. The data from Pourhosseini and Shabanimashcool (2014) plus the data from the Lac du Bonnet Granit are presented in Fig. 5. Equation 11 was also fitted to them the fitting parameters are presented in Table 2. It is clear that the data and Eq. 11 are correlating well with correlation coefficient of $R^2 > 0.94$. The parameter of a decreases with rock strength and it might depend on the rock brittelness. Rocks with brittle behaviour have small *a* value.

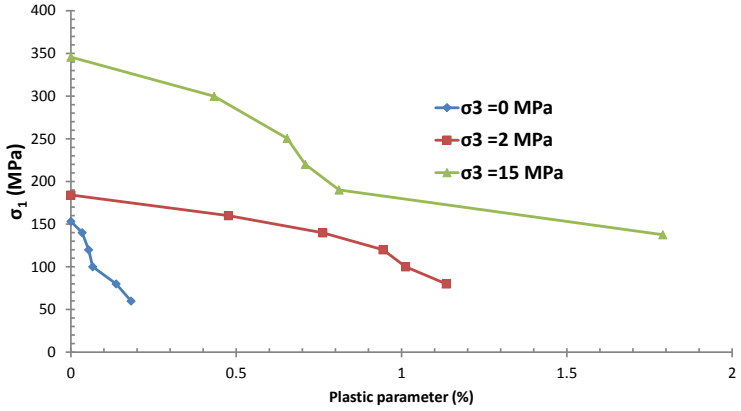


Fig. 2. Decrement of σ1 versus γp for different values of σ3 during post peak regime.

The dilation angle of the brittle rocks during the post peak regime does not change significantly; it is about 80 degree regardless of γ_p until the rocks reach residual strength, Fig. 6. The large dilation angle is also clearly shows unstable behaviour of the brittle rocks. The figure reveals that the dilation neither changes with increasing of the plastic deformation nor with the confining stress, at least in a range of 0 to 15 MPa for this rock. The observed behaviour is in contradiction with what is measured in rock with a dominate strain softening behaviour. Therefore, the equations 6 and 7 are not applicable for the brittle rocks and required to develop a new formula for the dilation of the brittle rocks.

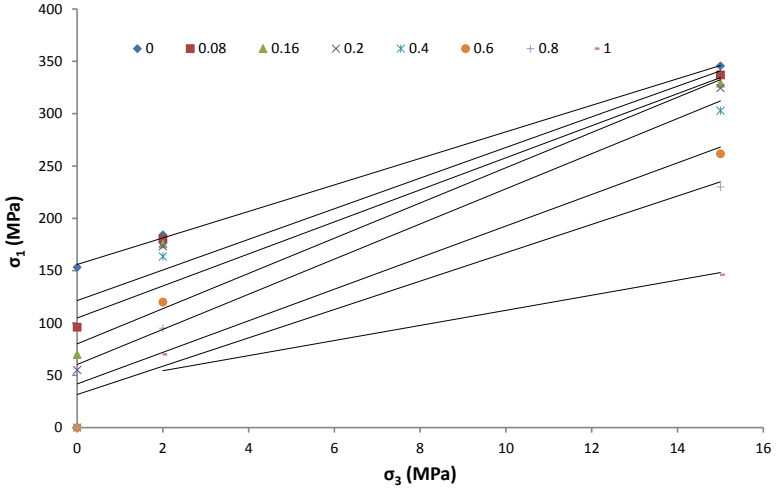
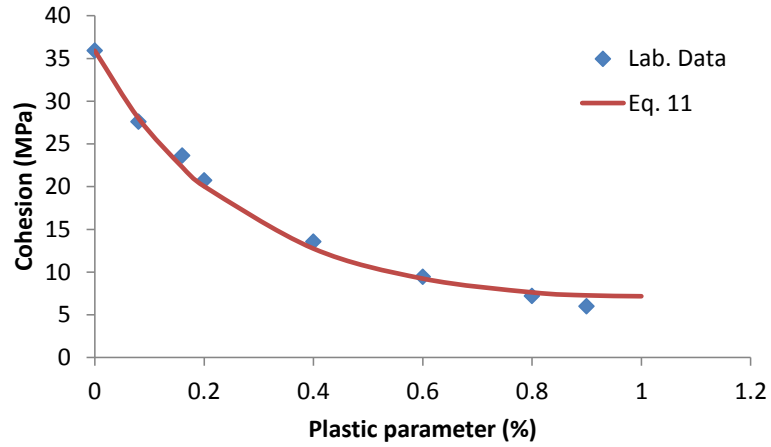
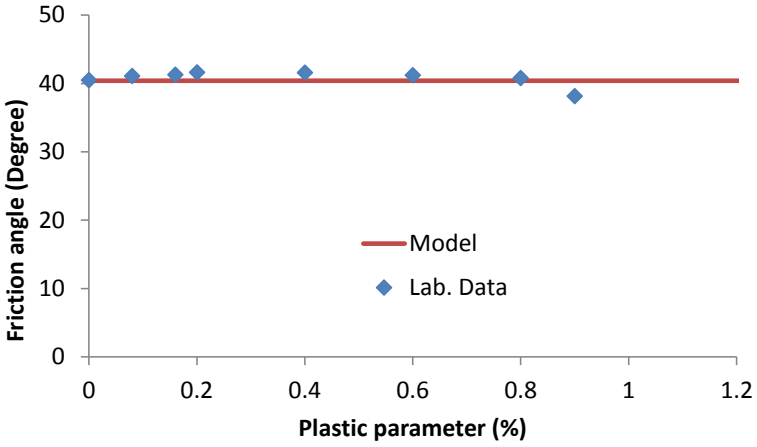


Fig. 3. MC failure envelop fitted to the (σ3 , σ1) data sets with a constant γp (%).



(a)



(b)

Fig. 4. (a) Cohesion and (b) friction angle changes versus γp .

As we know from the plasticity theory, the strain softening rocks does not hold true for the Drager's postulate (1958). For the softening materials, it is suggested to use Il'iushen's postulate which uses total strain expression rather than the plastic strain rate (Tsakmakis 1997). The Il'iushen's postulate states that the total energy dissipates during a cycle of loading and unloading should be non-negative. From that and with considering dilation based plastic flow rule, Eq. 5, it can be automatically prove that dilation angle should be equal or less than the friction angle. This theoretical analysis also reveals that the deformation control test should be adopted to monitor the failure process stability.

Data mining of the rock tests reveals that dilation angle of the brittle rocks is about 20 degree more than their friction angle which explains instability of the brittle failure. On the other hand also the theoretical analysis suggests that in order to have stable deformation, it is required to have dilation angle equal or less than the friction angle. Therefore, it is suggested based on the plasticity theory to assume the dilation angle is constant in the numerical

simulations and equal to the maximum possible value which does not contradict the Il'iushen's postulate (Tsakmakis 1997).

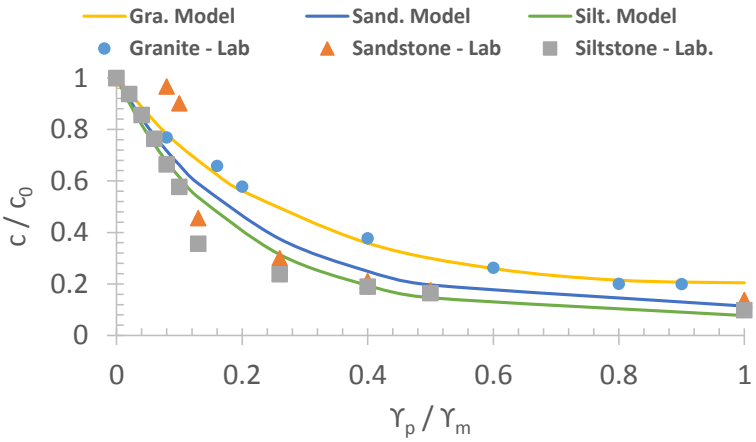


Fig. 5. Proposed model and real case data for different rock types.

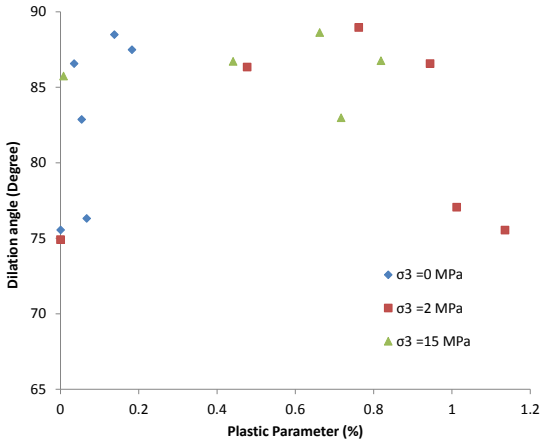


Fig. 6. The dilation angle versus the plastic parameters.

Table 2: Strain softening parameters of different rocks.

Rock	C_0 (MPa)	a	R^2
Lac du Granite	39.9	1.603	0.995
Sandstone	17.81	2.170	0.9184
Siltstone	17.71	2.56	0.9435

Verification of the model

In order to verify the developed technique and show its application, the method is implemented to study brittle rock failure around the Mine-by tunnel. The tunnel was

constructed in Lac du Bonnet granite and all the brittle failure process was monitored and reported in detail. The rock mass hosting the tunnel has Ground Strength Index (GSI) of 90. Hence the intact rock test data cannot be directly applied in the analysis. We need to adopt a technique to assess the mechanical properties for the rock mass.
The mechanical behaviour of massive rock masses is related to the intact rock behaviour; anisotropy of the rock and the scale dependency of the rock strength. As stated by Barton and Bandis (1982) the frictional strength of the rock joints are dependent on their length. With increasing of the joint length, the friction angle decreases. For the massive rock it can be assumed that the internal friction angle of the rock mass is:

$$\phi_b \leq \phi_{rm} \leq \phi_i \qquad (12)$$

Where φ_{rm} and φ_i are the frictional angle of the rock mass and intact rock, respectively. In the massive rock of the Mine-By tunnel the stress related instability happens in a small scale area, with width of 5 to 10 cm, and by separation of the rock slab from the tunnel surface the failure progresses inward. The small width of the slabbing area suggests the friction angle of the rock mass does influenced by the scale effect and hence the friction angle of the rock mass is approximately equal to the intact rock.

For the massive rock masses, it is possible to obtain the uniaxial compressive strength of the rock masses by the Fig. 7. With assuming of GSI=90, the uniaxial strength of the rock mass is between 50 to 70 % of the intact rock strength. Then with considering of the friction angle by Eq. 12 and the rock mass cohesion can be calculated by:

$$c_{rm} = \frac{\sigma_{rm}(1-\sin(\phi_{rm}))}{2(\cos(\phi_{rm}))} \qquad (13)$$

The cohesion-lose process during brittle failure is not scale dependent (Zhao and Cai 2014), therefore the parameter a in Eq. 11 which is obtained for the intact rock can be used also to model the brittle failure of the rock mass. Table 3 presents the rock mass properties were used in the analysis.
As showed above the dilation angle of the brittle rocks is about 80 degree and is not associated with the confinement. However, we have a theoretical limit for the numerical modelling, which indicates the dilation angle could not be more than the friction angle. Therefore, in the numerical analysis it can be assumed that the frictional angle of the brittle rocks should be the maximum value which is possible, i.e. equal to the internal friction angle of the rock mass:

$$\psi_{rm} = \phi_{rm} \qquad (13)$$

Where ψ_{rm} is the dilation angle of the rock mass.

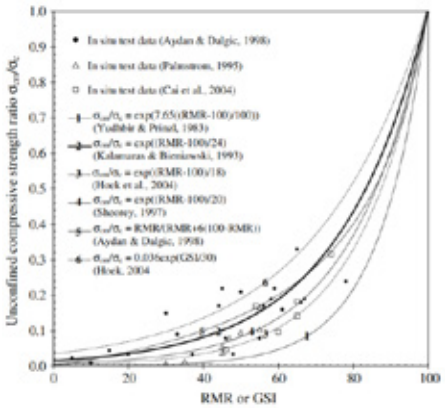


Fig. 7. Rock mass strength versus the GSI and RMR values, from (Zhang 2010).

The FLAC(2D) code was used to numerical simulate the stress state around the Mine-By tunnel. The in-situ stress state is considered in the model, as was measured in the field (Martin 1993), and a fine mesh were arranged around the excavation in order to capture the rock failure in detail. The geometry and boundary condition of the model is presented in Fig. 8. The developed constitutive model is added to the numerical simulation code of FLAC(2D) via the FISH programming tool.

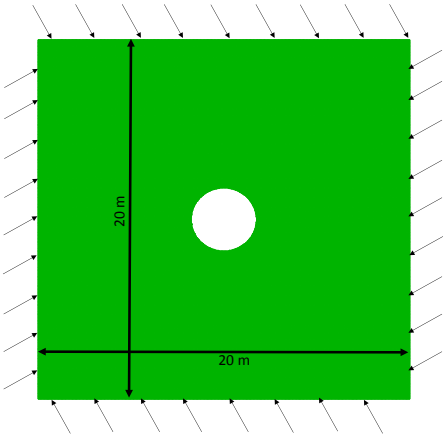


Fig. 8. Geometry and boundary condition of the model.

Table 3: Mechanical properties of rock mass for the Mine-By tunnel.

E (GPa)	ν	σ_{rm} (MPa)	σ_t (MPa)	C_0 (MPa)	φ°	a
69	0.26	100	9.3	23.3	40	1.603

Field observations show that due to stress concentration a notch shaped failure was observed in the roof and floor of the tunnel, Fig. 9a. However, micro-seismic observation observations show that rocks nearby the notch also undergo some failure. Figure 9b shows the failure zone obtained via the numerical model and compare it with the field observations. The yield zone obtained by the numerical simulation is very similar to the measured failed zone. It shows that the developed Elasto-plastic constitutive model is capable of modelling the brittle failure.
In order to find the unstable zone of the failed rock, displacement counters were presented in Fig. 10. Since the rock is brittle, a small amount of deformation can lead to instability of the failed zone. From Fig. 10 it is visible that the failed zone with total deformation of more than 0.5 cm is in a good agreement with the geometry of the notch generated by the spalling failure around the tunnel. The rest of the failed rock with deformation of less than 0.5 cm represents the failed rock, which are still stable, or the area, which is microseismically active.

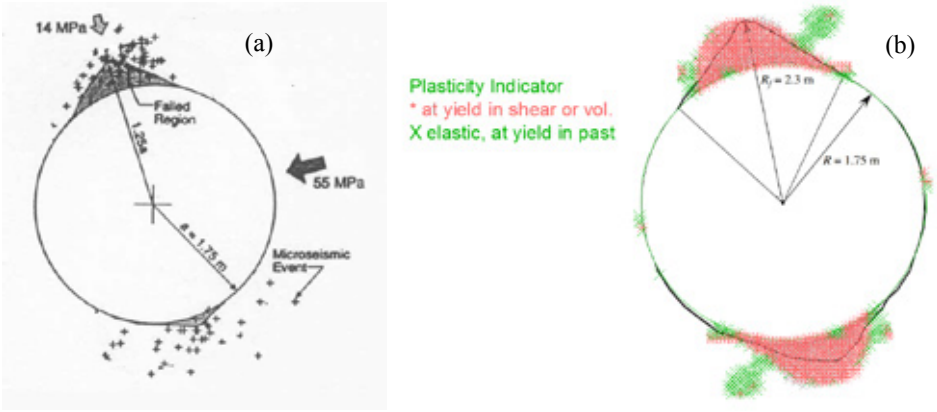


Fig. 9. (a) Observed rock failure and micro-seismic events around the Mine-By tunnel and (b) Numerical results.

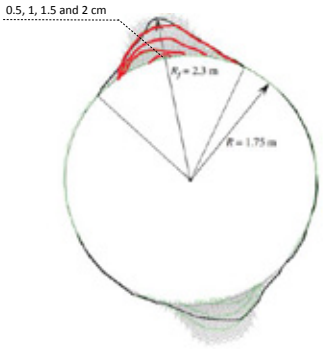


Fig. 10. Vertical displacement in the failed zone.

References

Alejano LR, Alenso E. (2005). Consideration of the dilatancy angle in rocks and rock masses. Int J Rock Mech Min Sci. 42(4):481–507.

Barton N, Bandis SC. Effect of block size on the shear behavior of jointed rocks. In: Proceedings of the 23rd US Symposium on rock mechanics, vol. 10. Rotterdam: Balkema; 1982. p. 739–60.

Cai M. Kaiser PK, Tasaka Y, Minami M. (2007). Determination of residual strength parameters of jointed rock masses using the GSI system. Int J Rock Mech Min Sci 44: 247-265.

Drucker DC. The definition of a stable inelastic material, J Appl. Mech., ASME 1958; 12: 101-106.

Jeager JC, Cook NGW, Zimmerman RW. Fundamental of rock mechanics, 4th edition. Blackwell 2007, UK.

Hajiabdolmajid V, Kaiser PK, Martin CD. (2002). Modelling brittle failure of. Int J Rock Mech Min Sci. 39:731–41.

Hoek, Practical rock engineering, https://www.rocscience.com/learning/hoek-s-corner/books .

Martin CD, Kaiser PK, McCreath DR. (1999). Hoek–Brown parameters for predicting the depth of brittle failure around tunnels. Can Geotech J. 36:136–51.

Martin CD. Strength of massive Lac du Bonnet granite around underground openings. PhD thesis, University of Manitoba, Alberta, 1993.

Medhurst TP. Estimation of the in situ strength and deformability of coal for engineering design [Ph.D. thesis]. University of Queensland; 1996.

Pourhosseini O, Shabanimashcool M. (2014). Development of an elasto-plastic constitutive model for intact rocks. . Int J Rock Mech Min Sci. 66:1-12.

Tsakmakis Ch. (1997). Remarks on Il'iushin postulate. Arch. Mech. 49, 4, pp 677-695.

Vermeer PA, Borst RD. (1984). Non-associated plasticity for soils, concrete and rock. Heron 29(3):3–64.

Wawersik WR, Fairhust C. (1970). A study of brittle rock fracture in laboratory compression experiments. Int J Rock Mech Min Sci Geomech Abstr. 7 (5):561–75.

Wu JY, Li J, Faria R. (2004) An energy release rate-based plastic-damage model for concrete. Int J Solid Struct. 43:583–612.

Zhao XG, Cai M. (2010). Influence of plastic shear strain and confinement-dependent rock dilation on. Int J Rock Mech Min Sci. 47: 723–738.

Zhao XG, Cai M. (2010) Influence of shear strain and confinement-dependent rock dilation on rock failure and displacement near an excavation boundary. Int J Rock Mech Min Sci 47:723-738.

Zhang L. (2010) Estimating the Strength of Jointed Rock Masses. Rock Mech Rock Eng. 43:391–402.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2015

Elin Morgan
NGI

PRESENTASJON AV Q-APPEN FRA NGI

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2015

RØRSKJERM – DIMENSJONERING OG DESIGN
Pipe Umbrella – Dimensioning and Design

Helene Strømsvik, NTNU
Professor II Eivind Grøv, SINTEF/NTNU
Dr. ing. Helen Andersson, Huth & Wien Engineering AS

SAMMENDRAG

Rørskjerm er en metode som brukes til midlertidig sikring av stuff ved driving av tunnel gjennom soner med ekstremt og usedvanlig dårlig bergmassekvalitet. Metoden kan defineres mer som en drivemetode enn en sikringsmetode, da den ikke er en del av den permanente tunnelsikringen. Metodikken er ikke så mye brukt i Norge, men den har utstrakt bruk internasjonalt. Det finnes svært mange varianter for installasjon av rørskjerm og den er kjent under mange navn.

I foreliggende artikkel gis et utdrag av en masteroppgave som har sett på bruken av rørskjerm i Norge. I masteroppgaven ble det blant annet utført et empirisk studie for å se etter sammenheng mellom bergmassekvalitet og utforming i 20 utførte rørskjermprosjekter. Det ble også utviklet en modell for bruk ved dimensjonering og design av rørskjerm.

I det empiriske studiet ble Q-systemet benyttet som klassifikasjonssystem. Det ble konstatert at det ikke er noen sammenheng mellom Q-verdi og valg av diameter på stålrørene, avstand mellom stålrørene, eller overlapp mellom hver rørskjerm. Det ble under studiet vurdert som mer fordelaktig å se på grunnforholdene fra en geoteknisk synsvinkel. Studiet bekreftet at rørskjerm er en sikringsmetode som har fungert godt ved driving av tunneler gjennom områder med vanskelige grunnforhold.

Det er fortsatt ingen allment godkjente designkriterier for dimensjonering av rørskjerm, men den metoden som er mest brukt er bjelkemodell for elastiske fundamenter. Det ble derfor laget en slik bjelkemodell ved bruk av konstruksjonsprogrammet FAP og et parameterstudie ble utført med den utviklede modellen.

Masteroppgaven er veiledet av Professor II Eivind Grøv og Dr. ing. Helen Andersson har vært ekstern veileder.

SUMMARY

Pipe Umbrella is a temporary pre-support method for tunnels, suited for extremely poor geological conditions. The method is not commonly used in Norway, but is widely used in other places of the world. There are many different techniques for installing Pipe Umbrellas, and the method is known by many names.

This article gives an extract of a master thesis that has considered the use of Pipe Umbrella in Norway. An empirical study was conducted to search for a correlation between Q-value and type of Pipe Umbrella. No relation was found between Q-value and the choice of diameter of

the steel pipes, distance between the steel pipes, or overlap between each umbrella arch. It was considered more advantageous to look at the ground conditions from a geotechnical standpoint. However, the cases in the study confirmed that Pipe Umbrella is a method that successfully has been used for reinforcing the face of a tunnel in challenging geological conditions.

There are no generally accepted methods for designing and dimensioning a Pipe Umbrella. The method that is most used is the elastic foundation beam model. Therefore, an elastic foundation beam model was developed with the use of the construction program FAP, and a parameter study was conducted with the model.

INNLEDNING

Ved driving av tunneler i områder med ugunstige og vanskelige geologiske forhold kan det dukke opp problemer som ras, nedfall av masse og vanninnstrømning. Dette kan føre til store forsinkelser, økonomisk tap og i verste fall personskade. Det finnes flere metoder for å drive tunnel gjennom slike områder og internasjonalt er rørskjerm en anerkjent metode. I den siste tiden har metoden blitt gjennomført på enkelte prosjekter her i Norge. Rørskjerm er konstruert ved at injiserbare stålrør bores inn i en vinkel rundt takprofilet fra stuff i driveretningen, slik at man hindrer at overliggende løsmasse raser ned på stuff ved videre driving av tunnelen. Dette er en metode som er mye brukt i forbindelse med driving av løsmassetunneler i Europa og Asia, og det ble hentet erfaringsdata fra disse områdene til masteroppgaven.

Tekniske forbedringer av metoden gjør at den også kan installeres i områder med hardt berg og rørskjerm er derfor et alternativ ved forsering av svakhetssoner og soner med manglende, eller liten fjelloverdekning. Det finnes svært mange varianter og betegnelser på metodikken, men lite beskrivelser av hvilke forhold de ulike variantene egner seg til. Det finnes også mange metoder for design og dimensjonering, men det er fortsatt ingen allment godkjente designkriterier for dimensjonering av rørskjerm. Den mest brukte metoden er bjelkemodell for elastiske fundamenter.

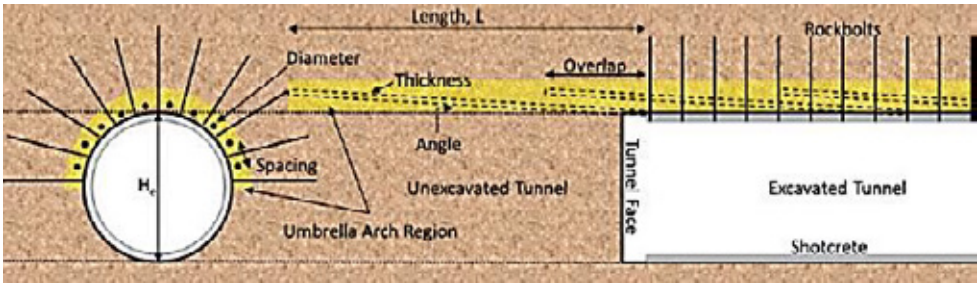
Rørskjermvarianten «Composite Pile Roofing» har vært brukt flere ganger her til lands, men offisielt regnes rørskjermen som ble brukt under drivingen av en jernbanetunnel i Holmestrand i 2013 som den første i Norge. Dette er mest sannsynlig på grunn av at denne varianten av rørskjerm er den mest tradisjonelle, med tanke på montering og type stålrør.

Med denne bakgrunnen ble det i masteroppgaven valgt å fokusere på anvendbarheten av rørskjerm i norsk tunneldrift og dimensjonering. Mange aspekter ved tunneldrift i Norge er basert på tidligere erfaringer, empiri. For at en ny metode skal få innpass ble det derfor ansett som nyttig å samle erfaringer fra utenlandske prosjekter, samt finne en enkel metode for dimensjonering ved ulike forhold.

GENERELL BESKRIVELSE AV RØRSKJERM

En generell beskrivelse av rørskjerm er at det er en metode for å sikre foran stuff, ved at man installerer stålrør rundt takprofilet inn i bergmassen/løsmassen i driveretningen, se Figur 1. Metoden har derfor likhetstrekk med metoden som vi kjenner som forbolting. Rørene forankres til en gitterbue ved stuff og injiseres, før videre driving av tunnelen. Figur 2 viser en rørskjerm av typen «Composite Pile Roofing» etter installasjon.

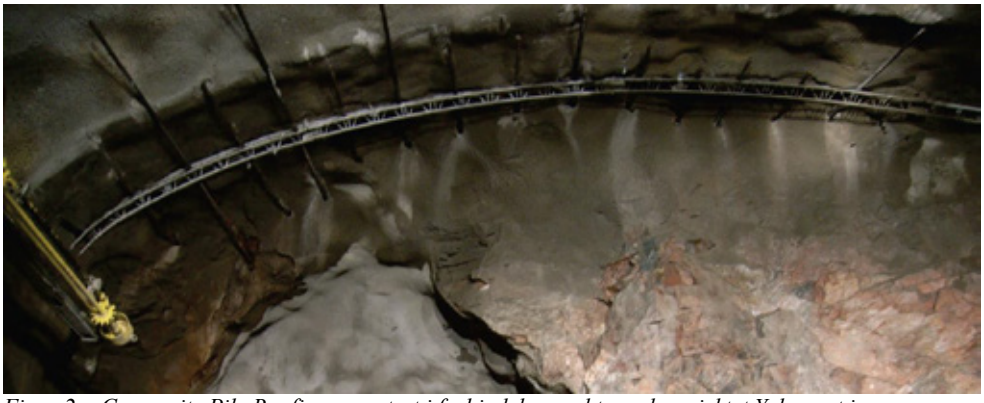
Rørskjerm har tradisjonelt vært brukt i forbindelse med tunneldriving i løsmasser, men tekniske forbedringer av metoden gjør den betydelig enklere å bruke ved tunneldriving også i hardt berg. Metoden kan derfor være aktuell ved tunneldriving i berg med mektige svakhetssoner med løsmassekarakter (NFF, 2008). Hovedmålet med å benytte denne teknikken er å forhindre utrasing på stuff og kontrollere setninger før permanent tunnelsikring kommer på plass (Zhang et al., 2014).



Figur 1: Illustrasjon av en rørskjerm i tverrprofil og lengdeprofil, men henvisning til noen av de vanligste designparameterne (Oke et al., 2014)

Diameteren på stålrørene er vanligvis mellom 60 mm og 200 mm, med en veggtykkelse på 4 mm til 8 mm. Lengden på rørene i hver skjerm er vanligvis mellom 12 til 15 meter, med en monteringsavstand mellom rørene på 0.4-0.6 m. Det er også vanlig at hver skjerm overlapper, der overlappingslengden avhenger av grunnforholdene. Vanlig installasjonsvinkel er under 15˚ ut fra tunnelprofilet (Volkmann og Schubert, 2007, Song et al., 2013).

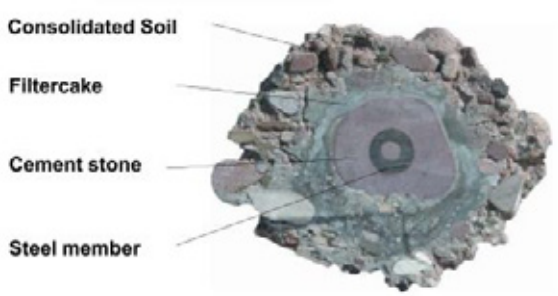
Systemet kan kontinuerlig tilpasses grunnforholdene man møter. For å installere stålrørene kan man bruke konvensjonelle borerigger, eller spesialtilpassede maskiner. Ved installasjon kan man enten benytte selvborende stålrør med engangs borkrone på enden, eller man kan først bore et hull, for deretter å installere røret i etterkant. Ved svært dårlig geologi kan borhullet kollapse og det blir vanskelig å installere røret. Det kan derfor være en fordel å bruke selvborende stålrør under slike forhold (Volkmann og Schubert, 2007).



Figur 2: «Composite Pile Roofing» montert i forbindelse med tunnelprosjektet Yxhugget i Stockholm, Foto: Roland Ekenberg.

Etter at rørboltene er montert, injiseres de. Injeksjonsmassen fyller innsiden av røret, tomrommet mellom røret og den omliggende løsmassen, eventuelt sprekker i omliggende bergmasse, se Figur 3. Hvordan injeksjonen utføres kan variere ved ulike typer stålrør. Noen rør har perforeringer langs siden, i andre rør pumpes injeksjonsmassen ut enden av røret og i noen varianter kan rørene injiseres under boring. Disse metodene sørger for at injeksjonsmassen blir godt fordelt i og rundt stålrørene. Det er også mulig å injisere ved forbolting, men da har man mye mindre kontroll over fordelingen av injeksjonsmassen, da man injiserer fra stuff og innover via tomrommet mellom kamstål og omliggende bergmasse. Kollaps av bergmassen rundt kamstålsboltene vil for eksempel hindre injeksjonsmassen fra å nå enden av borhullet.

Injeksjonsmassen har flere ulike egenskaper: den forsterker bøyemotstanden til rørene, øker lastoverføringen og forbedrer stivheten til den omliggende løsmassen (Volkmann og Schubert, 2008). Ved bruk av helgjenget stål med dype kammer vil heften mellom stålrøret og injeksjonsmassen også gi en betydelig lastoverføring av skjærkrefter (Ischebeck, 2010).



Figur 3: Tverrsnitt av et injisert stålrør av typen TITAN Hollow bar fra Ishebeck (Ischebeck, 2010)

Det finnes mange ulike varianter av rørbolter, med engangskroner både for fjell og løsmasse (NFF, 2008). To ulike typer stålrør som er blitt benyttet i Norge er AT Ø114 fra ALWAG og TITAN Hollow Bar 40/16 fra Ischebeck (Andersson, 2015, Drageset, 2013). Tabell 1 gir en oversikt over tunnelprosjekter der rørskjerm har blitt benyttet i Norge.

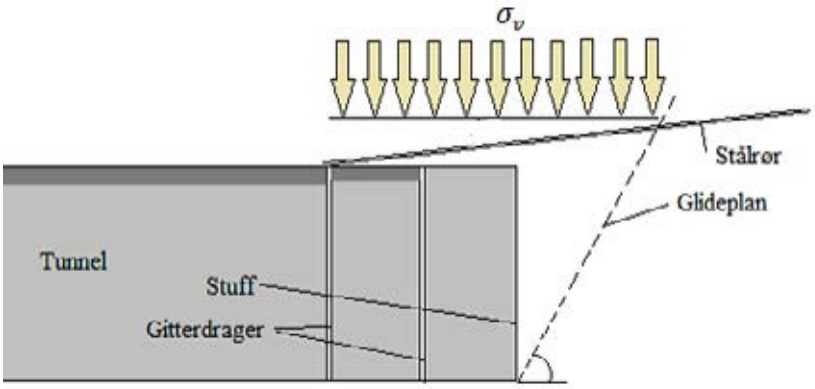
Tabell 1: Tunnelprosjekter hvor rørskjerm har blitt benyttet i Norge (Andersson, 2015, Dragset, 2013)

Tunnelprosjekt	Type rørskjerm
Nationalteateret (1997)	Composite Pile Roofing
T-baneringen (2004)	Composite Pile Roofing
Akersgata (2008)	Composite Pile Roofing
Gevingåsen (2010)	Composite Pile Roofing
Espatunnelen (2013)	Composite Pile Roofing
Holmestrand (2013)	AT-Pipe Umbrella System

Noen av de mest brukte betegnelsene for rørskjerm er «Pipe Roof Umbrella», «Steel Pipe Umbrella System», «Umbrella Arch Method», «Pipe Forepole Umbrella», «Long-Span Steel Pipe Fore-Piling» og «Steel Pipe Canpy» (Volkmann og Schubert, 2007). I følge Oke et al. (2014) er det ingen standardisert bruk av betegnelse på de ulike variantene av rørskjermer. De viktigste designparameterne som benyttes ved dimensjonering er: lengde på rør, installasjonsvinkel på rør, overlapp mellom hver skjerm, avstand mellom hvert stålrør, diameter på stålrørene og injeksjonstrykk (Oke et al., 2014). Noen av disse designparameterne er illustrert i Figur 1.

RØRSKJERMERS FUNKSJON I GRUNNEN

Rørskjerm regnes som en midlertidig sikring for å bevare profilet, før man får etablert permanent sikring, og regnes ikke som en del av den permanente tunnelsikringen (NFF, 2008). Man kan derfor si at det er mer en drivemetode enn en sikringsmetode.



Figur 4:Illustrasjon over den bærende funksjonen til rørene i en rørskjerm, der $\boldsymbol{\sigma_v}$ er silotrykket fra den overliggende massen. Røret er støttet på undersiden av gitterbuene og massene foran stuff (Strømsvik, 2015).

Etter installasjon av rørene vil kreftene som virker på rørene være tilnærmet null, sammenlignet med andre passive sikringstiltak, som bolter. De nyinstallerte rørene blir ikke påvirket i særlig grad av tidligere aktivitet i tunnelen, men videre driving vil føre til at stålrørene påføres last fra overliggende masse. Dette vil aktivere en støttende effekt fra rørene. Rørskjermen vil utsettes for størst belastning og tøyning i den usikrede delen inn mot stuff, se Figur 4. Den enden av rørskjermen som er bak stuff er montert fast til en gitterbue sprøytet inn med fiberarmert sprøytebetong, som er en del av den permanente sikringen. Den andre enden av rørene ligger i bergmassen/løsmassen foran stuff, der den opprettholder lasten som utløses fra massene her (Zhang et al., 2014). På denne måten virker hele systemet som en støttende bjelke, illustrert i Figur 4.

Rørskjermen trenger bare å støtte den overliggende massen for en kort periode. Etter hvert som man driver fremover vil bjelkeeffekten forsvinne og rørskjermen vil ikke lengre virke som en lastbærende komponent i sikringssystemet. Funksjonen til rørskjermen som sikring under driving er på dette tidspunktet utført (Zhang et al., 2014).

I tillegg til effekten av de injiserte stålrørene vil styrken og stivheten til rørskjermsystemet også avhenge av egenskapene til den omliggende grunnen og styrke- og stivhetsegenskapene til sprøytebetongen og gitterbuen, som rørene er festet til bak stuff. Effekten til rørskjermen kan deles inn i tre deler: lokale bue-effekten i den åpne spennvidden, den radiale sikringseffekten og langsgående overføring av last (Volkmann og Schubert, 2010).

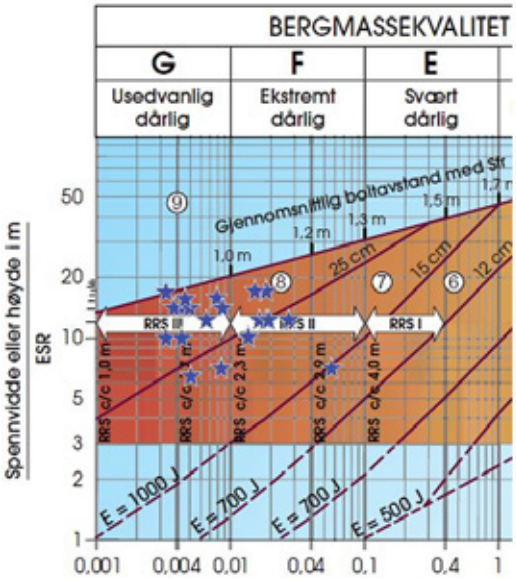
RELASJONER MELLOM GEOLOGISKE FORHOLD OG VALG AV RØRSKJERMVARIANT

I det empiriske studiet er det tatt utgangspunkt i vellykkede rørskjermprosjekter, som er utført under ulike geologiske forhold internasjonalt. En oversikt over de utvalgte prosjektene er gitt i Tabell 2. Disse prosjektene omfavner tunneler drevet i ren løsmasse, manglende bergoverdekning og forsering av svakhetssoner. Q-systemet ble valgt som klassifikasjonssystem, da dette er det mest benyttede bergmasseklassifikasjonssystemet i Norge. Det er anslått en Q-verdi for hvert prosjekt etter retningslinjene til Q-systemet og utført flere plot i Q-systemets sikringsdiagram. I plottene ble det sett etter korrelasjoner mellom grunnforhold og bruk av rørskjerm, samt valg av rørskjermens design. Hensikten med dette var å se om Q-systemet kunne være egnet til å gi generelle anbefalinger angående sikring med rørskjerm.

Tabell 2: Oversikt over utvalgte prosjekter med beregnet Q-verdi og tilgjengelige designparametere (Strømsvik, 2015)

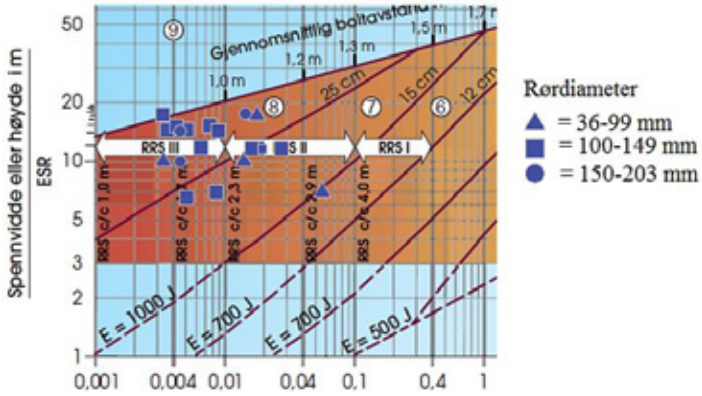
Prosjekt	Diameter stålrør [mm]	Veggtykkelse stålrør [mm]	Lengde stålrør [m]	Overlapp [m]	c/c stålrør [m]	Beregnet Q-verdi	Spennvidde /ESR
Holmestrand	114	6,3	15	4	0,3	0,0250	11
Takakoa	60	-	12	3	0,45	0,0031	10
Fort Canning	114	6	12,5	3,5	0,4	0,0031	15
Dulles Corridor	150	-	18	4,6	0,3	0,0041	10
Elite Tunnel	168	7	12	3	0,4	0,0041	12
Yxhugget	36	10	15	12	0,4	0,0165	15
Erlangshan	102	10	30	-	0,4	0,0083	7
Istanbul metro	114	6,3	9	3	0,3-0,4	0,0050	6,3
La Perosa	101	10	12	9	-	0,0075	13,5
Nathpa Jhakri	114	8,8	12	3,5	0,5	0,0038	12
Tujiangchong	108	6	19/40	-	0,42/0,4	0,0088	12
Caldecoth 4th Bore	203	-	52	-	0,5	0,0135	15
Trojane	114	6,3	-	-	-	0,0175	11
Birgl	114	6,3	-	-	-	0,0050	12
Fiumelatte	84	4,5	12	4	-	0,0118	10
Delle Tanze	84	4,5	12	3	-	0,0546	7
Cernobbio	148	6	18	5	-	0,0144	11
Serre la Voute	140	10	14	4	-	0,0180	11
Pietragliata	101	10	18	4	-	0,0063	11
Serena	114	7	12	9	-	0,0046	13

Figur 5 viser plot i Q-systemets sikringsdiagram for alle 20 utvalgte prosjekter. Samtlige prosjekter faller innenfor bergmassekvalitetene G og F, ekstremt og usedvanlig dårlig bergmasse. Alle, utenom ett prosjekt har en Q-verdi mellom 0,003 og 0,030 og ligger i sikringskategoriene 7 og 8.



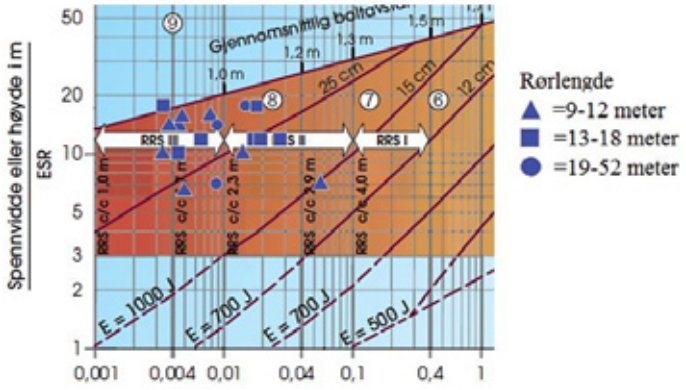
Figur 5: Sikringsdiagrammet i Q-systemet med plottet Q-verdi for alle 20 utvalgte prosjekt (Strømsvik, 2015)

I Figur 6 er prosjektene plottet med hensyn på diameteren på stålrørene brukt i rørskjermen. De fleste prosjektene har brukt stålrør med en diameter mellom 100 og 149 mm. I følge Tabell 2 er 114 mm den mest vanlige diameteren på stålrørene. Prosjektene i de tre gruppene med ulike diametere er godt spredt over de ulike Q-verdiene.



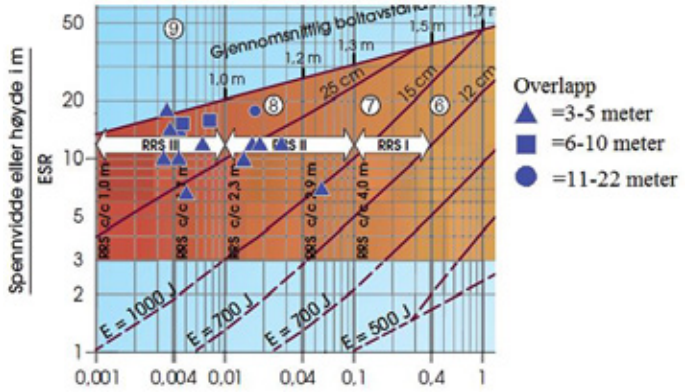
Figur 6: Prosjekter plottet i Q-systemets sikringsdiagram med hensyn på rørdiameter (Strømsvik, 2015)

Figur 7 viser plott med hensyn på lengden til rørboltene brukt i rørskjermen, det vil si lengden på hver skjerm. De fleste prosjektene ligger i gruppen med 9-12 meter lange stålrør. Tabell 2 viser at 12 meter er den mest brukte lengden. Prosjektene i de fire gruppene med ulike rørlengder er godt spredt over de ulike Q-verdiene.



Figur 7: Prosjekter plottet i Q-systemets sikringsdiagram med hensyn på rørlengder (Strømsvik, 2015)

Figur 8 viser plott med hensyn på overlapp mellom hver skjerm i tunnelen. Flest prosjekter ligger i gruppen med overlapp på 3-5 meter. Tabell 2 viser at 4 meter er den mest vanlige overlappingslengden mellom rørskjermene. Prosjektene i gruppen med 3-5 meter overlapp er godt spredt over de ulike Q-verdiene. Det er svært få prosjekter er i de to andre gruppene.



Figur 8: Prosjekter plottet i Q-systemets sikringsdiagram med hensyn på overlapp mellom hver skjerm (Strømsvik, 2015).

Figur 6 til 8 viser ingen trender mellom Q-verdi og diameter på stålrør, lengde på stålrør, eller overlapp mellom rørskjermer. Under studiet av de 20 prosjektene ble det lagt merke til at den mest vanlige komplikasjonen ved driving av rørskjerm virker til å være nedfall av masse mellom stålrørene. Dette er et problem som, i følge Furukawa et al. (2007), kan løses ved redusert monteringsavstand mellom stålrørene og justering av injeksjonsmassen.

Tilgjengelig informasjon om grunnforholdene på mange av prosjektene var svært begrenset og det ble vanskelig å beregne en nøyaktig Q-verdi basert på denne informasjonen. En annen faktor som påvirker nøyaktigheten til Q-verdien er at Q-systemet ikke er egnet til å klassifisere løsmasse. I mange av prosjektene var det vanskelig å velge parametere som

representerer grunnforholdene på stedet, da grunnforholdene var preget av løsmasse. Usikkerheten i Q-verdien kan derfor være hovedårsaken til at det ikke er mulighet å se noen sammenheng mellom bergmassekvalitet og de ulike designparameterne. For å finne mer egnede måter for å klassifisere de geologiske forholdene i denne sammenhengen, kan det være mer hensiktsmessig å se de geologiske forholdene i et mer geoteknisk perspektiv. Med dette menes et klassifikasjonssystem for løsmasser, som betrakter parametere som kohesjon, friksjonsvinkel, kornstørrelse og vannmetning. Det ble ikke sett nærmere på om det finnes et slikt klassifikasjonssystem i løpet av denne masteroppgaven. I Q-systemets sikringsdiagram ble det også lagt merke til at sikringsanbefalingene i dette diagrammet bare gjelder permanent sikring, ikke midlertidig sikring. Det ansees av disse grunnene som vanskelig å implementere rørskjerm som en sikringsanbefaling i dette sikringsdiagrammet.

Det som også var interessant ved dette studiet var å se diversiteten i metoden, med tanke på grunnforhold og utforming av rørskjermene. De ulike prosjektene viser at det er mulig å bruke rørskjermer i svært mange tilfeller, hvor man driver en tunnel gjennom vanskelige geologiske forhold, og at ulike problemstillinger som dukker opp under driving kan løses på forskjellige måter ved hjelp av ulike tilpasninger.

METODE FOR DIMENSJONERING OG DESIGN AV RØRSKJERM

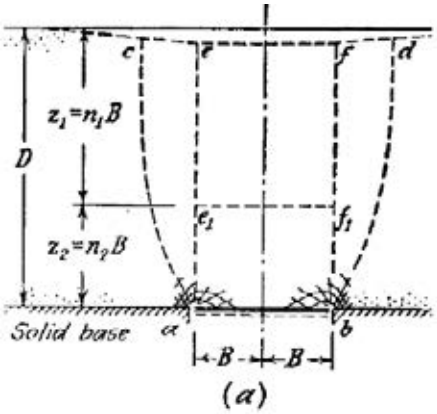
Bjelkemodell for elastiske fundamenter lages ved bruk av endelig elementmetode, såkalt FEM-analyse. Først beregnes inngangsparameterne som behøves. I dette tilfellet må følgende parametere beregnes:

- **Silotrykket:** trykket som skapes fra den overliggende massen som virker på stålrørene.
- **Instabil sone:** lengden på den sonen hvor silotrykket belaster stålrørene.
- **Fjærstivheten til grunnen**: definerer stivheten i den omliggende grunnen rørene ligger i og støttes av.

For beregning av silotrykket på stålrørene i denne masteroppgaven anses Terzaghis formel for sviktende horisontal sikring (Formel 1) den mest egnede formelen. Det finnes flere varianter av denne formelen, men den aktuelle varianten ble valgt da den er mest egnet ved beregning langs tunnelprofilet og den forutsetter ikke at den dårlige bergmassen/løsmassen befinner seg i hele profilet.

$$\sigma = \frac{B\left(\gamma - \frac{c}{B}\right)}{K_0 tan\phi} * \left(1 - e^{-K_0 tan\phi\left(\frac{h}{B}\right)}\right) + qe^{-K_0 tan\phi\left(\frac{h}{B}\right)} \qquad (1)$$

σ er silotrykket, ϕ er friksjonsvinkel løsmasse, γ er tyngdetetthet løsmasse, K_0 er lateral jordtrykkskoeffisient, h er overdekning, c er kohesjon i løsmasse, B er halve lengden på instabil sone, q er overlast, se figur 9 og 10 for prinsippskisser.

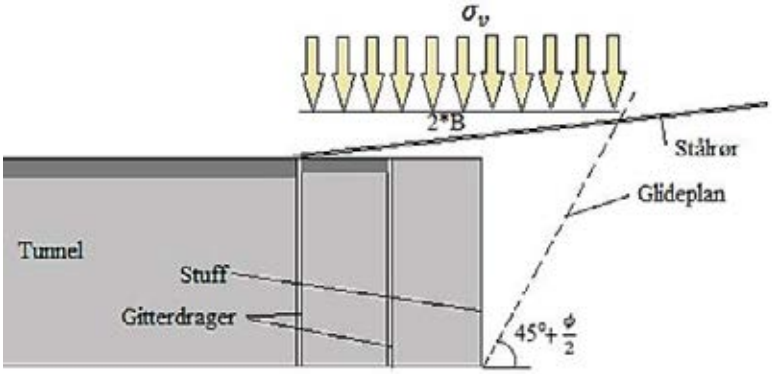


Figur 9: Illustrasjon over en sviktende sikring mellom to solide baser, som er prinsippskissen for Terzaghis formel, D er overdekning som er betegnet som h i denne teksten (Terzaghi, 1943).

Terzaghi (1943) utførte eksperimenter der han fant at den gjennomsnittlige vinkelen for glideplanet var $45° + \frac{\phi}{2}$, der ϕ er friksjonsvinkelen til løsmassen. Ut i fra denne antagelsen er Formel 2 utledet for å beregne lengden på instabil sone. Det ble bestemt at den instabile sonen skulle inkludere to inndriftsrunder etter siste installasjon av rørskjerm og sone med instabil masse foran stuff, slik som illustrert i Figur 10. Dette er på grunn av at man ikke kan definere den siste runden med gitterbue og sprøytebetong som fullt bærende, og at den instabile sonen kan rase ut. På denne måten får man beregnet for et «worst case scenario».

$$2B = 2L_e + H_L \tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \qquad (2)$$

L_e er en inndrift, H_L er dybden av løsmasse i tunnelprofilet på stuff og ϕ er friksjonsvinkel på løsmasse. B er en inngangsparameter for å beregne silotrykket og er halve lengden på den instabile sonen i tunneltaket.



Figur 10: Illustrasjon som viser maksimal utstrekning av området hvor jordtrykket virker (instabil sone), samt hvordan vinkelen på glideplanet beregnes (Strømsvik, 2015).

For å beregne fjærstivheten i grunnen ble Formel 3 hentet fra Emdal (2014)

$$M = \frac{E}{1-2vK_0} \quad (3)$$

For å finne hvilket rør som utsettes for størst last i en rørskjerm ble det gjort en beregning for hvordan normalkraften per løpemeter på hvert stålrør utvikler seg utover i profilet, med hensyn på økende overdekning. Her ble Formel 4 og 5 benyttet for å finne henholdsvis vertikalkomponenten og horisontalkomponenten til silotrykket og Formel 6 ble benyttet for å finne normalkomponenten. Formel 7 viser hvordan økningen i overdekning beregnes.

$$F_v = \sigma * S_T \quad (4)$$

$$F_h = F_v * K_o \quad (5)$$

$$F_n = F_v * cos^2\theta_T + F_h * sin^2\theta_T \quad (6)$$

$$h(\theta_T) = h + (R - Rcos\theta_T) \quad (7)$$

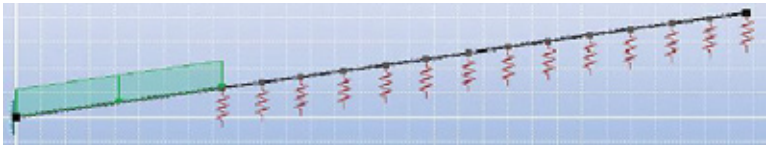
F_v er vertikalkraft per lengdemeter stålrør, F_h er horisontalkraft per lengdemeter stålrør, F_n er normalkraft per lengdemeter stålrør, K_o er lateral jordtrykkskoeffisient, S_T er monteringsavstand mellom hvert stålrør, θ_T er installasjonsvinkel fra midt i taket, h er overdekning og R er radiusen på tunnelkurvaturen.

Figur 11: Plot over normalkrefter som virker på stålrørene utover profilet med hensyn på økende overdekning. Inngangsparametere fra prosjektet Yxhugget (Strømsvik, 2015).

Resultatene vist i Figur 11 indikerer at det stålrøret som opplever størst last i en rørskjerm er det øverste røret i profilet og at det derfor er hensiktsmessig å utføre dimensjoneringen etter lasten på dette stålrøret.

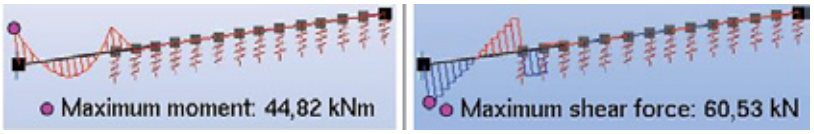
For FEM-analysen ble det valgt å benytte konstruksjonsprogrammet FAP, som er utviklet av studenter ved NTNU. Det finnes svært mange konstruksjonsprogrammer som er egnet til å utføre denne typen analyse. I programmet kan man tegne inn stålrør med ønsket rørlengde og installasjonsvinkel. Videre konstruerer man modellen etter beregnet lengde på instabil sone, setter inn ønskede grensebetingelser for hvert element, legger inn beregnet silotrykk og

fjærstivhet. Figur 12 viser hvordan dette vil se ut i FAP. Alle punktene i figuren er noder hvor elementene er knyttet sammen med grensebetingelser.



Figur 12: Bjelkemodell for elastiske fundamenter konstruert i FAP. Grønt område illustrerer sonen der silotrykket virker over instabil sone, mens fjærene illustrerer stivheten i grunnen foran instabil sone (Strømsvik, 2015)

Deretter kjører man en analyse på dette oppsettet. Et utdrag av resultatene etter analysen i FAP vises i Figur 13. Man vil også få et anslag på størrelsen av deformasjon av røret, men for at dette skal være relevante resultater må man ha inngående opplysninger om materialegenskaper og rørets geometri, noe som ikke er nødvendig ved beregning av moment og skjærkrefter.



Figur 13:Beregnet maksimum moment og maksimum skjærkrefter som virker på det stålrøret som opplever størst belastning (Strømsvik, 2015).

Tabell 3 viser variabler som er nødvendig for å utføre utviklet bjelkemodell for elastiske fundamenter og hvilke verdier som ble benyttet ved parameterstudiet. Verdiene er hentet fra Yxhugget, som er en tunnelseksjon som ble drevet under nasjonalparken i Stockholm, som utgjør en del av «Norra Länken».

Tabell 3: Oversikt over variabler som behøves for å foreta bjelkemodell for elastiske fundamenter og verdier hentet fra prosjektet Yxhugget i Stockholm (Andersson et al.,2011, Borchardt, 2006).

Friksjonsvinkel løsmasse	ϕ	35°
Tyngdetetthet av overdekning	γ	20 kN/m^3
Kohesjon løsmasse	c	10 kPa
Youngs modulus i masse foran stuff	E	20 MPa
Poissons ratio i masse foran stuff	v	0.4
Lateral jordtrykkskoeffisient	K_0	0.5
Overliggende last	q	15 kPa
Overdekning	h	16 meter
Lengde på stålrør i rørskjerm	L	15 meter
Installasjonsvinkel på stålrør	θ_L	8°
Lengde av løsmasse ned i profilet/stuff	H_L	1.7m Parameterstudie 1: 1-10 meter
Inndrift pr. salve	L_e	3 meter Parameterstudie 2: 0.5-3 meter
Monteringsavstand mellom stålrør	S_T	0.4 meter Parameterstudie 3: 0.2-0.7 meter

PARAMETERSTUDIE UTFØRT MED BJELKEMODELL FOR ELASTISKE FUNDAMENTER

Det ble utført tre parameterstudier med bjelkemodellen for elastiske fundamenter. Utviklingen av silotrykk, maksimum moment og skjærkraft som virker på det røret som utsettes for størst belastning ved:

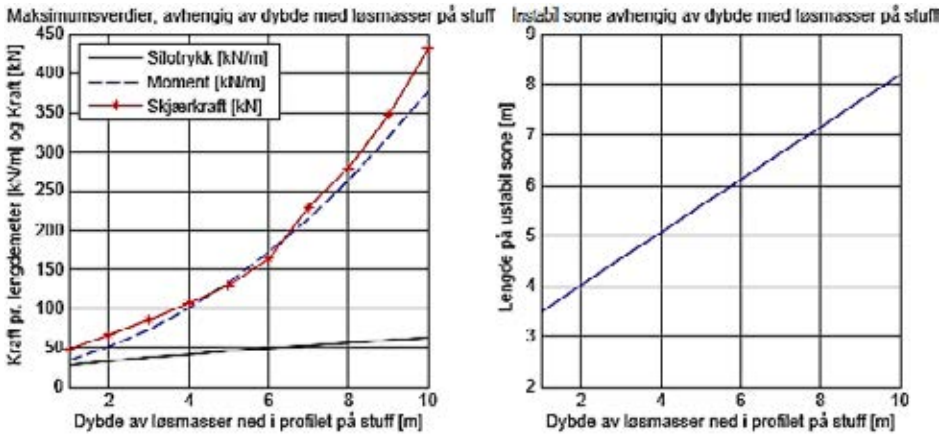
1. økende dybde løsmasse ned i profilet på stuff, samt utviklingen av instabil sone.
2. økende avstand mellom hver rørskjerm
3. økende avstand mellom hvert rør i en rørskjerm

Parameterstudie 1

Etter hvert som løsmassene når lengre ned i profilet vil glideflaten til den instabile sonen bevege seg nedover på stuff, noe som fører til at mengden potensielt utglidende masse øker, som igjen gjør den instabile sonen lengre. Grafen til høyre i Figur 14 viser denne utviklingen. Utviklingen er lineær, men brattheten på kurven vil variere i forhold til materialegenskapene til løsmassen foran stuff.

Grafen til venstre i Figur 14 viser hvordan silotrykk, maksimum moment og maksimum skjærkrefter utvikler seg ved økende lengde av løsmasser ned i profilet på stuff. Silotrykket øker moderat i forhold til de to andre faktorene, kurven er konkav og flater ut når løsmassene nærmer seg bunnen av tunnelen. Silotrykket vil ikke kunne bli større om løsmassene går dypere enn tunnelen, da rasvinkelen aldri vil kunne begynne under sålen til tunnelen. Dette betyr at når løsmassene når sålen, blir den lengste instabile sonen og det høyeste silotrykket beregnet.

Maksimum moment og maksimum skjærspenning har en helt annen kurveutvikling. Her er kurvene konveks og øker betydelig ettersom løsmassene går dypere i profilet. Grunnen til dette er at ved økende instabil sone vil silotrykket virke over et lengre område på stålrørene, slik at den totale kraften som virker på hvert stålrør øker. Grafene viser at dybden på løsmasse i profilet har svært stor betydning for maksimum moment og maksimum skjærspenning som virker på stålrørene i en rørskjerm.

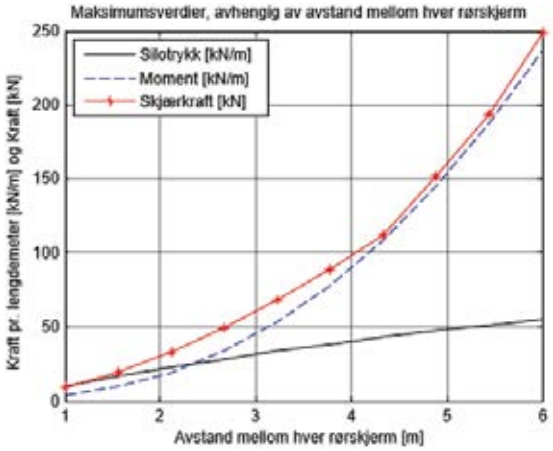


Figur 14: Parameterstudie 1, til venstre; endring av maksimum moment og skjærkraft ved økende dybde løsmasse, til høyre; utviklingen av instabil sone ved økende dybde løsmasse (Strømsvik, 2015).

Parameterstudie 2

Med økt installasjonsintervall mellom hver rørskjerm vil den instabile sonen øke med tilsvarende lengde. Resultatene for økt installasjonsintervall (Figur 15) indikerer samme trender som ved økt dybde av løsmasse ned i profilet. Ettersom den instabile sonen øker, øker silotrykket moderat i forhold til de to andre faktorene, kurven er konkav og flater ut ved økende installasjonsintervall. Maksimum moment og maksimum skjærspenning har konvekse kurver og øker betydelig ettersom installasjonsintervallet øker. Grunnen til dette er her også at ved økende instabil sone vil silotrykket virke over et lengre område på stålrørene, slik at den totale kraften som virker på hvert stålrør blir større.

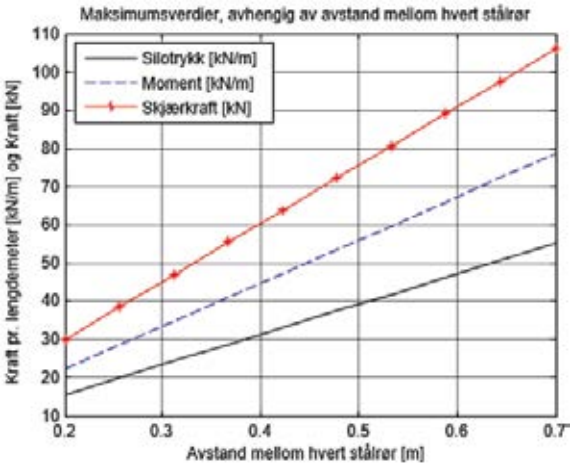
I motsetning til økende dybde løsmasse i profilet, vil ikke økt lengde på installasjonsintervallet ha noen maksverdi i forhold til avstand. Her er det viktig å ta i betrakting at hvis glideplanet på instabil masse foran stuff strekker seg utenfor enden på stålrørene i skjermen, vil det ved utglidning også kunne renne inn overliggende masse, ikke bare kollaps av massen som ligger foran stuff. Resultatene viser at installasjonsintervallet mellom hver rørskjerm har stor betydning for maksimum moment og maksimum skjærspenning som virker på stålrørene i en rørskjerm.



Figur 15: Parameterstudie 2, endring av maksimum moment og skjærkraft ved økende avstand mellom hver rørskjerm.

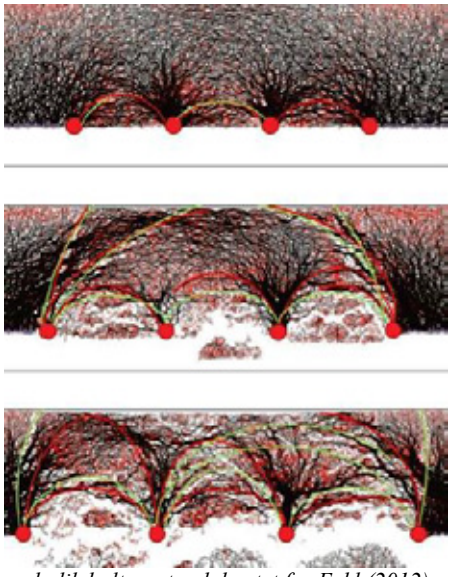
Parameterstudie 3

Ved endring av monteringsavstanden mellom hvert stålrør, vil man endre bredden på jordsøylen hvert rør skal bære. Grafen i Figur 16 viser at silotrykket utvikler seg i ganske lik størrelsesorden som ved endring av dybde av løsmasse ned i profilet på stuff og endring av installasjonsintervallet, bortsett fra at kurven er lineær. Maksimum moment og maksimum skjærkraft har også en lineær kurve, men kurvene er brattere enn ved silotrykket og maksimum skjærkraft har den bratteste kurven. Grunnen til at maksimum moment og maksimum skjærkraft har lineær kurve i dette tilfellet, er at den instabile sonen er uendret. Ved økende silotrykk vil denne fordeles på den samme lengden stålrør ved alle monteringsavstandene.



Figur 16: Parameterstudie 3, endring av maksimum moment og skjærkraft ved økende avstand mellom hvert stålrør i en rørskjerm.

Resultatene fra de tre parameterstudiene viser at monteringsavstanden mellom hvert stålrør ikke har like stor betydning for maksimum moment og maksimum skjærspenning på stålrørene, som ved endring av dybde løsmasse ned i profilet på stuff og installasjonsintervall mellom hver rørskjerm. I denne sammenhengen er det viktig å nevne at avstanden mellom hvert stålrør i rørskjerm har stor betydning med tanke på å opprettholde en bærende bue-effekt i løsmassen, slik at løsmassen ikke renner mellom stagene, denne effekten er beskrevet av Eckl (2012) og er illustrert i Figur 17.



Figur 17: Bue-effekt i sand med ulik bolteavstand, hentet fra Eckl (2012), sitert Stökl(2002).

Bjelkemodell for elastiske fundamenter kan være et nyttig hjelpemiddel for å bestemme noen av de viktigste designparameterne ved dimensjonering av rørskjerm. Ved relativt enkle inngangsparametere kan man gjøre vurderinger angående silotrykket som virker på stålrørene, finne optimalt installasjonsintervall mellom rørskjermene, i samsvar med hvor dypt løsmassene ligger i profilet på stuff. Når det kommer til monteringsavstanden mellom hvert stålrør er dette en variabel som bør fastsettes ved andre metoder, men vil være en viktig inngangsparameter til bjelkemodellen.

Det er også mulig å se på deformasjon av rørene i konstruksjonsprogrammet FAP, men da er det svært viktig å få implementert riktig materialegenskaper og geometri på stålrørene. De ulike stålrørene som brukes til montering av rørskjermer har forskjellige egenskaper, som er avhengig av overflatestruktur, tykkelse, diameter og koblinger. Rørene kan forankres på ulike måter i grunnen, tåler ulike moment og skjærkrefter, og vil ha ulike deformasjonsegenskaper. Dette kan være utfordrende da FAP er et basisprogram utviklet av studenter på NTNU. Det finnes mer profesjonelle konstruksjonsprogrammer hvor det er muligheter for en mer detaljert analyse. Disse kan være av interesse om deformasjon av rørene er viktig med hensyn på setninger.

Under utvikling av metoden er det valgt å være konservativ. Ved beregning av lengden på instabil sone er det beregnet for siste runde med sprøytebetong og gitterbue, siste inndriftsrunde og hele lengden på instabil masse foran stuff, for å få et silotrykk som representerer verste tilfelle (se Figur 10). I tillegg beregner bjelkemodellen for elastiske fundamenter bare for bæreevnen til en rørskjerm, slik at ved overlappende rørskjermer, blir denne metoden for dimensjonering enda mer konservativ. Bjelkemodellen tar heller ikke hensyn til de forsterkende egenskapene til injeksjonsmassen, da man ikke kan garantere at denne omslutter hele stålrøret.

KONKLUSJON

I det empiriske studiet ble det konstatert at det ikke var noen sammenheng mellom Q-verdi og valg av diameter på stålrørene, avstand mellom stålrørene, eller overlapp mellom hver rørskjerm. Det ble vurdert som mer fordelaktig å se på grunnforholdene fra en geoteknisk synsvinkel, da dette vil gi en bedre beskrivelse av egenskapene til grunnen og kan gi bedre forutsetninger for å velge riktig sikringsmetode.

Studiet bekreftet at rørskjerm er en sikringsmetode som har fungert godt som midlertidig sikring av stuff ved driving av mange tunneler i områder med vanskelige geologiske forhold i form av løsmassesoner, manglende bergoverdekning og svakhetssoner. Det ble også funnet at den mest vanlige komplikasjonen ved sikring med rørskjerm virker å være rennende masse mellom stålrørene. Etter litteraturstudiet ble det sett flere fordeler med å bruke rørskjerm kontra tradisjonell norsk forbolting i områder med spesielt dårlig geologi i norsk tunneldrift. Hovedfordelen ble betraktet å være bedre kontroll på fordelingen av injeksjonsmassen ved injisering av stålrørene, da injeksjonsmassen har flere gunstige egenskaper.

Bjelkemodellen for elastiske fundamenter som ble utviklet i masteroppgaven ansees for å være vel tilpasset hensikten. Den kan fungere som et godt verktøy ved dimensjonering av rørskjermer, men metoden mangler utprøving på andre prosjekter. For å teste påliteligheten til beregningsmetoden hadde det vært svært interessant å prøve den på flere prosjekter, spesielt tilfeller med svakhetssoner av ulik karakter.

REFERANSER

Andersson, H., Borchardt, P. & Dalmalm, T. (2011): "Bergtunnel utan bergtäckning ". *Fjellsprengningsdagen 2011*, NFF,s. 30.1-30.10.

Andersson, H. (2015): Personlig kommunikasjon via møte, e-mail og telefon.

Borchardt, P. (2006): "Norra Länken, passage av Yxhygget, Stockholm; Beräkning och dimensionering av tunnelförstärkning under framdrift". Borchardt Infosystem AB.

Drageset, L. N. (2013); "Jernbanetunnel Holm-Nykirke; "Rørparaplymetoden". Overraskende parti med lite overdekning". *Fjellsprengningsdagen 2013.* NFF, s.13.1-13.11.

Eckl, M. (2012); "Tragverhalten von Rohrschirmdecken beim Tunnelbau im Lockergestein". Schriftenreihe lehrstuhl und pruefamt fuer grundbau, bodenmechanik, felsmechanik und tunnelbau der Technichen Universitaet Muenchen.

Emdal, A. (2014); "Introduksjon til GEOTEKNIKK". Trondheim: Norges teknisk-naturvitenskaplige universitet (NTNU).

Furukawa, F., Hino, Y., Inoue, H., Inoue, H., Asari, K. & Yorita, J. (2007); "Tunneling in water-bearing unconsolidated ground according to specifications for auxiliary methods revised to reflect varying soil conditions - Constructions in the north work section of the Takaoka tunnel on the Hokuriku-Shinkansen railway line". *Underground Space; The 4th Dimension of Metropolises,* CRC Press.

Ischebeck, E. F. (2010): "The Design and Execution of Drilled and Flush-grouted Titan Micropiles is Governed in European Union by National Technical Approval Z-34.14-209 (DIBT) ". *International Society for Micropiles 10th International Workshop on Micropiles,* 2010 Washington, D.C., USA.

Oke, J., Vlachopoulos, N. & Marinos, V.(2014): "Umbrella Arch Nomenclature and Selection Methodology for Temporary Support Systems for the Design and Construction of Tunnels". *Geotechnical and Geological Engineering,* 32**,** s. 97-130.

Stöckl, C. (2002): "Numerische Berechnungen der Tragwirkung von Rohrschirmen mit PFC2D-Kalibrierung mit simulierten Base Friction Versuchen". Graz University of Technology.

Strømsvik, H. (2015): "Rørskjerm- Midlertidig sikring av stuff ved driving av tunnel gjennom soner med dårlig geologi". *MSc*, Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU).

NFF (2008): "Tung bergsikring i undergrunnsanlegg". Norsk Forening for Fjellsprengningteknikk.

Song, K.-I., Cho, G.-C., Chang, S.-B. & Lee, I.-M. (2013): "Beam-spring structural analysis for the design of a tunnel pre-reinforcement support system". *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences,* 59**,** s. 139-150.

Terzaghi, K. (1943): “Earth pressure on temporary supports in cuts, tunnels and shafts”. *Theoretical soil mechanics.* New York: J. Wiley and Sons, inc.

Volkmann, G. & Schubert, W. (2007): “Geotechnical model for pipe roof supports in tunneling”. *Proceedings of the 33rd ITA-AITES world tunneling congress, underground space—the 4th dimension of metropolises*. Prague: Taylor and Francis Group, 2007. s.755-760.

Volkmann, G. M. & Schubert, W (2008). “Tender document specifications for pipe umbrella installation methods”. *Proc. of the 34th ITA-AITES World Tunneling Congress, Underground Facilities for Better Environment & Safety*, 2008. s.285-293.

Volkmann, G. M. & Schubert, W (2010): “A load and load transfer model for pipe umbrella support”. *European Rock Mechanics Symposium, EUROCK 2010*, Lausanne, Switzerland. Taylor & Francis - Balkema, s.379-382.

Zhang, Z., Li, H., Liu, H., Li, G. & Shi, X. (2014): “Load transferring mechanism of pipe umbrella support in shallow-buried tunnels”. *Tunnelling and Underground Space Technology,* 43**,** s.213-221

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2015

3D MODELLING OF WIND TURBINE FOUNDATION AND ANCHORAGE

3D-MODELLERING AV VINDTURBINFUNDAMENT OG –FORANKRING

Thomas Pabst, NGI
Elin K. Morgan, NGI
Tore Valstad, NGI
Egil Rasmussen, Veidekke

SUMMARY

Construction of a wind turbine park is recently completed on the Raggovidda plateau, in the municipality of Berlevåg (Norway). The park consists of fifteen 80 m high 3 MW-wind turbines. Considering the special geology in the area, the rather weathered and jointed rock, and the uncertainties related to the foundation approach, a 3D numerical analysis of the stability of the foundation and anchorage system was carried out. The main results of this numerical analysis showed that the foundation of the windmill was stable for the maximum moment (return period of 50 years for wind loads). A sensitivity analysis was also carried out to quantify the effect of uncertainties around field data. The analysis showed that joint spacing was the most critical parameter for stability.

SAMMENDRAG

En ny vindturbinpark på Raggovidda-platået i Berlevåg kommune er nylig ferdigstilt. Vindparken består av femten 80 m høye 3 MW-vindturbiner. På grunn av områdets spesielle geologi med frostforvitret og oppsprukket berggrunn, og usikkerheter knyttet til fundamenteringsmetode og -prinsipper ble det utført en numerisk 3D-analyse av stabiliteten til fundamentet og forankringen. Hovedresultatene fra den numeriske analysen ga en sikker indikasjon på at fundamentene for vindturbinene var stabile med tanke på maksimal momentbelastning (returperiode på 50 år for vindlast). Det ble også utført en følsomhetsanalyse av begrenset omfang av inngangsparametrene benyttet i simuleringen for å kartlegge usikkerhet i feltdataene. Denne analysen viste at sprekkeavstanden var den mest kritiske parameteren for stabiliteten.

MODEL INPUT

Geology

The geological site observations were obtained by an engineering geologist during construction of the foundations. The rock surface has now been backfilled by natural soil, which make new observations difficult. The bedrock of the area is mainly dominated by a reddish, quarzitic sandstone with medium to coarse grain size (Buen, 2013b; Sweco, 2012). The rock is slightly to moderately weathered at the foundation level. According to Buen (2013a), the uniaxial compressive strength of the intact rock is rather high, probably above 100 MPa, and it is assumed to have a high E-modulus (Table 1). Based on literature and empirical data on similar

rock types, Sweco (2012) has estimated the E-modulus between 12 and 28 GPa and the uniaxial compressive strength between 80 and 147 MPa (4 MPa for the equivalent fractured rock mass). The internal friction angle is assumed to be 33° (35° according to Thisted Aps, 2013), and the Poisson's ratio 0,1. No mention is made of the precise mass weight of the rock, but Thisted Aps (2013) have made the assumption of 2500 kg/m^3.

Table 1. Intact rock mass properties used in the simulations.

Properties	Values
Density	2500 kg/m^3
E-modulus	12 GPa
Poisson's ratio	0,1
Friction angle	33°
Dilation angle	33°
Cohesion	1 MPa

The joint density varies between 5 and 20 joints per m^3 (Buen, 2013a,b), depending on the location. In general, three joint sets were observed during the engineering geological site investigations, but the precise description of their orientation varies somehow from one rapport to another. The limited possibilities for field measurement and the variation between locations used for the assessment could explain these discrepancies.

Based on the joint mapping, it was decided to build a representative model that encompasses the various observations and uncertainties. The model is made with three joint sets. Their orientation and properties are summarized in Table 2. The constitutive model used for these joints is Mohr-Coulomb. Cohesion is assumed to be zero (e.g. Barton, 2014) while friction angle is estimated to approximately 30°, considering that the joints are rather smooth (Sweco, 2012). Residual friction angle is 10° smaller than the peak value (Singh and Goel, 2006). The friction angle of the first joint set is somewhat conservative to take into account the presence of weaker siltstone and shale layers interbedded in the sandstone. The spacing of the joints is increased to 1 m for practical numerical reasons, both to reduce the risks of numerical instabilities and to decrease the calculation time. The normal and shear stiffness are unknown but are assumed to be respectively 10 GPa/m and 1 GPa/m (Itasca, 2007).

Table 2. Joint sets orientation and properties used in the models.

Set	Strike (°)	Dip (°)	Dip dir. (°)	Spacing (m)	φ (°)	c (kPa)	JKn (GPa/m)	JKs (GPa/m)
JS1	N050	80	320	1	25	0	10	1
JS2	N050	10	140	1	30	0	10	1
JS3	N140	80	50	1	30	0	10	1

The project area is covered by a 1 to 4 m block field (thick layer consisting of large boulders, sand, gravel, and heavily weathered rock). The contribution of this layer in the model is simulated as a vertical load applied on top of the jointed rock mass. The equivalent pressure is estimated to be approximately 20 kN/m^2 for a overburden thickness between 1,0 and 1,5 m. The soil overburden is assumed unsaturated.

Geometry

The foundation substructure consists of three parts: a concrete foundation slab used to level out the unevenness of the rock surface, a hexagonal concrete slab (400 mm thick) and a steel flange for fixing the wind turbine (Figure 1).

The loads and moments from the wind turbine are directly applied as equivalent stresses to the steel flange. In practice, the bottom concrete slab is not circular but consists of a succession of irregular banks of decreasing size. However, in order to avoid corner effect and a very significant influence of the orientation of the foundation, this was simplified in the model to a truncated cone with a 2:1 (horizontal:vertical) sloping side.

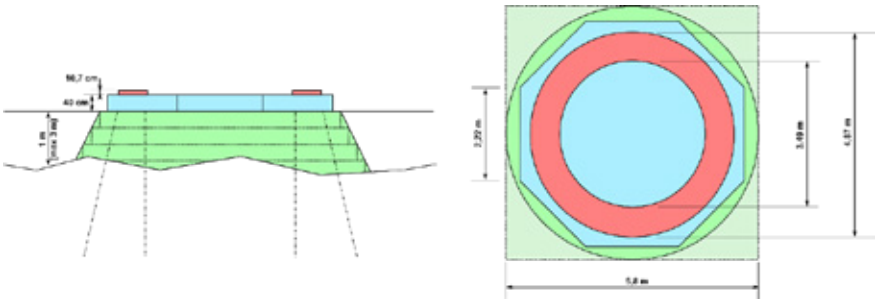


Figure 1. Geometry of the simplified foundation as simulated in the models.

Considering the geology in the area and the rather weathered and jointed rock, it was decided to use the numerical code 3DEC (3D Universal Distinct Element Code, Itasca). 3DEC is a distinct element model used to simulate blocky rock structures where the intact rock and the joints within the rock mass are given separate properties for a better and more realistic representation of the overall rock mass deformation. The main mechanism that controls the overall deformation is shearing along the joints. The rock mass is simulated as a square block 20 m wide and 15 m deep, see Figure 2. Tests have shown that the foundation and its anchorage do not affect a larger area so the 20 m x 20 m x 15 m cube is assumed to adequate.

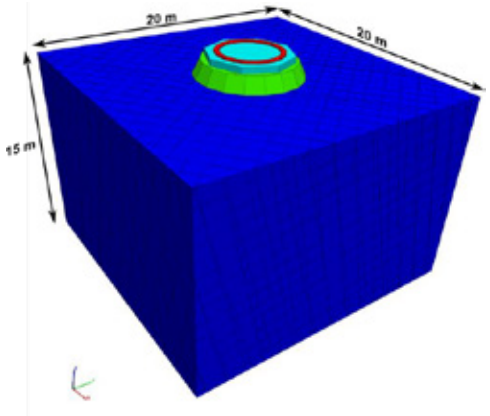


Figure 2. Model used to simulate the wind turbine foundation and its anchorage into the rock mass.

Foundation and anchors

The different parts of the foundation are simulated together as a monolithic block. The strength class of the concrete is C45/55 (Thisted Aps, 2013) and is heavily reinforced. In order to consider the solid form of the concrete reinforced foundation, it was simulated as an almost undeformable block using Mohr-Coulomb elastic constitutive model. The concrete structure was therefore represented by its density (2400 kg/m^3), its deformation modulus (E = 36 GPa; Eurocode 2) and its Poisson ratio (ν = 0,20; Eurocode 2). The contact surface between the concrete foundation and the rock surface is rather rough. For this reason, a friction angle of 45 degrees was assumed, while the cohesion remained 0 MPa. The foundation slab is anchored to the rock mass by two 360°-rings of anchors (Figure 3). 50% of the innermost anchors of the innermost ring of anchors are installed vertically while the remaining 50% have a 5° inclination outwards. The outermost anchors are installed with an inclination of 13°.

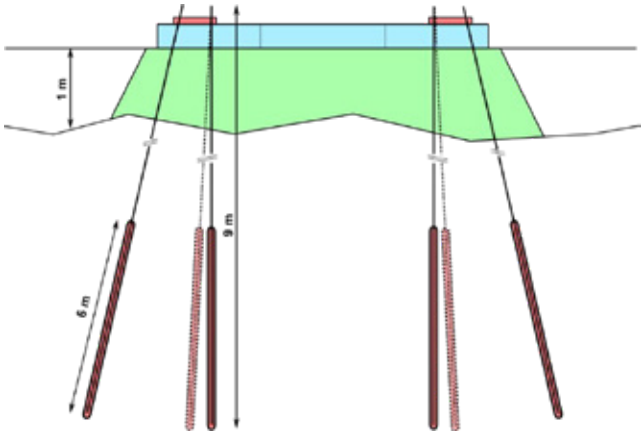


Figure 3. Cross section of the anchor configuration (not to scale).

The choice of the length of the anchors depended both on the degree of fracturing of the rock mass, but also of the properties (and possibly filling) of the joints. Here, only the case with 9 m long anchors, both along the inner and the outer rings, was simulated (conservative approach).

The anchors are assumed to be epoxy treated steel bar with double corrosion protection. They are simulated as grouted steel bars (called cables in 3DEC). Numerical properties of the anchors are summarized in Table 3 and are mainly based on the properties given in previous reports (Thisted Aps, 2013).

In order to estimate realistic values for the bond stiffness (K) and strength (S) of the grout, the methodology proposed by Itasca (2014) was followed. In this approach, the grout annulus is assumed to behave as an elastic, perfectly plastic solid. The bond stiffness can be estimated by (St. John and van Dillen, 1983):

$$K = \frac{2\pi G}{10 \cdot ln\left(1+\frac{2t}{D}\right)} \quad (1)$$

where G is the grout shear modulus, D the steel bar diameter and t the annulus thickness. The diameter of the steel bar is 42 mm, the annulus thickness is approximately 16,5 mm (the borehole diameter is 75 mm), and the grout shear modulus is usually around 9 GPa (Itasca, 2014) which gives a bond stiffness of approximately 10^{10} N/m/m.

The bond strength can be estimated as (St. John and van Dillen, 1983):

$$S = \pi(D + 2t)\tau_{peak} \quad (1)$$

where τ_{peak} is the pear shear strength of the grout, which can be approximated (Itasca, 2014) by multiplying half the uniaxial compressive strength of the grout by the quality of the bond between the grout and the rock. If we assume that the compressive strength of the grout is 30 MPa (C30/35) and that the bonding is rather good (assuming a quality factor of 0,7), the bond strength of the grout is approximately 2,5 MN/m.

Table 3. Steel bar and grout (anchors) properties in the simulations.

Characteristics	**Value**
Bolt length	9 m
Diameter	42 mm
Density	7,5 g/cm^3
Elastic modulus	200 GPa
Tensile capacity/yield force	1140 kN
Compressive yield force	1140 kN
Grout shear stiffness	1.10^{10} N/m/m
Grout shear strength	$2{,}5.10^6$ N/m
Pre-tensioning	550 kN (55% ULS)

The grout shear stiffness and strength are zero along the free zone of the cable, inside the cement foundation (approximately 3 m; Thisted Aps, 2013). To simulate the bolting of the cable to the foundation (connection bolts), very high characteristics are used on the top 15 cm of the cables.

In all the numerical models, the steel bars are divided into a number of segments, with nodal points located at each end. The maximum admissible length for cable element segments can be estimated by calculating the ratio of the yield force capacity divided by the grout bond strength. In this case, the maximum length would be approximately 42 cm. The 9 m-long steel bars were therefore divided into 25 segments.

Stresses and loadings

The forces from the wind turbine were simulated as vertical and horizontal stresses applied directly on the steel flange. The different stresses simulate together the boundary condition between the wind turbine and the foundation (Figure 4):

- a normal (vertical) stress $\sigma_{z,1}$ due to axial forces (weight);
- a second normal stress $\sigma_{z,2}$ due to the moment M about an horizontal axis;
- a shear stress $\tau_{\theta,1}$ due to shear forces; and
- a second shear stress $\tau_{\theta,2}$ due to torsion moment T about the vertical axis.

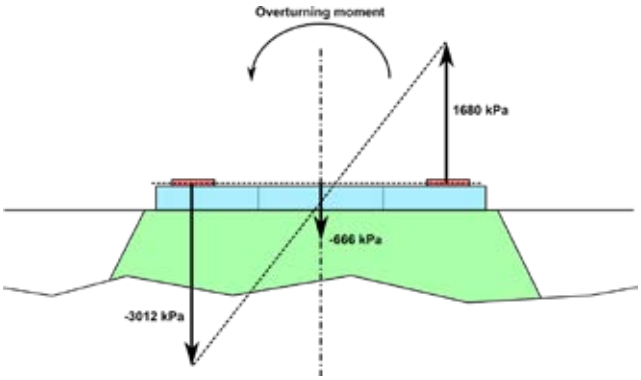


Figure 4. Normal stress distribution due to axial forces (weight) and overturning moment presented in a simplified 2D cross section. Compressive stresses are negative.

The normal stress due to axial force can be calculated by distributing the weight of the wind turbine along the adapter 360°-flange. Its external and internal diameters are 4500 and 3860 mm respectively, that is a surface area of 4,2 m^2, the 2800 kN normal force becomes a vertical stress of 666 kPa. The stress is orientated downwards which involves negative (compressive) in the model ($\sigma_{z,1}$ = -666 kPa).

In the case where the wind is oriented in the x-direction, the normal stress due to the moment developed during operation can be calculated as follow:

$$\sigma_{z.2} = \frac{8M_x}{\pi D^3 t} \cdot y \quad (1)$$

where M_x is the overturning moment, D the equivalent diameter of the annulus and t width of the annulus. Considering the foundation design load case with highest overturning moment,

M_x = 100 600 kNm. Consequently, in this case the wind is oriented along x-axis, $\sigma_{z,2}$ = 1122·y kPa.

The shear stress due to shear forces is circumferential and varies with wind direction. For example, if wind is directed along x-axis, it can be expressed as:

$$\tau_{\theta.1} = \frac{4Q}{\pi D^2 t} \cdot x \quad (2)$$

where Q is the shear force, D the equivalent diameter of the annulus and t the width of the annulus. Considering the foundation design load case with highest overturning moment, the shear force, Q = 1440 kN. Consequently, in the case the wind is oriented along x-axis,

$\tau_{\theta,1}$ = -34·x kPa.

The shear stress due to torsion is assumed to be constant along the adapter flange. It can be calculated as:

$$\tau_{\theta.2} = \frac{2T}{\pi D^2 t} \quad (3)$$

where T is the torsion moment, D the equivalent diameter of the annulus and t the width of the annulus. Based on the foundation design load case with highest overturning moment, the torsional moment, T = 6470 kNm. Consequently, $\tau_{\theta,2}$ = 737 kPa. Concerning sign convention, it was decided here to always consider the torsion shear stress counter-clockwise. The effect of torsion and shear stress on overall stability is considered to be rather small, and the torsion orientation is therefore not critical.

The various components of vertical (normal) and horizontal (shear) stresses were summed and applied directly on the flange in the models. Considering the 3D nature of the model, several directions of wind were considered by rotating the stresses around the centre of the foundation.

Before simulating the overturning moment, all models were initialized (consolidated), taking into account only gravitational forces and the weight of the wind turbine. The displacements presented in the results are due only to the overturning and other moments.

The near surface foundations in this area will only experience gravitational forces. Regional stresses were therefore be considered negligible and were not simulated.

RESULTS

General observations

The numerical simulations show typical expected results for such analysis (Figure 5, Figure 7). Due to the overturning moment, one side of the foundation is pushed down and compresses the underlying rock mass while the other side is slightly uplifted. The differential vertical displacement (i.e. the sum of vertical displacements, up and down) remains however, always small and does not exceed one millimeter. In the simulated conditions, and considering the maximum overturning moment (return period of 50 years), the wind turbine foundation is stable, even without anchorage. The maximum differential vertical displacement is around 0,6 mm. With anchorage, it decreases to about 0,5 mm. That is a reduction of approximately 15% on average. Such displacement at the foundation base corresponds to a maximum tilting of approximately 1 cm at the top of the 80 m-high wind turbine.

In addition to the maximum differential vertical displacements, results are also presented as axial forces on the steel bar elements (Figure 6; fatigue was not simulated nor taken into

account). In 3DEC, tension is shown as a negative force, which means that initially, all cables have an axial force of - 550 kN due to the pre-tensioning. Results indicate that this value is rarely exceeded (except in very extreme cases) and is often reduced due to compression.

Based on these observations, the design pre-tensioning is adequate and rather conservative with regards to the maximum overturning moments.

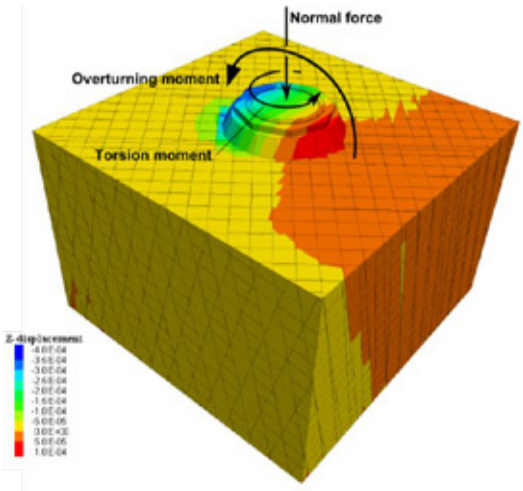


Figure 5. Typical result from the 3D numerical modelling of the foundation and rock anchoring of wind turbines on the Raggovidda project. Arrows show the direction of the forces and moments. Displacements are given in meters.

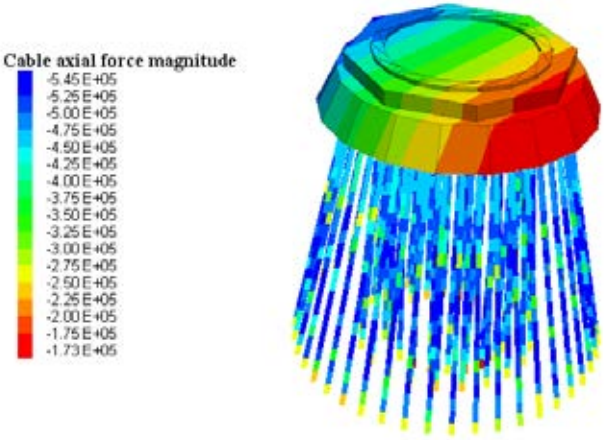


Figure 6. Example of simulated axial force magnitude (in N) on the anchor steel bars. Results come from the same model as in Figure 5.

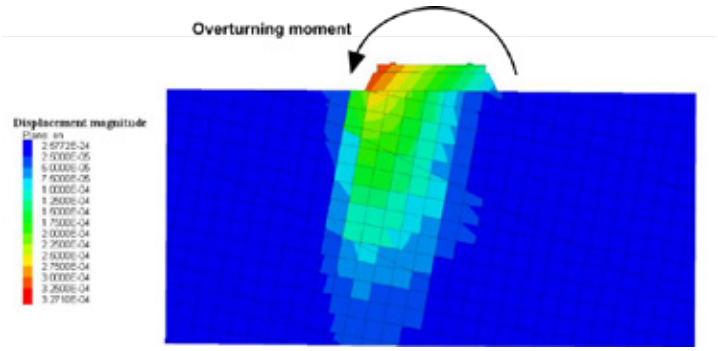


Figure 7. Cross section of the total displacements magnitude along the overturning moment plan.

Overturning moment direction

Wind can blow from all directions and the joint orientations that the mast is founded on can affect the stability of the foundation and its anchoring. To take into account these possible variations, the same model was simulated with an overturning moment in different direction around the wind turbine. Results show some variations in the displacements, but the differences are small (Figure 8). Maximum differential vertical displacements vary by less than 0,1 mm when there is no anchors and by no more than 0,04 mm including anchors. There is furthermore no significant differences between maximum axial forces in the anchors.

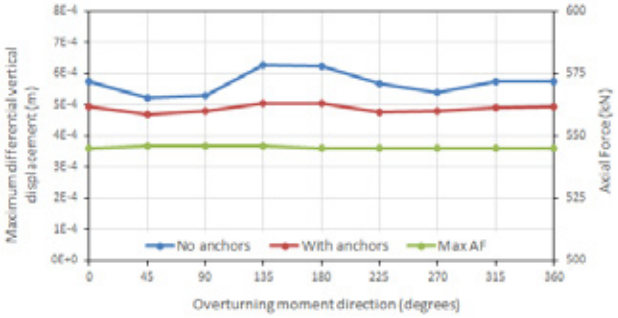


Figure 8. Maximum differential vertical displacement and maximum axial forces developed in the steel bars for various orientations of the overturning moment. Angle is given from the axis (Ox) and counter-clockwise. Max AF: Maximum Axial Force.

The main conclusion from these simulations is therefore that the wind orientation has a very limited effect on the stability of the wind turbine foundations. This is partially due to the specific orientation of the joints that are almost orthogonal, while two of them are also almost vertical. In the additional simulations, only the case giving maximum displacements was simulated (i.e. 180 degrees).

Limit analysis

A limit analysis was carried out in order to estimate the maximum overturning moment required to observe a foundation failure. Several values for the overturning moment were therefore tested, between 100 600 kNm (base case) and up to 2 000 000 kNm (20 times base case). The results show that the increase of the overturning moment has a large effect on the case without anchors (Figure 9). If the overturning moment is doubled, the model becomes unstable, indicating that the wind turbine would tip over.

The models with anchors show that the wind turbine foundation remains stable up to 20 times the base case overturning moment. It can also be observed that the axial forces in the anchors do not increase before the overturning moment is increase by a factor of five. This leads to two main conclusions:

- first, even considering the uncertainties surrounding the input parameters to the models, it is possible to be rather confident regarding the conclusions of the study;
- secondly, the design of the anchoring system is quite conservative and can sustain much more than what it was designed for.

Simulations with overturning moments 20 times the base case show that the free length of the anchors fail before the grouted length or the grout itself (Figure 10). As expected, forces concentrate on the side were the foundation is uplifted, but mainly on the upper parts of the steel bars. It is possible to assume that the bond shear stiffness and strength of the grout were overestimated (see section 2.3.3). However, the limit analysis shows that this is not a critical parameter considering that it requires more than 5 times the base case overturning moment to see any effect on the anchorage system.

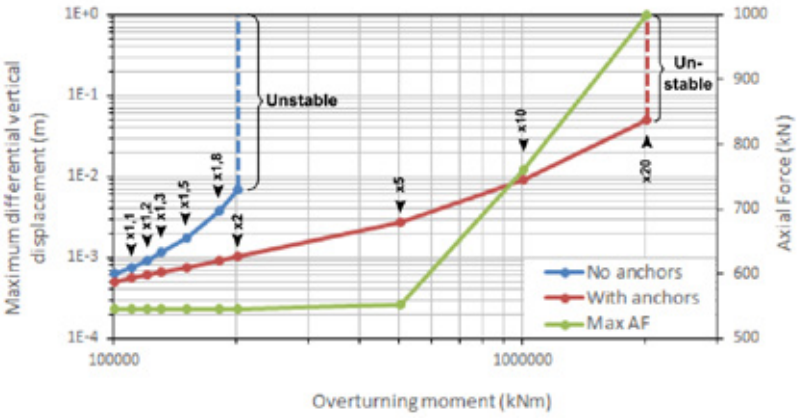


Figure 9. Maximum differential vertical displacement and maximum axial forces developed in the steel bars versus overturning moment (base case is 100 600 kNm). Max AF: Maximum Axial Force.

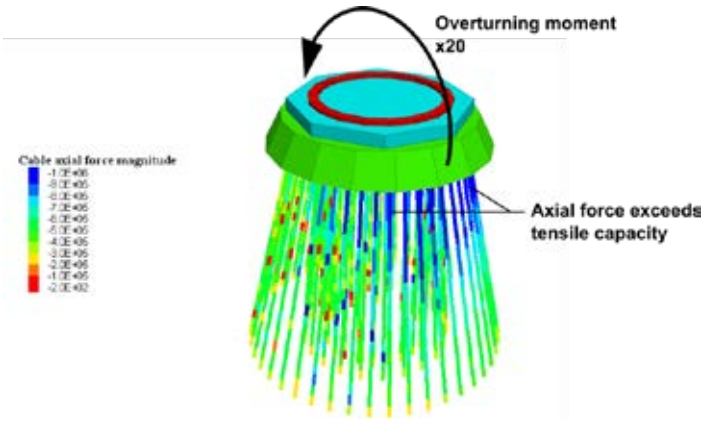


Figure 10. Axial force (in N) on the steel bars in the case where the overturning moment is increased 20 times (limit analysis). The failed zone is shown in blue.

SELECTED SENSITIVITY ANALYSIS

Rock quality

The rock mass properties used in the previous models were assumed based on available documentation. There are however a number of uncertainties, some of which can be reduced by using a sensitivity analysis on the most critical parameters. One of these is the rock mass quality, which, in 3DEC, is mainly represented by the total amount of joint sets and their properties as for example their spacing and persistence. As mentioned earlier, for practical numerical reasons and calculation time, the joint spacing was increased to 1 m. To account for the effect of such uncertainties, the same model was carried out with joint spacing varying from 50 cm to 4 m.

Results indicate (Figure 11) that vertical displacements decrease with increasing spacing. The difference between the maximum differential vertical displacement with and without anchoring is almost constant. This indicates the good effect of the anchors on the stability. The maximum axial force increases slightly with spacing. This can be explained by the fact that with fewer joints, the forces concentrate on fewer points along the steel bars. The maximum axial force however always remains low and does not exceed 55% of the ultimate strength of the anchors (i.e. more or less the pre-tensioning force).

These results also indicate that displacement could indeed be larger *in situ* than simulated, in particular if the joint spacing is smaller than 1 m. The general displacement trends remain similar however, and the model is stable. Moreover, the anchors are not particularly solicited (the maximum axial forces is approximately equal to the pre-tensioning force), which show that the displacements observed are mainly due to the compression of the underlying rock mass.

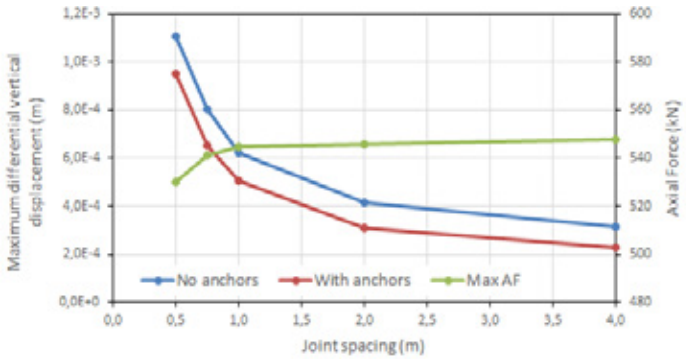


Figure 11. Maximum differential vertical displacement and maximum axial forces developed in the cables for various joint spacing (base case is 1 m).

Joint properties

The friction angle values used for each joint set are rather uncertain: they were not measured and do not take into account spatial variations. A sensitivity analysis was therefore carried out to assess the effect of this property on the results. Only the case where the overturning moment was directed along the X-axis was taken into account (worst case according to the base case analysis). The friction angle values were varied by ±5 and ±10 degrees which itself leads to rather extreme values. Residual friction angles are 10 degrees lower than peak values but not less than 15 degrees. Cohesion was kept to zero.

The results have shown no significant variations in terms of displacement or axial forces (Figure 12). While the maximum axial forces are constant, there is indeed a small decrease in the maximum differential vertical displacement when the friction angle increases, both with and without anchors. But the difference between the two most extreme cases is only 0,07 mm. The difference with the base case is between 4 and 7%, which indicates a rather good confidence in the results presented earlier.

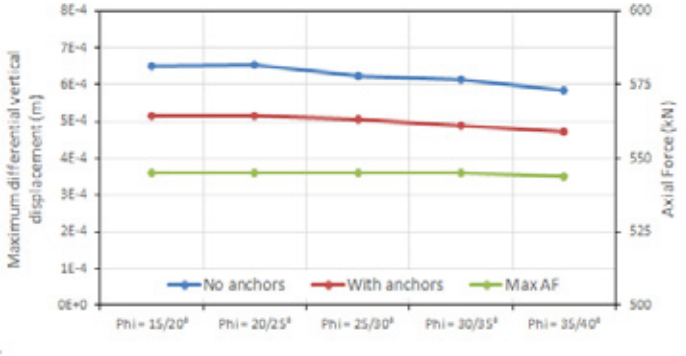


Figure 12. Maximum differential vertical displacement and maximum axial forces developed in the cables for various joint properties (base case is φ = 25/30°).

Frost weathering

Previous reports have indicated that the risk of frost weathering was unlikely (Buen, 2013d). However, the very extreme climatic conditions in the area and the coarse grain size of the soil layer (sand, gravel and boulders) may induce some further weathering of the rock mass surface in the long term. The model can in addition account for the varying rock mass quality with depth. A model was therefore built where the top 3 m are given a joint spacing that is half the normal value compared to the rest of the model (Figure 13).

Numerical simulations show a rather large variation in the results: the maximum differential vertical displacement ais around 0,7 mm, that is an increase of more than 40% compared to the base case. However, the displacement in itself remains very low, i.e. less than one millimetre, with a maximum displacement on the top of the wind turbine would be around 14 mm (10 mm for base case). Moreover, the difference between the cases with and without anchor is slightly increased (-25% in displacement versus -19% in the base case), while the maximum axial forces in the steel bar do not exceed 545 kN. This indicates that despite the significant decreased rock quality, the anchors are performing well and ensure that the foundation experiences minimum tilt.

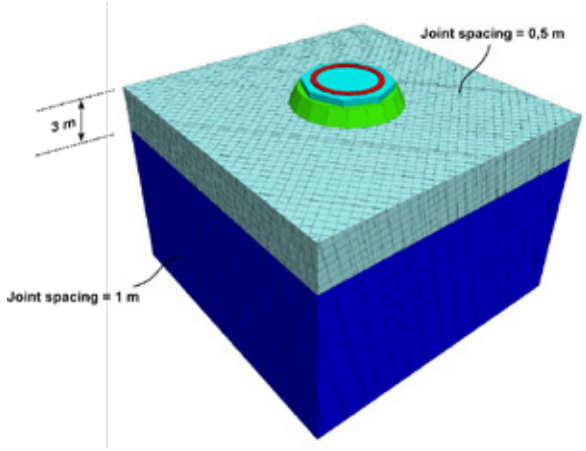


Figure 13. Modified model to take into account a possible fracturing of the surface of the rock mass by frost. A 3 m-thick rock mass layer where joint spacing was halved was simulated at the top of the model, while the other properties remain the same as in the base case model.

Variability in joints length, dip and dip direction (statistical analysis)

Uncertainties concerning the geometry of the joint systems, the orientation, the length and the spacing of the joints were also studied further. The persistence of the joints and their parallelism were altered to check the effect of such variations. A randomization of the joint length and orientation was carried out. Five models were simulated where the dip and dip direction were randomly modified by +/- 5 degrees (random deviation) and where a persistence between 50% and 90% was taken into account, i.e. there is between 50 and 90% chances (on average) that a block lying in the path of a joint would actually be split.

The results of these partly random simulations show some variations compared to base case (Figure 14). The first observation is that the maximum differential vertical displacement is always smaller than simulated in the base case while the maximum axial forces is always larger. Even if the displacements seem to increase with the persistence, the relation is not perfectly monotonous. Axial forces have no correlation with persistence and depend on joint geometry and how many joint each steel bar crosses. Axial forces remain below 60% of the ultimate strength.

Conclusion from these simulations is that the previous results are conservative.

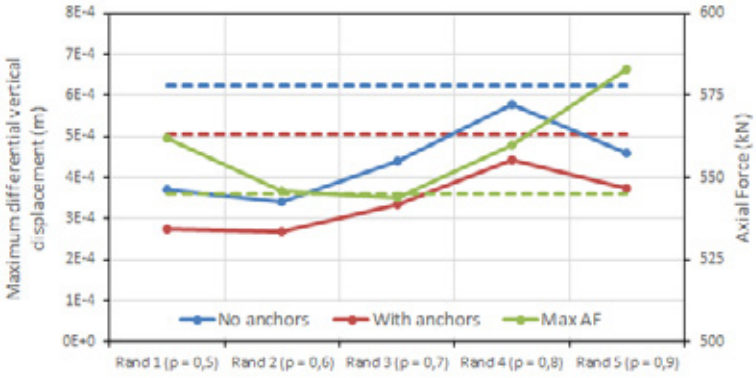


Figure 14. Maximum differential vertical displacement and maximum axial forces developed in the anchor steel bars for various randomized joint geometry and persistence. Dotted lines show the results of the base case analysis. Max AF: Maximum Axial Force.

CONCLUSION AND RECOMMENDATIONS

3D numerical models were carried out to assess the stability of the foundations and anchorage of wind turbines at the Raggovidda wind park in Northern Norway. The models were built using the numerical code 3DEC (3D Universal Distinct Element Code, Itasca). The main results of the numerical analysis indicate with good confidence that the foundation of the wind turbines is stable considering maximum design overturning moment (50 years return period for wind power). The simulations show that the vertical displacements at the base of the wind turbine do not exceed one millimeter, while the anchorage is almost unaffected by the external load. The design pre-tensioning therefore seems adequate and rather conservative.

A limited sensitivity analysis has shown that the joint spacing is the most critical parameter regarding stability. The wind orientation itself seems to have a very limited effect on the stability of the wind turbine foundations. Friction angles, water table level and other geometrical variations (orientation, dip) have also insignificant effects, according to the numerical analysis. This sensitivity analysis shows that the simulations performed in this study are rather conservative.

REFERENCES

Buen, B. (2013a). Raggovidda Vindpark. Notat fra befaring 25.-27. februar 2013. 4p.

Buen, B. (2013b). Raggovidda Vindpark. Notat fra befaringer 22.-23. juli og 1.-4. august 2013. 3p.

Buen, B. (2013c). Raggovidda Vindpark. Notat fra befaring 19.-21. augst 2013. 2p.

Buen, B. (2013d). Raggovidda Vindpark. Frostsprengning. 2p.

Buen, B. (2014). Raggovidda Vindpark. Grunnvannsnivå – tilleggsinformasjon. 1p.

Siemens Wind Power A/S (2012). Foundation Loads SWT-3.0-101, 79.5 m hh, Raggovidda, Norway. Document ID: PG-R3-40 ENO00023-5613-00

Singh, B, and Goel, R. (2006). Tunnelling in weak rocks. Elsevier geo-engineering book series. Elsevier Ltd.

St. John, C.M., and van Dillen, D.e. (1983). Rockbolts: A new numerical representation and its application in tunnel design. Proceedings of the 24th US Symposium on Rock Mechanics, Texas A&M University.

Sweco (2012). Geologisk befaringsrapport. Raggovidda kraftverk, vurdering av fundamenter for vindturbiner. 10p + appendixes.

Sweco (2013). Raggovidda Vindkraftverk. Uavhengig vurdering av prosjektering og utførelse av fundamentering. Report dated 27.11.2013.4p + appendixes.

Thisted Aps (2013). Raggovidda Kraftverk, Norway. Case 050-12. Report dated 27.02-2013. 45p.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2015

FÖRUNDERSÖKNING I KRISTALLINT BERG MED 3D GEOFYSISK MÄTNING OCH 3D MODELLERING

Site investigations in crystalline rock with geophysical 3D-measurements and 3D-modelling

Håkan Mattsson, Filosofie doktor i tillämpad geofysik, GeoVista AB
Hans Thunehed, Teknologie doktor i tillämpad geofysik, GeoVista AB

SAMMANFATTNING

I samband med de flesta bergarbeten är det viktigt med en bra förundersökning som ger en tillförlitlig prognos över bergets och jordtäckets egenskaper. Geofysiska mätningar och modeller kan bidra med viktig information i en förundersökning. Många av dagens mätsystem och utvärderingsverktyg baseras på mätning från markytan och att jorden är tvådimensionell. En mätning från markytan förlorar fort bland annat upplösnings- och kontrastförmåga mot djupet. Genom att nyttja borrhål, tunnlar, schakt eller topografiska variationer är det möjligt att utföra geofysiska mätningar i alla tre dimensioner. Det finns dessutom flera olika programvaror för att modellera och visualisera geofysiska data i 3D.

Aitik-gruvan i norra Sverige drivs av Boliden och är Skandinaviens största dagbrottsgruva. Nära gruvan planeras ännu ett dagbrott. I området har man dock påträffat berg som är kraftigt uppkrossade och bl.a. innehåller lera. GeoVista AB utförde en förundersökning med målsättningen att ta fram en 3D-modell över de större strukturernas orientering och karaktär för att bättre förstå hur dessa kan påverkarar stabiliteten i ett framtida dagbrott. En förhoppning var att få fram tillförlitliga modeller ner till ca 200 m djup. Den huvudsakliga informationen på djupet kommer från borrhål och geofysiska mätningar i 3D med metoden elektrisk resistivitet.

Elektriska resistivitetsmätningar utfördes dels längs nio stycken 500 – 900 m långa profiler i ett rutnät med 100 m profilavstånd över delar av det planerade dagbrottet. Dessutom installerades strömelektroder på 20 olika positioner i nio borrhål på mellan 60 m och 471 m djup. Signalen från elektroderna i borrhålen mättes över 32 potentialelektroder på markytan (25 m elektrodavstånd) fördelade längs två profiler på 200 m avstånd från varandra. Data modellerades dels i separata profiler i 2D och dessutom gjordes en 3D-modellering.

2D-modellerna har begränsad djupnedträngning och uppvisar artefakter orsakade av mineraliseringen i berget. 3D-modellen över resistiviteten i berggrunden är mycket bra anpassad till data och den är geologiskt trovärdig. I modellen kan vi identifiera ett antal låg-resistiva strukturer som är parallella med det kända strukturmönstret och sammanfaller med nedsatt RQD i borrhål och med låghastighetszoner i seismiska data. Zonerna stupar brant och kan följas ned till ca 100 – 150 m djup under markytan.

Geofysiska mätningar och modeller utgör bara en pusselbit i en förundersökning inför ett bergarbete. Men det finns få andra tekniker som tillåter att man på ett relativt enkelt och billigt sätt kan samla in stora mängder data som täcker en hel volym i tre dimensioner. Genom

att kombinera geofysiska mätningar i 3D med geologisk kartering, bergmekaniska mätningar, hydrogeologiska undersökningar och GIS-information, kan man bygga bättre geologiska modeller som bidrar till säkrare prognoser över bergartsfördelning, bergkvalitet, deformationszoner och vattenföring. Resultatet blir en bättre förundersökning.

SUMMARY

Work involving rock excavation generally requires a solid pre-investigation with a reliable prognosis of rock and soil properties. Geophysical measurements can provide significant information to a pre-investigation project. However, many of the standard geophysical instrument systems and modelling software are constructed for ground based profile surveys assuming a 2-dimensional earth. Surface based measurements rapidly lose spatial resolution with increasing investigation depth and there is always a risk for 3D related artefacts in 2D models. By the use of boreholes, tunnels, shafts and/or steep topography for survey locations, it is possible to generate and receive signals in all three dimensions. There are also several software packages for 3D modelling and visualization available.

The Aitik mine in northern Sweden, which is operated by the Boliden company, is the largest open pit mine in Scandinavia. The company has plans to start up another open pit mine close to Aitik. However, drillings show that there are volumes of heavily crushed rock with mixture of clay occurring in the area. GeoVista AB carried out a pre-investigation with the aim to construct a digital 3D-model of possible major deformation zones in order to increase the understanding of how these zones may affect the stability of a future open pit. One important source of information in the project was a model based on geophysical resistivity measurements in 3D.

Electric resistivity measurements were carried out along nine 500 – 900 m long profiles on the ground surface in a rectangular grid with profile spacing 100 m. In addition, current electrodes were installed at 20 locations in nine separate boreholes at depths of 60 m down to 471 m below the ground surface. The potential difference was measured on the ground surface along two profiles with 200 m spacing, with 32 electrodes (25 m separation). Modelling of the data was carried out separately in 2D for each of the nine survey lines. Parts of the surface data were then combined with the borehole data and a 3D resistivity model was created.

The 2D models suffer from insufficient depth penetration and strong artefacts caused by the mineralized ore zone. The 3D resistivity model converged nicely, it fits the measured data well and it is geologically reliable. In the model we can identify a number of low resistivity features that are parallel to known geological structures, their location generally coincide with borehole sections showing decreased RQD-values and also with low velocity zones in seismic models. The interpreted deformation zones have steep dips and they can be followed down approximately 100 – 150 m depth below the ground surface.

Geophysical data and models only constitute one part of the large database often needed in a pre-investigation project. However, there are few other techniques that offer the possibility to collect a huge numbers of data, covering a large volume at such a low cost and fairly easy manner, as geophysics. The combination of 3D geophysical measurements and models with rock mechanical models, geological information, hydrology and GIS data, helps building reliable geological models, which results in better estimation of rock type distribution, rock quality and deformation zones. Hence, we can produce more reliable pre-investigation models.

1. INLEDNING

I samband med de flesta bergarbeten är det viktigt med en bra förundersökning som ger en tillförlitlig prognos över bergets och jordtäckets egenskaper. Man behöver skaffa god information rörande bergarternas fördelning, bergmekaniska egenskaper, deformationszoners storlek, karaktär och orientering samt vattenföring. Detta minskar riskerna i ett projekt avseende teknik, ekonomi, säkerhet och miljö. Tyvärr finns det flera sentida exempel inom bergarbeten där bristande förundersökningar har lett till mycket stora negativa konsekvenser.

Geofysiska mätningar kan bidra med viktig information i en förundersökning. De geofysiska modeller vi jobbar med baseras på väletablerade teorier och experiment, men byggs upp med hjälp av förenklingar och generaliseringar. Många av dagens mätsystem och utvärderingsverktyg baseras på mätning från markytan och att jorden är tvådimensionell (2D). Den typen av förenklingar är inte alltid nödvändig. En mätning från markytan förlorar fort upplösnings- och kontrastförmåga mot djupet, och antagandet att jorden är 2D kan medföra signifikanta fel i modellen som inte kan uppdagas i samband med utvärderingen. Genom att nyttja borrhål, tunnlar, schakt eller topografiska variationer är det möjligt att utföra geofysiska mätningar i alla tre dimensioner. Det finns flera olika mjukvaror för att modellera och visualisera geofysiska data i 3D. Detta ökar möjligheten att ta fram bättre och säkrare prognoser i samband med förundersökningar inför bergarbeten.

I denna artikel presenteras ett exempel från ett projekt där vi, med hjälp av borrhål, utfört geofysiska mätningar i 3D i en delvolym till ett planerat dagbrott. Data har sedan bearbetats, modellerats och tolkats i 3D tillsammans med oberoende stödjande information i syfte att skapa en 3D-modell över deformationszoner i området.

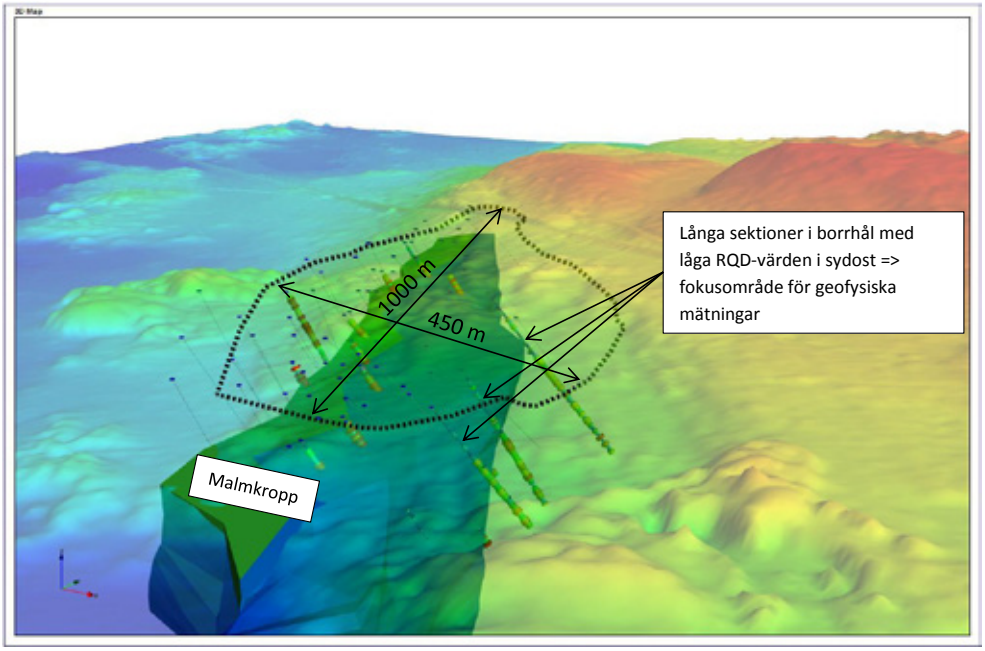
2. PROBLEMSTÄLLNING

Aitik-gruvan i norra Sverige drivs av Boliden och är Skandinaviens största dagbrottsgruva. Cirka 3 km öster om Aitik, nära byn Liikavaara, planerar Boliden ännu ett dagbrott för brytning av Cu-malm (Figur 1). I samband med borrningar i området har man påträffat flera områden i berget som är kraftigt uppkrossade och bl.a. innehåller lera. Om det förekommer större deformationszoner i berget som har försämrade mekaniska egenskaper kan dessa, framförallt om de har en i sammanhanget ofördelaktig orientering, medföra påtaliga tekniska svårigheter och bl.a. risker för släpp och sättningar i samband med konstruktionen och driften av ett dagbrott.

3. SYFTE OCH MÅLSÄTTNING

Det generella syftet med förundersökningsarbetet var att ta fram en modell i 3D över potentiella deformationszoner, framförallt kring det planerade dagbrottets sydöstra del (Figur 2). Målsättningen var att få en bild av strukturernas orientering (strykning/stupning) och karaktär (kross, lera, spröd/duktil) för att bättre förstå hur dessa påverkarar ett framtida dagbrott. En förhoppning var att få fram tillförlitliga modeller ner till ca 200 m djup. Den huvudsakliga informationen på djupet kommer från borrhål och geofysiska mätningar med metoden elektrisk resistivitet. Denna artikel fokuserar på dessa mätningar.

Figur 1. *Flygfoto som visar Aitik-gruvans läge och platsen för den planerade gruvan i Liikavaara.*



Figur 2. *3D-vy över malmkroppen i Liikavaara och det planerade dagbrottet (svartstreckad linje) samt kärnborrhål med RQD-data.*

4. METOD

4.1 Övergripande metodik

Den huvudsakliga metodiken i förundersökningsarbetet bestod av att sammanställa, utvärdera och modellera information från strukturgeologisk kartering, bergmekanisk kartering, laserskannade elevationsdata, bergmekaniska design-parametrar, flyg- och markgeofysiska undersökningar.

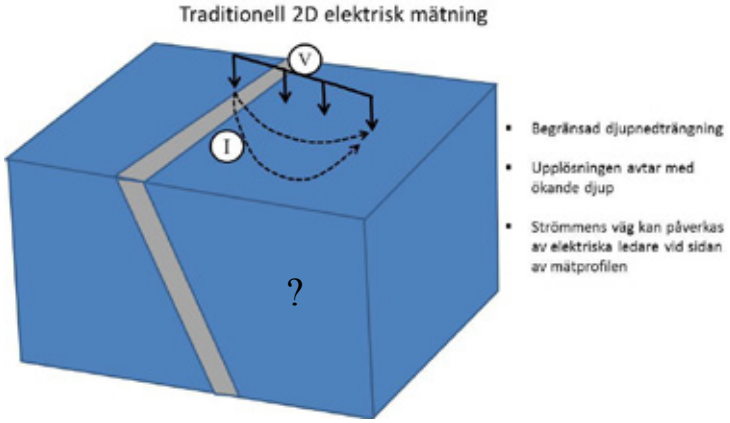
Geofysiska undersökningar används ofta som ett hjälpmedel och stöd till geoteknik och bergmekanik i förundersökningsarbeten. De allra flesta geofysiska metoder är indirekta, dvs. de mäter en fysikalisk egenskap och inte t.ex. bergets hållfasthet eller bredden på en krosszon. Det krävs därför i princip alltid oberoende stödjande information för att kunna tolka geofysiska data och modeller på ett tillförlitligt sätt.

4.1 Elektrisk resistivitet

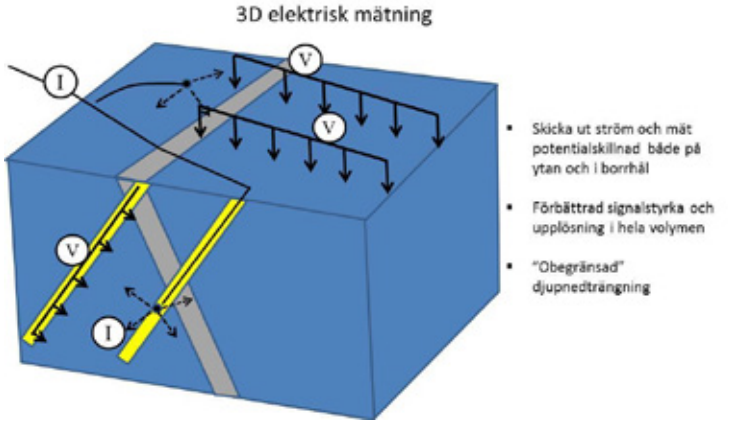
Resistiviteten i ett material beskriver dess ”oförmåga” att leda ström och enheten är Ωm (Parasnis, 1997). Resistiviteten hos geologiska material styrs till stora delar av materialets vattenhalt (porositet) och förekomst av lösta salter och vissa mineraler. En vattenmättad jordart, typ morän kan ha en resistivitet i intervallet 1000 – 5000 Ωm medan torr, stenig/grusig morän kan ha resistivitet 5000 – 10 000 Ωm. Förekomst av lera (eller silt) sänker ofta resistiviteten i vattenmättad jord avsevärt. Solitt kristallint berg har ofta mycket hög resistivitet (> 10 000 Ωm) medan förekomst av vattenförande sprickzoner eller t.ex. sulfider och grafitskiffer sänker bergets resistivitet signifikant (< 500 Ωm). Det är därför möjligt att använda resistivitetsmetoden för att skilja jord från berg och för att identifiera misstänkta deformationszoner eller mineraliserade områden i en bergvolym.

Elektriska resistivitetsmätningar utförs vanligtvis genom att skicka ström mellan två elektroder och simultant mäta potentialskillnaden mellan två eller flera andra elektroder (Figur 3). Är avståndet mellan elektroderna kända kan markens ”skenbara” resistivitet beräknas (skenbar resistivitet = en sammanvägning av flera geologiska lagers resistivitet). Genom att flytta mätstation och variera avståndet mellan elektroder kan information om variationer i markens skenbara resistivitet fås mot djupet och i profilens riktning. I en efterföljande data-processering, genereras resistivitetsmodeller genom att de ”sanna” resistiviteterna beräknas. Beräkningen görs i regel med s.k. inversionsmodellering (t.ex. Loke and Barker, 1996). Med kännedom om olika materials elektriska egenskaper kan en geologisk modell skapas där det är möjligt att identifiera olika jordlager, grundvattenytan, berg och sprickzoner etc.

Det finns dock flera svagheter med att mäta längs profiler på markytan. Signalstyrkan avtar mot djupet vilket gör det svårt att identifiera små skillnader i resistivitet mot djupet. Dessutom minskar upplösningsförmågan. Elektriskt ledande volymer som ligger på sidan om profilen kommer att påverka det elektriska fältet och ge upphov till resistivitetsdata som inte kan förklaras på ett korrekt sätt i den efterföljande modelleringen. Om det finns tunnlar och/eller borrhål bör man därför, så långt det bara är möjligt, använda dessa för mätning. Genom att använda instrument med många kanaler och sammankoppla flera mätelektroder med multiledarkabel kan man injektera ström både på markytan och i borrhål och samla in data längs långa utlägg på markytan och i borrhål (Figur 4). Fördelningen av den elektriska resistiviteten kan modelleras i 3D med hänsyn tagen till alla elektroders position (x,y,z), topografi och även kända objekt/volymer i berget, t.ex. existerande tunnlar eller bergenheter.



Figur 3. *Schematisk skiss över traditionell elektrisk mätning. Ström (I) går mellan de två yttre elektroderna och potentialskillnaden (V) mellan de två inre elektroderna mäts.*

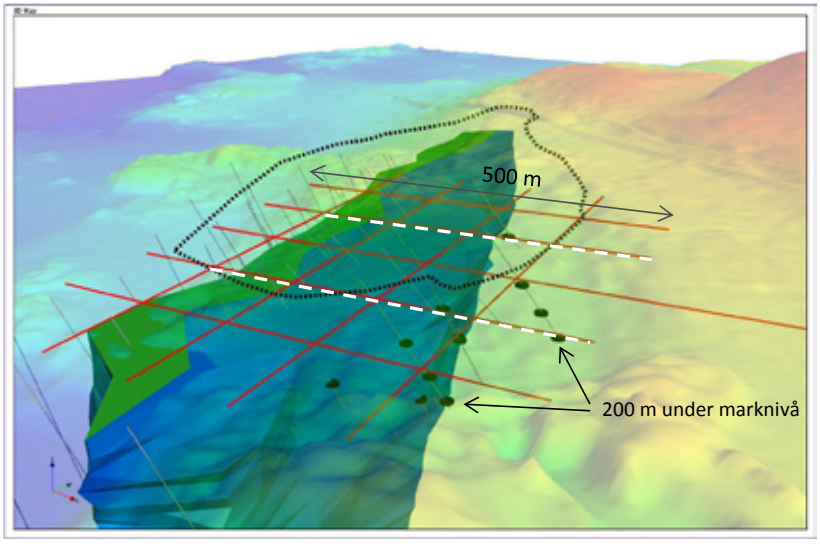


Figur 4. *Schematisk skiss som visar principen för 3D resistivitetsmätning.*

5. UTFÖRANDE AV RESISTIVITETSMÄTNINGAR

De elektriska resistivitetsmätningarna utfördes i två delar. Del 1 bestod av en traditionell 2D-mätning längs nio stycken profiler i ett rutnät (röda linjer i Figur 5). Som instrument användes en ABEM Terrameter SAS4000 och multiledarkabel med 81 st elektroder (LUND-system). Minsta elektrodavståndet var 5,0 m vilket ger en maximal djupnedträngning på ca 70 m. Eftersom målet var att få information ner till åtminstone 200 m djup och då malmkroppen i sig är elektriskt ledande, var det nödvändigt att komplettera datainsamlingen med information från borrhålsmätningar – Del 2. Fokusområdet för undersökningen var misstänkta krosszoner i det planerade dagbrottets sydöstra del. Längs två parallella profiler installerades totalt 32 st. mätelektroder med 25 m separation (vitstreckade linjer i Figur 5). I området finns ett stort antal borrhål. Nio av dessa valdes ut och i dem installerades strömelektroder i totalt 20 st. olika positioner på mellan 60 m och 471 m djup. För varje strömelektrod utfördes mätning mellan samtliga 32 potentialelektroder på markytan. Mätningarna utfördes med en Scintrex IPR-12 8-kanals mottagare och som sändare användes en GDD TxII 3600 W.

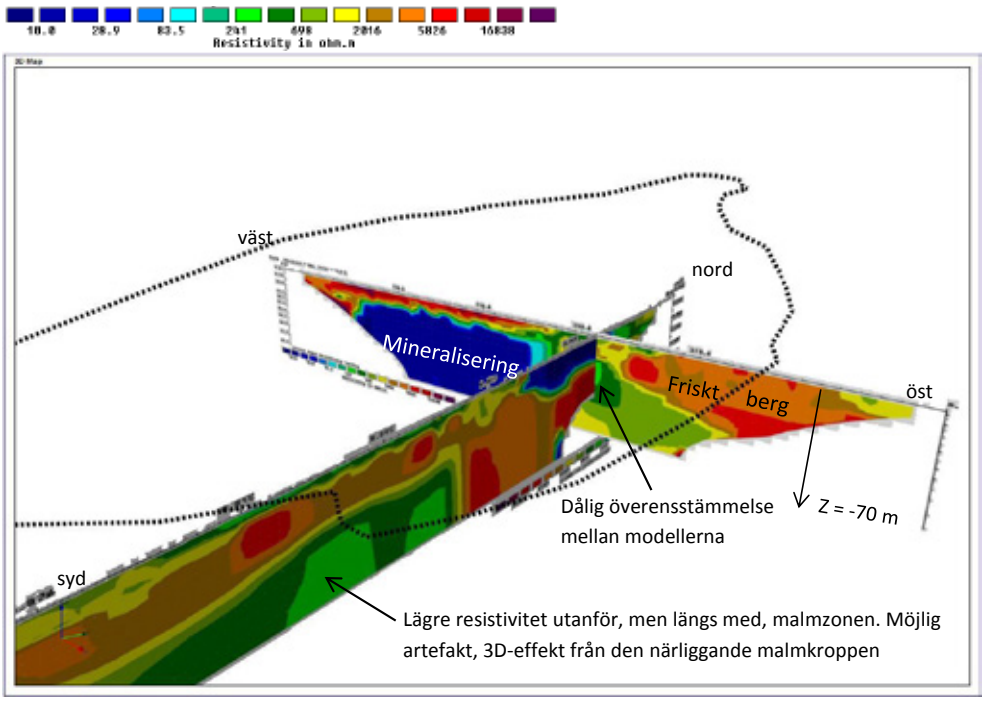
Även modelleringen av insamlade data utfördes i två delar. I del 1 modellerades varje enskild profil i 2D med programvaran Res2DInv (Geotomo software). Ingen hänsyn togs till närliggande profiler eller till malmkroppen och dess kända geometri. Data från borrhålsmätningarna (Del 2) slogs därefter ihop med data från de fem profiler från Del 1 som är parallella med Del 2:s profiler. Dessa data modellerades i 3D med programmet DCIP3D (UBC-GIF). I samband med 3D-modelleringen skapades en referensmodell av malmkroppen utifrån en beräknad blockmodell. Referensmodellen stödjer/styr modelleringens anpassning till data och begränsar risken att modellprogrammet skapar volymer och geometrier som inte överensstämmer med kända geologiska enheter (eller installationer såsom tunnlar).



Figur 5. *3D-vy över malmkroppen och planerade dagbrottet (svartstreckad linje). Röda linjer anger profiler för 2D-resistivitetsmätning på markytan. De vitstreckade linjerna anger profiler för 3D-mätning tillsammans med de svarta prickarna som visar positioner i borrhålen för strömelektroder.*

6. RESULTAT OCH TOLKNINGAR

I Figur 6 nedan visas exempel på 2D-resistivitetsmodeller för två korsande profiler av de totalt nio mätta profilerna. Blå färg (resistivitet < 100 Ωm) indikerar mineraliserat berg, röd – orange färg (resistivitet > 5000 Ωm) indikerar friskt, sprickfattigt kristallint berg och grön till gul färg (300 Ωm < resistivitet < 3000 Ωm) indikerar berg som sannolikt är påverkat, t.ex. av deformation, omvandling och/eller låga halter av sulfid-mineraliseringen. Den öst-västliga profilen är 500 m lång och har en maximal djupnedträngning på ca 70 m. Det mineraliserade området (malmzonen) syns tydligt i modellen längs den öst-västliga profilen. Längs den nord-sydliga profilen är bergets resistivitet kraftigt nedsatt mot djupet, detta trots att profilen ligger utanför malmzonen. Det kan bero på att berget även utanför malmzonen innehåller sulfider, men det kan också vara en artefakt i modellen. Eftersom 2D-modelleringen inte tar hänsyn till effekter på sidan om profilen finns en risk att den mycket låga resistiviteten i malmzonen ger upphov till skenbart låg resistivitet i modellen. Notera också den dåliga samstämmigheten i korsningen mellan de två profilerna. Det är uppenbart att det en, eller båda, modellerna inte klarar av att förklarar resistivitetsfördelningen på ett geologiskt trovärdigt sätt.

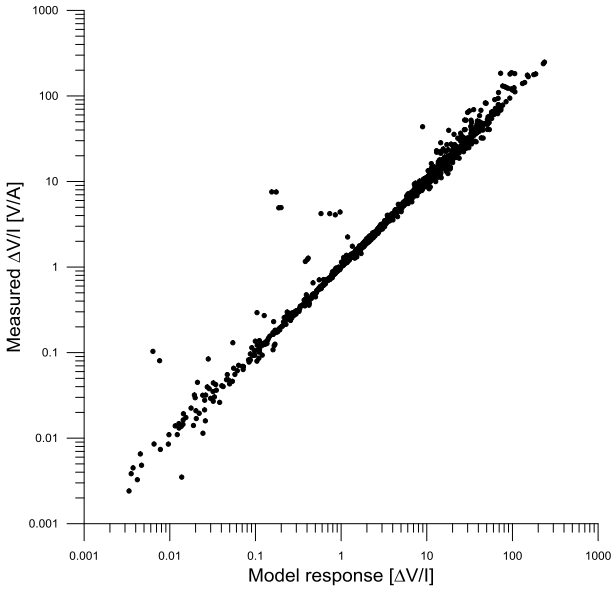


Figur 6. *3D-vy över dagbrottets sydöstra del med 2D-modeller över bergets resistivitet för två korsande profiler av de totalt nio profilerna i del 1 av mätningen.*

3D-modelleringen resulterade i en voxel-modell med cellstorlekt 5*5*5 m^3 som beskriver den beräknade resistivitetsfördelningen i den sydöstra delen av området för det planerade dagbrottet, ned till ca 400 m djup (Figur 7). Eftersom 3D-mätningen utfördes längs två profiler på markytan (de vitstreckade linjerna i Figur 5) och med strömelektroder på djupet, i

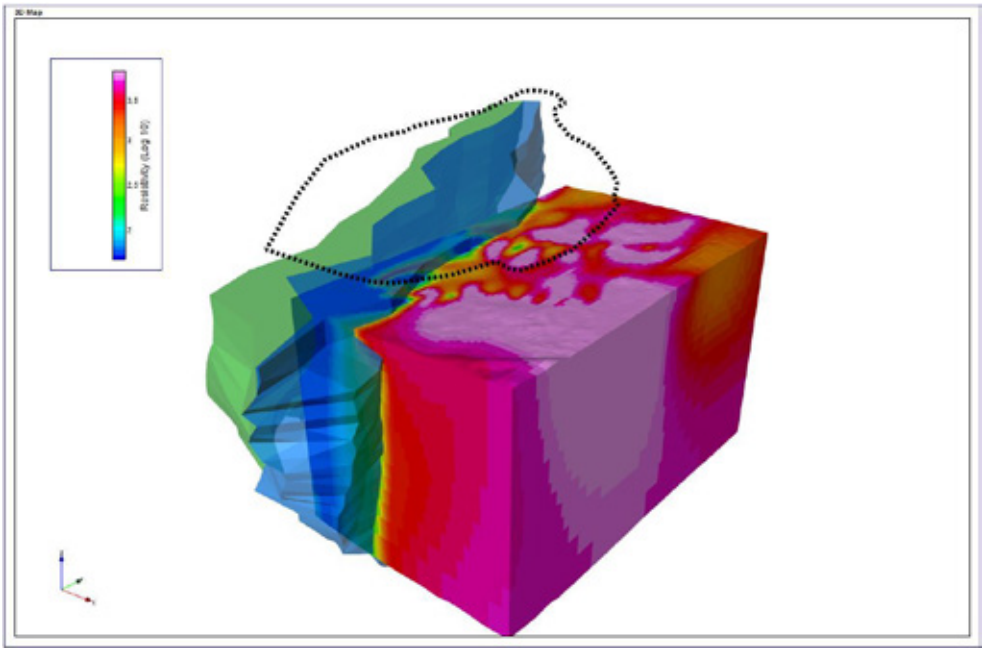
huvudsak mellan dessa två profiler, så är 3D-informationen i modellen fokuserad i volymen närmast profilerna. I 3D-modelleringen kompletteras dock 3D-data med data från fem av de nio markprofilerna, varför modellen har en något bättre täckning och upplösning nära markytan och ner till ca 70 m djup.

Genom att göra en cross-plot mellan uppmätta data och modellens respons (modellerade data) är det möjligt att se hur väl modellen är anpassad till mätdata. Det är ett direkt ett mått på hur bra modellen beskriver resistivitetsfördelningen i den undersökta volymen och ett indirekt mått på hur väl modellen beskriver geologin. I Figur 7 visas ett diagram över en sådan cross-plot för en av de två 3D-profilerna. Om anpassingen är bra ska spridningen i data vara liten, datafördelningen ska vara linjär och vinkeln på den räta linjen ska vara 45˚. Som vi ser i Figur 7 är alla dessa kriterier i stort uppfyllda för vår modell. Av de 1 673 mätpunkterna i diagrammet är det endast 20 punkter som inte kan anses vara förklarade av modellen.



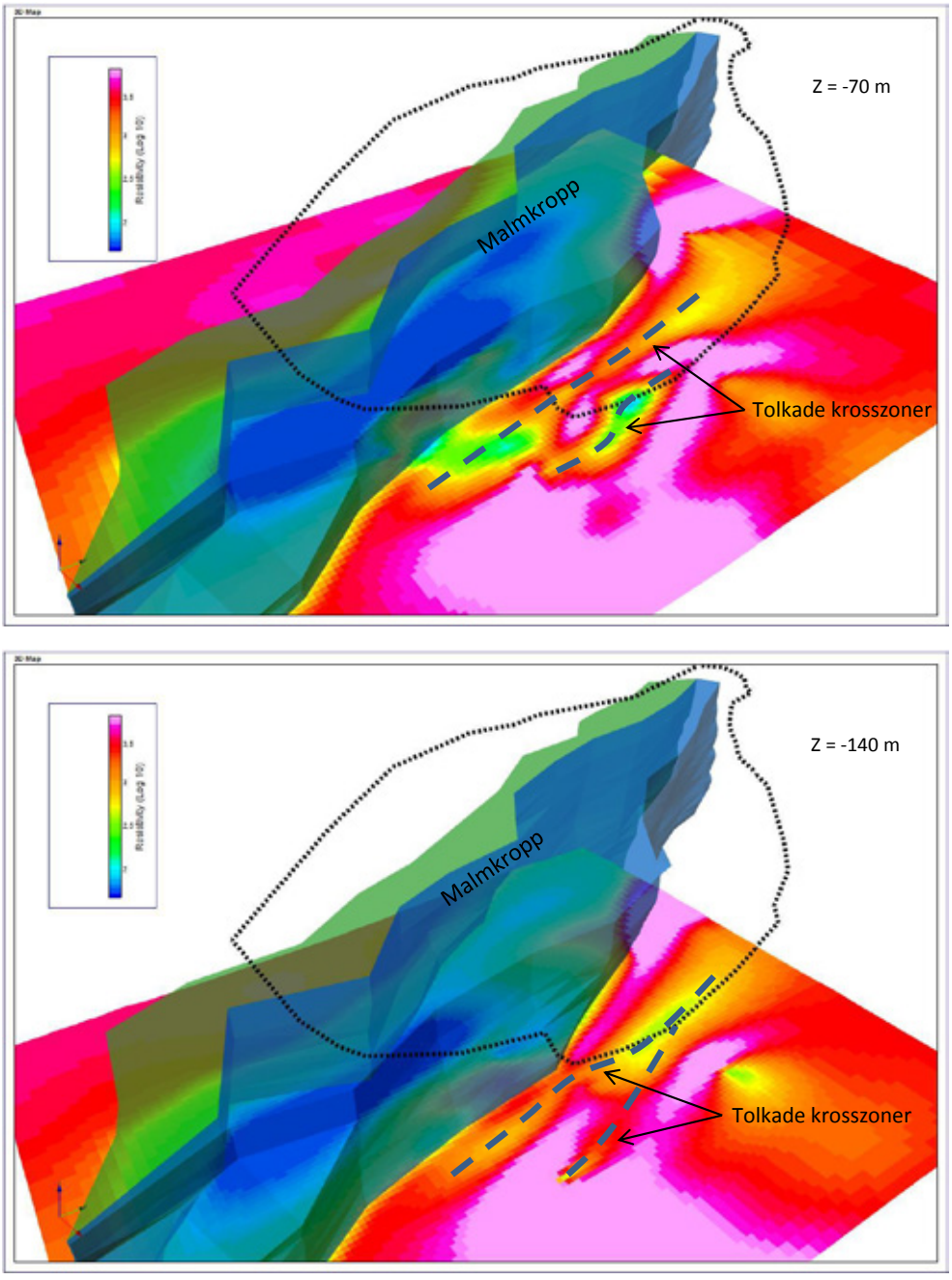
Figur 7. *Cross-plot som visar mätta data (potentialskillnad/ström) mot modellens respons. I texten anges en förklaring till diagrammet.*

Hela 3D-modellen visas i Figur 8. Resistivitetsfördelningen anges som Log10(resistivitet) eftersom resistivitetet har en log-normal fördelning. Delar av modellen skär in i malmzonen och där är resistivitetsvärdena mycket låga. Eftersom malmkropparna använts som referensmodeller vid beräkningen erhålls en bra och geologiskt rimlig anpassning i gränsområdet mellan mineraliserat och icke-mineraliserat berg.

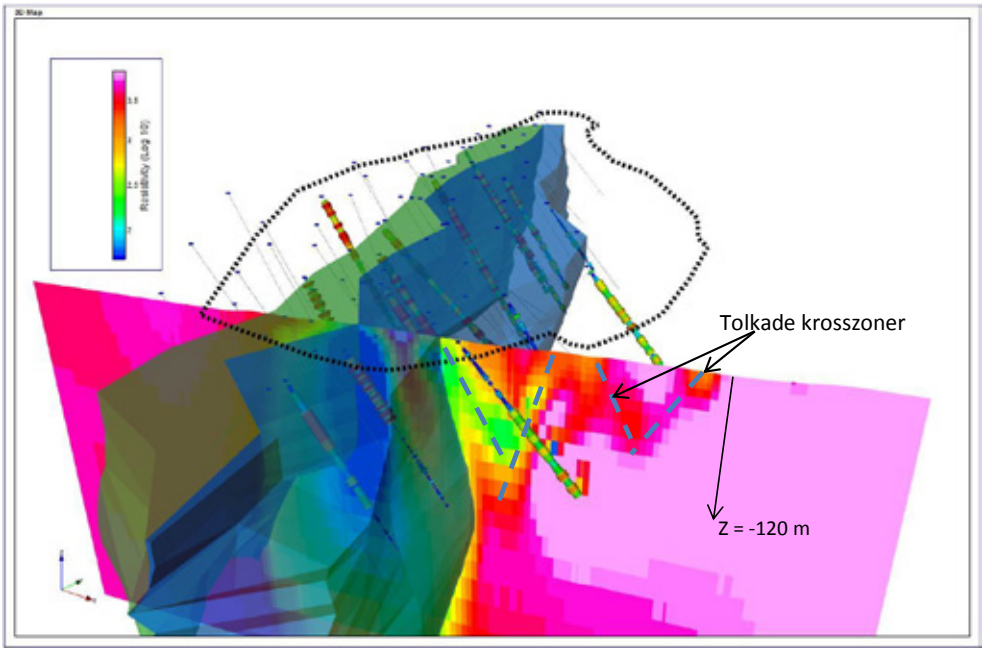


Figur 8. *3D-vy över det planerade dagbrottet (svartstreckad linje) med malmkroppar i grönt och blått samt hela 3D-modellen över bergets resistivitet.*

I Figur 9 visas två horisontella utsnitt från 3D-modellen, det övre är på 70 m djup och det nedre är på 140 m djup under markytan. Området utanför malmzonen domineras av höga resistiviteter, rosa färg > 5000 Ωm. Strax öster om malmzonen löper dock två smala zoner med signifikant nedsatt resistivitet < 1000 Ωm. Områdena markeras med streckade kurvor i Figur 9. Vi kan följa båda dessa områden ner till ca 140 m djup. Från 140 m djup ner till 200 m djup minskar upplösningen i modellen och man kan identifiera en sammanhållen lågresistiv zon. Under 200 m djup finns inga indikationer på låga resistiviteter kopplade till dessa två zoner. Nära marknivån kan vi koppla samman de två lågresistiva zonerna med låg berghastighet i refraktionsseismiska modeller. I Figur 10 presenteras ett vertikalt snitt av 3D-modellen tillsammans med bland annat RQD-data i borrhålen. Låga RQD-värden (smala blå kragar på borrhålen) sammanfaller med de lågresistiva områdena. Notera att det även finns indikationer på deformationszoner ned till ca 100 m djup längre österut om det planerade dagbrottet.



Figur 9. *3D-vyer över dagbrottets sydöstra del. Horisontala utsnitt av 3D-modellen visas för djup = 70 m (övre bild) och 140 m (nedre bild). Streckade linjer visar linjära lågresistiva zoner som tolkas indikera krosszoner i berget.*



Figur 10. *3D-vy över dagbrottets sydöstra del. Ett vertikalt utsnitt av 3D-modellen som är orienterat i öst-väst visas. Streckade linjer visar linjära lågresistiva zoner som tolkas indikera krosszoner i berget.*

7. DISKUSSION OCH SLUTSATSER

Målet med de 3D-mätningar av bergets resistivitet som presenteras här var att kunna identifiera presumtiva krossoner i 3D på djup ner till ca 200 m under marknivån. De geofysiska modellerna skulle, tillsammans med annan geovetenskaplig information, ligga till grund för en modell i 3D över misstänkta deformationszoner i och omkring området för det planerade dagbrottet.

Vi har visat att det kan uppstå felaktigheter och osäkerheter i modeller som bygger på mätning längs enskilda profiler. Mätning som enbart utförs från markytan har en begränsad djupnedträngning och tappar upplösningsförmåga mot djupet. Vi har med detta projekt också visat att man genom att använda sig av borrhål är det möjligt att generera signal och mäta i alla tre dimensioner. På så sätt får man tillgång till information (mätdata) i djupare delar av berggrunden, i direkt anslutning till den volym där bergarbeten sedan ska utföras. Det är också möjligt att utvärdera och modellera de insamlade data i 3D. Genom att göra det minskar risken för artefakter i geofysiska modeller och dessutom ökar möjligheten att ta fram bättre och mer geologiskt riktiga modeller. Genom att tolka den geofysiska 3D-modellen tillsammans med seismiska data, geologiska kartering av strukturer och RQD-data ser vi att de lågresistiva zonerna sannolikt kan kopplas till deformationszoner (krosszoner) som stryker parallellt med malmzonen och stupar brant. De tolkade zonerna kan identifieras ner till ca 100 – 150 m djup under markytan.

Geofysiska mätningar och modeller utgör bara en pusselbit i en förundersökning inför ett bergarbete. Men det finns få andra tekniker som tillåter att man på ett relativt enkelt och

billigt sätt kan samla in stora mängder data som täcker en hel volym i tre dimensioner. Genom att kombinera olika geofysiska mätmetoder med geologisk kartering, bergmekaniska mätningar, hydrogeologiska undersökningar och GIS-information, kan man bygga bättre geologiska modeller som bidrar till säkrare prognoser över bergartsfördelning, bergkvalitet, deformationszoner och vattenföring. Resultatet blir en bättre förundersökning.

GeoVista AB vill rikta ett stort tack till Boliden Mineral AB, dels för att vi fick förtroendet att genomföra ett mycket intressant projekt och dessutom att vi får presentera data och resultat.

8. REFERENSER

Loke, M.H. and Barker, R.D., 1996. Rapid least-squares inversion of apparent resistivity pseudosections by a quasi-Newton method. Geophysical Prospecting, 44, 131-152.

Parasnis, D.S. 1997. Principles of applied geophysics. Chapman and Hall.

FJELLSPREGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2015

Resistivitetsmålinger langs jernbanetunnel Holm – Nykirke. Hva kan vi lære?

Resistivity measurements along the Holm – Nykirke railway tunnel. What can we learn?

Cand Real Jan Steinar Rønning, Lagleder NGU, Førsteammanuensis II, NTNU
Pensjonert sjefingeniør Einar Dalsegg, NGU
Siv. Ing. Linda Nesje Drageset, Jernbaneverket
Ph.D. Guri Venvik Ganerød, NGU
Siv.Ing. Hanne Sagen Wiig, Jernbaneverket

SAMMENDRAG

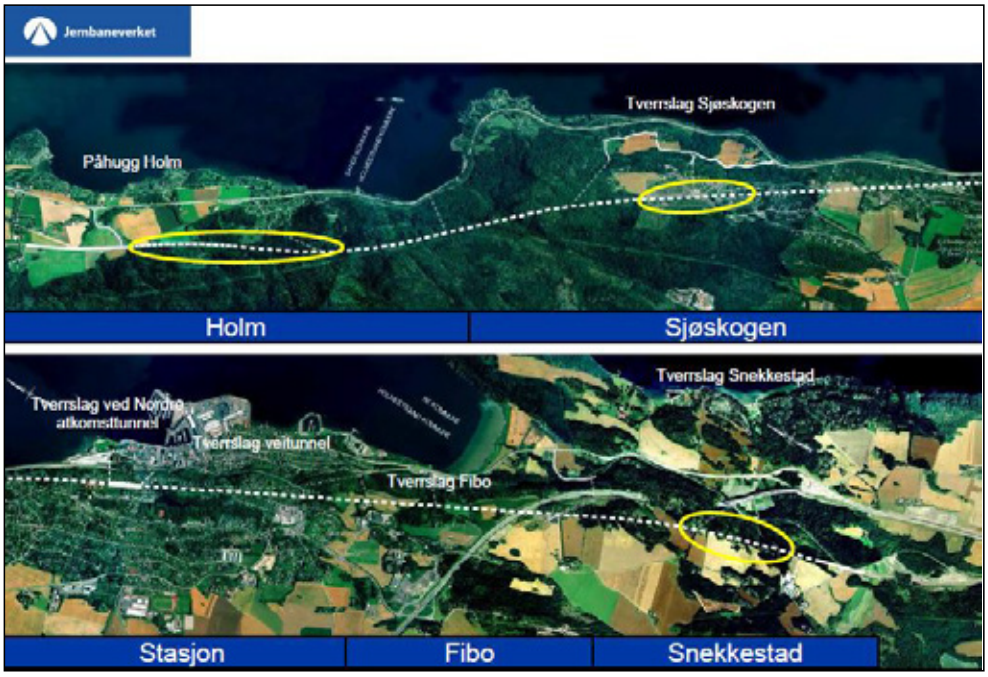
Tunnelprosjektet Holm – Nykirke i Vestfold består av en 12,3 km lang dobbeltspora jernbanetunnel fra Holm i Sande kommune i nord, gjennom Holmestrand kommune og til Nykirke i Re kommune i sør. I tillegg til selve tunnelen kommer en større berghall for nye Holmestrand stasjon og 13 evakuerings-/adkomsttunneler. Norges geologiske undersøkelse (NGU) utførte i 2009 2D resistivitetsmålinger for å kartlegge svakhetssoner i berg langs tunnelen i hele dens lengde. Tunnelen, som går gjennom sandstein (sen silurisk), basaltisk lava, syenitt og en granitt fra permtiden, ble drevet ferdig våren 2014. Samtolking av resistivitetsdata og resultater fra tunneldriving har vist at resistivitetsmetoden har påvist flere svakhetssoner enn den geologiske kartleggingen fra dagen, og de fleste av disse sonene er påtruffet ved tunneldrivingen. En har imidlertid også påtruffet soner som ikke kom frem ved verken den geologiske kartleggingen eller resistivitetsmålingene. To soner påtruffet under tunneldrivingen som medførte store utfordringer, en sterkt oppsprukket vannførende granitt og en sone med liten eller manglende bergoverbygning, ble ikke vist tilstrekkelig oppmerksomhet ved rapporteringen. Senere undersøkelser har vist at disse to problemsonene kunne påvises ved den opprinnelige prosesseringen, men også at de ble mye klarere definert ved en spesielt tilpasset reprosessering. I denne artikkelen blir årsaker til manglende påvising i den tidlige tolkingsfasen diskutert.

SUMMARY

The Holm – Nykirke tunnel project in Vestfold County Norway consists of a 12.3 km long double lane railway tunnel as well as 13 short tunnels for evacuation and access, and a hall for the new Holmestrand Station. The geology in the area consists of Silurian sandstone, basaltic lava and a granite intrusion of Permian age. In 2009 the Geological Survey of Norway (NGU) performed 2D resistivity measurements (ERT) along the complete length of the tunnel. Numerous weak zones in bedrock were mapped, and the majority of these were found during tunnel excavation. However, the two most challenging zones, a fractured water-bearing granite zone and an area with little or no bedrock overburden, were not highlighted in the original report. Subsequent investigation has shown that these two problem zones were visible in the original data, and that their signature has been enhanced by reprocessing. In this article, the reasons for not pinpointing these two zones in the original interpretation are discussed.

INNLEDNING

Tunnelprosjektet Holm – Nykirke i Vestfold består av en 12,3 km lang dobbeltspora jernbanetunnel fra Holm i Sande kommune i nord, gjennom Holmestrand kommune og til Nykirke i Re kommune i sør. Holmestrand stasjon er bygget inne i fjellet. Det er i tillegg etablert 11 evakueringstunneler og to adkomsttunneler for Holmestrand stasjon. Tunneltraséen er dimensjonert for en hastighet på 250 km/t. Drivingen av tunnelen, som har et teoretisk spregningstverrsnitt på 133 m^2, ble avsluttet våren 2014 og trafikk skal settes på sent høsten i 2016. Totalt er 2 mill. fm^3 fjell sprengt ut. Prosjektet er delt inn i 5 forskjellige underbygningsentrepriser som vist i figur 1.



Figur 1: Jernbanetunnel fra Holm i Sande kommune, gjennom Holmestrand til Nykirke i Re kommune. Tunnelarbeidene ble delt opp i 5 entrepriser. De tre områdene markert med gult, Holm, Sjøskogen og Snekkestad, blir analysert senere i artikkelen.

Norges geologiske undersøkelse (NGU) har siden 2000 utført resistivitetsmålinger for kartlegging og karakterisering av svakhetssoner i berg (Rønning 2003, Rønning et al. 2009, Rønning et al. 2014). Våren 2009 foreslo NGU å utføre resistivitetsmålinger langs deler av tunnelen Holm – Nykirke. Tunnelen ville i hovedsak gå gjennom en silurisk sandstein tilhørende Ringeriksgruppen, basaltisk lava og rombeporfyr av permisk alder, og et mindre parti med en granittintrusjon og noe syenitt, også disse fra perm (se Bøe et al. 1999, JBV 2009). På dette tidspunktet hadde NGU liten erfaring med resistivitet i disse bergartene, og det var derfor av interesse å kartlegge resistivitetsnivået og samtidig se effektiviteten av resistivitetsmålinger for kartlegging av svakhetssoner i disse bergartene. Kartlegging av

løsmassemektighet var ikke tema ved de innledende diskusjonene. Jernbaneverkets svar på NGUs forslag var at de ønsket resistivitetsmålinger kontinuerlig i hele tunnelens lengde.

I løpet av august måned 2009 utførte NGU resistivitetsmålinger med "Multi-gradient" elektrodekonfigurasjon, elektrodeavstand 10 meter i en samlet lengde på ca. 14 km (Ganerød m. fl. 2009). Målingene ble utført med et kabelsystem utviklet ved den Tekniske høgskolen i Lund (LUND-systemet, Dahlin 1993). Selve målingene ble foretatt med ABEM Terrameter 4000 måleinstrument koblet opp mot kabelsystemet med en releboks (Electrode Selector ES10-64, ABEM 1999). Dette opplegget gir en maksimal dybderekkevidde på ca 130 meter, hvor oppløsningen er størst i den øvre halvdelen av resistivitetsplottene. Data ble invertert (beregning av sann resistivitet) med programsystemet Res2DInv (Loke 2007). Det ble benyttet "standard inversjon" og en filtrering som favoriserer vertikale strukturer (V/H = 2). Resultatene ble presentert som resistivitetsplott med indikerte svakhetssoner, og i tabellform med angivelse av løpenummer langs tunnel, UTM koordinater, og tolket fall, dyptgående, bredde og resistivitetsklasse for de enkelte indikerte svakhetssonene (Ganerød m. fl. 2009).

Høsten 2013 var store deler av tunnelarbeidene gjennomført, og resultatene fra resistivitets-målingene ble evaluert på en konferanse hos NGI (Sagen 2009). Her kom det frem at resistivitetsmålingene hadde påvist flere svakhetssoner enn hva en var klar over på forhånd. De fleste av disse svakhetssonene ble bekreftet ved tunneldrivingen. Samtidig ble det avklart at de to mest utfordrende partiene ved dette tunnelprosjektet, store vannlekkasjer i en granitt og liten/manglende bergoverdekning langs ca. 60 meter av tunnelen i sør, hadde blitt oversett ved tolkingen av resistivitetsdata.

På denne bakgrunn har NGU i ettertid reprosessert måledata med bruk av nyere programversjon, inversjonsmetode og andre parametre. I samarbeid med Jernbaneverket er det foretatt en sammenstilling med hva som faktisk ble observert ved drivingen av tunnel gjennom utvalgte soner.

EVALUERING AV DE OPPRINNELIGE RESISTIVITETSDATA

Ved evalueringen av de opprinnelige resistivitetsdata ble det fokusert på generell påvising og klassifisering av svakhetssoner i to områder, spesielle problemer knyttet til den vannførende granitten og til en sone med liten og manglende bergoverdekning.

Generell påvisning og klassifisering av svakhetssoner

Ved NGUs tolking av resistivitetsdata ble det benyttet et klassifiseringssystem foreslått av NGU som vist i tabell 1. Bergart med resistivitet høyere enn 2000 Ωm ble ansett som godt berg og kommer i klasse 0. Denne verdien er tilpasset et generelt lavere resistivitetsnivå i bergartene en finner i dette området sammenlignet med resistiviteten en finner i andre krystalline bergarter (Elvebakk 2011). Svakhetssoner tolkes når resistiviteten er lavere enn 2000 Ωm og sonene klassifiseres etter skala vist i figur 1. Gradvis lavere resistivitet i sonen kan gjenspeile økende sekundær porøsitet på grunn av oppsprekning, og etter hvert bidrag til lav resistivitet fra leire på sprekkene (Rønning et al. 2009, 2014). Modellering har vist at 2D resistivitetsmålinger kan gi informasjon om svakhetssoners bredde, dyptgående og til en viss grad fall (Reiser et al. 2009), og disse parametrene inngår også i NGUs klassifiseringssystem

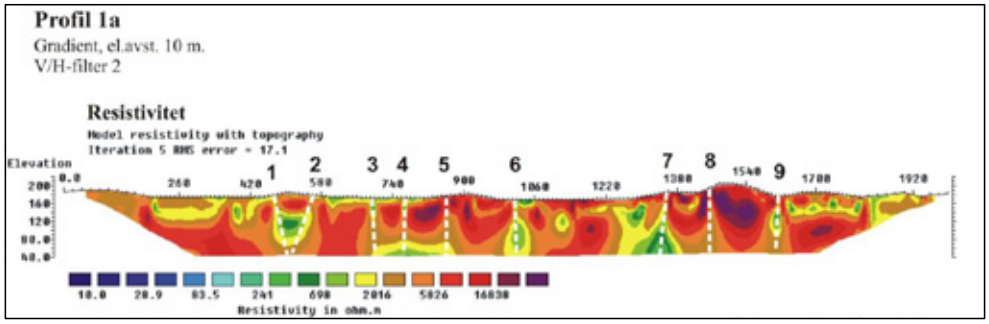
(se tabell 1, 2 og 3). Klassifisering mot dybde er også tilpasset lokale forhold med tunnel på jevnt over fra 60 til opp mot 150 meters dyp, stedvis noe mindre.

Klasse	A: Dybde av sone (m)	B: Bredde av sone (m)	C: Resistivitet i sone (Ωm)
0			>2000
1	0 – 20	0 -10	2000 – 1000
2	20 – 40	10 – 20	1000 – 500
3	40 – 60	20 – 40	500 – 200
4	> 60	> 40	< 200

Tabell 1: Klassifisering av svakhetssoner ved tunnelen Holm – Nykirke etter A) hvor dypt de stikker, B) bredde og C) resistivitet sentralt i sonen.

Holm-entreprisen, lengst nord på tunnelen.

Holm-entreprisen starter ved påhugg i nordenden av tunnelen og strekker seg 1250 m mot sør. Resistivitetsmålingene indikerte 8 svakhetssoner (Figur 1) og de ble klassifisert som vist i tabell 2. Svakhetssone 9 ligger i tilstøtende entreprise og inngår ikke i denne evalueringen.



Figur 2: Invertert resistivitet med tolkede svakhetssoner i nordenden av tunnelen (Holm-entreprisen, fra Ganerød m.fl. 2009).

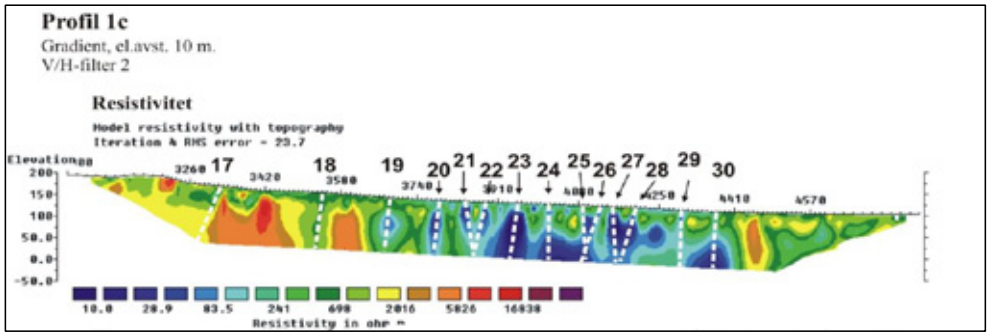
Ca. pelnr. i tunnel	Posisjon i res-profil	Koordinat UTM X	Koordinat UTM Y	Sone fra res	Fall, ca. ° retning	A Dybde	B Bredde	C Res.	Kom-mentar
78750	470	570241	6600638	1	80 S	4	1	1	
78800	560	570280	6600560	2	80 NV	4	1	1	*
78930	695	570352	6600457	3	≈ 85 ?	4	1	2	
78990	768	570403	6600414	4	≈ 85 ?	4	1	2	
79050	860	570480	6600378	5	≈ 85 ?	4	1	0	Høy IP
79115	1015	570601	6600300	6	≈ 85 ?	4	1	2	*
79390	1355	570837	6600083	7	80 N	4	1	2	
79455	1455	570908	6600018	8	≈ 85 ?	4	1	0	
79600	1615	571011	6599915	9	≈ 80 ?	4	1	2	*

Tabell 2: Opprinnelig tolking og klassifisering av svakhetssoner ved Holm-entreprisen, til og med sone nr. 8 (fra Ganerød m.fl 2009, noe modifisert).

Av de 8 svakhetssonene som ble indikert ved resistivitetsmålingene var det kun 4 som var kartlagt geologisk fra dagen, og disse fremsto som markerte soner i sammenheng med daler og bekker. De resterende som ble påvist med 2 D resistivitet, stemte godt med kartlagt bergkvalitet på stuff, dette til tross for at resistivitetsprofilet ligger et godt stykke til side for tunneltraséen i starten av profilet (se figur 6). En av disse sonene avvek ca. 20 m i posisjon. To andre soner med bredde ca. 5 meter på stuff, ble ikke påvist verken ved geologisk eller geofysisk kartlegging. Granittintrusjonen, som viste seg å være sterkt oppknust (dypforvitret) og vannførende, ble oversett til tross for at det ble indikert tre soner med lav resistivitet (6, 7 og 8) knyttet til denne granitten.

Sjøskogen-entreprisen

Sjøskogen-entreprisen utgjør 4 km tunnel sør for Holm-entreprisen (se figur 1). Resistivitetsprofil med tolkede svakhetssoner langs deler av denne entreprisen er vist i figur 3. Tilhørende klassifisering er vist i tabell 3.



Figur 3: Invertert resistivitet med opprinnelig tolkede svakhetssoner fra løpenummer 81200 til ca. 82150 (950 meter) langs Sjøskogen-entreprisen (se figur 1, fra Ganerød m.fl. 2009).

Ca. pelnr. i tunnel	Posisjon i res-profil	Koordinat UTM X	Koordinat UTM Y	Sone fra res	Fall, ca. ° retning	A Dybde	B Bredde	C Res.	Komm-entar
81200	3325	572051	6598700	17	60-70 N	4	1	2	
81420	3540	572207	6598553	18	80 N	4	1	2	
81550	3685	572290	6598449	19	≈ 80 ?	4	1	4	
81625	3785	572334	6598376	20	≈ 85 ?	4	1	4	Høy IP
81700	3840	572364	6598336	21	80 S	4	1	4	Høy IP
81745	3885	572390	6598303	22	80N	4	1	4	Høy IP
81800	3955	572430	6598251	23	≈ 80 ?	4	3	4	Høy IP
81820	4015	572464	6598205	24	≈ 85 ?	4	1	4	Høy IP
81890	4090	572502	6598142	25	≈ 85 ?	4	1	4	Høy IP
81950	4125	572520	6598113	26	80 N	4	1	4	Høy IP
81975	4150	572533	6598092	27	≈ 80 ?	4	2	4	Høy IP
82020	4205	572562	6598047	28	80 N	4	1	4	Høy IP
82090	4305	572643	6597994	29	≈ 85 ?	4	1	4	Høy IP
82150	4370	572696	6597959	30	≈ 85?	4	1	4	Høy IP

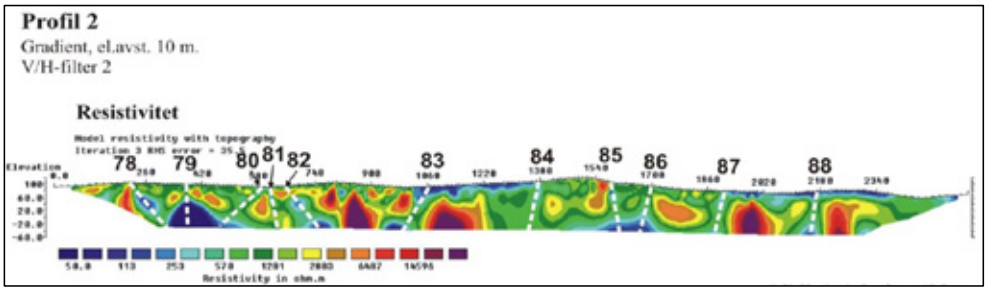
Tabell 3: Opprinnelig tolking og klassifisering av svakhetssoner langs deler av Sjøskogen-entreprisen (noe modifisert, fra Ganerød m.fl. 2009).

Resistivitetsdata viser lave verdier generelt og spesielt mot dypet (< 100 Ωm) langs deler av dette profilet. Senere analyser har vist at dette kan skyldes ca. 50 m dype forvitringssoner som løper parallelt med resistivitetsprofilet, og svakhetssoner til side for profilet (Ganerød & Dalsegg 2011). Området viser også høy IP-effekt (ikke vist her), noe som kan være en indikasjon på sulfider i basalten en finner her. Høy IP kan også skyldes forstyrrelser fra tekniske anlegg i et boligfelt lokalisert i det aktuelle området.

Langs denne strekningen er det geologisk kartlagt bare en forkastnings-/knusningssone og en diabasgang. Diabasgangen ble ikke gjenfunnet i tunnelen og forkastningen var forskjøvet 15 meter. Resistivitetsmålingene indikerer 12 svakhetssoner i dette området hvorav 10 har forhøyet IP-effekt og kan skyldes sulfider. Alle er angitt med steilt fall unntatt en (sone 17). Innenfor et avvik på 10 meter er 6 av de indikerte svakhetssonene gjenfunnet i tunnelen, sonene 21, 22, 23, 29, 30 og 31. Det ble imidlertid registrert flere svakhetssoner i tunnelen som ikke ble indikert ved resistivitetskartleggingen, og heller ikke ved den geologiske kartleggingen. Det store antallet svakhetssoner som er påvist her kan også være en av årsakene til det lave resistivitetsnivået mellom svakhetssonene 20 og 30 (se figur 3). Modellering har vist at svakhetssoner ofte avtegnes bredere mot dypet enn de virkelig er ved resistivitetsprofiler (Reiser et al. 2009). Det kan derfor hende at en i dette området ikke har god nok oppløsning for klar påvisning av individuelle svakhetssoner (elektrodeavstand 10 meter), men at det generelle lave resistivitetsnivået kan være et signal om dårlige bergforhold.

Snekkestad-entreprisen

Ved Snekkestad-entreprisen ble det avdekket liten og manglende bergoverdekning i en lengde av 60 meter (Drageset 2013). Dette forholdet ble ikke vist oppmerksomhet ved den opprinnelige tolkingen av resistivitetsmålingene. På det opprinnelige resitivitetsprofilet (figur 4) ligger dette området ved koordinat 2050, mellom svakhetssonene 87 og 88. Lave resistivitetsverdier (< 100 Ωm) i toppen av profilet indikerer finkornete marine sedimenter (silt og mulig kvikkleire, Solberg et al. 2010). En fordypning med lavt resistivitetsnivå (570 Ωm og lavere), kan være en indikasjon på stor løsmassemektighet, men som en ser er det liten kontrast til det generelle resistivitetsnivået her. Det var kartlagt en forkastning i området, og denne skulle føre tunnelen fra basalt i nord til rombeporfyr på sørsida. Det ble under tunneldrivingen påvist to svakhetssoner med bredde på 4,6 m og ca. 1 m. Verken forkastningen eller svakhetssonene ble indikert ved den opprinnelige tolkingen. Som vi senere skal se, er det flere årsaker til at dette området ikke ble vist oppmerksomhet ved den opprinnelige prosesseringen og tolkingen av resistivitetsdata.



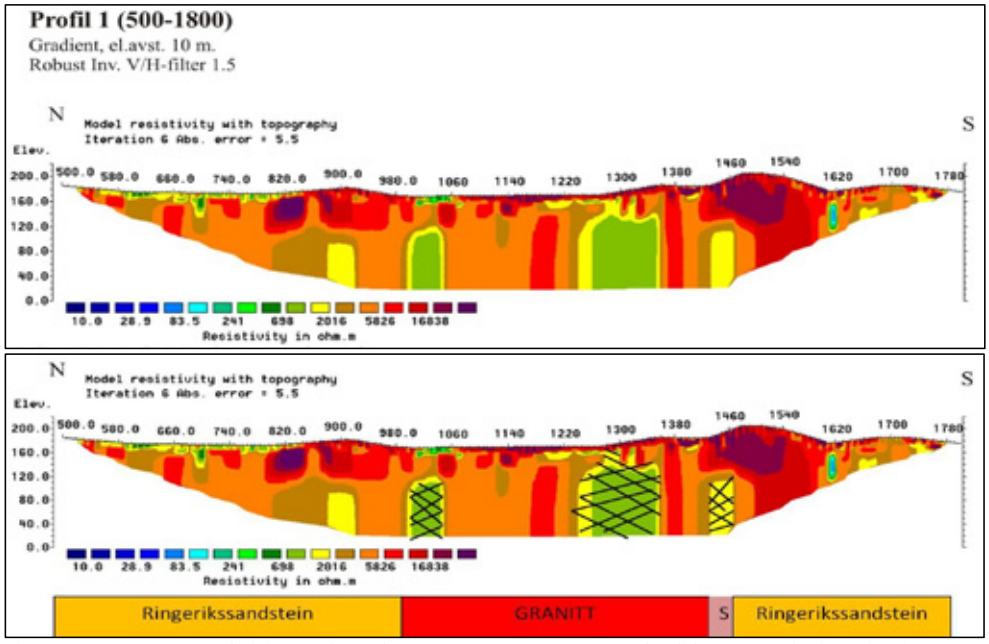
Figur 4: Resistivitetsprofil ved Snekkstad-entreprisen. Problemsone med liten og manglende bergoverdekning og to svakhetssoner ligger ved koordinat 2050, mellom svakhetssone 87 og 88 (fra Ganerød m.fl. 2009).

REPROSESSERTE RESISTIVITETSDATA

Da resultatene fra tunneldrivingen ble kjent, med til dels store vannlekkasjer og dypforvitring i granittsonen, samt at liten og manglende bergoverdekning på Snekkestad ikke ble avdekket ved den opprinnelige tolkingen av resistivitetsdata, ønsket NGU å se på måledata på nytt for å finne mulige årsaker. Dette innbefattet en reprosessering av måledata med oppdatert inversjonsprogram, annen inversjonsprosedyre og filtrering tilpasset de enkelte problemstillingene.

Vannlekkasjer i granittsonen

Figur 5 viser en reprosessert versjon av resistivitetsdata ved granittsonen på Holm-entreprisen. Her er det benyttet nyere programversjon, " Robust inversjon", et filter som fremhever vertikale strukturer noe mindre enn i den opprinnelige prosesseringen (V/H = 1.5, Loke 2014) og et kortere utsnitt av måledata.



Figur 5: Reprosessert resistivitet ved granittsonen uten (øverst) og med tolking og geologi (nederst). Svarte kryssende linjer = tolket sprekkesone, S= Syenittgang. Tunnel ligger her mellom kote 30 og 40 m.o.h..

I det reprosesserte resistivitetsprofilet (Figur 5) oppnås en mye bedre modelltilpasning (Abs. Error 5,5 % mot 17 % i opprinnelig prosessering), og en får et klarere bilde av mulig oppsprukket berg enn ved den opprinnelige prosesseringen. Det fremkommer imidlertid ikke flere soner, men sonene er tolket bredere. En merker seg at den lave resistiviteten her ligger i kontaktsonen med sidebergart og i et større parti sentralt i granitten. Et annet karakteristisk trekk er at ingen av sonene går opp til overflaten, men avsluttes på opp mot 40 meters dyp. Dette er selvsagt uvanlig, men det kan forklares med at dette området ligger nært ut mot en større skrent, og det oppsprukne berget kan være drenert. Dette betyr at kontrasten mot

sideberg blir mindre nær overflaten/dagen og derved ikke så synlig i det inverterte bildet, og dette kan være en av årsakene til at problemene i granitten ikke ble fokusert på opprinnelig.

Resistivitetsnivået i de tre påviste svakhetssonene ligger i intervallet 700 til 1200 Ωm. Disse sonene gav til dels store vannlekkasjer (se senere) og tunneldrivingen har påvist leirbelegg på de fleste sprekker, men ikke mektige soner med mye leire. Dette stemmer godt med NGUs forslåtte tolkingsmodell som sier at resistivitet i området 3000 til 500 Ωm representerer oppsprukket berg med vannproblemer, mens resistivitet lavere enn 500 Ωm kan indikere tettende leire som gir mindre vannlekkasjer men større problemer med stabilitet (Rønning et al. 2009 og 2014).

I figur 6 er de tolkede svakhetssonene fra resistivitetsmålinger og observerte problemer i tunnelen plottet sammen. Her fremgår det at tunnelen og måleprofilet ikke følger hverandre i starten av profilet og det blir derfor vanskelig å sammenholde tolkninger og observasjoner her. Resistivitetsmålingene viser klart tre soner med lavere resistivitet. To av disse er lokalisert til i ytterkant av granitten, den sydligste i en syenitt. Den tredje sonen ligger sentralt i granitten.

I Jernbaneverkets rapport fra tunnelarbeidene beskrives spesielt to større soner med meget dårlig bergkvalitet (Tabell 4). Den største av disse blir beskrevet som kraftig forvitret granitt som inneholdt store vannmengder, og hvor midlere Q-verdi var 0,8. Forvitringsgraden og bergets beskaffenhet varierte noe gjennom den 150 meter brede sonen. Dårligst forhold var det i begynnelsen av sonen fra pel 79205 til pel 79250 (45 meter) markert med rødt kvadrat i figur 6. Andre soner innenfor den brede sonen er ikke stedfestet i rapport, og plassering av stiplede linjer i figur 6 er tilfeldig både med hensyn på antall, bredde og posisjon. Ved langhullsboring i denne forvitrede granitten ble det påvist til dels meget store vannlekkasjer, opp mot 500 l/min på enkelthull.

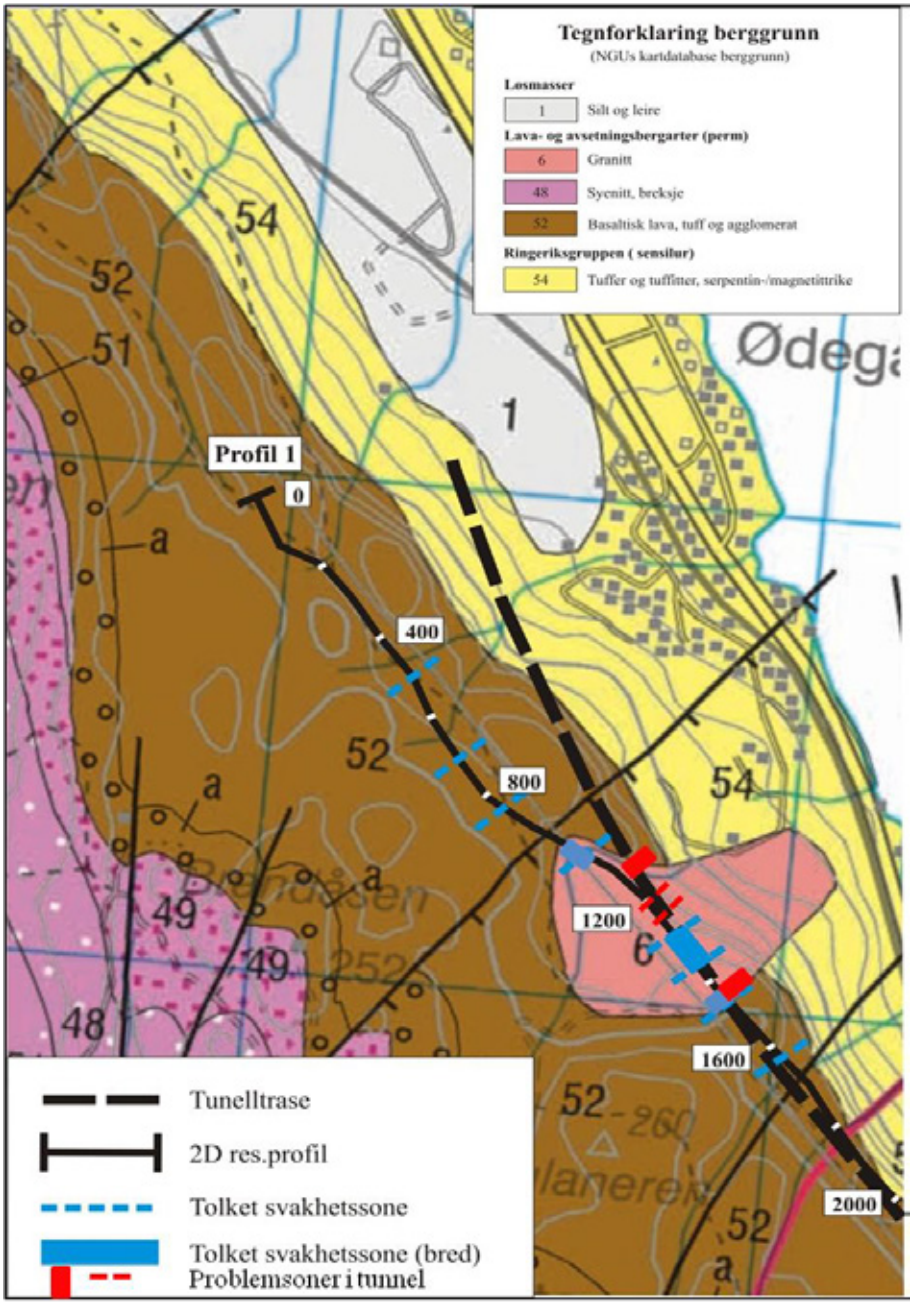
Den andre store svakhetssonen er en 40 meter bred knusningssone i syenitt ved overgangen mot sandsteinen på sørsida av granitten. Midlere Q-verdi er 0,5. En nærmere beskrivelse av denne sonen mangler.

Pelnummer	Lengde (m)	Midlere Q-verdi	Kommentar
79200 - 79350	150	0,8	Dypforvitret granitt m/ store vannmengder
79445 - 79485	40	0,5	Knusningssone i overgang mellom syenitt/sandstein

Tabell 4: Større svakhetssoner ved Holm-entreprisen (etter Jernbaneverkets tunnelrapport).

Samtolking

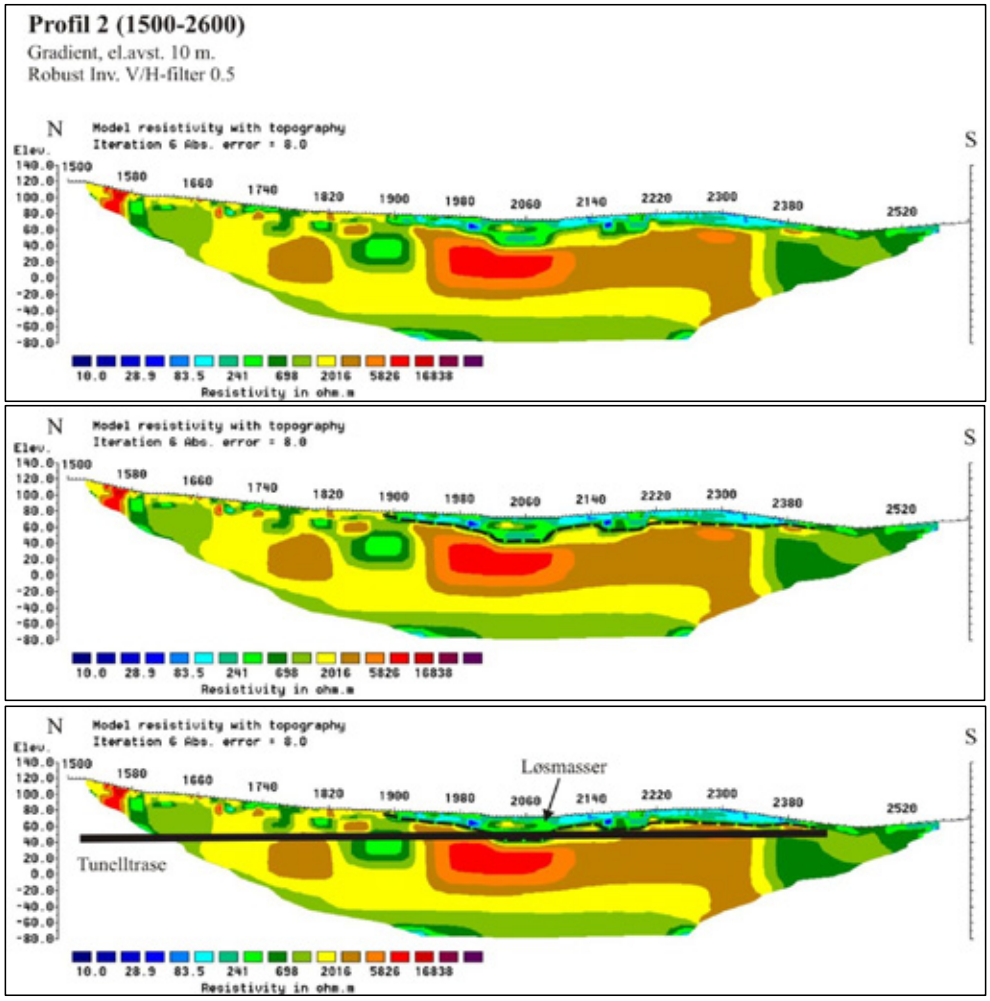
Resistivitetsprofilet indikerer en ca. 50 m bred sone i ytterkant av granitten mot nord. Tunneldrivingen har påvist en 45 meter bred sone med spesielt dårlige forhold også i granittens ytterkant mot nord. Sør for denne sona er det sporadisk dårlig fjell i ytterligere 100 meters lengde. Sør for granitten er det sammenfallende resistivitetsanomali og knusningssone i syenitt mot overgangen til sandsteinen. Det kan ut fra dette se ut som om granitten opprinnelig ble sprukket opp langs ytterkantene og at det oppsprukne partiet senere er blitt utsatt for ytterligere dypforvitring. En markert ca. 100 m bred sone med lav resistivitet sentralt i granitten ser ikke ut til å ha gitt nevneverdige problemer ved tunneldrivingen. Sonen er meget markert og synes reell. Det er uklart om dette kan representere en sone som går parallelt og til siden for tunnelen.



Figur 6: Kartskisse som viser resistivitetsprofil, tunneltrasé, retolkede svakhetssoner, registrerte problemsoner i tunnel (se tekst for beskrivelse) og berggrunnsgeologi (fra NGUs bergrunnsgeologiske database). Senere kartlegging viser at sydlige problemsone fra tunneldrivingen går i en syenitt.

Liten og manglende bergoverdekning

Figur 7 viser reprosesserte data ved sonen med liten og manglende bergoverdekning. Her er det benyttet nyere programversjon, kortere datautsnitt, "Robust inversjon" og et filter som fremhever horisontale strukturer (V/H=0,5, Loke 2014).



Figur 7: Reprosessert resistivitet ved sone med liten og manglende bergoverdekning. Rent profil (øverst), med tolket dyp til berg (midten) og med tunneltrasé (nederst).

Også i dette reprosesserte resistivitetsprofilet vist i Figur 7, oppnås en mye bedre modell-tilpasning enn ved den opprinnelige inverteringen (Abs. Error 8 % mot tidligere 35,5 %). Dette skyldes nok flere av de endringer som ble gjort, ny programversjon, kortere datautsnitt og ikke minst "Robust inversjon" og et filter som favoriserer horisontale strukturer. Resistivitetsbildet blir mye klarere, og det er lett å skille ut et topplag med resistivitet lavere enn 500 Ωm som trolig representerer løsmasser over noe høyere resistivitetsverdier i underliggende berg (1000 Ωm og høyere). Resistivitetsbildet viser klart at tunnelen kan

komme i konflikt med løsmassene, noe som ble bekreftet ved tunneldrivingen (Drageset 2013). Resistivitet er ikke den beste metoden til å bestemme dyp til berg, noe som bl.a. skyldes metodiske svakheter som "suppresjons- og ekvivalensproblematikk" (Reynolds 2011), og tolket dyp til berg her ligger noe lavere enn hva som ble observert i tunnelen (Drageset 2013). Resistivitetsforløpet er imidlertid et klart signal om at her kan løsmassene komme til å nå ned til tunnelnivå. Det er et annet område ca. 120 m lengre mot sør hvor bergoverdekningen også kan være liten.

Heller ikke på det reprosesserte resistivitetsbildet vises anomali på de to påviste svakhetssonene i denne delen av tunnelen, dette til tross for at en av dem var tett på 5 meter bred. Modellering har vist at godt ledende løsmasser kan skjerme for underliggende svakhetssoner (Reiser et al. 2009), og en har sett at for eksempel 20 meter med silt (resistivitet 100 Ωm) er nok til at en ikke kan påvise underliggende svakhetssoner. I dette tilfellet er løsmassetykkelsen ca. 25 meter, men resistiviteten er noe høyere enn 100 Ωm, men svært vekslende. Et annet forhold som svekker muligheten til å påvise svakhetssoner er vinkelen mellom sone og profil. Som vist i figur 8 er denne relativt spiss, og dette bidrar til svekket respons fra svakhetssonen. I slike tilfeller burde det vært målt profiler på tvers av tunneltrasé da dette sikrer mulighetene for påvisning av soner mer eller mindre parallelt med tunnelen (Ganerød et al. 2006).

Figur 8: Kartskisse som viser tunneltrasé, resistivitetsprofil og beliggenhet for løsmassesone over tunnel og på resistivitetsprofil. Svakhetssoner påvist i tunnel ble ikke indikert på resistivitetsprofilet.

DISKUSJON

Ved å sammenholde de opprinnelige resistivitetsdata med erfaringer under tunneldrivingen ser en at metoden har fanget opp en rekke svakhetssoner, langt flere enn ved den geologiske kartleggingen, og at disse under gunstige forhold stemmer meget godt overens med det en finner i tunnelen. Det inntrykk en sitter igjen med er imidlertid at de virkelige utfordringene ved tunnelarbeidene, en meget oppsprukket og vannførende granittsone og en sone med liten eller manglende bergoverbygning, ikke ble avdekt ved den opprinnelige analysen. En må derfor spørre: Hva er årsaken til dette? Svaret ligger etter vår mening på fire forhold: Datainnsamlingen, prosesseringen, geologien og organiseringen.

Datainnsamlingen

NGU foreslo opprinnelig å måle resistivitet over utvalgte deler av tunnelen (3 – 4 km) for ved dette å få et bilde av resistivitetsforholdene og hvor god metoden var for kartlegging av svakhetssoner i de aktuelle bergartene. Jernbaneverket svarte med at de ønsket resistivitets-målinger langs hele tunnelens lengde, totalt ca.14 km. Dette førte til svært store datamengder, og det ble totalt indikert 88 mulige svakhetssoner. Alle påviste svakhetssoner og anomalier på løsmasser fikk derfor ikke den oppmerksomhet som ville vært nødvendig for å avdekke alle mulige problemer. Det må i denne sammenheng sies at det ble indikert tre svakhetssoner i den oppsprukne vannførende granitten, men at bredden av disse sonene ikke ble angitt godt nok. Sonen med liten bergoverdekning viser i ettertid indikasjoner på stor løsmassetykkelse ved den opprinnelige presentasjonen, men dette kom ikke klart nok frem.

Den totale lengden av måleprofilene og til dels stort dyp ned til tunnelen (opp mot 160 m) gjorde at en valgte å benytte en elektrodeavstand på 10 meter. En kunne med dette få en maksimal dybderekkevidde på ca. 130 meter, og en kunne følge svakhetssoner ned mot tunnelnivå. En elektrodeavstand på 5 meter, som var alternativet, kunne sikkert kartlagt enkelte strukturer mer detaljert, spesielt sonen med liten bergoverdekning, men dette har gått på bekostning av dybderekkevidde.

Terrenget i området var stedvis utfordrende, og stedvis gikk profilet gjennom boligstrøk. En forsøkte å følge tunneltraséen, men enkelte steder var dette ikke mulig, og i nordenden av tunnelen gikk resistivitetsprofilet over 200 meter til side for tunnelen. I dette tilfellet stemmer likevel de påviste svakhetssoner godt med det en fant i tunnelen.

Prosesseringen av data

Reprosesseringen av resistivitetsdata fra aktuelle tunnelprosjekt viser at det ikke er likegyldig hvilken metode som benyttes, hvilke valg en gjør for å visualisere data, og mengde data.

Ved å skifte fra "Standard" til "Robust" inversjon har en oppnådd et langt klarere bilde av den oppsprukne vannførende granitten og sonen med manglende bergoverbygning. "Robust" inversjon anbefales ved store og skarpe resistivitetskontraster, og denne metoden gir en klarere definert overgang mellom de forskjellige strukturene. I noen sammenhenger gir "Robust" inversjon former som minner lite om geologiske strukturer, og dette er grunnen til at "Standard" inversjon ofte velges.

Ved det aktuelle prosjektet lå fokus opprinnelig på kartlegging av vertikale svakhetssoner i berg. En valgte derfor å prosessere alle data med et filter som fremhever vertikale strukturer (V/H=2). Dette er uheldig dersom en ønsker å kartlegge horisontale strukturer slik som løsmassetykkelse. Reprosesseringen av data over sonen med liten bergoverbygning viser dette klart, og en har også sett tilsvarende effekt ved resistivitetsmålinger ved forundersøkelser for jernbanetunnelen Oslo – Ski (Saintot et al. 2009).

Ved den opprinnelige prosesseringen valgte en å behandle måledata samlet for lengre deler av profilet. Dette kan føre til at modelltilpasningen ikke blir optimal, og en kan få et mer diffust bilde av strukturer. Reprosesseringen ved granittsonen og løsmassesonen viser mye klarere bilder av strukturene, og en betydelig lavere feil i modelltilpasningen. Hvor mye av denne som skyldes annen inversjonsmetode, annen filtrering eller at det en ser på et kortere profil er ikke undersøkt.

Geologiske forhold

De geologiske forholdene langs tunnelen Holm – Nykirke kan også ha påvirket fokuset, spesielt når det gjelder sonen med liten eller manglende bergoverbygning. Resistiviteten i bergrunnen i dette området med basaltisk lava, sandsteiner og granitt er lav i forhold til hva en finner i andre krystalline bergarter (Elvebakk 2011). Samtidig har det vist seg at løsmassene er meget sammensatte med vekslinger av leire/silt/sand over fastere blokkrike masser som morene. Disse forholdene reduserer kontrasten mellom løsmasser og berg, og dette stiller krav til optimal prosessering. Resistiviteten i og tykkelsen av løsmassene kan bidra til å skjerme for påvising av svakhetssoner i berg.

De påviste sonene i granitten går ikke opp til dagen, og dette har nok påvirket fokuset på disse sonene ved den opprinnelige tolkingen, spesielt når det gjelder sonenes bredde.

Vi har også sett at det stedvis opptrer mange svakhetssoner over korte avstander. Spesielt gjelder dette ved Sjøskogen-entreprisen hvor resistivitetsmålingene indikerte 11 svakhetssoner over 600 meters lengde langs tunnelen. Alle disse ble ikke funnet i tunnelen, men til gjengjeld ble det registrert flere soner som ikke ble påvist ved resistivitetsmålingene. Tette avstander mellom svakhetssonene og relativt stor elektrodeavstand kan være utfordrende med hensyn på individuell påvisning av svakhetssoner.

Godt ledende svakhetssoner som går parallelt med profilretningen kan "stjele" strøm, og derved redusere det generelle resistivitetsnivået. Vi har antydet at dette kan være en årsak til spesielt lavt resistivitetsnivå langs deler av Sjøskogen-entreprisen. Lavere resistivitetsnivå kan gjøre det vanskeligere å påvise svakhetssoner.

Et siste forhold som må nevnes er selvsagt tilstedeværelse av sulfider eller grafitt i bergartene. Disse mineraliseringstypene kan også gi lavere resistivitetsverdier, men de kan påvises ved måling av Indusert Polarisasjon (IP). Det er påvist IP-effekt flere steder langs tunnelen fra Holm til Nykirke, og i NGUs tolkninger av svakhetssoner er det tatt hensyn til dette.

Organisatorisk forhold

Ved oppstarten av prosjektet hadde NGU og Jernbaneverket diskusjoner over telefon, på e-post og ved møte i Tønsberg, og NGU var på befaring for å vurdere mulighetene for å

gjennomføre resistivitetsmålingene. Det ble utelukkende fokusert på svakhetssoner i berg, og løsmassetykkelse ble ikke diskutert. Derfor ble det også fokusert på svakhetssoner ved rapporteringen.

Personellsituasjonen endret seg noe både på NGU og hos Jernbaneverket, og det ble ikke kontinuitet i kommunikasjonen. Andre rådgivere kom inn i prosjektet, og da NGU leverte rapport fra undersøkelsen ble det ikke gjennomført et oppfølgende møte der resultater ble diskutert. Dersom dette hadde blitt gjennomført, ville trolig løsmassetykkelser blitt et tema, og reprosesseringer med fokus på horisontale strukturer ville blitt gjennomført allerede i 2009. Dette hadde selvsagt ikke fjernet løsmassesonen, men nødvendige mer detaljerte boringer ville trolig blitt gjennomført slik at en hadde hatt kontroll med sonen på forhånd og eventuelt gjort tiltak. Mulige konsekvenser av tre markerte svakhetssoner i granitten ville sikkert også blitt diskutert. Oppfølgende møter for å diskutere resultater fra alle geofysiske undersøkelser bør være standard, i alle fall ved store undersøkelser som behandles her.

KONKLUSJON

..eller hva kan vi lære fra dette prosjektet?

Resistivitetsmålingene langs tunnelen fra Holm i Sande til Nykirke i Re kommune har påvist en lang rekke svakhetssoner, flere enn ved de geologiske kartleggingene, og de aller fleste av disse er funnet igjen ved drivingen av tunnelen. Resistivitet er et meget godt supplement til mer tidkrevende refraksjonsseismiske målinger for kartlegging av svakhetssoner i berg men kan også benyttes for kartlegging av løsmassetykkelser.

NGUs foreslåtte tolkingsmodell for karakterisering av svakhetssoner på grunnlag av målt resistivitet i svakhetssone stemmer meget godt for granittsonen med store vannlekkasjer.

Ved dette prosjektet ble det samlet inn svært mye data, og det ble benyttet en elektrodeavstand på 10 meter. Dette førte til at ikke alle problemsoner opprinnelig fikk optimal oppmerksomhet.

De to største utfordrende sonene ved dette tunnelprosjektet, en oppsprukket vannførende granitt og en sone med manglende bergoverbygning, ble ikke fokusert på ved de innledende undersøkelsene. Undersøkelser i ettertid har vist at disse to sonene var synlige i den opprinnelige presentasjonen av data, men at målrettet reprosessering har gjort de enda mer synlige. Hvilken prosessering som benyttes er derfor vesentlig for resultatet.

Prosjektet har vist at det kan være av avgjørende betydning å diskutere resultatene før det skrives endelig rapport, og oppfølgende møter mellom geofysikere og utbygger bør gjennomføres, i alle fall ved større undersøkelser.

TAKK

Forfatterne takker Jernbaneverket og Norges geologiske undersøkelse for tillatelse til å offentliggjøre disse resultatene. Robin Watson og Øystein Nordgulen (begge NGU) takkes for forbedringer av henholdsvis den engelske og norske teksten.

REFERANSER.

ABEM 1999: ABEM Terrameter SAS 4000/SAS 1000. Instruction Manual. ABEM Printed Matter 93101. ABEM, Sverige.

Bøe, R., Lutro, O. og Nordgulen, N. 1999: Geologiske forhold langs jernbanetrasé Holm-Holmestrand-Nykirke. NGU rapport 99.037.

Dahlin, T. 1993: On the Automation of 2D Resistivity Surveying for Engineering and Environmental Applications. Dr. Thesis, Department of Engineering Geology, Lund Institutute of Technology, Lund Univesity. ISBN 91-628-1032-4.

Drageset, L.N. 2013: Jernbanetunnel Holm – Nykirke – "Rørparaplymetoden". Overraskende parti med lite overdekning. Fjellspregningsdagen 2013, foredrag 13.

Elvebakk, H. 2011: Sammenstilling av resistivitet, seismiske hastigheter og naturlig gammastråling i norske bergarter. NGU Rapport 2011.042 (60 s.).

Ganerød, G. V., Rønning, J.S., Dalsegg, E., Elvebakk, H., Holmøy, K., Nilsen, B. and Braathen, A. 2006: Comparison of geophysical methods for sub-surface mapping of faults and fracture zones in a section of the Viggja road tunnel, Norway. Bull Eng Geol Env (2006) 65: 231 – 243). ISSN: 1435-9529 (Paper) 1435-9537 (Online)

Ganerød, G.V., Dalsegg, E. & Rønning, J.S. 2009: 2D resistivitetsmålinger langs den planlagte Holm - Holmestrand – Nykirke jernbanetunnel. NGU Rappoert 2009.068.

Ganerød, G.V. & Dalsegg, E. 2011: Geofysiske målinger ved Holm-Holmestrand jernbanetunnel, Holmestrand, Vestfold fylke. NGU Rapport 2011.005 (17 sider).

JBV 2009: Kapittel 3 "Geologisk Beskrivelse" i V21401_Fagrapport ingeniørgeologi og hydrogeologi, rev. 01

Loke. M.H. 2007: RES2INV ver. 3.56. Geoelectrical Imaging 2D & 3D. Instruction manual. www.geoelectrical.com.

Loke, M.H. 2014: RES2DINV ver. 4.03. Geoelectrical Imaging 2D & 3D. Instruction manual. www.geoelectrical.com.

Reynolds, J.M. 2011: An Introduction to Applied and Environmental Geophysics, 2nd Edition. Wiley-Blackwell.

Reiser, F., Dalsegg, E., Dahlin, T., Ganerød, G. & Rønning, J.S. 2009: Resistivity Modelling of Fracture Zones and Horizontal Layers in Bedrock. NGU Report 2009.070, (120 s.) http://www.ngu.no/no/hm/Publikasjoner/Rapporter/2009.

Rønning, J.S. 2003: Miljø- og samfunnstjenlige tunneler. Sluttrapport delprosjekt A, Forundersøkelser. Statens vegvesen, Publikasjon nr. 102.

Rønning, J.S., Dalsegg, E., Elvebakk, H., Ganerød, G.V. & Heincke, B.H. 2009: 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), p. 1225-1244

Sagen, H.W. & Bergstrøm, T.O. 2013: Experiences with advanced methods applied in the Holm-Nykirke tunnel project. Foredrag på seminaret " Remote Mapping and Warning, Final seminar. NGI 20.11.2013

Saintot, A., Dalsegg, E. & Rønning, J.S. 2011: Resistivity measurements and structural geology along the railroad tunnel transect Oslo - Ski. NGU Report 2011.004 (143pp.).

Solberg, I-L., Hansen, L., Rønning, J. S., Dalsegg, E. 2010: Veileder for bruk av resitivitets-målinger i potensielle kvikkleireområder. Versjon 1.0. NGU. Rapport 2010.048 (93 s).

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK 2015

MODELLERING AV STEINSPRANG – ERFARINGER OG UTFORDRINGER

Rockfall modeling – experiences and challenges

MSc Heidi Hefre, Norges geotekniske institutt (NGI)
PhD Vidar Kveldsvik, Norges geotekniske institutt (NGI)
MSc Kristine Helene Hetland Ekseth, Norges geotekniske institutt (NGI)

SAMMENDRAG
Steinsprangmodellering er et nyttig hjelpemiddel for å studere mulig steinsprangbaner ned fjellsiden, og for å vurdere ulike parametere ved dimensjonering av sikringstiltak mot steinskred. NGI har over lenger tid anvendt modellverktøyene Rockyfor3D av Ecorisq og RocFall av RocScience, og erfaringer med disse modellene er presentert.

Rockyfor3D gir utbredelse av skredblokker i tre dimensjoner, og er nyttig for å studere skredbaner med ulike sannsynligheter. Resultatene brukes som en støtte for å vurdere utløp, rekkevidde og sannsynlighet for skred på ulike steder i kartleggingsområdet. Vår erfaring er at Rockyfor3D er et nyttig hjelpemiddel for faresonekartlegging.

RocFall er et statistisk analyseprogram av steinsprang i to dimensjoner, som brukes for å studere skredbaner mer i detalj langs et bestemt profil. RocFall er særlig nyttig som støtte til dimensjonering av steinspranggjerder eller andre typer barrierer, ved å studere fordelinger av blokkhastigheter, kinetisk energi og spranghøyder.

Det er forskjeller mellom RocFall og Rockyfor3D som gjør at de har ulike bruksområder. Rockyfor3D er å foretrekke for faresonekartlegging, mens RocFall er å foretrekke for mer detaljerte studier av skredbaner og prosjektering av sikringstiltak.

SUMMARY
Rockfall modeling has proven to be a useful tool for studying possible rocfall paths, and to evaluate various parameters when dimensioning safety barriers against rockslides. NGI has for several years applied the programs Rockyfor3D by Ecorisq and RocFall by RocScience, and our experiences with these models are presented.

Rockyfor3D is a simulation model that calculates trajectories of single, individually falling rocks, in three dimensions (3D). The results are used as a support for assessing rockfall paths and reach probabilities at the different locations in the survey area. Our experience is that Rockyfor3D is a useful tool for hazard zone mapping.

RocFall is a statistical analysis program of rock falls in two dimensions (2D), which is used to study rockfall trajectories in greater detail along a defined slope profile. RocFall is particularly useful as a support in the design of rockfall fences or other barriers, for studying

distributions of rockfall velocity, kinetic energy and bounce height and providing statistics at any location along the slope profile.

There are differences between RocFall and Rockyfor3D making them suitable for different applications. Rockyfor3D is preferable for hazard zone mapping, while RocFall is preferable for more detailed studies of rockfall trajectories in 2D and for the design of rockfall barriers.

INNLEDNING

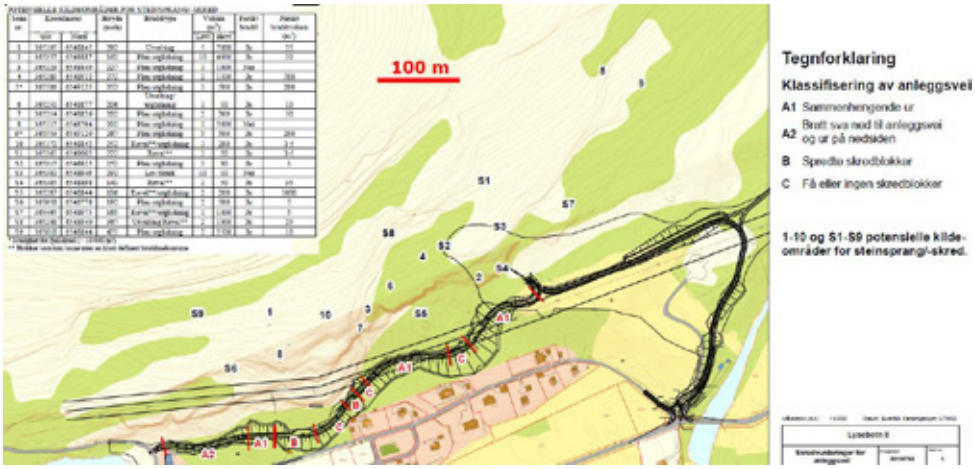
Steinsprangmodeller kan være et nyttig hjelpemiddel, men kan også være en falsk trygghet. Bruk av steinsprangmodeller forutsetter god kjennskap til modellen: om hvordan den skal brukes, og ikke minst i hvilke tilfeller den kan brukes og ikke bør brukes. Modellene har sine styrker og fordeler, men også sine svakheter og begrensninger. Observasjoner i felt er en forutsetning for å kunne bestemme realistiske inngangsparametere til modellene, og for å vurdere resultatene modellene gir. Modellresultater bør alltid brukes i tillegg til, og ikke istedenfor, feltobservasjoner, kunnskap om skred, tidligere skredhendelser og faglig skjønn.

Denne artikkelen presenterer innledningsvis noen nye metoder for feltkartlegging av steinskred/steinsprang som kan være et nyttig supplement til tradisjonell befaring til fots. Deretter presenteres to ulike steinsprangmodeller nærmere med fokus på erfaringer og utfordringer tilknyttet bruk av modellene.

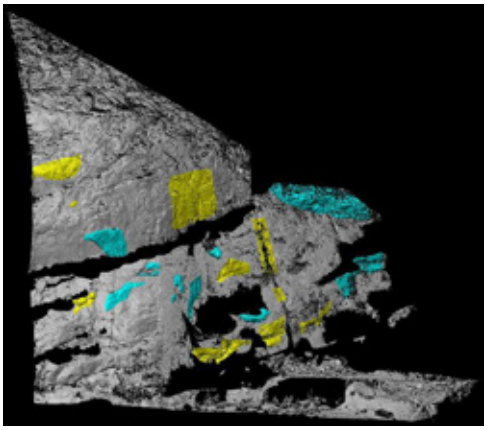
SKREDKARTLEGGING

Vanlig feltkartlegging for steinsprang innebærer kartlegging av geologi, sprekkegeometri, potensielle skredvolumer, stabilitet, tegn til bevegelser, tidligere hendelser, mulige utløsningsmekanismer i potensielle kildeområder, uras beliggenhet, plassering av skredblokker utenfor urfot, størrelse av skredblokker, småskala topografi (stor-skala topografi fås fra kart) og vegetasjonsforhold i potensielle utløpsområder. På grunn av bratt terreng kan det være vanskelig å få kartlagt alle viktige forhold godt nok ved kartlegging til fots. Rappellering ned bratte skråninger vil hjelpe, men er meget tidkrevende og innebærer også en viss risiko for den utførende. Befaring fra helikopter brukes en del når forholdene ligger til rette, og bruk av droner har nå dukket opp som alternativ til helikopter. Befaring fra luften byr på utfordringer med å stedfeste observasjoner og detaljeringsgraden av observasjoner.

De siste årene har bakkebaserte metoder blitt tatt i bruk, som innebærer muligheter til å innhente samme type data som ved kartlegging til fots, samtidig som observasjonene kan stedfestes: LiDAR (skanning), helst kombinert med Gigapixelfoto (*Gigapan*), kan ofte være et meget nyttig supplement til fotbefaring. Skanning og Gigapan utføres i god avstand fra området som skal kartlegges, og trygge og gode områder kan oftest finnes fra kart- og flyfotostudier før feltarbeidet starter. Noen eksempler på resultater fra metodene er vist i Figur 1 - Figur 6.



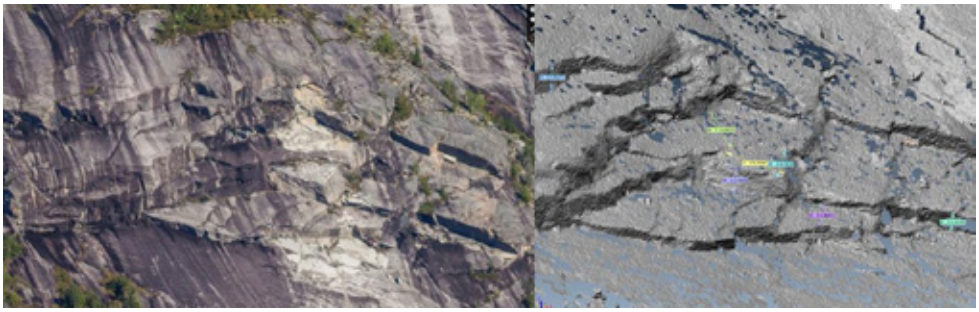
Figur 1. Potensielle kildeområder for steinsprang/-skred stedfestet i ca. 600 m høye fjellside ved Lysebotn, basert på LiDAR-data og Gigapixelfoto. Fra NGI (2013).



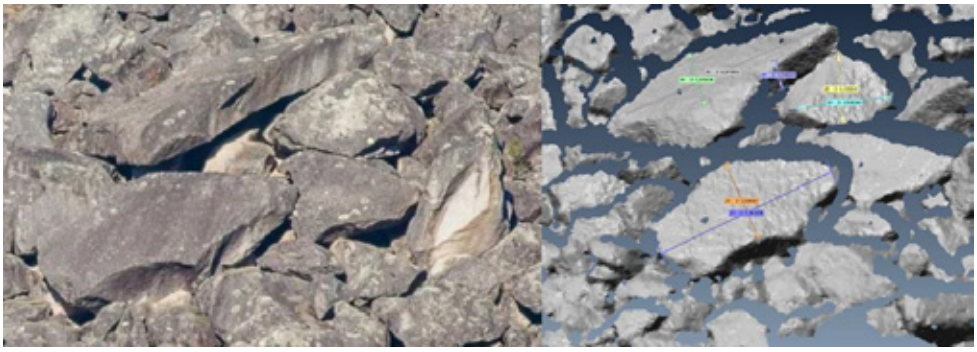
Figur 2. Potensielle kildeområder for steinsprang/-skred i fjellside ved Lysebotn vist i LiDAR-modell og identifisert fra LiDAR-data og Gigapixelfoto.

Figur 3. Potensielle kildeområder for steinsprang/-skred i fjellside ved Lysebotn vist i på Gigapixelfoto og identifisert fra LiDAR-data og Gigapixelfoto.

Figur 4. Potensielle kildeområder for steinsprang/-skred i fjellside ved Lysebotn vist i på Gigapixelfoto og identifisert fra LiDAR-data og Gigapixelfoto. Oversikt til venstre, detaljer til høyre.



Figur 5. Et potensielt kildeområder for steinsprang i ca. 650 m høy fjellside i Salten. Gigapixelfoto til venstre og LiDAR-modell til høyre, med noen målsatte sprekkeflater.



Figur 6. Utsnitt av ura nedenfor ca. 650 m høy fjellside i Salten. Gigapixelfoto til venstre og LiDAR-modell til høyre, med noen målsatte sidekanter for skredblokker.

Faresonekartlegging

Faresonekartlegging er vanlige oppdrag innenfor skredfaget. Slike oppdrag omfatter bestemmelse av faresoner for skred med ulik nominell årlig sannsynlighet, basert på krav til sikkerhet mot skred i Plan- og bygningsloven med tilhørende teknisk forskrift TEK 10:

- Faresone for utbredelse av skred med årlig sannsynlighet 1/100.
- Faresone for utbredelse av skred med årlig sannsynlighet 1/1000.
- Faresone for utbredelse av skred med årlig sannsynlighet 1/5000.

Faresonene representer den samlede sannsynlighet for alle de aktuelle skredtypene. Oftest vil det være én skredtype som er dominerende og bestemmende for faresonens utbredelse. Unntaksvis vil flere skredtyper ha omtrent samme utbredelse, og slike tilfeller må den samlede sannsynlighet for de relevante skredtyper summeres og legges til grunn for fastsettelsen av faresonen. For å vurdere utbredelsen av skred med ulike returperioder benyttes flere datakilder og metoder. Faresonene tegnes på bakgrunn av observasjoner fra feltkartlegging, kartstudier, opplysninger om tidligere skredhendelser og faglig skjønn. Beregningsmodeller kan være et nyttig supplement for vurdering av faresoner.

ULIKE STEINSPRANGMODELLER
Det finnes mange modeller for simulering av steinsprang. Under er det listet de modeller som brukes, har vært brukt tidligere eller har vært testet på NGI.

- RocFall
- Rockyfor3D
- RAMMS Rockfall
- GeoRock 2D og 3D
- BS-modellen

De to første modellene i listen over brukes i dag på NGI, og har blitt brukt over lengre tid. Vi har derfor en del erfaring med disse to programmene, og disse er nærmere beskrevet i denne artikkelen. De tre siste modellene på listen over er ikke i bruk til vanlig. RAMMS Rockfall er et forholdsvis nytt program, og er foreløpig kun testet. Det er et mål å teste modellen ytterligere for å ta i bruk modellen. GeoRock har også vært testet, men 2D-modellen ble ikke funnet å ha noen fordeler fremfor RocFall og 3D-modellen ble vurdert å være tungvidt da den ikke er integrert mot ArcGIS. Programmet ble derfor ikke vurdert ytterligere. Den siste modellen er en enkel 2D utløpsmodell utviklet ved NGI basert på Bondsak-Schieldrups likninger som er implementert i ArcGIS. Den er ikke i bruk lenger.

3D-MODELLEN ROCKYFOR3D AV ECORISQ
På NGI har vi flere års erfaring med bruk av steinsprangmodellen Rockyfor3D i prosjekter hvor vi utfører faresonekartlegging. Denne modellen gir 3D-utbredelse av blokker, og er nyttig for å studere skredbaner med ulike sannsynligheter. Resultatene brukes gjerne som en støtte for våre vurderinger av utløp, rekkevidde og sannsynlighet for skred på de ulike stedene i kartleggingsområdet, og dermed utbredelse av faresoner.

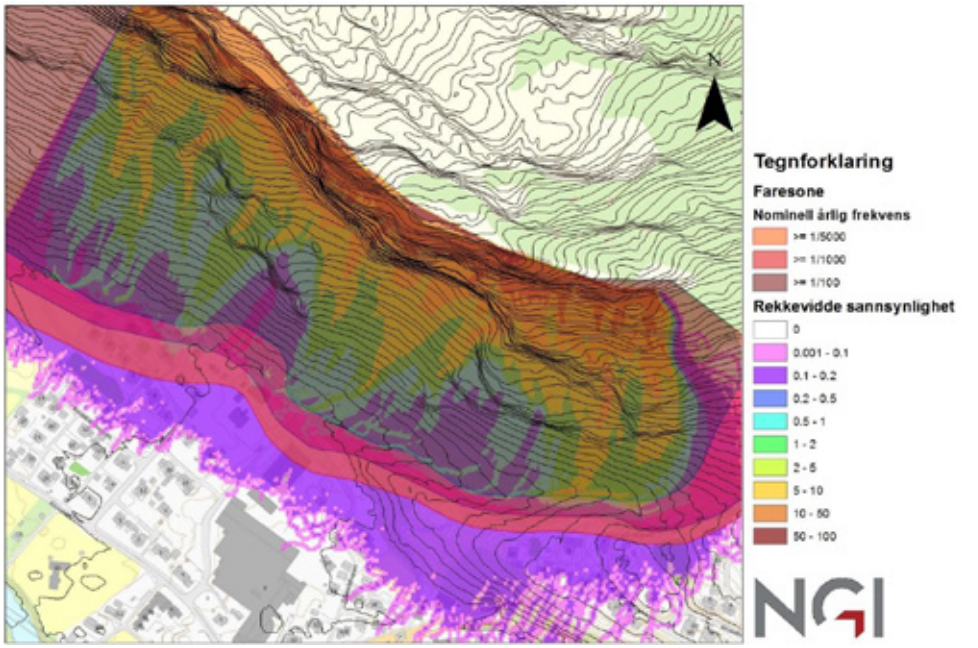
Rockyfor3D simulerer enkeltblokkers bevegelse i tre dimensjoner ved å kombinere fysiske, deterministiske algoritmer med stokastiske tilnærminger (Dorren L.K.A., 2012). Vegetasjon og sikringstiltak kan inkluderes i modellen. Algoritmene er implementert i programmet MATLAB. Ved NGI er modellen delvis integrert i NGIs ArcGIS arbeidsflyt, og all tilrettelegging av inngangsdata samt vurdering av resultater gjøres i ArcGIS.

Modellen har den fordelen at den har "observerbare" inngangsparametere. Med "observerbare" mener vi at parameterne kan bestemmes ut fra feltarbeid og observasjoner av terrengforhold. På denne måten blir det lettere og mer intuitivt å vite om man har realistiske inngangsparametere i modellen. Parametere som må inkluderes i modellen er kort beskrevet under:

- Løsneområde
    - Løsneområdet for steinsprang defineres som en eller flere polygon i terrengmodellen. Form og mål (lengde x bredde x høyde) på blokker må defineres for hvert løsneområde.
- Bakketype
    - Det er seks forskjellige forhåndsdefinerte bakketyper som kan velges, med ulike overflatekvaliteter. Bakketypen gir elastisiteten til overflatematerialet og er direkte knyttet til verdier for normalrestitusjon av modellen. Eksempler på bakketyper er "ur", "bart fjell" og "fjell med tynt løsmassedekke". For hver bakketype defineres et polygon.
- Overflateruhet
    - Terrengets ruhet. Denne "ruheten" representeres av "obstacle height" som i en ur vil være høyden på skredblokkene (i meter) over terrengoverflaten i 70 %, 20 % og 10 % av det definerte bakketype-polygonet. Overflateruheten brukes til å beregne tangentiell restitusjonskoeffisient, og denne parameteren bestemmer derfor energitap under støt med overflaten.
- Skog
    - Det er mulig å legge inn skog. Som inngangsdata kreves stammediameter ca. 1,5 m over bakken (gjennomsnitt og standardavvik), antall trær per hektar (100 m x 100 m) og andel bartrær i prosent.
- Sikringstiltak / barriere
    - Det er mulig å legge inn sikringstiltak. Dette gjøres ved å definere en linje med gitt energi [kJ] og høyde [m]. Ved å legge i *0* for energi og høyde vil programmet samle inn data langs linjen, uten effekt av barrieren i simuleringen.

For å kjøre modellen må man ha en terrengmodell (DTM), gjerne med 2 eller 5 m cellestørrelse. Videre settes antall simuleringer per celle, og dette angir antall steinsprangblokker som simuleres fra hver celle i løsneområdet. Man kan også variere blokkvolumet som løsner med opptil 50 %, og dette er nyttig for å få en større variasjon i utløp og rekkevidder.

Ved å kjøre samme volumfordeling på steinsprangene i de ulike løsneområdene har en mulighet til å sammenligne betydningen av de topografiske forskjellene i ulike potensielle skredbaner, og vurdere observerte utløp. Modellresultatet gir relativ sannsynlighet for blokkutbredelse, og viser hvordan terrenget bremser opp, sprer og styrer blokkene. Figur 7 viser resultatet av en Rockyfor3D-kjøring som relativ sannsynlighet utløp sammen med vurderte faresoner. Vi ser hvordan terrenget påvirker blokkenes utløp, ved at rygger sprer blokkene og forsenkninger samler blokkene. De mer sannsynlige skredbanene kommer derfor godt fram i modellresultatene. Urealistiske skredbaner vil forekomme i modellen og bør alltid vurderes i hvert enkelt tilfelle: Eksempel her er vesentlig lengre utløp i modellen enn det som er vurdert i felt. Erfaringen med Rockyfor3D tilsier at skredutløpene med lavest sannsynlighet kan være urealistiske, og kan vurderes å filtreres bort i resultatvisningen. Et studie viser at valgt blokkform påvirker utløp, og at kuleformet blokk gir kortest utløp sammenlignet med de andre blokkformene i modellen (Vo, 2015). Et annet forhold man bør være oppmerksom på er at modellen muligens overdriver hvordan mindre forsenkninger i terrenget styrer skredbaner. Resultater fra Rockyfor3D viser ofte at blokkutbredelsen er "tungeformet" ved at den er sterkt konsentrert i forsenkninger (også synlig i Figur 7). Dette er naturlig i markerte nedskjæringer i terrenget, men kan i modellen også være svært markert i terreng hvor forsenkningene er små. Modellresultatene kan ikke brukes direkte for faresonekartlegging, men er et hjelpemiddel for å skjelne mellom utløpsområder med ulike sannsynligheter for å treffes av skredblokker.



Figur 7. Resultater fra Rockyfor3D er vist som relativ sannsynlighet for utløp av skredblokker sammen med vurderte faresoner.

Rockyfor3D gir brukeren mulighet til å legge inn barrierer i form av linjer for å vurdere effekt av sikringstiltak. Barrieren kan også brukes for å samle inn data langs linjen, og modellen gir da ut energi, hastighet og spranghøyder for alle blokker som passerer barrieren, både median-verdier og 90-, 95- og 98-persentiler. Det anbefales ikke å bruke Rockyfor3D for dimensjonering av sikringstiltak, da det ikke er noen enkel måte å filtrere ut de resultatene som ikke ønskes inkludert i dimensjoneringsgrunnlaget. I en Rockyfor3D-kjøring vil et betydelig antall blokker nå lenger enn den vurderte 1/1000-faresonen, og dersom disse inkluderes i dimensjoneringsgrunnlaget vil man ha sikret mot skred med langt lavere årlig sannsynlighet enn 1/1000.

2D-MODELLEN ROCFALL AV ROCSCIENCE

RocFall er et statistisk analyseprogram av steinsprang i to dimensjoner (2D). Programmet brukes mye, også ved NGI, for å studere skredbaner langs et forhåndsbestemt profil. RocFall blir også brukt som støtte til dimensjonering av steinspranggjerder eller andre typer barrierer, ved å studere fordelinger av blokkhastigheter, kinetisk energi og spranghøyder. Dermed fås et grunnlag til å dimensjonere sikringen (energiabsorpsjonskapasitet og høyde) og best mulig plassering av sikringen.

I RocFall beregninger sendes typisk ut 1000 blokker fra fjellsiden og enkeltsprangene kan så studeres og statistiske parametere for steinsprangene kan hentes ut. Programmet gir distribusjoner for blant annet hastighet, energi og spranghøyde for hvert punkt i profilet. Programmet har tradisjonelt vært basert på "lumped mass"-modellen, hvilket betyr at all masse er samlet i ett punkt og at steinsprangblokkene dermed verken har form eller størrelse,

kun masse. Oppnådd rekkevidde og hastighet er i denne modellen uavhengig av masse. Det ble sluppet en ny versjon av programmet i 2014, *RocFall 5.0*, som inkluderer "rigid body"-analysemodell, og som nå tillater brukeren å velge mellom de to modellene. "Rigid body"-modellen skiller seg fra "lumped mass" ved at modellen tar hensyn til blokkform og blokkvolum, og tillater brukeren å velge mellom en rekke forskjellige blokkformer (RocScience, 2015a).

RocFall har begrensninger og usikkerheter, og én usikkerhet er inngangsdata som ikke lar seg måle/estimere direkte ved feltarbeid. Resultatene brukes ikke direkte som grunnlag for dimensjonering av sikring, men er et supplement til våre vurderinger. Gjennom vårt arbeid med RocFall har vi gjort oss noen erfaringer med bruk av programmet som er listet opp under:

- "Lumped mass"-modellen har vært mest brukt på NGI, og denne modellen vil tjene formålet i de fleste tilfeller. Den relativ nye "Rigid body"-modellen antas først og fremst å være nyttig til å vurdere effekten av ulike blokkformer og størrelser, da "lumped mass"-modellen ikke inkluderer dette.
- Som oftest sendes 1000 blokker fra løsneområdet, som plasseres på det høyeste punktet i vurdert potensielt løsneområde. Høyde på løsneområdet har stor betydning for beregnede utløpsrekkevidder og energier i modellen, så det bør vektlegges under feltarbeidet å bestemme hvor høyt opp i fjellsiden potensielle løsneområder ligger.
- Inngangsparametere til en RocFall beregning bør kalibreres etter observasjoner av tidligere steinsprang. Derfor er det viktig å registrere uras beliggenhet og registrere utløp til skredblokker som har passert urfoten. Restitusjonskoeffisientene (normal og tangentiell) kan justeres noe dersom det gir mer realistiske resultater, men standardverdier for restitusjonskoeffisienter som ligger inne i modellen for ulike materialtyper synes å være representative i de fleste tilfeller.
- Typisk for RocFall (med standard inngangsdata) er at alle blokkene stopper omtrent samme sted. En mer realistisk fordeling av skredblokker, oppnås ved å endre inngangsdata og sannsynlighetsfordelinger knyttet til disse (i alt syv å velge mellom).
- Når modellen brukes for dimensjonering av sikringstiltak forsøkes det å tilpasse modellen slik at blokkene stopper i området rundt faresonegrensen. Dette vil gi et mest mulig riktig dimensjoneringsgrunnlag.
- 95-persentilet er ofte brukt som utgangspunkt for dimensjonerende hastigheter og spranghøyder fra RocFall. Dette er nært maksimalverdien for de 1000 modellerte steinsprangene, og kan betraktes som et konservativt estimat.
- Normalrestitusjonskoeffisienten anbefales skalert etter hastighet, hvilket betyr at det tillates deformasjoner av blokken ved høye hastigheter (RocScience, 2003). Vår erfaring er at dette gir mer realistiske sprang og utløpslengder, særlig ved høye hastigheter. Ved høy hastighet kan det forventes plastisk deformasjon, ved at blokka pløyer seg ned i myke underlag eller knuses på harde underlag, og da bør normalrestitusjonskoeffisienten ha en lavere verdi, hvilket oppnås ved hastighetsskaleringen.
- Det er vanskelig å bestemme verdier for normal- og tangentiell restitusjonskoeffisientene (Rn og Rt) for ulike typer underlag. Rn og Rt er viktige parametere å ta stilling til, da de påvirker hastigheter og spranghøyder i stor grad. Det

tilstrebes å forenkle terrengforholdene til å kunne beskrives ut fra tre materialtyper i modellen: «Hardt fjell», «ur» og «jord». Disse materialtypene er de mest typiske i et steinsprangprofil og deres restitusjonskoeffisienter er mest kjent (det finnes et større datagrunnlag for disse parameterne som man kan slå opp) (RocScience, 2015b). Det tas utgangspunkt i standardverdier fra programmet, og disse kan så eventuelt justeres etter registrerte utløpsrekkevidder for området.

- For å ta høyde for usikkerheter i Rn og Rt –verdier anbefales det å gi parameterne et standardavvik som er stort nok til at laveste og høyeste antatte verdi inkluderes i distribusjonen (Warren, 1998). Det er viktig å variere alle parameterne med bruk av en fordeling, ellers vil alle 1000 blokker følge nøyaktig samme bane og oppnå nøyaktig samme rekkevidde, hastighet, sprang osv.
- Friksjonsvinkelen påvirker hvor blokkene stopper og må ses i sammenheng med skråningshelningen på ethvert sted. Programmet bruker friksjonsvinkelen når blokken beveger seg langs bakken, og sammenligner den med helningsvinkelen til linjesegmentet for å bestemme om hastigheten øker eller avtar. Dersom terrenghelningen til linjesegmentet er større enn friksjonsvinkelen vil blokkhastigheten øke, hvis det er motsatt vil hastigheten reduseres og blokken vil fort stoppe (Warren, 1998). Om blokkene når for kort eller for langt sammenlignet med feltobservasjoner kan friksjonsvinkelen endres.
- Med standarsparametere for friksjonsvinkelen vil alle blokkene stoppe i omtrentlig samme området, der hvor terrenghelningen blir mindre enn friksjonsvinkelen. For å unngå dette kan man øke friksjonsvinkelens standardavvik. Man kan også eksperimentere med å gi friksjonsvinkelen andre fordelinger enn normalfordeling, eksempelvis kan en eksponentialfordeling beskrive hvordan rekkevidden av steinsprang avtar ut fra fjellsiden. På denne måten kan man oppnå mer realistiske fordelinger av rekkevidde, likt det man forventer eller observerer i naturen. Dette krever god kjennskap til modellen og til virkeligheten. Friksjonsvinkelen er også grunnen til at blokker sjeldent ruller ut på flatene i RocFall. Dersom man vil oppnå rekkevidder ut på flate områder må friksjonsvinkelen settes nært 0°.

Modellen er også sensitiv til små forhøyninger i terrenget som medfører en «oppoverbakke» for linjesegmentet. Man må være oppmerksom på at små endringer i helning på enkelte linjesegment kan ha stor betydning for rekkevidden. Dette blir særlig aktuelt når profiler i RocFall lages fra detaljerte terrengmodeller med 1 eller 2 m oppløsning. Man bør derfor vurdere å glatte ut småskala unduleringer i profilet dersom man mener det ikke er representativt for området man modellerer for, og gir urealistisk korte utløp. Dette representerer kun et mulig problem i den slakeste delen av profilet, i området hvor blokkene kan stoppe.

EKSEMPLER PÅ BRUK AV ROCFALL

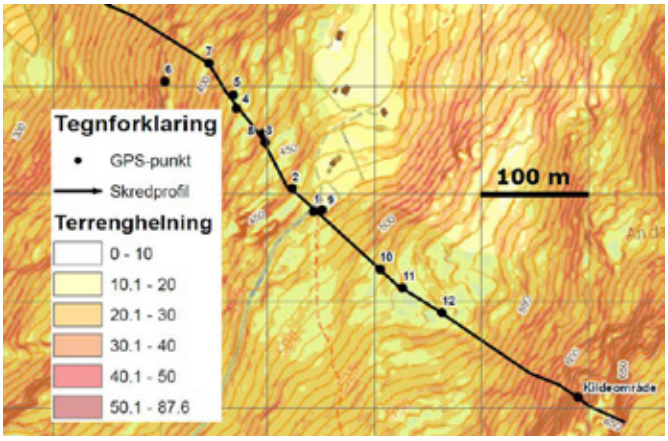
Tilbakeregning av steinskred

I januar 2015 gikk det et steinskred i Aurland med utløp 150 m forbi grensen til aktsomhets-området for steinsprang. Utløpet kan dermed beskrives som overraskende langt, og ødeleggelsene i utløpet var betydelige i form av knekte trær hvorav mange var blitt feid avgårde av steinskredet. Den største skredblokken på 360 m^3 (Figur 8), som utgjør hoveddelen av skredmassen, stoppet 400 m nedenfor utløsningsområdet (Figur 9 og Figur 10).

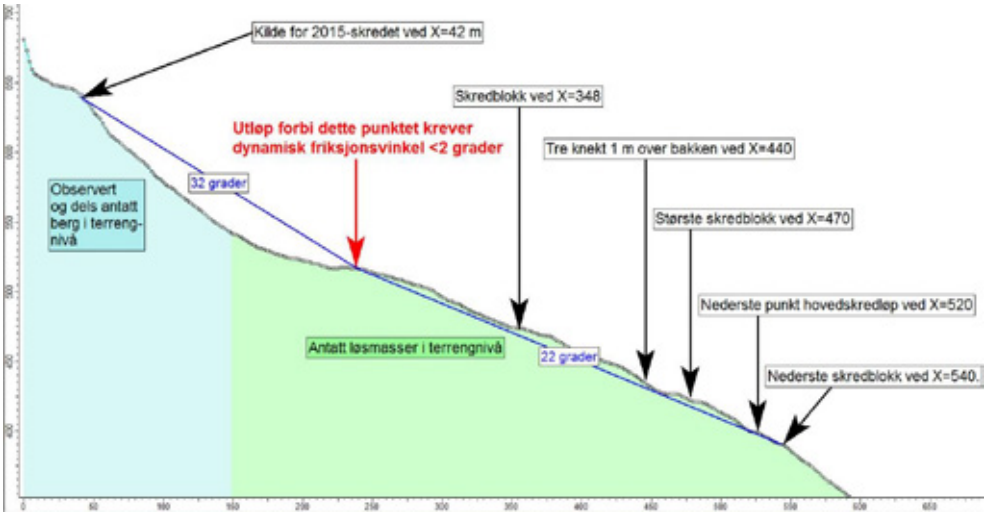
Rett nedenfor foten av fjellskråningen (fyllitt) som var utløsningsområde er det et 90 m langt parti som varierer mellom slak helning til helt horisontalt. Det var overraskende at steinskredet gikk forbi dette partiet, og mange skredblokker stoppet da også her. RocFall ble brukt for å finne hvor lav den dynamiske friksjonsvinkelen må ha vært for den største skredblokken for at den skulle klare å komme seg forbi. Resultatet er at den må ha vært mindre enn 2° (Figur 10), hvilket er lavt. Observasjoner i skredløpet viser at den for det meste har sklidd, men med noen sprang innimellom. Det lange utløpet / den lave dynamiske friksjonsvinkelen skyldes at den flate skredblokken med sidekanter på henholdsvis 12 m, 10 m og 3 m, har sklidd som et akebrett på et underlag bestående av oppbløtt jord og snø. Der den stoppet på et parti med slakere helning enn skråningen rett ovenfor, pløyde den seg ned i løsmassene.

Et spørsmål som kan stilles angående det lange utløpet er hvor ofte slikt kan skje? Sammenfall av flere omstendigheter er nødvendig for å oppnå så langt utløp, og vi antar at sannsynligheten for dette sammenfallet av omstendigheter er meget lav. Vi estimerer en returperiode på mer enn tusen år.

Figur 8. Steinskred i Aurland januar 2015. Øvre del av skredløpet ses til venstre. Den største skredblokken på 360 m³ ses til høyre.



Figur 9. Skredløp fra steinskred i Aurland januar 2015. Den største blokken på 360 m³ stoppet ved GPS-punkt 4.

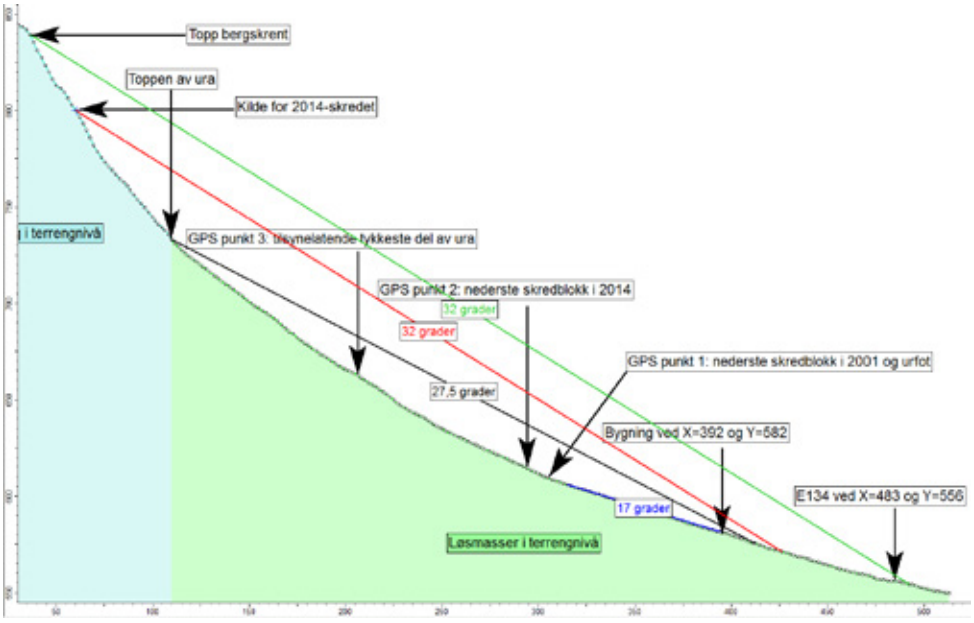


Figur 10. RocFall profil langs skredløp fra steinskred i Aurland januar 2015.

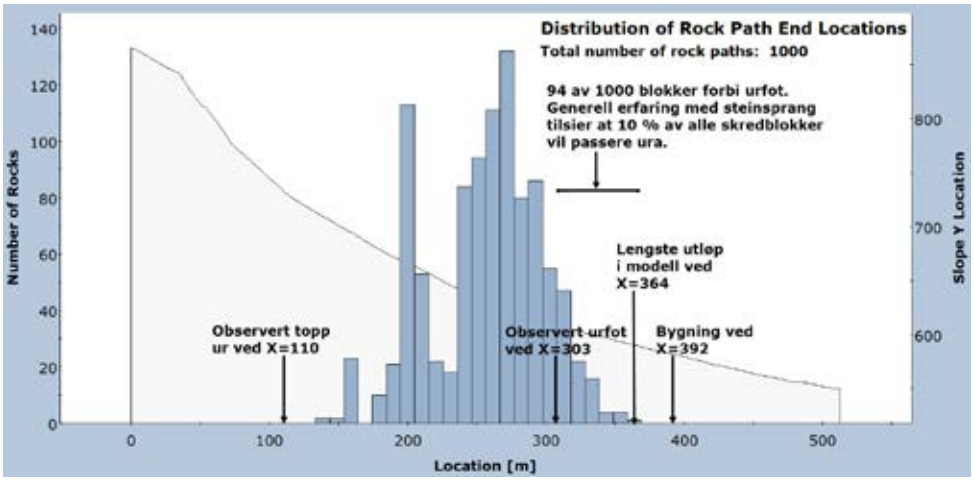
Bestemmelse av faresone ved tilpasning til virkelig fordeling av skredblokker
I 2001 og 2014 gikk det steinskred i Vinje, Telemark (Figur 11), med maksimalt utløpt til ca. 100 m ovenfor bebyggelse. Det er også tidligere i historisk tid blitt registrert steinsprang/-skred i området, og feltarbeidet viste at det er fare for nye steinsprang fra fjellsiden. NGI vurderte om bebyggelsen ligger innenfor eller utenfor faresonen med nominell årlig sannsynlighet større eller lik 1/1000. Både empiriske metoder og RockFall ble brukt til å vurdere faresonens utstrekning. Ulike empiriske metoder viser alle at maksimalt utløp av skredblokker er noe forbi eller til bebyggelsen, og Domaas (1994) viser at faresonen med nominell årlig sannsynlighet større eller lik 1/1000 stopper ca. 20 m ovenfor bebyggelsen.

Inngangsdata i RockFall-modellen (Figur 12) ble variert med hensyn til dynamiske friksjonsvinkler og sannsynlighetsfordelinger til det ble oppnådd fordeling av 1000 skredblokker lignende det som ble observert i felt (Figur 13). Det inkluderte også at ca. 10 % av skredblokkene passerte urfoten, da erfaringer med steinsprang tilsier at ca. 10 % av alle skredblokker gjøre nettopp dét. Som vist i Figur 13 er lengste utløp i modellen til 18 m ovenfor bebyggelsen. Konklusjonen fra RocFall-modellen sammen med de empiriske metodene, er at faresonen med nominell årlig sannsynlighet strekker seg nedover skråningen til noen meter ovenfor bebyggelsen.

Figur 11. Utløsningsområde for steinskred i Vinje, Telemark.



Figur 12. Profil som går gjennom kildeområdet for 2014-steinspranget i Vinje, Telemark, og vinkelrett på høydekurvene. Noen eksempler på energilinjer er vist: sort, rød og grønn linje. Blå linje viser gjennomsnittlige terrenghelning fra bygning og ca. 80 m oppover skråningen.

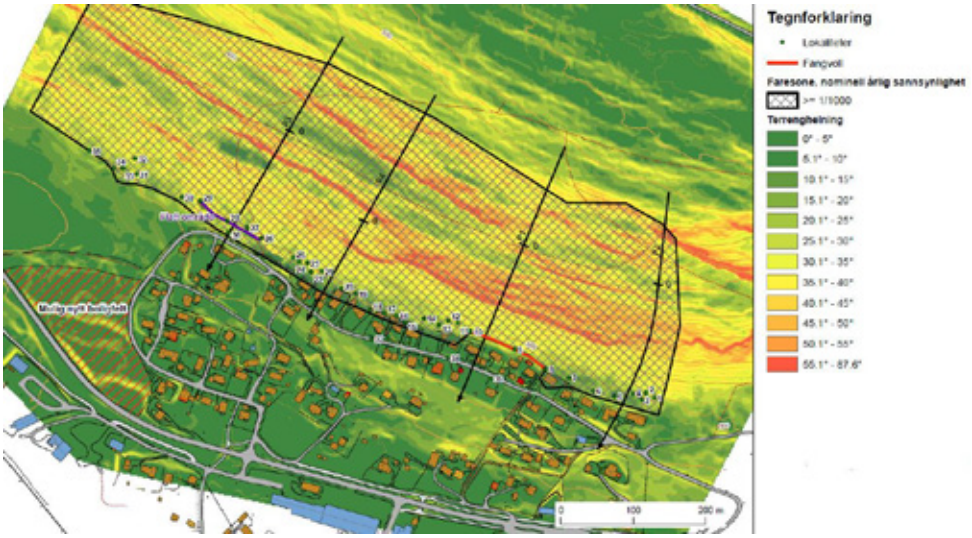


Figur 13. Utløp av 1000 skredblokker i profilet som er vist i Figur 12.

Bestemmelse av faresone ved tilpasning til kjent faresone i ett profil

I forbindelse med eksisterende og mulig nye boliger i Sør-Fron, vurderte NGI i 2014 faresone med nominell årlig sannsynlighet større eller lik 1/1000. Det forelå allerede en faresonevurdering fra 2005, og NGI vurderte eventuelle justeringer av denne basert på RocFall modellering. Som utgangspunkt ble faresonens utstrekning bestemt i ett profil (P1 i Figur 14).

I P1 ble inngangsdata justert til utløp ca. 30 m forbi urfoten ble oppnådd, og dette ble vurdert til å være et fornuftig utløp av skredblokker med nominell årlig sannsynlighet på 1/1000 basert på erfaringer. Forholdene i skråningen ovenfor boligfeltet er nokså like med hensyn til hvor steinsprang kan skje (hvor som helst) og underlag og vegetasjon nedenfor de potensielle utløsningsområdene. Terrenghelningen og avstanden mellom og bygninger og potensielle utløsningsområder varierer imidlertid noe langs boligfeltet (Figur 14). Det ble derfor valgt ut tre profiler i tillegg til P1 som ble vurdert til å være typisk for delområder langs boligfeltet. I disse tre profilene ble samme inngangsdata som for P1 valgt i RocFall-modellene, og faresonen ble bestemt ut fra maksimalt utløp i de ulike modellene. Sammenlignet med faresonen fra 2005 ble resultatet at noen bygninger som lå innenfor 2005-faresonen, nå ligger utenfor faresonen.



Figur 14. Terrenghelning, faresone og plassering av profiler ved boligfelt i Sør-Fron.

OPPSUMMERING OG KONKLUSJON

Det er forskjeller mellom RocFall og Rockyfor3D som gjør at de har forskjellige bruksområder. RocFall er en 2D-modell hvor sprangbaner ned et profil kan studeres mer i detalj. Det er også en statistisk modell som lar deg studere fordelinger for alle parametere og velge ut dimensjoneringsverdier etter nærmere vurdering av resultatet. Rockyfor3D har ikke disse mulighetene og gir deg kun enkeltverdier for ulike persentiler. I tillegg er det vanskelig å tilpasse modellen til et utløp med en gitt sannsynlighet, hvilket gjør modellresultatene lite egnet til å vurdere dimensjoneringsverdier for sikringstiltak. Rockyfor3D er derimot nyttig for å studere utbredelse av steinsprang over et større område, og for å vurdere mer sannsynlige mot mindre sannsynlige utløpsbaner for steinsprang. Rockyfor3D er derfor å foretrekke for faresonekartlegging, mens RocFall er å foretrekke for mer detaljerte studier av skredbaner og prosjektering av sikringstiltak.

REFERANSER

Domaas, U. (1994). Geometriske metoder for å beregne rekkevidden til steinsprang. Norges Geotekniske Institutt, rapport 585910-1.

Dorren L.K.A., 2012. Rockyfor3D (v5.1) revealed – Transparent description of the complete 3D rockfall model. ecorisQ paper. URL [www.ecorisq.org] : 31p.

NGI, 2013. Lysebotn II. Skredvurderinger for anleggsvei og tippområdet. NGI-dokument 20130766-02-R datert 2013-11-01.

RocScience, 2015a. Online help – RocFall. URL [https://www.rocscience.com/help/rocfall/webhelp/RocFall.htm]

RocScience, 2015b. Coefficient of restitution table. URL [https://www.rocscience.com/help/rocfall/webhelp/baggage/rn_rt_table.htm]

RocScience, 2003. RocFall - Advanced tutorial. Article prepared for RocNews Fall 2003.

Vo, D. T., 2015. RAMMS: Rockfall versus Rockyfor3D in rockfall trajectory simulations at the community of Vik, Norway. Master thesis, Department of Geosciences, University of Oslo. 22.05.2015. 53p.

Warren D. S., 1998. RocFall: A tool for probabilistic analysis, design of remedial measures and prediction of rockfalls. Master thesis, University of Toronto. URL [https://www.rocscience.com/documents/pdfs/uploads/7756.pdf]

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2015

Grete Tvedt, Statens vegvesen
Leder av Norsk Geoteknisk Forening

LEDERENS 10 MINUTTER

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPREGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2015

SKADEFOREBYGGING – PROSJEKTERING OG UTFØRELSE AV TETT SPUNT

Damage prevention - Engineering and execution of tight sheet walls

Ing. Willem Robert de Bruin, Geovita AS
tidligere prosjektleder for Nordenfjeldske Spunt og Peleservice AS

SAMMENDRAG

Eurokode 7 fra 2004 og Eurokode NS-EN 12063 fra 1999 stiller krav til prosjektering, tegning, beskrivelse og utførelse av tetting av spunt. I 1992 ble det i Nederland utviklet en beregningsmodell for å kunne beregne eller kontrollere tettheten av spunt. I 1998 ble det igangsatt undersøkelse for å kartlegge reduksjon av motstandsmoment for spunt i Nederland, blant annet ved bruk av tettemidler i låsene. Ulike leverandører av tettemidler har kartlagt sine produkter ved hjelp av den såkalte inverse skjøtmotstand ρ. Samtidig har det vært flere henvendelser med vanntetting ved ulike byggegroper i Norge. En oppdatering av gjeldende prosesser om spunttetting er foreslått ved revisjon av Statens Vegvesens Prosesskode R762 fra 2012. Foredraget inneholder et forslag til metodikk for å kunne dimensjonere, beskrive, tegne og utføre spunt med tettemiddel i henhold til dagens krav, retningslinjer og henvisninger.

SUMMARY

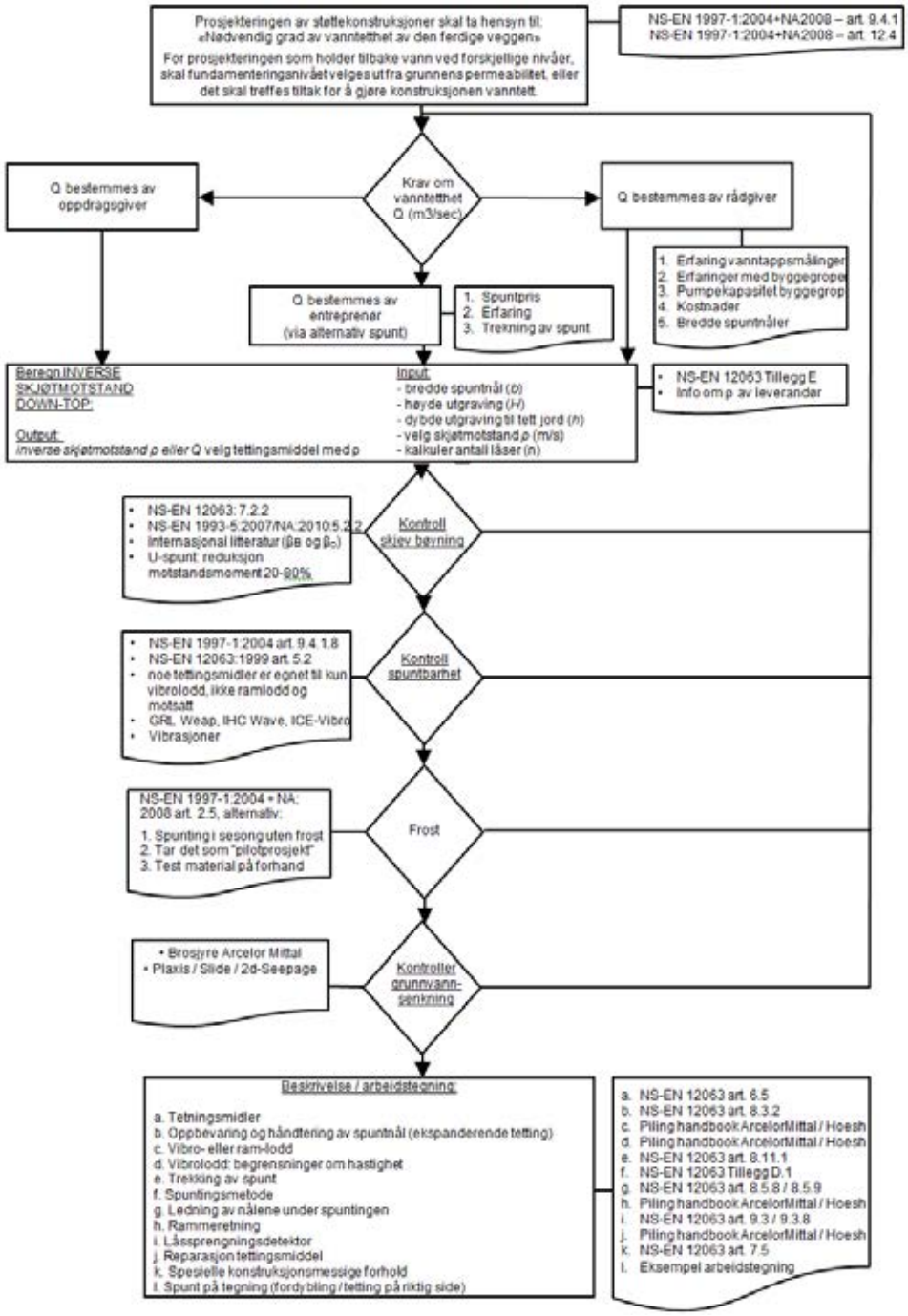
The Eurocode 7 dated 2004 and Eurocode NS-EN 12063 dated 1999 contain technical requirements on engineering, contractual description and execution of sealing for steel sheet piles. In 1992 a geotechnical model was developed in the Netherlands in order to enable the designer to make a rational assessment of the rate of seepage for a specific case. In 1998 there was executed research in the Netherlands on oblique bending with steel sheet walls, also with treaded interlocks. Several suppliers of interlock filling materials offer technical information on seepage resistance with the inverse interlock resistance ρ. At the same time a number of situations with water tightening of building excavation sites in Norway have occurred. An update of the necessary processes is suggested with the revision of Handbook R762 from the Norwegian Public Roads Administration dated 2012. This paper describes a guideline to enable the designer to engineer, contractually formulate, draw and execute sealed steel sheet piles according to actual requirements, recommendations and guidelines.

INNLEDNING

Skader som kan tilbakeføres til grunn- og fundamenteringsarbeider innenfor bygg-, anleggs- og eiendomsbransjen er ofte relatert til grunnvann. Byggegroper og spuntkonstruksjoner som ikke er tette eller tette nok er en del av årsaken. Tetting av spunt er en prosess hvor prosjektering og utførelse henger nøye sammen.

1 PROSJEKTERINGSREKKEFØLGE

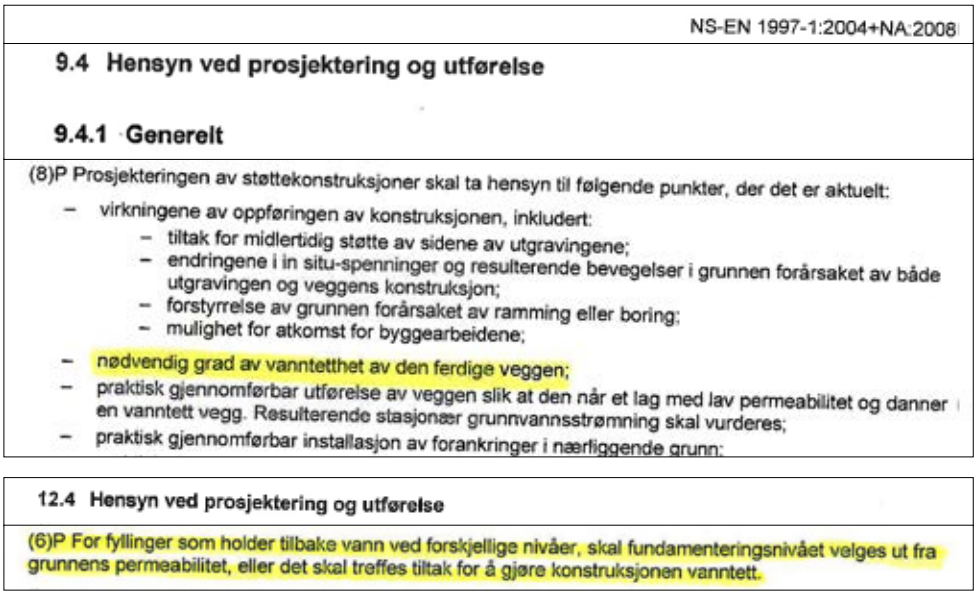
Det finnes mye informasjon om tetting av spunt, og prosessen for å komme til en økonomisk og teknisk ansvarlig løsning er kompleks. Man kan fordele prosjekteringen i neste rekkefølge:



Figur 1: Flytdiagram for dimensjonering, beskrivelse og utførelse av tetting av spunt.

1.2 KRAV OM VANTETTHET

Ved prosjektering av tett spunt bør det tas hensyn til krav om nødvendig grad av vanntetting. Krav er blant annet definert i Eurokode 7 NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 art. 9.4.1(8) og 12.4, se figur 2 og 3;



NS-EN 1997-1:2004+NA:2008

9.4 Hensyn ved prosjektering og utførelse

9.4.1 Generelt

(8)P Prosjekteringen av støttekonstruksjoner skal ta hensyn til følgende punkter, der det er aktuelt:

- virkningene av oppføringen av konstruksjonen, inkludert:
  - tiltak for midlertidig støtte av sidene av utgravingene;
  - endringene i in situ-spenninger og resulterende bevegelser i grunnen forårsaket av både utgravingen og veggens konstruksjon;
  - forstyrrelse av grunnen forårsaket av ramming eller boring;
  - mulighet for atkomst for byggearbeidene;
- nødvendig grad av vanntetthet av den ferdige veggen;
- praktisk gjennomførbar utførelse av veggen slik at den når et lag med lav permeabilitet og danner en vanntett vegg. Resulterende stasjonær grunnvannsstrømning skal vurderes;
- praktisk gjennomførbar installasjon av forankringer i nærliggende grunn;

12.4 Hensyn ved prosjektering og utførelse

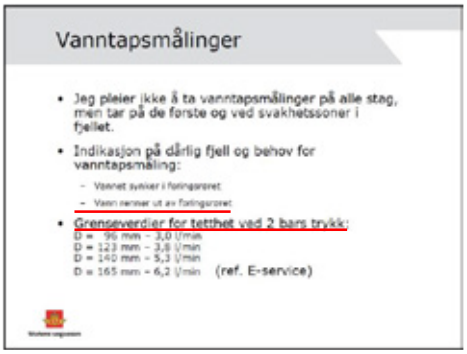
(6)P For fyllinger som holder tilbake vann ved forskjellige nivåer, skal fundamenteringsnivået velges ut fra grunnens permeabilitet, eller det skal treffes tiltak for å gjøre konstruksjonen vanntett.

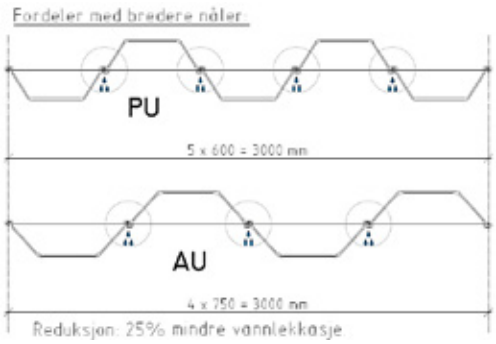
Figur 2 og 3: Krav om nødvendig grad av vanntetting i Eurokode 7.

1.3 NØDVENDIG GRAD AV VANTETTHET

Det finnes ulike grunner eller måter til å vurdere graden av vanntettheten, for eksempel:

a) Erfaringstall for vannlekkasje gjennom staghull, f.eks. ihht toleranser for vanntapsmåling av stag, som figur 4;
b) Erfaring fra tidligere byggegroper, med målt poretrykksforløp;
c) Bestemmelse ved hjelp av lekkasjekrav i urbane områder, som definert i Statens Vegvesens Publikasjon nr. 103 «Undersøkelser og krav til innlekkasje for å ivareta miljø;
d) Krav til tetthet foreslått i Statens Vegvesens Publikasjon nr. 104 «Berginjeksjon i praksis»;
e) Kontroll eller bestemmelse av pumpekapasitet i byggegropen;
f) Kostnader;
g) Valg av bredde på spuntnåler for å redusere gjennomtrengning eller lekkasje, se figur 5.





Figur 4: fra Statens Vegvesens rapport nr. 2503. *Figur 5: Type spunt i forbindelse med lekkasje.*

Merkelig nok så har det vist seg at det er entreprenør som har hatt størst rolle ved bestemmelse av tettheten i Norge på grunn av friheten om valg i beskrivelse, se figur 6.

E18 Side E8.38
Entreprise Havnelageret E. Mengde og Prosesskodefortegnelse
Hovedprosess 8: BRUER OG KAIER

Prosess	Beskrivelse
83.6	**Spunt- og avstivningssystemer**
	a) Prosessen omfatter spunt- og avstivningssystemer i løsmasser. Avstivning av grøfter inngår i Hovedprosess 4.
	f) Mengden måles som utført areal spuntvegg. Høyden regnes fra fjell eller angitt dybdebegrensning til prosjektert kote ok spunt. Lengden måles langs prosjektert senterlinje av spuntvegg. Enhet: m2.
	**** Spesiell beskrivelse ****
	a) Prosessen gjelder all ny spunt som vist på tegningene. Generelt gjelder at spunten ikke skal trekkes. Prosessen omfatter også kutting og noe trekking av spunt, dette gjelder også en mindre del av eksisterende spunt etter byggingen av Festningstunnelen.
	Tettemateriale i låsene skal være inkludert i enhetsprisene, og forutsettes å være verkslevert.
	b) Spunten skal leveres i kvalitet S355GP og S430GP ihht. NS-EN 10248-1, eller evt. rørspunt i kvalitet S355J2H iht. NS-EN 10219. Det henvises til tegninger. Dersom U-spunt velges, skal oppgitt motstandsmoment økes med 20%.
	Tettemateriale i låsene kan være fett, bitumen eller annet anerkjent produkt. Type tettemiddel skal avtales med byggherren.
	c) Spunten skal i hovedsak rammes til fjell og som styltespunt til fjell. Spunten skal enten avstives med utvendige stag til fjell eller med innvendige stivere.
	I forbindelse med alle spuntarbeider er det viktig å oppnå så tette spuntlåser som mulig. Det forutsettes derfor at låsene settes inn med egnet tettemateriale (bitumen el. lignende). Dette skal være inkludert i enhetsprisene.

Figur 6: Beskrivelse for tetting av spunt for Entreprise Havnelageret.

2 PROSJEKTERING AV TETTHETEN

I 1992 ble det opprettet samarbeid mellom det Nederlandske institutt Grondmechanica Delft (nå Deltares) og ProfilArbed (nå ArcelorMittal) med mål om å gi en ingeniør muligheten til å kunne beregne gjennomtrengeligheten av spuntvegger. Ulike leverandører for tetting har kartlagt sine produkter ved hjelp av den såkalte inverse skjøtmotstand ρ.

2.1 PROSJEKTERING AV VANNTETTHET AV SPUNTVEGGLÅSER

Ved prosjektering av vanntettheten til spunt kan man legge Eurokode NS-EN 12063 Tillegg E til grunn, se figur 7. Her er det, som resultat av samarbeid mellom Grondmechanica Delft og ProfilArbed, introdusert det nye konseptet av den såkalte «invers skjøt motstand» eller «joint resistance» som ble utviklet som en variant til Darcys lov:

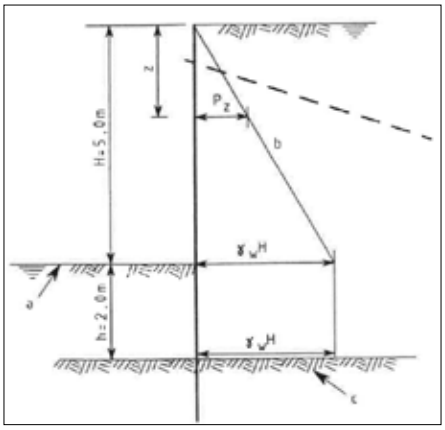
$$qz = \rho \frac{\Delta pz}{\gamma w}$$

der

qz = utslipp per enhet av skjøtlengden på nivå z i kubikkmeter per sekund per meter ($m^3/s/m$),
Δpz = trykkfall på nivå z i kilopascal (kPa),
ρ = invers skjøtmotstand i meter per sekund (m/s),
γw = vannets densitet i kilonewton per kubikkmeter (kN/m^3).

Eksempel 1: top-down beregningen / kontroll av *Q*

<u>Byggegrop:</u>
- Omkrets $L = 180$ m
- Spuntnålbredde $b = 600$ mm
- Gravedybde $H = 5$ m
- Avstand gravenivå til tett lag $h = 2$ m
- Inverse skjøtmotstanden $\rho = 5 \times 10^{-10}$ m/s



Figur 7: Tegnforklaring

<u>Kontroll Q:</u>
Antall låser er:
$n = L/b$
$= 180/0{,}6$
$= 300$ stk.

Utslipp per lås beregnes til:
$Q_1 = \rho \cdot H \cdot (0{,}5H+h)$
$= 5 \cdot 10^{-10} \times 5 \times (0{,}5 \times 5 + 2)$
$= 1{,}125 \times 10^{-8}$ m^3/s

Samlet inntrengning i byggegropen er:
$Q = n \cdot Q_1$
$= 300 \times 1{,}125 \times 10^{-8}$
$= 3{,}375 \times 10^{-6}$ m^3/s = 12 l/h: <u>sammenlign med krav og velg evt. annet type tettingsmaterial</u>

NB: modellen kan gi resultater om innlekkasje som er større enn omgivelse er i stand til å levere. En kontroll er nødvendig med «åpne spuntlåser».

Det finnes ingen tillegg for beregning av lekkasje for slissevegger i NS-EN 1538 «Utførelse av spesielle geotekniske arbeider. Slissevegger», eller for sekant-, bentonitt- eller slurryvegger. Formular som gjelder her, i henhold til Darcys lov er, se referanse /1/:

$$Qsv = \frac{Ke \cdot (\Delta p/\gamma w)}{d}$$

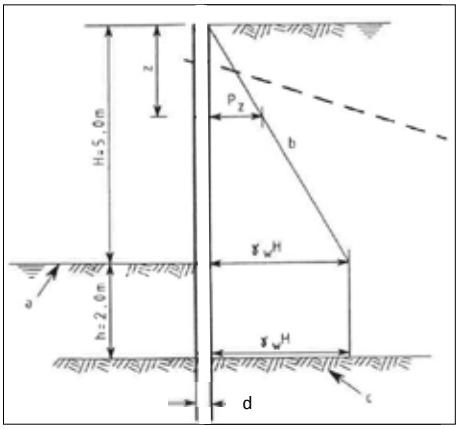
der

Qsv = lekkasje per enhet av slissevegg i kubikkmeter per sekund per meter (m^3/s),
K_e = ekvivalent permeabilitet (m/s),
$\Delta\rho$ = trykkfall på nivå z i kilopascal (kPa),
pz = invers skjøtmotstand i meter per sekund (m/s),
γw = vannets densitet i kilonewton per kubikkmeter (kN/m^3),
d = tykkelse av veggen (se figur 8).

Eksempel 2: erstatning av stålspunt med slissevegg

Byggegrop:

- Omkrets L = 180 m
- Spuntnålbredde b = 600 mm
- Snuhøyde vann H = 5 m
- Snuhøyde vann h = 2 m
- Inverse skjøtmotstand $\rho = 5 \times 10^{-10}$ m/s
- Samlet inntrengning i byggegropen $Q = 3{,}375 \times 10^{-6}$ m^3/s



Figur 8: Tegnforklaring

Beregne ekvivalent lekkasje permeabilitet K_e :

Spesifikk utsliping (discharge) per enhet slissevegg:

$Q_{sv} = K_e \cdot (\Delta p/\gamma_w) / d$ *(1)*

Spesifikk lekkasje (discharge) per enhet spuntvegg:

$Q_{sp} = (1/b) \cdot \rho \cdot (\Delta p/\gamma_w)$ *(2)*

Sammenlikning (1) og (2): $Q_{sv} = Q_{sp}$

$K_e \cdot (\Delta p/\gamma_w) / d = (1/b) \cdot \rho \cdot (\Delta p/\gamma_w)$

Ekvivalent K_e-verdi med antatt slisseveggtykkelse d = 1000 mm :

$K_e = \rho \cdot (1m) / b$

$= 5 \times 10^{-10} / 0{,}600$

$= 8{,}33 \times 10^{-10}$ (m/s)

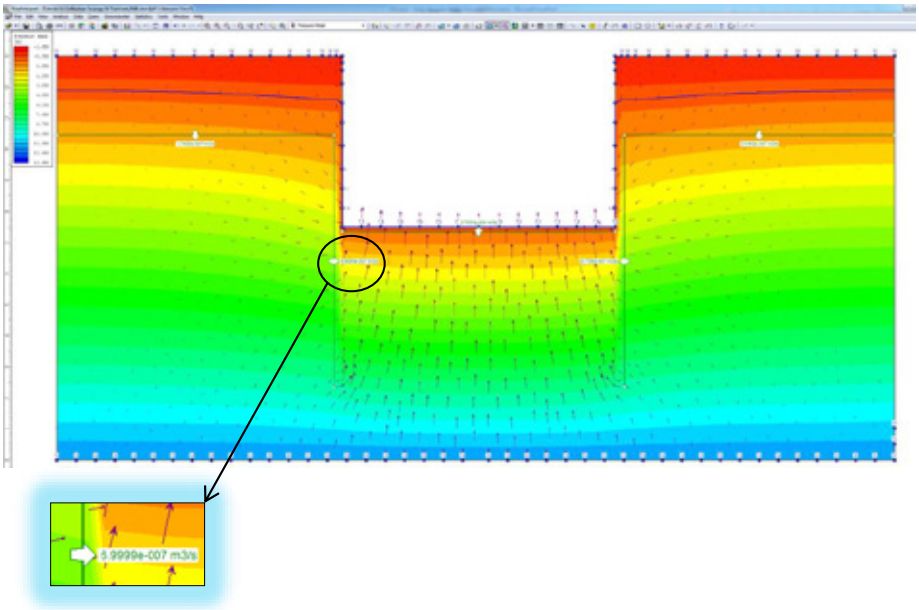
Watertightening System	ρ [10 $^{-10}$ m/s]			Application of the system	Cost ratio **
Hydrostatic pressure	100 kPa	200 kPa	300 kPa		
Empty interlock*	> 1000	*	-	-	0
Interlock with Beltan® Plus	< 600	-	-	easy	1.0
Interlock with Arcoseal™	< 600	-	-	easy	1.2
Interlock with ROXAN® Plus system	0.5	0.5	-	with care	1.8
Interlock with AKILA® system	0.3	0.3	0.5	with care	2.1
Welded interlock	0	0	0	after excavation for the interlock threaded on jobsite	5.0

Tabell 1: Uttak fra Arcelor Mittal brosjyre «The impervious Steel sheet Pile wall, part 1».

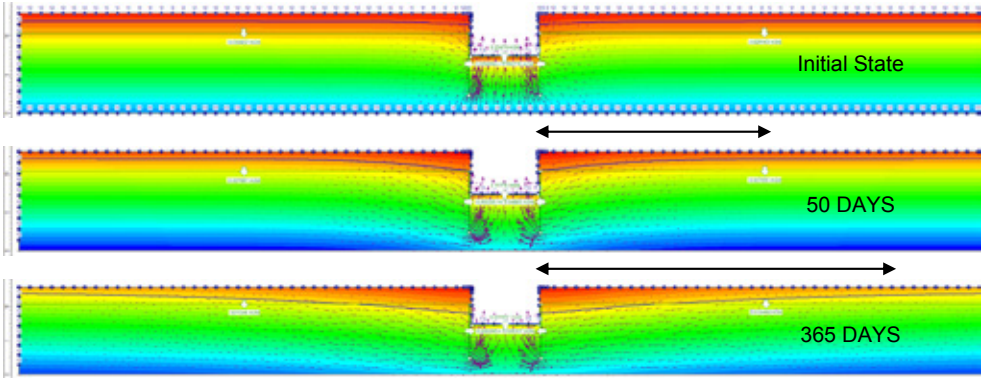
2.2 KONTROLL GRUNNVANN

I eksempel 1 og 2 har grunnvannstrømningen rund spunttåen blitt neglisjert. Denne antakelse er kun korrekt hvis spunttåen er plassert i en lite permeabel eller tett grunn. Hvis ikke dette er tilfelle bør det grunnvannstrømning rund og gjennom spunten i dette lag estimeres. Beregninger gjøres ved anvendelser av et 2D-strømnings program, f. eks. Slide eller Plaxis. På grunn av at disse programmer anvender Darcys lov, er det nødvendig å modellere spunten som et porøst media, ved bruk av en ekvivalent slissevegg definert av en tykkelse $\underline{d}$ som i eksempel 2 og en tilhørende permeabilitet $\underline{K_e}$.
Med K_e kan vi nå:

1. Kartlegge grunnvannstrømning langs spuntfot, se figur 9;
2. Kartlegge grunnvannsenkning i dybde, se figur 9;
3. Kartlegge grunnvannsenkningens avstand eller fall/heng, se figur 10;



Figur 9: Kartlegging vannstrømning langs spuntfot.



Figur 10: Kartlegging grunnvannsenkning i dybde og radius.

2.3 KONTROLL REDUSERT MOTSTANDSMOMENT VED U-SPUNT

U-spunt med tettemiddel i lås har mindre motstandsmoment og stivhet enn vanlig. Fenomenet skjev bøyning har blitt kartlagt av TU-Delft i samarbeid med Arbed Profil Luxemburg (Arcelor Mittal pr. i dag) og arbeidet begynte i 1998. Fenomenet skal kartlegges ifølge krav fra Eurokode NS-EN 12063 punkt 7.2.2.

7.2 Valg av spunt

7.2.2

Når låsene ikke fullt ut kan overføre skjærkreftene, skal det tas hensyn til dette i samsvar med ENV 1993-5:1998 ved valg av spuntprofiler.

Figur 11: Uttak fra NS-EN 12063 «Utførelse av spesielle geotekniske arbeider. Spuntvegger».

NS-EN 1993-5:2007/NA:2010
Nasjonalt tillegg NA

NA.5.2.2 Spunt i bøyning og skjær

NA.5.2.2(2) Dette nasjonale tillegget angir ingen verdi for β_B basert på lokal erfaring.

NA.6.4 Konstruksjonsmessige hensyn for stålspunt

NA.6.4(3) Dette nasjonale tillegget angir ingen verdi for β_D.

Figur 12: Uttak fra NS-EN 1993-5:2007/NA:2010. Eurokode 3; Prosjektering av stålkonstruksjoner. Del 5: Peler (spunt).

Reduksjonsfaktorene β_B og β_D kan medføre opp til 70 % reduksjon for U-spunt med tettemiddel i låser, se tabell 2 av den Engelske Eurokode.

Table NA.2 Reduction factors for U shaped sheet piles.

Type of U-pile unit	Number of structural support levels (see Note 1)	Reduction factors β_B and β_D referred to in 5.2.2.2 (2); 5.2.2.3 (9); 5.2.3 (2); 6.4 (3) (see Notes 2, 3, 4, and 5)					
		Highly unfavourable conditions (see Note 6)		Unfavourable conditions (see Note 7)		Favourable conditions (see Note 8)	
		β_B	β_D	β_B	β_D	β_B	β_D
Singles or unscrimped doubles	0	0,40	0,30	0,50	0,35	0,60	0,40
	1	0,55	0,40	0,60	0,40	0,70	0,45
	> 1	0,65	0,45	0,70	0,50	0,80	0,55
Crimped or welded doubles	0	0,70	0,60	0,75	0,65	0,80	0,70
	1	0,80	0,70	0,85	0,75	0,95	0,80
	> 1	0,90	0,80	0,95	0,85	1,00	0,90

Tabell 2: Uttak fra BS NA EN 1993-5: UK National Annex to Eurocode 3: Design of steel structures. Piling.

Ved for lite motstandsmoment eller stivhet kan det føres til valg av annen spunt, tettemiddel eller begge deler ifølge prosjekteringsskjemaet i figur 1.

2.4 KONTROLL SPUNTBARHET

Kravet om spuntbarhet er gitt i Eurokode NS-EN 1997-1:2004-NA:2008 og NS-EN 12063 og bør sjekkes ved høye krav til vanntetthet for å minimalisere sjansen for skadet spunt eller spunt som går ut av lås. Sjansen for at spunten blir rammet ut av lås er mindre med U-spunt enn Z-spunt, se figur 15.

NS-EN 1997-1:2004+NA:2008

(8)P Prosjekteringen av støttekonstruksjoner skal ta hensyn til følgende punkter, der det er aktuelt:

– for spuntvegger: nødvendigheten av et tverrsnitt som er stivt nok til å bli rammet til prosjektert penetrasjonsdybde uten å gå ut av lås;

Figur 13: Pkt. 9.4.1 NS-EN 1997-1:2004+NA:2008.

Side 13
NS-EN 12063:1999

5.2 Spuntbarhet

5.2.1

Når spuntbarheten skal undersøkes, skal det tas hensyn til eventuelle restriksjoner i planene med hensyn til teknikker for å lette spuntingsarbeidet (for eksempel nedspyling eller forboring).

5.2.2

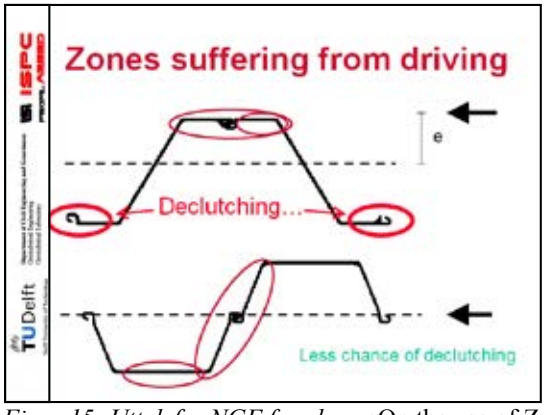
Når det ikke finnes sammenliknbar erfaring, anbefales det at en eller flere prøvespuntinger utføres før spuntarbeidet påbegynnes.

8.5 Spunting

8.5.2

Når det ikke foreligger sammenliknbar erfaring, eller den anses som utilstrekkelig, bør det utføres prøvespunting eller matematiske analyser som grunnlag for valg av spuntemetode (se tillegg C).

Figur 14: Pkt. 5.2.1, 5.2.2 og 8.5 fra NS-EN 12063:1999.



Figur 15: Uttak fra NGF foredrag «On the use of Z and U piles», ref. /13/.

I tillegg kan det være nødvendig med overvåkning gjennom en låssprengningsdetektor i henhold til Eurokode NS-EN 12063 pkt. 9.3.8.

2.5 ANDEL AV TETT SPUNT I HELHETEN

Innlekkasjer i byggegroper skjer ofte som følge av flere årsaker, se figur 16:

1) Lekkasje opp langs yttersiden av foringsrørene for stålkjernepeler;
2) Lekkasjer i (langs lissene og inni lisene) og rund foringsrør for fjellstag (for stor hull i spunt for staggjennomføring, inni foringsrør: injisering);
3) Lekkasje gjennom oppsprukket berg;
4) Lekkasje gjennom spuntlåsene.

Kartlegging av de ulike årsakene er mulig ved bruk av enkle modeller: Darcys lov for de 3 første som vist i figur 17 til 19, og modellen for tett spunt som vist i eksempel 1. For å få litt mer forståelse for hvilken rolle tetting av spunt spiller i forhold til andre årsaker kan 3 scenarier studeres hvor lekkasje langs spuntfoten er neglisjert, se tabell 3.
Grunnvannstrømning langs rammede peler kan kartlegges ved modeller utviklet for kartlegging av ramming av peler i forurensete fyllinger, se ref. /20/ og /21/.

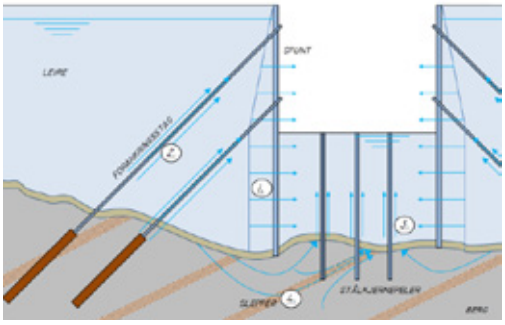


Fig. 16: 4 typer lekkasjer.

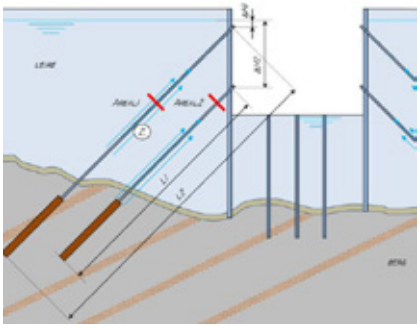


Fig. 17:Modellering lekkasje langs stag.

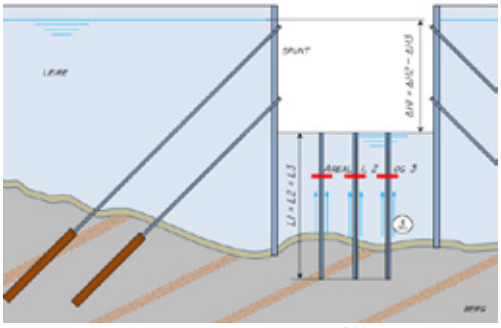


Fig. 18:Modell lekkasje langs stålkjernepeler.

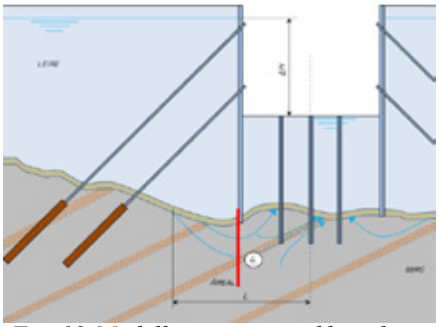


Fig. 19:Modell gjennom sprekker i berg.

PROSENTVIS FORDELING LEKKASJE I BYGGEGROP	4 type lekkasjer	Rammede peler i stedet for stålkjernepeler	Avstivning is stedet for stag og rammede peler
	(%)	(%)	(%)
Gjennom spunt	5 – 20	25 – 80	93 – 98
Gjennom stag	5 – 25	15 – 75	0
Gjennom stålkjernepeler	65 – 95	0	0
Gjennom oppsprukket berg	0,1 – 5	2 – 10	2 – 7
Tall beregnet med $K_{oppsprukket\ berg} = 2 \cdot 10^{-6}$(m/s), $K_{langs\ stålkjernepeler} = 1 \cdot 10^{-2}$(m/s) og $K_{i\ og\ langs\ stag} = 1 \cdot 10^{-2}$(m/s) $Q_{totalt\ innlekkasje}$ = 3 - 20 (m^3/time/1000m^2), vanntilførelse ved stålkjernepeler antatt via lekkasje langs spuntfot.			

Tabell 3: Prosentvis fordeling av lekkasje i byggegrop.

2.6 TETTING I FORHOLD TIL KRAV

I Tyskland ble det bygget mer enn 100 byggegroper i periode 1993 – 2000. Myndighetene som er ansvarlig for grunnvann har satt krav til gjennomtrengeligheten av byggegroper, se tabell 4, ref. /18/.

	Autor	Quelle	Jahr	angegebene Leckagewassermenge		Systemdurch-lässigkeit	Bemerkungen
				l/s je 1000 m²	m³/h je 1000 m²	k_f m/s bei i = 0,5	
1	Schmidt Seitz	Beton-Kalender	1992 1994 1998	5,0	18,0	$1x10^{-5}$	Vorschlag allgemein
2	Sänger Hähnig	23. Baugrundtagung Köln	1994	2,5	9,0	$5x10^{-6}$	Vorgabe für das Projekt
3	Borchert	VDI-Fachtagung „Tiefe Baugruben" Berlin	1999	1,5	5,4	$3x10^{-6}$	Regelvorgabe in Berlin
4	Kast et. al.	26. Baugrundtagung Hannover	2000	2,0	7,2	$4x10^{-6}$	Vorgabe für das Projekt
5	Borchert Richter	15. Chr.Veder Kolloquium Graz	2000	1,5	5,4	$3x10^{-6}$	Regelvorgabe in Berlin
6	Könemann et al.	Tunnelbau Taschenbuch	2002	1,5	5,4	$3x10^{-6}$	Regelvorgabe in Berlin
7	Borchert et. al.	29. Baugrundtagung Bremen	2006	1,5	5,4	$3x10^{-6}$	Regelvorgabe Vorschlag allg

Tabell 4: Gjennomtrengeligheten for byggegroper i Tyskland.

Tallet er definert som en resultatsforpliktelse i (m3/time/1000m2). Denne er ikke relaterte til differanse i grunnvannsnivå, men sammenlikning med modelleringen fra kapp. 2.5 er mulig.

3.1 Krav til tetthet og tetthetskriterier

Vi foreslår det denne inndelingen av innlekkasjekrav for tunneler med tverrsnitt 8,5 meter:	[m^3/time/1000m^2]
Ekstremt strengt < 1–3 liter pr. minutt pr. 100 m tunnel	< 0,023 – 0,068
Strengt < 3–7 liter pr. minutt pr. 100 m tunnel	< 0,068 – 0,158
Middels strengt < 7–15 liter pr. minutt pr. 100 m tunnel	< 0,158 – 0,338
Moderate krav > 15 liter pr. minutt pr. 100 m tunnel.	> 0,338

Fig. 20: Uttak fra publikasjon 103 Statens Vegvesen «Berginjeksjon i praksis», tolket.

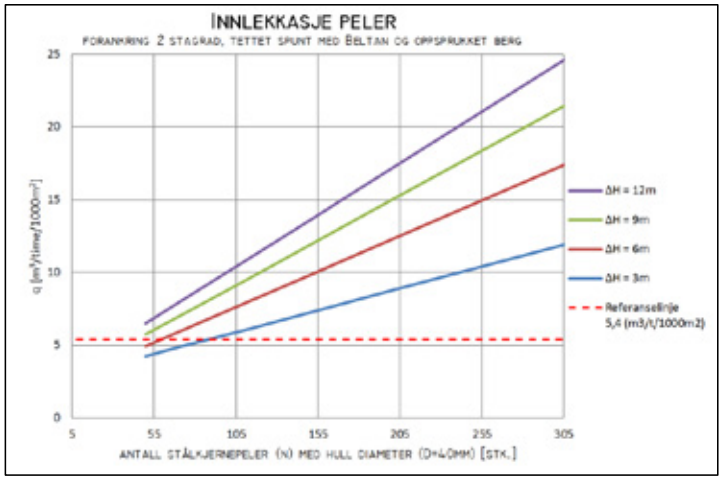


Fig. 21: Lekkasje langs stålkjernepeler, hull definert som diameter borkrone – foringsrør.

På samme måte kan man kartlegge når man for mye innlekkasje gjennom og i forankringer (i forhold til Tyske kravet), se figur 22. Lekkasje gjennom spunt er kartlagt i figur 24 og 25.

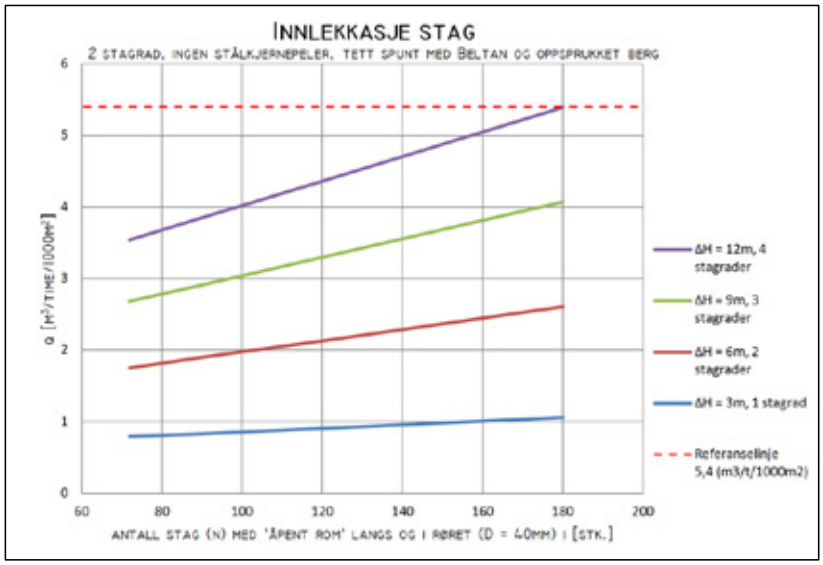


Fig. 22: Lekkasje langs og inn i stag.

Fig. 23: Lekkasje gjennom spunt.

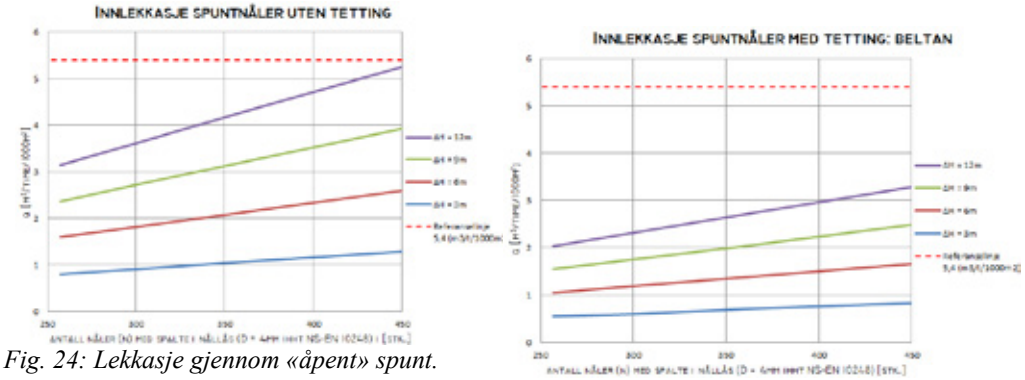


Fig. 24: Lekkasje gjennom «åpent» spunt.

3 UTFØRELSE AV TETT SPUNT

For å sikre riktig utførelse ved tetting av spunt er det spesielt viktig med riktig beskrivelse og arbeidstegninger. Det finnes ulike ting man bør ta hensyn til både i beskrivelse og ved kontroll på byggeplass.

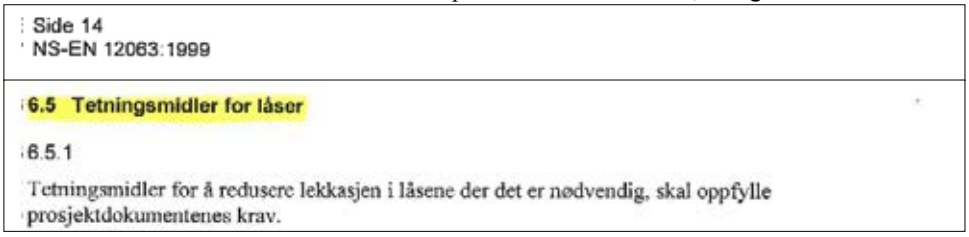
3.1 FROST

Det finnes ingen gode tettematerialer i låsene for spunt ved frost (spesielt ved utførelse).

Alternativene er:
1. Sesongarbeid. Utføre spunting i sesong uten frost;
2. Bygge opp kunnskap. Utføre spunting med ulike tettematerialer som «pilotprosjekt» i samråd med Byggherren og dokumentere etterpå.
3. Laboratorium tester tettematerialene på forhånd, og utarbeider rapport med tekniske data

3.2 TYPE TETNINGSMIDDEL

Eurokode NS-EN 12063:1999 stiller krav i pkt. 6.5 om beskrivelse, se figur 26.


Side 14
NS-EN 12063:1999

6.5 Tetningsmidler for låser

6.5.1

Tetningsmidler for å redusere lekkasjen i låsene der det er nødvendig, skal oppfylle prosjektdokumentenes krav.

Figur 26: art. 6.5.1 og 6.5.2 NS-EN 12063:1999.

Type tettemiddel	Leverandør
a. Kald bitumen	Hoesch bitumen
b. Varm bitumen	Beltan® Plus
	Siro 88 (Hoesch)
	Wadit
c. Voks	Arcoseal™
d. Polyuretan	Roxan® Plus system
	Hoesch Interlocking sealing system
	De Neef Swellseal® WA
e. Polymer	Akila® system
f. Sveising	
g. Alternative løsninger	Kompositt vegg med bentonitt
	Boring i veggens akse på første spuntlås og fylling med bentonitt
	Ramming ved bruk av en "hjelpe seksjon"
	Ramming ved bruk av en spesiell kompresjonsenhet og fylling med bentonitt slurry

Tabell 4: Oversikt type tettemiddel.

Valg for type tettemiddel som er nevnt i tabell 4 er avhengig av ulike faktorer som:

1. Krav om grad av vanntetthet;
2. Gjennomførbarhet;
3. Kostnader;
4. Midlertidig eller permanent konstruksjon;
5. Fall-lodd eller vibrolodd;
6. Påføring på byggeplass eller på fabrikk;
7. Temperatur ved installering og i endelig tilstand;
8. Kjemiske bestandighet, svellende etter kontakt med vann;
9. Restriksjoner mht. vibrasjon, problemer med rammbarhet, osv.

3.3 OPPBEVARING OG HÅNDTERING

Eurokode NS-EN 12063:1999 gir krav om oppbevaring og håndtering.

8.3 Oppbevaring og håndtering av spuntnåler

Informasjon vedrørende oppbevaring og håndtering av spuntnåler er gitt i tillegg A.

8.3.1

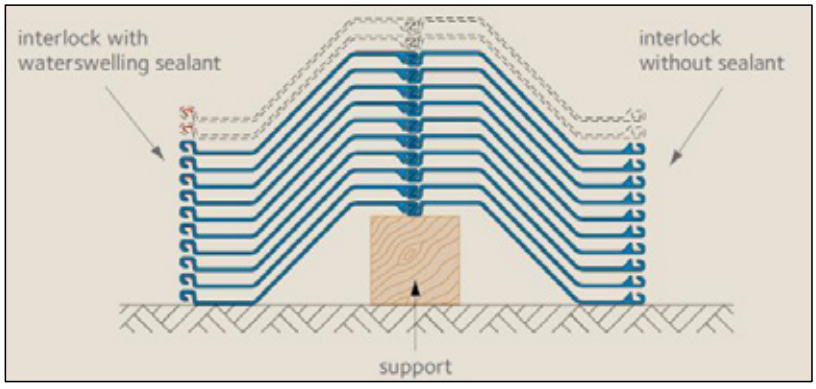
Håndtering og oppbevaring av spuntnålene på byggeplassen skal skje på en slik måte at spuntnålenes retthet, overflatebehandling og låser ikke påføres skade av betydning.

8.3.2

Spesielle anvisninger som er gitt av leverandøren for håndtering og oppbevaring av spuntnålene, bør følges.

Figur 27:pkt. 8.3.1 og 8.3.2 NS-EN 12063:1999.

Tettingsmiddel som er ekspanderende (f.eks. Roxan Plus og Swelseal) oppbevares med spuntlås rettet nedover, se figur 28.

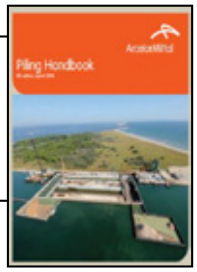


Figur 28: pkt. 6.5.1 og 6.5.2 NS-EN 12063:1999.

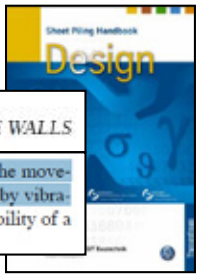
3.4 VALG AV VIBRO- ELLER FALLODD

Generelt anbefaler både Hoesch og Arcelor Mittal fallodd framfor vibrolodd, se henvisninger fra både Arcelor Mittal og Hoesch i figur 29 - 31.

It is essential not to overdrive sealed sheet piles with a vibratory hammer as the heat generated by vibro driving may cause the sealant to decompose or burn. If hard driving or refusal is encountered it is recommended that vibro driving ceases at once. The pile should then be driven to level with an impact hammer.



Figur 29: Anbefalinger om bytting til fall-lodd ved spunting fra «Piling handbook» ArcelorMittal.



6 CHAPTER 2. SHEET PILE WALLS

Driving the sheet piles with an impact hammer places less load on the seals because the movement takes place in one direction only. The load on polyurethane seals in piles driven by vibration is greater because of the friction and the associated temperature rise. The permeability of a sheet pile wall joint can be estimated using DIN EN 12063 appendix E.

Figur 30: Anbefalinger om bruk av fall-lodd fra «Piling handbook» Hoesch.

Instructions for pile driving

Decide on the direction of driving for filled sections at the planning stage. Sheet piling filled with SIRO 88 should be preferably driven with a vibrator, while sheet piling filled with bitumen-based grout should be percussively driven.

Figur 31: Anbefalinger ombruk om vibrolodd ved spunting fra «Piling handbook» Hoesch.

3.5 HASTIGHET VED BRUK AV VIBROLODD

Leverandøren gir i tillegg anbefalinger om hastighet ved bruk av vibrolodd. For liten hastighet gir mer energi i spunten med sjanse for at veldig viskøs tettemiddel tyter ut av låsene som konsekvens.
Hoesch anbefaler minimal hastighet på 10 sekunder pr meter. Hvis hastigheten er mindre på grunn av rammbarheten, bør entreprenøren velge fall-lodd i stedet for vibro-lodd.

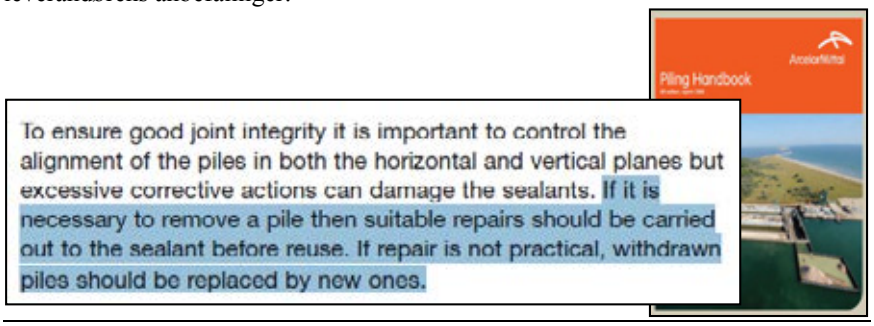
Piledriving instructions

Selecting the driving process:
For preference, piles featuring the HOESCH interlock sealing system should be installed by percussive driving. If circumstances allow, it is also possible to use the vibration driving process.
For this, the ground must have good vibrating properties; driving progress must be continuous and no slower than 10 seconds per metre. If it takes longer than this to install the pile, or progress is interrupted, it is better to continue using percussive equipment.

Figur 32: Anbefalinger om hastighet ved spunting fra «Piling handbook» Hoesch..

3.6 TREKKING AV SPUNT

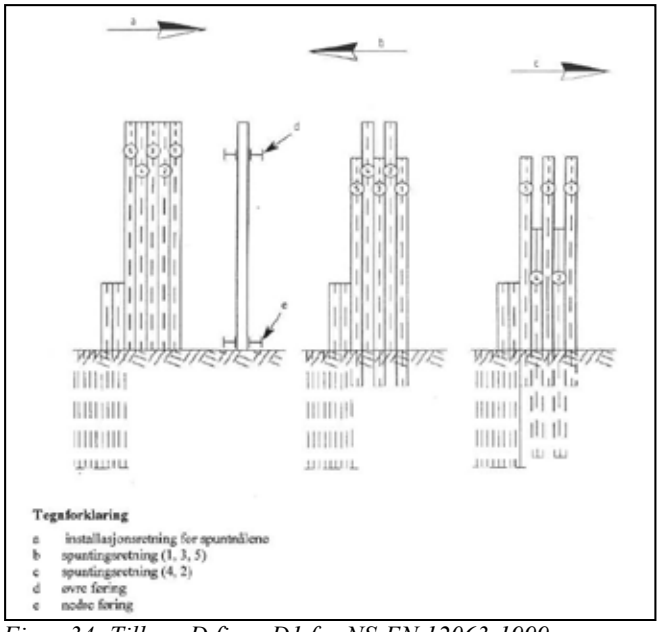
Ved spunting er det vanlig med sporadisk trekking av spunt for å justere eventuelle avvik i langs- retning (helning) eller på tvers. Det kan også være ønskelig å trekke en spuntnål for å sjekke om tåen fortsatt er i god tilstand. Tettemiddelet bør allikevel tas hensyn til, etter leverandørens anbefalinger:



Figur 33: Metode ved trekking ifølge «Piling handbook» Arcelor Mittal.

3.7 RAMMEMETODE

Det er viktig at spunt med tettemiddel er installert på riktig måte. I Eurokode NS-EN 12063 tillegg D er det henvisninger (informativt) om rammemetode.



Figur 34: Tillegg D figur D1 fra NS-EN 12063:1999.

Ulike metoder for spunting finnes i leverandørens anbefalinger: «Panel driving» og «Staggered driving». Metode for spunting kan henvises til eller eventuelt tas med på arbeidstegningen.

3.8 BRUK AV FORINGSRAMME FOR SPUNTING

Beskrivelse bør ta hensyn til at spunt med tettemiddel skal installeres på riktig måte. I Eurokode NS-EN 12063 pkt. 8.5.8 og 8.5.9 er det anbefalinger om ledding og føringsrammer.

8.5.8

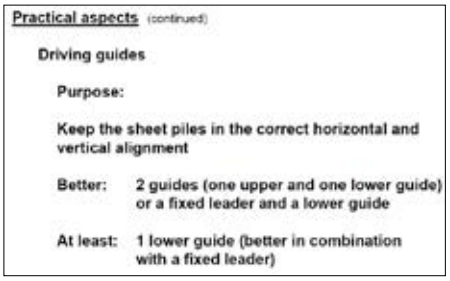
Spuntnålene bør ledes på ett eller flere nivåer under spuntingen.

8.5.9

Føringsrammer bør være stabile og robuste og montert på nivåer som sikrer at spuntnålene holdes i riktig horisontal og vertikal stilling under spuntingen. Føringssystemet bør være konstruert for å unngå skade på overflatebelegget på spuntnålene (for eksempel ved å bruke føringsruller).

Figur 35: art. 8.5.8 og 8.5.9 fra NS-EN 12063:1999

Leverandørens anbefalinger sørger for å unngå skraping av tettemiddel grunnet avvik på spunt, se figur 36.



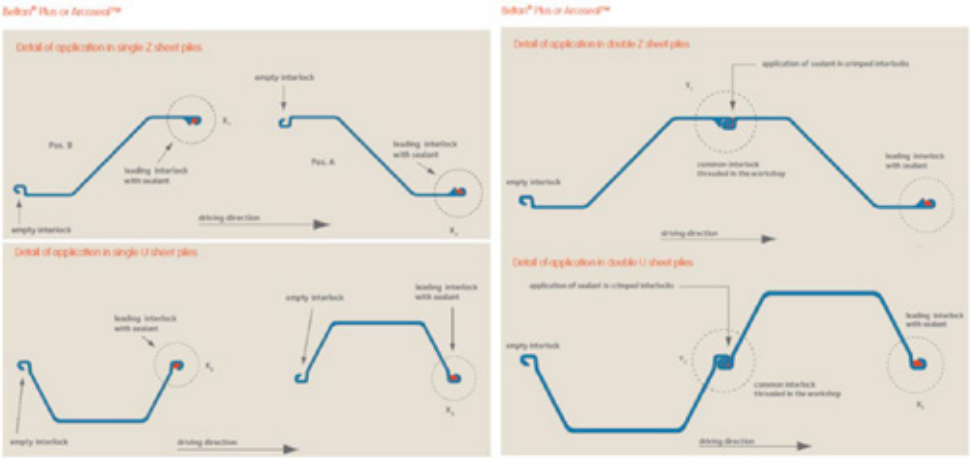
Figur 36: Praktiske aspekter ved spunting fra Arcelor Mittal «Piling handbook».

Figur 37: Bruk av føringsramme på et anlegg i Holland.

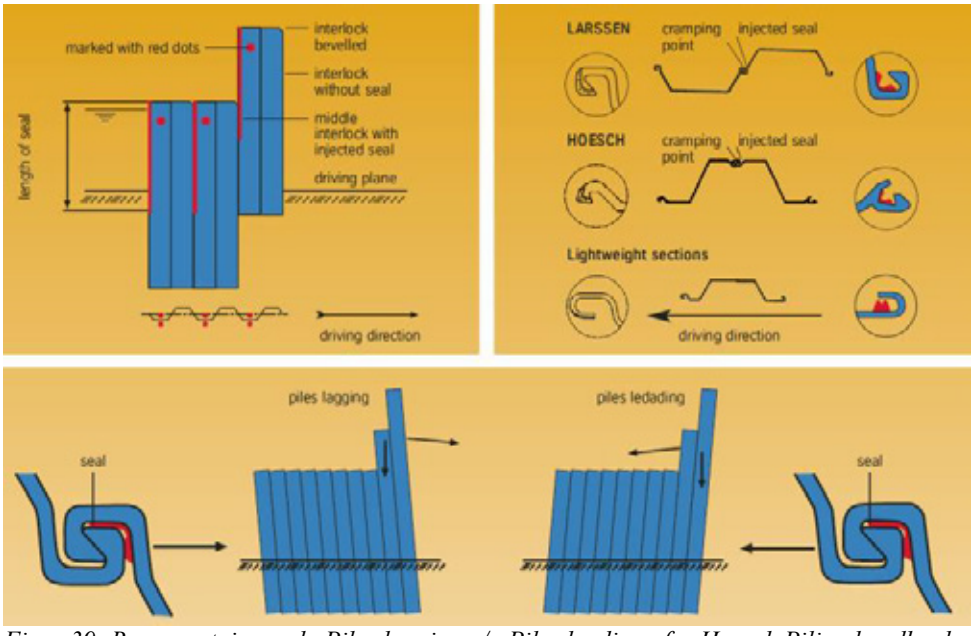
3.9 RAMMERETNING

Rammeretningen bør tas med på arbeidstegningen. Retninger er avhengig av følgende faktorer:

1. Type tettemiddel, se figur 38;
2. Type spunt, se figur 38;
3. Enkel eller dobbel spunt, se figur 38;
4. Fenomenet «Piles lagging» / «Piles leading», se figur 39.



Figur 38: Eksempel på rammeretning fra Arcelor Mittal's Piling handbook.



Figur 39: Rammeretning ved «Piles lagging» / «Piles leading» fra Hoesch Piling handbook.

3.10 OVERVÅKNING

Kravet til overvåkning som finnes i Eurokode NS-EN 12063 pkt. 9.3.8, se figur 40, er ikke komplett. Punktet bør også gjelde vanlig spunt med harde rammeforhold.

9.3 Overvåkning

9.3.8

Ved spunting av kombinert vegg bør det benyttes låssprengningsdetektorer på minst noen av sekundærelementene. Dette bør gjøres i kombinasjon med at inntrengningshastigheten registreres i full dybde slik at rammeprotokollen kan brukes som en kontroll på mulig låssprengning.

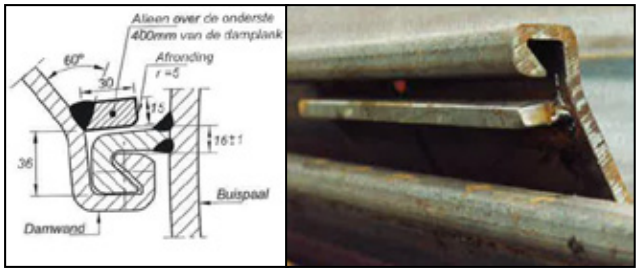
MERKNAD Overvåkning av inntrengningshastigheten for spunten under vanskelige forhold gir ofte bare en tilnærmet indikasjon på mulig låssprengning. Detektorer kan være nyttige for å få bekreftet spuntveggens helhet etter ferdigstillelsen.

Figur 40: pkt.9.3.8 NS-EN 12063:1999

Det finnes låssprengningssystemer fra diverse leverandører, blant annet Arcelor Mittal og Hoesch.

Figur 41: Eksempel av låsprengningsdetektorer fra både ArcelorMittal og Hoesch.

Et annet hjelpemiddel er bruk av en «låsledsager»:

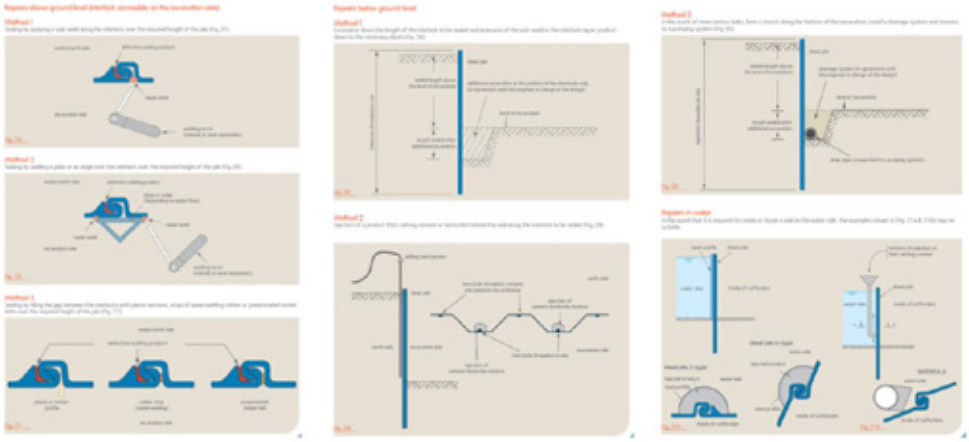


Figur 42: Eksempel av en «låsledsager», uttak fra Handbook Quaywalls, ref. /16/.

3.11 REPARASJON

Eurokode gir ingen krav eller anbefalinger vedrørende reparasjon av tettemiddel ved skader som kan oppstå under skade ved transport, lagring og utførelse. De ulike leverandører beskriver ulike prosedyrer hvordan man kan reparere tettemiddel. Reparasjon bør tas med enten i beskrivelse eller på arbeidstegning og er avhengig av:

1. Type tettemiddel;
2. Lokasjon av tettemiddel langs spunten;
3. Størrelse av hulrom i spuntlås;
4. Vanntrykk;
5. Tilgjengelighet / gjennomførbarhet.



Figur 43:Prosedyre for reparasjon av tettemiddel fra Arcelor Mittal.

Type of sealing product					Spacing of interlocks (see Fig. 24)		Humidity in the interlocks		Accessibility	Method to be used (see Fig. 25 to 27)
Befas® Plus	Arcoseal™	ROXAN® Plus system	AKILA® system	Welded interlock	No gap	Gap	Humidity without leakage	Humidity with leakage	Excavation side only	
x	x	x	x	x	x		x		x	Method 1 or 2
x	x	x	x	x		x	x		x	Method 1 or 2 or 3
x	x	x	x	x		x		x	x	Method 2 or 3
x	x	x	x		x		x		x	Method 2
x	x	x	x			x	x	x	x	Method 2 or 3 (intermittently)
				x	x	x	x	x	x	Method 1 (intermittently) or 2

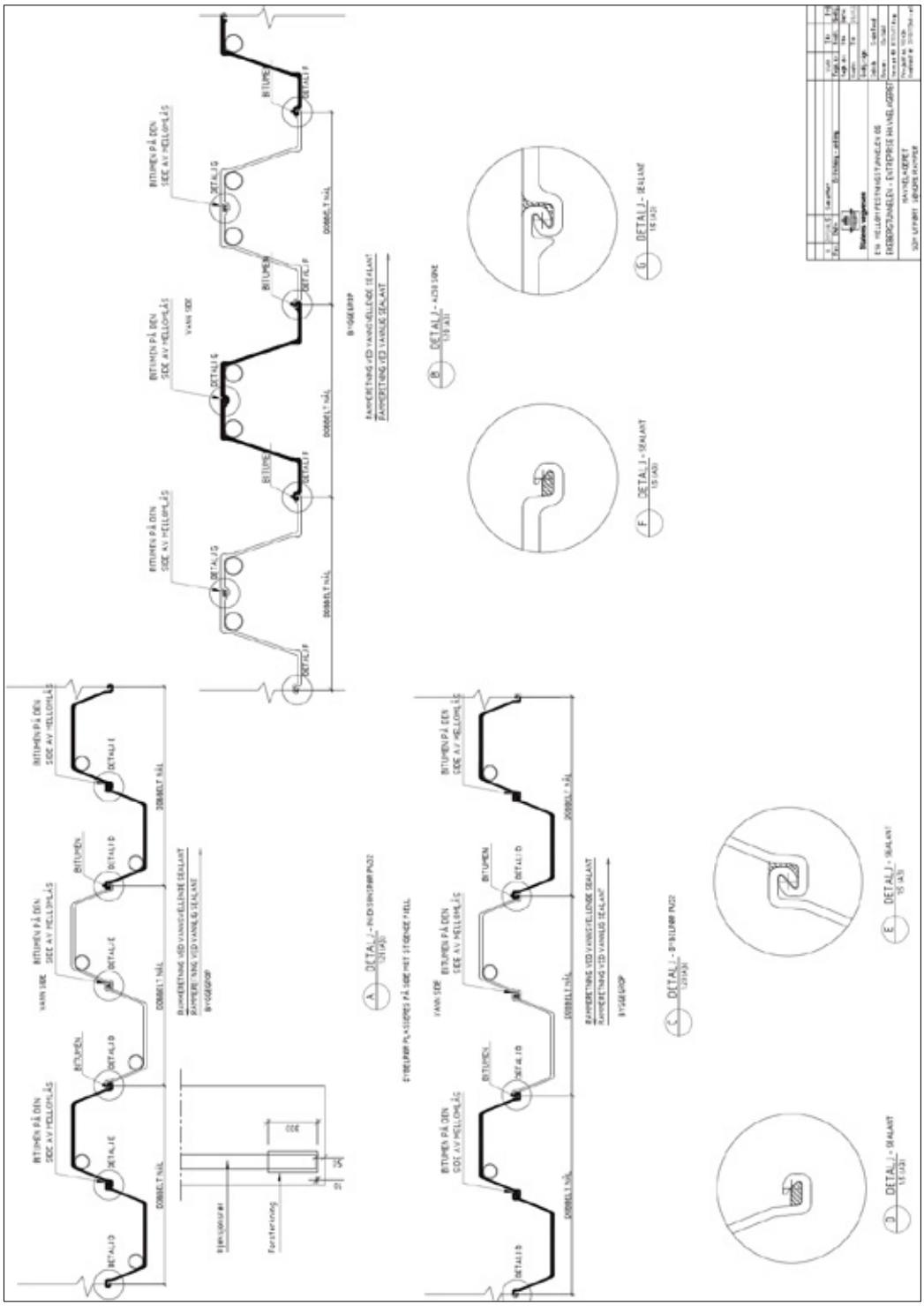
Tabell 5:Ulike prosedyrer for reparasjon av tettemiddel fra Arcelor Mittal.

3.12 ARBEIDSTEGNING

Eurokode og spuntleverandører gir ingen anbefalinger om hvilken side av spunten tettemiddel skal være. På Havnelageret ble fordyblingsrørene sveiset på samme side som tettemiddelet, se bilde i figur 44. Som følge av dette havnet tettemiddelet på feil side etter montering, det vil si mot byggegropen. Vanntrykket fikk dermed mulighet til å presse tettemiddelet ut av låsen. Her skulle man ha snudd spuntnålene før påsveising av fordyblingsrør, men det var ikke med i beskrivelse eller tegningen.

Figur 44: Tettemiddel type Arcoseal på byggeplass, prosjekt Bjørvikatunnel – Havnelageret.

Arbeidstegninger bør inneholde opplysninger om plasseringsside av spunten, se figur 45. Det er i tillegg viktig med rammeretning, type tettemiddel, henvisninger for oppbevaring (ved ekspanderende tettemiddel), vibro- eller fall-lodd, begrensinger om hastighet, rammemetode, låssprengingsdetektor og eventuell reparasjonsmetode.



Figur 45:Eksempel for arbeidstegning, prosjekt Bjørvikatunnel – Havnelageret

4 KONKLUSJON

Det finnes ingen krav eller verdier om grad av tettheten til spunt per i dag i Norge. Det anbefales å introdusere en «vanntetthets klasse» sammen som gjelder for betong strukturer, nevnt i EN 1992-3:2006, se tabell 6. Ved siden av det anbefales det å komme til et krav som nevnt i tabell 4: en resultatsforpliktelse «gjennomtrengelighet for byggegroper» i (m3/time/1000m3).

Table 7.105 — Classification of tightness

Tightness Class	Requirements for leakage
0	Some degree of leakage acceptable, or leakage of liquids irrelevant.
1	Leakage to be limited to a small amount. Some surface staining or damp patches acceptable.
2	Leakage to be minimal. Appearance not to be impaired by staining.
3	No leakage permitted

Tabell 6: Eurokode 2 Design of concrete structures - Part 3: Liquid retaining and containment structures.

En oppdatering av gjeldende prosesser for spunttetting er aktuelt og foreslått ved revisjon av Statens Vegvesens Prosesskode R762 fra 2012:

83.61 Stålspunt

b) ~~For permanent spunt skal det anvendes Z-profiler. For midlertidig spunt kan det anvendes u-profiler. Kravet til mostandsmoment skal da økes med 20%.~~

For permanent og midlertidig spunt kan det anvendes både Z- og u-profiler. Kravet til motstandsmoment økes med 20%. Ved anvendelse av u-profiler med tettemiddel skal kravet til motstandsmoment økes med 40% i henhold til NS-EN 12063 for spunting med vibrolodd eller rammelodd og uten bruk av metoder for å redusere nedtrengningsmotstanden som nedspyling, forboring, smøremiddel, bentonitt osv. Spunt som har pålagt tettemiddel på verk og som ikke har klemte skjøter må være punkt sveiset i topp og bunn av hensyn til transport. Slipes bort før ramming.

~~c) Om nødvendig skal låsene tettes ved fylling av bitumen, fett eller lignende før ramming, for å oppnå tilstrekkelig tetthet. Krav til tetting av låser skal oppgis i *den spesielle beskrivelsen.*~~ (standardtekst som bør tas ut).

83.6131 Levering av stålspunt (gjelder lagring av spunt med eksponerende tettemiddel)

c) Det henvises til krav vedrørende oppbevaring og håndtering av spuntnåler pkt. 8.3 og tillegg A i NS-EN 12063. Spunt med ekspanderende tettemiddel lagres og håndteres med tettet spuntlås vendt nedover ihht tillegg A NS-EN 12063 figur A1 – A6.

83.6133 Ramming av stålspunt (gjelder rammeretning osv.)

c) Spunt med tettemiddel skal rammes ved:
- Spunting av deler ihht tillegg D i NS-EN 12063.
- Vekselvis spunting ihht tillegg D i NS-EN 12063.

Rammeretningen av spunt med tettemiddel skal utføres i henhold til leverandørens retningslinjer i avvik av art. 8.5.17 NS-EN 12063.

83.61331 Pressing av stålspunt (gjelder betydelig redusering av motstandsmoment med βB og βD)

b) Ved anvendelse av u-profiler med tettemiddel skal kravet til motstandsmoment økes med 60% i henhold til NE-EN 12063. (trengs diskusjon).

83.6134 Tilleggsramming gjennom harde lag (gjelder låssprengningsdetektor):

c) Hvis synkningen ved spunting av spunt med tettemiddel blir lavere enn angitt i den spesielle beskrivelsen skal det benyttes låssprengingsdetektor type XX eller likeverdig i henhold til pkt. 9.3.8 NS EN 12063.

83.6161 Spesielle kontrollarbeider for spunt (gjelder låssprengingsdetektor)

c) Hvis synkningen ved spunting av spunt med tettemiddel blir lavere enn angitt i den spesielle beskrivelsen skal det benyttes låssprengingsdetektor type XX eller likeverdig i henhold til pkt. 9.3.8 NS EN 12063.
Ved spunting av spunt med tettemiddel skal overvåkningen av grunnvannsnivåer eller poretrykk fortsettes etter at arbeidene er fulført, inntil det er fastslått at ingen skadevirkninger vil inntreffe, i avvik av pkt. 9.3.4 NS-EN 12063.

83.6151 Sveising av spuntlåser (kan være konstruktiv eller vanntettende)

c) Sveising i henhold til NS-EN 12063.

83.6183 Trekking og gjenkjøp av spunt (gjelder reparasjon tettemiddel)

c) Det henvises til krav om trekking av spunt pkt. 8.11 NS-EN 12063. Ved nødvendig trekking av en enkelt spuntnål med tettemiddel før ferdig spuntveggen er oppnådd skal tettemiddel reparere, i henhold til leverandørens retningslinjer, eller den skal erstattes med en ny spuntnål med tettemiddel.

83.6135 Tetting av spuntlåser (forslag ny prosess)

a) Omfatter levering og påføring av tettemiddel i og på spuntlåser.

b) Tettemiddel skal tilfredsstille krav til tettheten formulert ved maksimal innlekkasje *Q* (m3/sek) eller inverse spuntlåsmotstand *ρ* i (m/sek), betingelser ved gjennomføring, miljøkrav, bestandighet for temperatur og kjemisk bestandighet i henhold til NS-EN 1997-1:2004 art. 9.4.1, pkt. 12.4 og NS-EN 12063 tillegg E, som gitt i *den spesielle beskrivelsen*. Type tettemiddel kan bestå av: kald bitumen, varm bitumen, voks, polyuretan eller polymer.
For tetting av spuntlåser med alternative metoder: kompositttvegg med bentonitt, forboring av låsposisjon og fylling med bentonitt, hjelpeseksjoner, kompresjonsenhet, frysing osv. henvises det til andre prosesser.

c) Alle spuntlåser skal frigjøres for grader og skitt med hjelp av avgrading og rensing. Tettemiddel påføres på fabrikk eller på byggeplass. Tettemiddel påført på byggeplass skal påføres i henhold til leverandørens retningslinjer.
Tettemiddel skal plasseres på våt side av byggegropen, dvs. på motsatt side som påsveiset rør for fordybling. Reparasjon av tettemiddel skal utføres i henhold til leverandørens retningslinjer og entreprenør utarbeider prosedyre som skal forlegges Byggherren.

d) Spunt med tettemiddel som er egnet til ramming med vibrolodd: synkningen begrenses til minimalt 10 sek/meter. Hvis synkningen er mindre skal vibrolodd byttes ut med fallodd. Maksimalt rotasjon i spuntlås mellom spuntnålens aksene: 5°, oppnås ved bruk av spuntnålene med foringsrammer ihht NS-EN 12063 pkt. 8.5.9. (bør stå ved ramming av spunt, 83.6133)

e) Når kravene til tetthet er svært strenge, skal det påvises gjennom realistiske forsøk på tettede låser at foreslått produkt oppfyller kravene i beskrivelsen (NS-EN 12063 pkt. 7.5).

x) Mengden måles som utført areal spuntvegg. Lengden måles langs prosjektert senterlinje av spuntvegg. Enhet: m^2.

83.8 Slissevegger (bør også gjelde sekantvegger og betongspunt)

b) Tettheten skal tilfredsstille krav som formulert ved maksimalt innlekkasje *Q* (m3/sek) i henhold til NS-EN 12063 tillegg E men med erstatning av formel $Q = \rho \cdot H \cdot (H/2+h)$ med $Q = c \cdot H \cdot (H/2+h)$ hvor *c* er hydraulisk motstand av veggen: D/k med D = veggtykkelse og k = permeabilitet av veggen, som gitt i *den spesielle beskrivelsen*.

5 REFERANSER

1. Arcelor Mittal (January 2014): brosjyre "Impervious steel sheet pile walls. Design & Practical Approach";
2. Arcelor Mittal (2008): "Piling Handbook 8th edition";
3. ThyssenKrupp GfT Bautechnik Gmbh (2006) : "Interlock sealing systems";
4. ThyssenKrupp GfT Bautechnik (2010): "Sheet Piling Handbook 3rd edition";
5. PileProCompany: "Make Your Project Watertight, Wadit"';
6. De Neef Norge: Brosjyre Swellseal;
7. Niamh Collins (21.11.2011): "Support and sealing at the toe of a retaining wall extending to bedrock: theory and practice", script - Aalto Universitet;
8. Profilarbed SA – Arcelormittal: "Brosjyre Dixeran. Declutching detector";
9. Kontrakt E8 Entreprise Havnelageret og tilhørende tegninger
10. NS-EN 12063: 1999 Utførelse av spesielle geotekniske arbeider. Spuntvegger
11. NS-EN 1993-5:2007+ NA:2010 Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner. Del 5: Peler (spunt)
12. Vegdirektoratet (2014): «Håndbok R762 Prosesskode 2. Standard beskrivelse for bruer og kaier»;
13. dr.ir. D.A.Kort (oktober 2004): "On the use of Z and U piles", foredrag;
14. Statens Vegvesen : «Geosør Regionalt spuntkurs 2006-2007», Statens Vegvesen rapport 2503
15. Chun Wo Construction & Engineering Co. Ltd. (juli 2013)"Technical note 009 Clutch – welding: conservatism in steel sheet pile wall design";
16. CUR Gouda / Gemeentewerken Rotterdam (may 2003) "Handbook Quaywalls", side 359;
17. Geomantix: (21st Februray 2008) "Decoding Eurocode 7 – Introduction to Eurocode 7, Institution of Structural Engineers Canterbury Forum";
18. Kluckert, K.D (Graz 2007).: "Wie is dicht?, 22. Christian Veder Kollquium, Heft 30 der Gruppe Geoteknik";
19. Borchert, K.-M. (1999): "Dichtigkeit von Baugruben bei unterschiedlichen Sohlen-Konstruktionen – Lerhen aus Schadensfällen" VDI-Berichte 1436 S.21ff, Beitrag zur VDI-Fachtagung;
20. T. Katsumi, T.Iniu og M. Kamon (september 8-10, 2009): «In-situ containment for waste landfill and contaminated sites», Proceedings of the International Symposium on Geoenvironmental Engineering, ISGE 2009;
21. Dr. Gordon P. Boutwell, M.S. Nataraj, K.L. McManis (Piledriver fall 2004): "Pile foundations – an environmental problem?";
22. Vegdirektoratet Teknologiavdelingen Publikasjon 104 (Oslo, januar 2004): "Berginjeksjon I praksis".

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2015

GEOSUITE – INTEGRERT GEOTEKNISK DIMENSJONERINGS VERKTØY
GeoSuite – an integrated system for geotechnical design

Dr Suzanne Lacasse, Dr Hans Petter Jostad, siv.ing. Yunhee Kim, Dr Jean-Sébastien L'Heureux, NGI; Dr Rolf Sandven, Multiconsult AS; siv.ing. Torbjørn Johansen, Geovita AS

SAMMENDRAG

Store forbedringer innen analyseverktøy siden 1990-årene har endret vår praksis, takket være utvikling innen IT. Allikevel er det datagrunnlag, erfaring, ekspertise og kvalitetskontroll som er nøklene til pålitelig geoteknisk dimensjonering. Det er derfor ikke programvaren som benyttes som skal skille konsulentene. Medarbeidernes kompetanse og erfaring i valget av jordparametre og jordmodeller som anvendes i analysene bør representere større konkurransefortrinn. Geotekniske aktører i Norge og Sverige inngikk i 2002 en allianse for å utvikle programpakken GeoSuite. En første versjon ble utgitt i 2006, annen generasjon kom i 2015. Den tredje generasjon GeoSuite planlegges lansert i 2019. GeoSuite skal gjøre geoteknisk dimensjonering kostnadseffektiv og gi mulighet for både 1D, 2D og 3D beregninger og visualisering, samt tilby brukerassistanse for parametervalg og selve beregningene. Artikkelen beskriver GeoSuite programvaren med beregningsmoduler for stabilitet, setning, bæreevne, peler and utgravninger. Eksempler på setningsanalyse og stabilitet er gitt i noe mer detalj, samt en illustrasjon av "Wizard"-funksjonen for brukerassistanse. I 2016 vil GeoSuite utvides med moduler for skredutløpsdistanse, jordprofiletablering og statistisk analyse.

SUMMARY

Remarkable advances in geotechnical analysis tools have happened since the 90's, much due to the evolution of IT. Yet, in addition to reliable soil data and soil models, experience, judgment and quality control remain the key to reliable foundation design. Software is not what should differentiate among consultants any more. The competence and experience of the personnel and the selection of the design parameters and soil models to use in the analyses are what gives the competitive edge. The geotechnical profession of Norway and Sweden entered an alliance to develop GeoSuite in 2002. The first version was issued in 2006, followed by a second generation software in 2015. A third generation is planned for 2019. The objective is to make design as cost-effective as possible, provide 1D, 2D and 3D calculations and visualization, and offer user-assistance along the way. The paper describes the GeoSuite software, its modules for stability and settlement, and the Wizard function for user assistance. Examples of settlement and stability calculations are given. Plans are made for add-ons with landslide run-out calculations, soil profile decisions and statistical analyses of soil parameters.

INTRODUCTION

Remarkable changes have happened in geotechnical engineering calculations since the 70s and 90's (Duncan 2013). Many changes are due to the revolution in computers and information technology (IT), including the ability for very detailed evaluations and three-dimensional (3D) finite element analyses. Although the tools in use today are much more sophisticated than earlier, engineering experience, judgment and thorough quality control are the most important components of design in addition to a reliable description of the soil and its behaviour. As our profession moved into the 21st century, Duncan (2013), Wright (2013) and Finn and Wu (2013) each separately recommended to always use more than one computer code when doing geotechnical calculations, to check "that you have not missed anything of importance". It is not the software used that differentiates between two consultants, rather the knowledge and experience of the personnel and the appropriateness of the soil design parameters and soil models in the calculations are keys to reliable design work.

In 2002, the geotechnical profession of Norway and Sweden (consultants, research organizations, universities and government agencies) entered an alliance to develop a suite of programs for foundation design and slope stability. The work was funded by The Research Council of Norway and the alliance partners. The first version of GeoSuite was issued in 2006. A second generation of the GeoSuite software came in 2015. A third generation is planned for 2019. The primary objective of GeoSuite is to provide methods and tools for 1D, 2D and 3D calculations and visualization, integrating in the software geotechnical input data and their interpretation, calculations and the result interpretation in one package. The paper presents the GeoSuite system, describes the calculations for settlement and stability and provides examples of the assistance provided to the user.

NEED FOR NEW INTEGRATED SOLUTIONS

Figure 1 illustrates schematically the evolution of civil engineering practice. Today, solutions are moving towards 3D interactive models and Building Information Modeling (BIM), where different disciplines and work processes interact. The human relationships have evolved as engineers and scientists work less in isolation, but increasingly in collaborative, integrated teams. Contractors, consultants, universities and public infrastructure organizations need a common and integrated 3D engineering model in their work. In a Norwegian survey, geotechnical engineers prioritized the need for assistance with the selection of input parameters and the need for a seamless integration of input data, analysis modules and results as some of the most urgent needs. They wished tools to model and represent foundation geometries, illustrate and account for spatial extent and variability of geo-data, integrate geo-calculations and enable an "interactive" modelling of foundations.

GEOSUITE SOFTWARE

GeoSuite has a series of computer programs especially developed for the design of geotechnical foundations and slope stability. This includes modules with calculations of stability, settlement, bearing capacity, piles and excavations. In 2016, an introductory module for

landslide run-out distance analysis and an assistance for establishing soil profiles (Wizard), with an option for statistical analysis of the soil parameters, will be included.

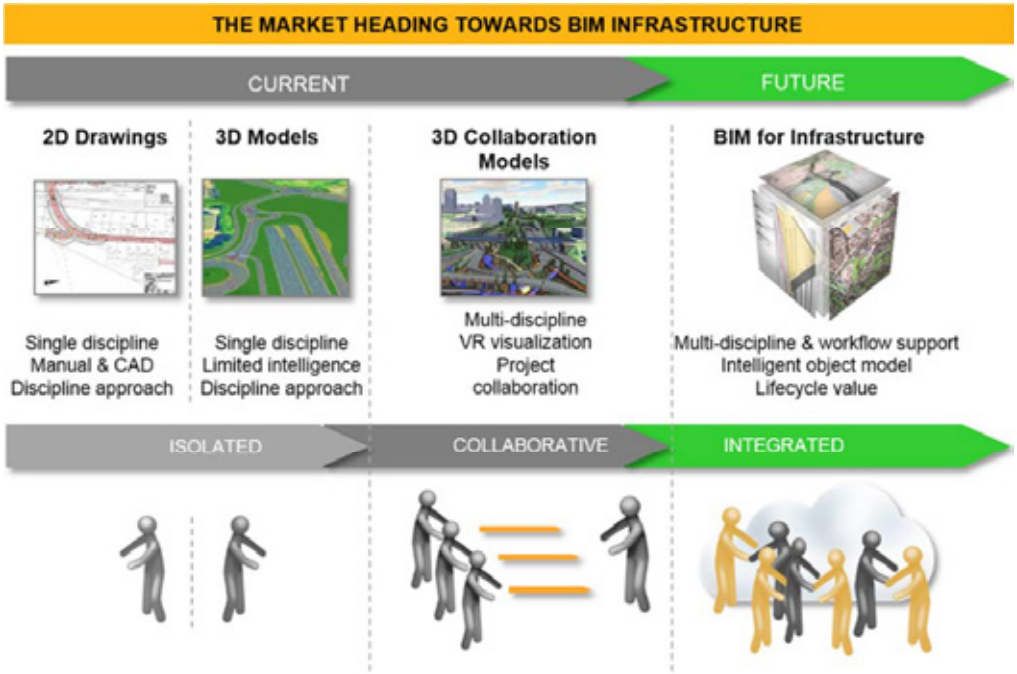


Figure 1. Evolution of civil engineering practice (Vianova AS, P. McGloin, personal communication)

Figure 2. GeoSuite modules

The objective of the software is to address everyday design situations, and to make calculations cost-effective for the user[1]. Figure 2 illustrates schematically the GeoSuite software. The key development features in recent years have been the integration of a 3D calculation engine, input data and result presentation with possibilities of 1D, 2D and 3D visualization, series of assistance panels for the user for selection of the soil parameters, for the analysis and for interpretation of the results.

The 3D data representation model (the ground observation model, GOM) is the heart of the system and enables the user to build a model accounting for other installations already in the ground and integrating the measurements of soil properties, as available. User assistance (called 'Wizard' in Fig. 2) is provided to help establish the soil profiles for analysis. Each of the calculation modules has an input, calculation and results interpretation part, with a 'Wizard' (user assistance) available when desired by the user.

3D DATA REPRESENTATION MODEL

Open data model

The open data model manages the geotechnical data throughout its life cycle, for GeoSuite calculations and for use by other software/systems. The model integrates the 3D representation in a digital terrain with geotechnical analyses, including the soil layers and the input and results of the analyses. Geotechnical properties and geological description in the building and construction and infrastructure sectors have gradually become a part of the Building Information Modelling (BIM[2]). This requires open standards, integrated and easy import and export of data between the BIM models and the processes governing several parties collaborating during design. The model in GeoSuite meets the requirements in ISO/TC211[3].

The open data model provides the geotechnical engineer with not only the data, the subsurface layers and the model used for the analysis, but also a visualization of the data and other implementations, such as roads, buildings, excavations and other structures/installations.

Ground Observation Model (GOM)

One of the key elements of the work was the creation of a ground observation model (GOM) obtained from the open data model. The GOM then interacts with the tools for geotechnical analysis, where a 3D section of the large model can be selected and analysed further.

---

[1] http://www.-vianovasystems.no/Nedlasting/Novapoint-GeoSuite

[2] BIM (Building Information Modeling) involves the generation and management of digital representations of physical and functional characteristics as a function of location.

[3] ISO/TC 211 is a standard Technical Committee within ISO covering digital geographic information, such as used by GIS and geomatics and preparing International Standards and Technical Specifications.

The 3D data representation module (GOM) integrates seamlessly the information from geological, geophysical and geotechnical *in situ* and laboratory investigations. The module creates a subsurface model for input in the geotechnical calculations. GeoSuite also documents who did what, the parameters used, and the history of the parameters and the analyses. The ground layers, in 3D, include all the attributes and parameters relevant for the geotechnical calculations and expertise provided by the Wizard for user assistance. Figure 3 gives two examples of 3D representation: a 3D volume of soil to be analysed, and the contours ("heat map") of settlements in 3D.

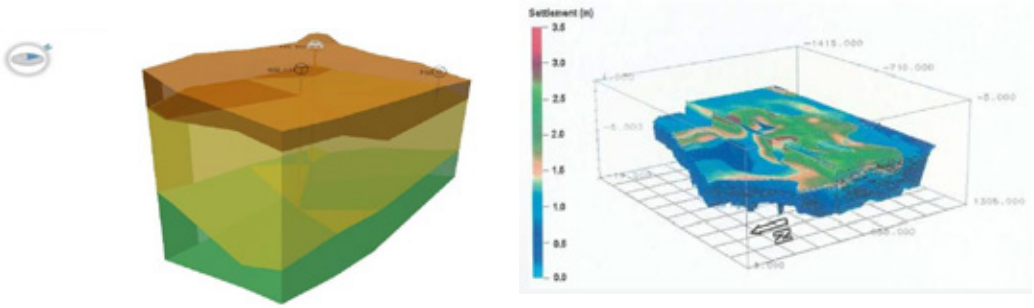


Figure 3. Examples of 3D soil volume generated (left) and calculated 3D settlements (right) by GeoSuite (curtesy Anders Rosenquist af Akershult, personal comm, Oct. 2014, Vianova GeoSuite AB)

SETTLEMENT MODULE

The calculation engine developed at NGI (Jostad and Engin 2013; Jostad and Lacasse 2015) was checked for a simple case of settlement of an OC clay under a uniform surface load. Three different software packages were used: Plaxis3D (www.plaxis.nl/plaxis3d), Settle^{3D} (www.rocscience.com/settle3D) and GeoSuite (denoted GS 1D and 3D). Figure 4 compares the results at the centerline and at the corner of the loading. The 3D settlement (initial and consolidation settlements) were significantly larger than the 1D settlements. GS 3D and Plaxis 3D and Settle^{3D} calculations agreed well.

A second example is the calculation of the settlement of the Oslo Customs Office (Jernbanetollsted) where settlement observations were made during the period 1922 to 1973 (Andersen and Clausen 1975). Svanø and Nordal (1991) back-calculated the settlements using a creep model. The Jernbanetollsted building has two parts, the lighter Western part imposing an additional stress of 50 kPa on the ground, and the heavier Eastern part imposing an additional stress of 90 kPa. Primary consolidation was estimated to take 1,000 years (Andersen and Clausen 1975). The major contributor to the settlement during the first 50 years is volumetric creep (Svanø and Nordal 1991; Kim 2015). The calculations included one- and two-dimensional consolidation and volumetric creep, using the parameters derived by Svanø and Nordal (1991). Figure 5 compares the measured and calculated settlements with the GeoSuite results, using the 1D model. The results match well the Svanø and Nordal results, and the measurements at the site. The calculated consolidation settlements were 12 cm for the Western part, and 24 cm for the heavier Eastern part during the same period.

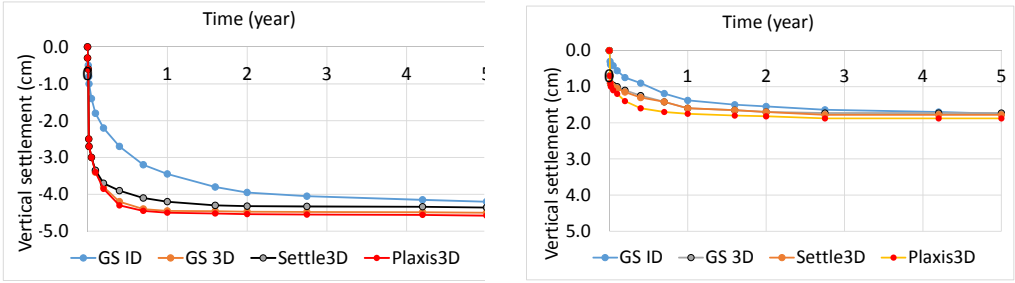


Figure 4. 1D and 3D consolidation settlements, OC clay, at centerline (left) and under corner (right) (S. Johanson NTNU, personal comm. June 2015).

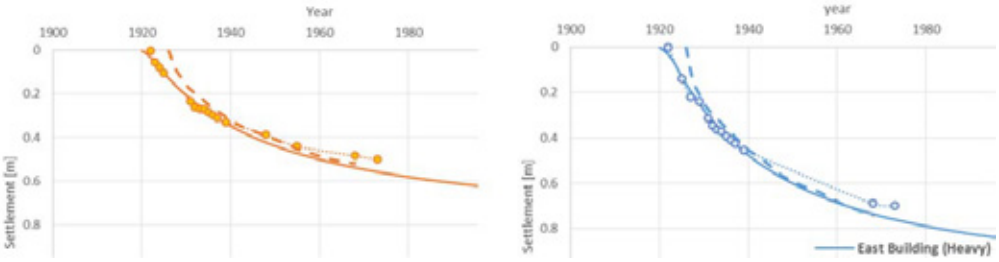


Figure 5. Measured and calculated settlements: Western (left) and Eastern (right) buildings. [Legend: Circles for measurements; solid curve for GeoSuite, dashed curve for Svanø and Nordal 1991)]

STABILITY MODULE – 3D EFFECTS

The 3D effects are illustrated for an idealized case (Fig. 6) with slope inclinations 1:*b of b*=1, 2 and 3. The effect of the depth down to a stiff/strong layer $d = D/H$ was checked for d of 0 and 1, where D is the depth from the toe level to the bottom boundary and H the height of the slope, from toe to crest. The effect of the width of the slide $w = W/H$ was checked for w of 1, 2, 4 and infinity (plane-strain conditions). The mesh has 1,392 twenty-noded brick elements. The NGI-ADP model, a strain-hardening elasto-plastic total stress model with stress path dependent or anisotropic undrained shear strength (Grimstad *et al* 2012), was used in the analyses. The input for this constitutive model are the spatial distribution of the undrained active shear strength $s_u^A(x,y,z)$ and the anisotropy strength ratios s_u^{DSS}/s_u^A and s_u^P/s_u^A [4], the corresponding shear strains at failure, γ_f^A, γ_f^{DSS} and γ_f^P, and the initial elastic shear modulus ratio, G_o/s_u^A. The normalized stability number F was calculated from:

$$F = F_{3D} \cdot N_o \cdot s_u / \gamma H \qquad [1]$$

[4] s_u^A, s_u^{DSS}, s_u^P: s_u from triaxial compression, direct simple shear and triaxial extension tests, respectively.

where F_{3D} is the 3D effect factor, N_o the geometry-dependent stability number (for plane-strain conditions), s_u the isotropic average undrained shear strength, γ the total unit soil weight and H the slope height.

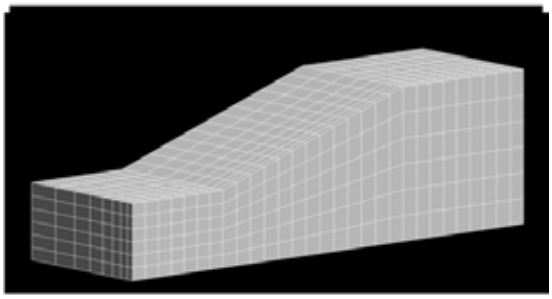


Figure 6. Finite element mesh (1/2 model) for b=3, D=H and w=4

Failure was modelled by gradually increasing the total weight γ by a load factor p. For a total stress analyses, the factor of safety FS is then equal to p. This gives the same result as an analysis with shear strength reduction, where the s_u is gradually reduced by a material factor γ_m until failure. Failure was defined when the tangential stiffness of the system became very small (see also Jostad and Lacasse 2015). At failure, the displacement increased significantly for an infinitesimal small increase in the load factor.

The 2D limit equilibrium analyses and 3D finite element analyses gave similar failure mode at the centerline. The 2D and 3D slip surfaces for plane strain conditions differed slightly near the bottom of the slip surface. The factor of 2D safety from limit equilibrium analyses (1.26) and the 3D finite element analyses (1.24) for w equal to infinity (roller boundaries at the sides of the model) were also very close. However, the incremental displacements at failure differed significantly, as illustrated in Figure 7. On the left, the figure shows the incremental displacements. On the right, the contours are shown at a vertical cross-section slightly above the toe, in the plane normal to the paper. The figure illustrates that the slip surface in the direction normal to the sliding mass is elliptical.

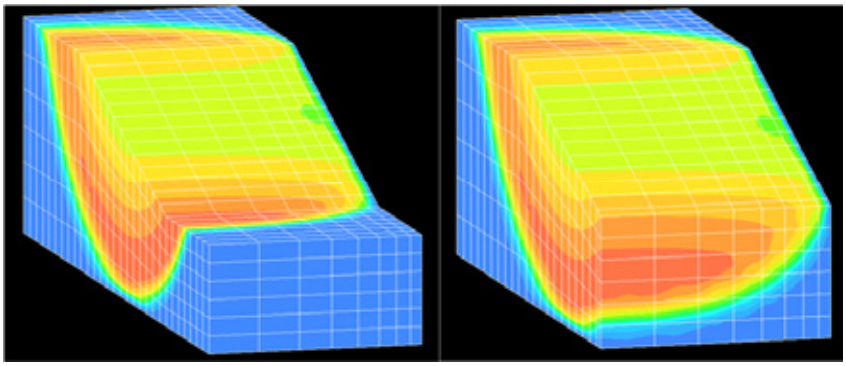


Figure 7. Incremental displacements in the entire volume and within a cross-section slightly above the toe for b=3, D=H and W=4H (Jostad and Lacasse 2015).

Figure 8 illustrates the importance of the 3D effects as a function of the inverse of the width ratio $1/w = H/W$ (plane strain conditions for $H/W = 0$). The 3D effect factor F_{3D} represents the increased capacity compared to a 2D plane strain analysis. The factor F_{3D} increases approximately linearly with the H/W ratio. It also increases with the depth down to the strong layer ($d=D/H$), and increases slightly with increasing slope inclination b.

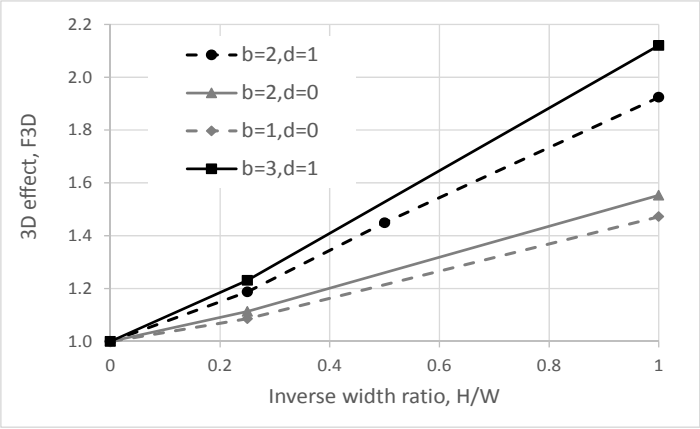


Figure 8. 3D effects vs the inverse width ratio H/W for slope inclinations b and depth ratios d =D/H.

WIZARD ASSISTANCE TO USER

Lacasse *et al* (2013) described briefly the Wizard function used in GeoSuite. Wizard is an optional, interactive assistance popping up with information on the selection of soil parameters, the interpretation of *in situ* or laboratory test results, the selection of a type of analysis, the features of the analysis itself or the interpretation of the results of an analysis. Wizard invites the user to note down its comments within the Web site; Wizard makes topic associations with links; Wizard seeks to involve the user in an on-going process of improvement.

GeoSuite aims for day-to-day design, with a balance between sophisticated analyses requiring advanced soil models and parameters and offering answers of higher accuracy, and less sophisticated and simplified models, leading to less accuracy yet still realistic answers. For example for settlement analysis, the user can, with the help of the Wizard, initialize the data, the foundation geometry, foundation type and foundation stiffness, the construction history, ground improvement options and the load history. The user can also initializes the stress distribution (e.g. elastic theory, n:1 distribution or finite element analysis of the stresses vrersus depth), the distribution of the initial steady state pore water (hydrostatic or non-hydrostatic conditions) and any excess pore water distribution. The wizard also provides assistance on how to obtain soil parameters from the cone (CPT) and piezocone penetration test (CPTU) and laboratory data. For example, the undrained shear strength can be estimated from the corrected cone resistance, the measured excess pore pressure or the net cone resistance. The preconsolidation stress, as obtained from three methods, and the deformation parameters at

the end-of-primary consolidation, again by three methods, can be considered in light of earlier experience and in terms of the effects of sample disturbance. The undrained shear strength and overconsolidation ratio can also be obtained from or compared with relationships in the literature. Figure 11 presents an example of a recent correlation for the permeability as a function of void ratio and fines contents.

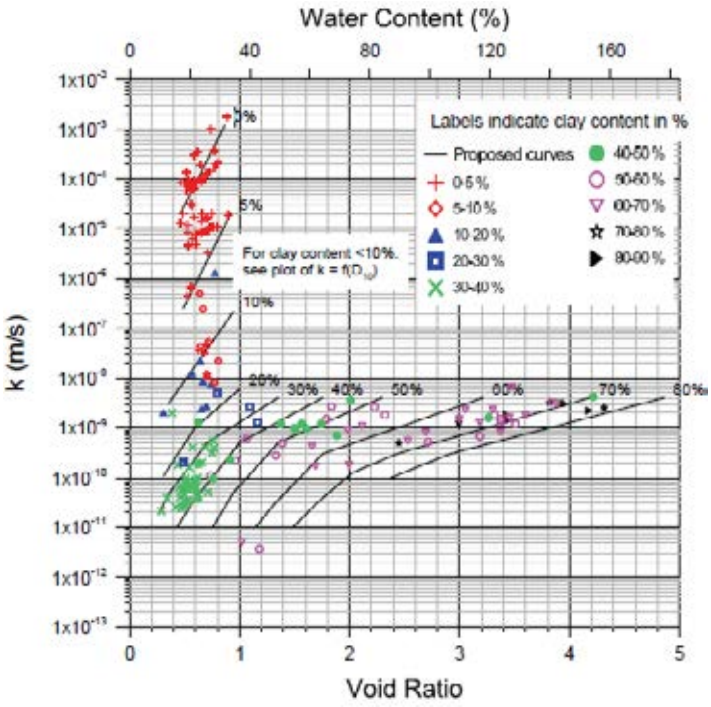


Figure 9. Permeability k vs void ratio, water content and clay content (Andersen and Schjetne 2013).

OTHER GEOTECHNICAL MODULES

The other modules (Piles, Bearing Capacity, Excavation and Slide run-out) have similar capabilities. In particular, the Piles module looks into both axial pile capacity and soil-pile interaction of single piles and in a pile group, whereas the Excavation module will use the same 3D engine as the other geotechnical modules (3D version to be completed by 2018). The landslide run-out module is a recent addition and will present simplified calculations by 2016, with more advanced run-out models by 2018. Statistical analyses associated with the selection of parameters will be included in 2016.

SUMMARY

The challenge in GeoSuite lies in maintaining a balance between sophisticated analyses and less sophisticated and simplified models.

The former requires advanced soil models and parameters, and can offer answers of high accuracy. The latter should be able to give reliable answers but with less accuracy and at lower calculation costs. GeoSuite provides to the practitioner the possibility of running 1D, 2D and 3D calculations and visualization, and helps the user with geotechnical input data, establishing soil profiles, doing the calculations and interpreting the analysis results.

The paper briefly presented the concepts behind the GeoSuite software, and some calculation examples. The system is under continuous development. The GeoSuite is a software that can be useful both in design and for checking calculations. The authors fully support Duncan (2013) and Wright's (2013) recommendations that one should use more than one computer code when doing geotechnical calculations, to check that one has not missed any significant aspects of the problem. GeoSuite provides an additional option to do this.

ACKNOWLEDGEMENT

The authors acknowledge the funding of The Research Council of Norway and the technical and financial contributions of the GeoSuite alliance partners: Geovita AS, ViaNova Systems AS, Multiconsult AS, Norconsult AS, ViaNova GeoSuite AB, AG Programutveckling Ekonomisk Förening (AGEF), SINTEF Building and Infrastructure, the Norwegian University of Science and Technology (NTNU), the Norwegian Public Roads Administration (NPRA), the Norwegian Railway Administration (JBV), Skanska AS, Cowi AS, Sweco AS, Rambøll AS and NGI. The contributions of P. McGloin (Vianova Systems AS), J. Ludvigsson and A. Rosenquist af Akershult (both from Vianova GeoSuite AB) are gratefully recognized.

REFERENCES

Andersen, K.H and Clausen, C.J.F. (1975). "A fifty-year settlement record of a heavy building on compressible clay". Proc. Conference on *Settlement of Structures*, Cambridge. pp 71-78.

Andersen, K.H. and Schjetne, K. (2013). Data base of friction angles of sand and consolidation characteristics of sand, silt and clay. ASCE J. of Geotechnical & Environmental Eng. 139 (7) 1140-1155.

Duncan, J.M. (2013). Slope stability then and now. *ASCE GeoCongress*. Keynote Lecture. San Diego. 2191-2210.

Finn, L. and Wu, G. (2013). Dynamic analyses of an earthfill dam on over-consolidated silt with cyclic strain softening. Keynote Lecture. *7th International Conference on Case Histories in Geotechnical engineering*. Wheeling (Chicago) IL USA.

Grimstad, G. and Jostad, H.P. 2012. Stability analyses of quick clay using FEM and an anisotropic model. NGM 2012 (*16th Nordic Geotechnical Meeting)*. Copenhagen. 2. 675-680.

Jostad, H. P. and Engin, H.K. (2013). *Investigation of different solution strategies for non-linear 3D consolidation problems.* ComGeoIII 3rd Intern. Symp. Computational Geomechanics. Krakow.

Jostad, H.P. and Lacasse, S (2015). 3D effects in undrained slope stability analysis of clays. Proc *ECSMGE* Edinburgh. Sept. 2015.

Kim, Y. (2015). GeoFuture: Testing of GeoSuite Settlement Module version 2. GeoFuture Report prepared by NGI. 26 October 2015.

Lacasse, S. Jostad, H.P., Athanasiu C., L'Heureux, J.-S., Sandene. T. and Liu Z.Q. (2013). Assistance for the calculation of settlement. GeoMontréal 2013. Canadian Geot. Conf.

Svanø, G. and Nordal, S. (1991). A soil model for consolidation and creep. Proc. 10th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng, Florence, Italy. I:269-272.

Wright, S.G. (2013). Slope stability. H.B. Seed Lecture. *ASCE GeoCongress*. San Diego CA.

INTERCITYBANEN VENJAR – HAMAR. STORE UTFORDRINGER I GRUNNUNDERSØKELSENE FOR TANGEN BRU

Intercitybanen Venjar–Hamar. Store utfordringer i grunnundersøkelsene for Tangen bru-prosjektet

James Barber. Administrerende direktør / Managing Director, Norconsult Fältgeoteknik AB

OPPSUMMERING

Jernbaneverket planlegger en større utvidelse av sitt jernbanenett. Det forestående prosjektet er en gren av Intercitybanen mellom Oslo og Lillehammer. Den aktuelle strekningen ligger mellom Venjar og Hamar, og passerer Norges største innsjø, Mjøsa. Den foreslåtte jernbanestrekningen kommer til å krysse Tangenbukta i den sentrale østlige delen av innsjøen via en bro, Tangen Bru.

Figur 1. Kart over Mjøsa-området og spesifikt Tangenbukta

Mjøsa er en dyp innsjø, og enkelte steder kan den være lumsk på grunn av regulert vannstand. Endringer i vannstanden, som ofte oppstår brått, skaper strømninger.

Jordprofilen er kompleks, med varierende tykkelse og dybde, og det skaper ytterligere utfordringer i grunnundersøkelsene.

Jernbaneverket trengte derfor spesialløsninger da de utførte de geotekniske grunnundersøkelsene, til tross for forholdene. Dette var en stor utfordring for Norconsult Fältgeoteknik.

SUMMARY

The Norwegian National Rail Authority (Jernbaneverket) is planning a major expansion of its rail network. The project at hand is part of a branch of the Intercity Rail line between Oslo and Lillehammer. The particular stretch is situated between Venjar and Hamar, passing Norway's largest inland lake, Mjøsa. The proposed stretch of railway is to cross the bay Tangen in the central eastern part of the lake via a bridge, Tangen Bru.

The Mjøsa Lake is both deep and, in places, can be treacherous due to regulated water levels. Subsequent changes in water level, often abruptly, give arise to currents.

The subsoil profile is complex, varying in thickness and depth, posing other challenges on the site investigations.

Jernbaneverket therefore needed special solutions in carrying out the geotechnical site investigations, in spite of the conditions, thus posing a major challenge for Norconsult Fältgeoteknik.

INNLEDNING

Den foreslåtte brostrukturen skal etter planen krysse Tangenbukta på en rekke pilarer. De geotekniske undersøkelsene skulle dekke jordprofilen og jordparametere samt fastslå grunnfjellsnivået for hver enkelt pilar som et grunnlag for utformingen av pilarene. Alle undersøkelser ble utført på innsjøen fra lekter eller flåte.

GEOTEKNISKE FORHOLD

De geologiske og dybdemessige forholdene på stedet, dvs. ved den foreslåtte broposisjonen, varierer betydelig, men en utfordrende profil vil ofte bestå av følgende:

- Opptil 60 m vanndybde
- 5 m med forholdsvis løse avsatte sedimenter
- 20 m med leire, slam og sand, ofte i vekslende eller omskiftelige lag, sjelden homogene
- 10 m morene/moreneleire
- Grunnfjell

Totalt ca. 100 m fra lekteroverflate og referansepunkt for undersøkelsen til fullført borehull.

UTFORDRINGER/PROBLEMER, OG LØSNINGER

På grunn av innsjøens dybde (opptil 60 meter i det aktuelle området) og komplekse underliggende lag, anså man at tradisjonelle geotekniske undersøkelser ville være både svært vanskelige å gjennomføre og forbundet med flere risikoer. De myke jord- og moreneavsetningene under bunnen av innsjøen er omfattende i tykkelse visse steder. Ettersom et av målene med undersøkelsene var å fastslå og bekrefte grunnfjellsnivået under de

geologiske avsetningene, på steder som ligger mer enn 100 m under innsjøens overflate, var det påkrevd med spesifikke løsninger for undersøkelsesmetodene.

I tillegg til vanndybden og de geologiske forholdene oppstod det en rekke utfordringer i forbindelse med arbeidet.

Værforhold

Mjøsa er Norges største innsjø. Den ligger i en dyp senkning/dal, og sjøen er generelt godt beskyttet mot vind fra de fleste retninger. Området i Tangenbukta er imidlertid spesielt utsatt for sørvestlig vind, som noen ganger kan føre til bølger på over 1 meter. Dette har skapt problemer i form av at flåten/lekteren beveger seg. For å løse dette ble lekteren utstyrt med fire (4) kraftige svingvinsjer med 360° arbeidsvinkel. Noen ganger gjorde bølgebevegelsene det nødvendig å bruke ballasttanker fylt med vann på lekteren for å oppnå økt stabilitet.

Bølgeaktiviteten førte også til at lekteren forflyttet seg. Ikke mye, men nok til at borestrengen noen ganger satte seg fast i jordlaget og grunnfjellet. Det var vanskelig å finne løsninger på dette, men det hjalp med tett overvåkning av bølgeaktiviteten og at boremannskapet var svært erfarne.

Is har også skapt problemer om vinteren på grunn av vannsprut (vann fra innsjøen). Man klarte å redusere denne risikoen noe ved å minimere bruken av vann.

Til tross for de krevende forholdene har man bare hatt 10 dager med nedetid/arbeidsstans på grunn av været, mye takket være kompetent håndtering og oppfinnsomhet.

Lekteren

Forholdene i innsjøen er ofte annerledes enn for offshore-prosjekter (til havs), hovedsakelig på grunn av den regulerte vannstanden i Mjøsa. Da prosjektet ble iverksatt, oppstod det utfordringer ved sjøsetting av flåte-/lekterseksjoner på grunn av lav vannstand. Et annet problem var krevende manøvrering på grunn av trange ankringsområder. Videre måtte man løse tekniske hindringer, f.eks. at det tunge utstyret ofte måtte løftes om bord. Til dette formålet ble det produsert en traverskran som ble montert om bord.

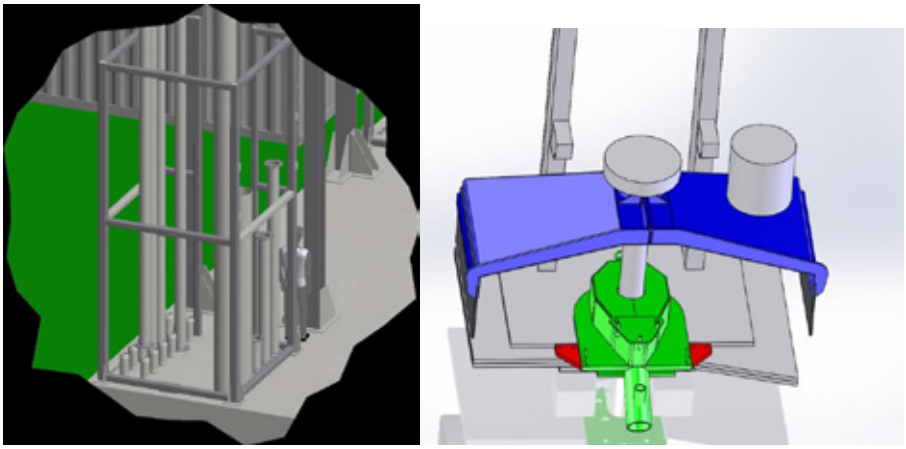
Figur 2. *Lekteren i bruk*

Teknisk, rigg
Tradisjonell topphammerboring ble ansett som uanvendelig for boring ned til anselige dybder i innsjøen før det var utført undersøkelser, hovedsakelig på grunn av resultater fra tidligere undersøkelser og erfaring. Årsaken til dette er et stort tap av dynamisk kraft fra topphammeren ned gjennom den vertikale og laterale bevegelsen. Det er simpelthen svært lite dynamisk kraft igjen i borekronen 100 m fra kraftkilden. I stedet ble det valgt et senkhammersystem med høytrykksluft som spylemedium.

Figur 3 *Rigg i bruk på lekterdekket*

Det var verken mulig eller praktisk å bruke tradisjonelle bærekurver/trau til lagring av borerør og borestenger med horisontal plassering på grunn av vekten (3 m lengde – 80 kg/stk.). I stedet ble det konstruert et system med en traverskran og en vertikal bærer, noe som forenklet transporten. Traverskranen var også nyttig til annet løfte- og lastearbeid.

Andre løsninger for vannsprut på overflaten var å bruke en borholder, med erfaring fra oljeindustrien offshore i Stavanger. Sammen med borholderen ble det montert en hatt på foten av borklemmen for å spre annen vannsprut.



Figur 4 Bærekurv og senkhammerdetaljer

Geoteknisk

Jordprofilen inneholder betydelige mengder slam under høyt trykk, delvis på grunn av den innsprøytede spyleluften. Det forårsaker en tilbakestrømning av slam med høyt trykk inn i senkhammeren og borestengene når man bytter og forlenger borestrengen (pause i spylingen). Når tilbakestrømningen har funnet sted, er det veldig vanskelig å fortsette spylingen på grunn av at slammet får en nærmest sementerende effekt når vannet forsvinner. Tidkrevende rengjøring av senkhammeren, borestengene og borerørene førte til forsinkelser.

Løsningen var å bruke et system med to ventiler; en for trykkluften ved overflaten og en annen for å hindre tilbakestrømning av slammateriale under trykk.

En annen utfordring under boring var strømningene i innsjøen som førte til forskyvninger av borerøret når det ble senket mot bunnen. Én løsning var å bruke et utvendig rør på 8 m som ble montert gjennom dekket. Det gjorde det enklere å styre borerøret direkte mot bunnen. Undersøkelser på større dybder viste seg imidlertid å være krevende, til tross for det lange røret. Derfor var det iblant nødvendig å montere et gyroskop på borerøret for å kunne styre den utvendige borestrengen korrekt. For visse borehullposisjoner måtte man likevel ha flere forsøk for å lykkes.

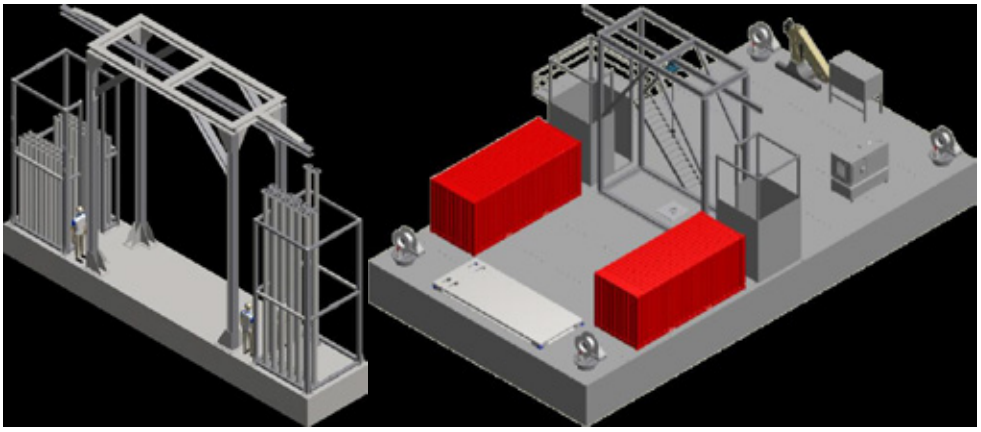
En annen erfaring var at det ytre, gule borerøret (se figuren) måtte presses mot og ned i bunnen av innsjøen. Strømning direkte fra bunnen førte noen ganger til avbrudd mellom borerøret og borestrengen. Løsningen var å spyle bunnen før installasjon av borerøret.

Slam og fin sand fører til slitasje på utstyret og krever jevnlig utskiftning av deler samt andre reparasjoner.

Alle disse problemene måtte løses og krevde nøye planlegging før undersøkelsene kunne settes i gang.

TEKNISKE DETALJER

Selve lekteren er konstruert med et modulsystem som består av 9 moduler, som er sammenkoblet og utgjør en konstruksjon som er 12 m bred. Dette ble gjort i Minnesund ved sørenden av Mjøsa. Lekteren ble deretter slept på sjøen til arbeidsstedet. Det var ikke påkrevd med dykkere eller annet undervannsarbeid utført av arbeidere. For å kunne transportere det indre og det ytre borerøret sammen med det utvendige røret (8 m) ble det montert en portalkran, som dekket lekterens fulle lengde. Ankrene hadde en vekt på 500 kg hver og en reaksjonskraft på 20 tonn per anker. Selve lekteren hadde en lastekapasitet på 800 tonn.



Figur 6 Traverskran og lekterkonstruksjon

Traverskranen er konstruert spesielt for dette prosjektet. Den ble produsert i Eggersund og fraktet i moduler til Tangen-området (Minnesund) for montering.

En mindre flåte (15 m vanndybde) ble brukt for grunnere vann. Den hadde støtteben med en lengde på 24 m. Det oppstod visse problemer ved sjøsetting (finne kaier med stor nok bæreevne) og transport forbi broene ved Minnesund (støttebena).

UTSTYR

Lekter/flåte
12 m lekter med 8 m rør, forankringssystem med 360º svingvinsjer i hvert hjørne
Kompressor (for senkhammerboring), traverskran (spesialkonstruert)

Borerigg
GM 100
Senkhammersystem (indre og ytre borerør)

Figur 7 Senkhammersystem

Referanser:
Jernbaneverket
Jamie Lindgren, boreleder ved grunnundersøkelsene, Norconsult Fältgeoteknik AB
Isak Wøhni, prosjektleder, Arctic Seaworks AS (ASW)
Anne-Lise Berggren, geoteknisk spesialist, Jernbaneverket
Geomachine OY
Bo Pilskär, Geomek AB
Thomas Andrén, Geofound AB

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2015

HIST – nytt bygg for Handelshøyskolen i Trondheim

- brudd i staginnfesting

Sivilingeniør Even Øiseth; Rambøll

Sammendrag

En løsning med løsmassestag satt uten pute medførte brudd i innfestingen mellom stag og spunt slik at stagene ble trukket gjennom spunten i forbindelse med utgraving for 2 kjellernivåer. Alle innfestinger måtte byttes for alle stag. Artikkelen gir en oversikt over grunnforhold, dimensjonering og valgte løsninger.

Summary
Anchor heads were pulled through the sheet pile wall during excavation for the second basement level. All supports had to be replaced for all anchor struts. The paper gives an overview of the ground conditions, the design and chosen solutions.

Innledning

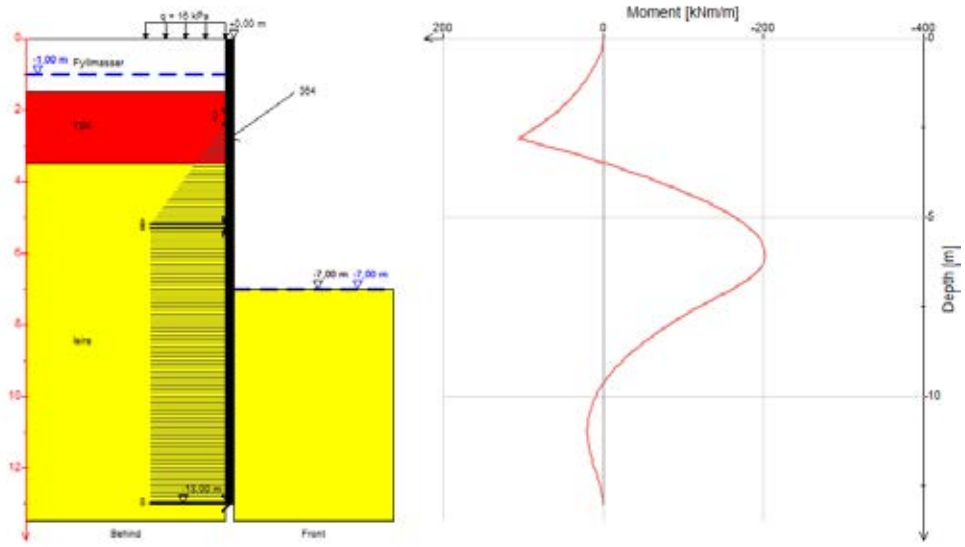
REN Elgeseter AS har vært byggherre for et nytt kontor/undervisningsbygg i Elgesetergate 55 – 57 i Trondheim. Rambøll har utført geotekniske grunnundersøkelser og vurderinger for utgraving av byggetomt og fundamentering.

Bygget er utført med kompensert fundamentering på hel bunnplate med 2 kjelleretasjer. Det ble satt avstivet spunt rundt hele gropa, med unntak av en liten strekning på nordsiden av byggegropa hvor det ble benyttet graveskråning. I løpet av byggeperioden ble det brudd i staginnfestingen for spuntkonstruksjonen på et parti rundt hjørnet Klæbuveien/Prof. Brochs gate ved at støtter/stålplater mellom stag og spunt ble ødelagt/deformert og stag ~~forsvant~~ ble dratt gjennom spunten. Det er ingen bygg umiddelbart inntil byggegropa, og ingen skader på nabobygg er registrert, men det er registrert oppsprekking av asfalt i gate, samt at en vannledning gikk til brudd. Det er usikkert om vannledningen gikk i brudd før eller etter at stagene gikk gjennom spunten.
I tillegg til å gi en vurdering av skadeårsak gir denne artikkelen en oversikt over grunnforhold og løsninger som er valgt, noen vurderinger omkring dimensjonering, utbedringstiltak og også hvordan en kan gjøre løsningen mer robust.

Figur 1: Kart fra tomta

Grunnforhold
Grunnen i området består av leire med varierende fasthet og lagdeling. Det antas at deler av massene er gamle rasmasser. Udrenert skjærfasthet er målt i størrelsesorden 40 – 175 kPa. Dybden til fjell er ikke kjent. Terrenghøyde varierer noe på tomta mellom ca kote 24 og 25 meter. Poretrykke som er målt viser et trykk som stiger mindre enn hydrostatisk med dybden, mens under prøvetaking er grunnvannet registrert ca 5 m under terreng. Over grunnvannstand er det fyllmasser og tørrskorpeleire.

Ved dimensjonering av spunt er grunnvannet antatt ved kote 21 og skjærfasthet i leira økende i dybden fra 40 kPa til 70 kPa. Fyllmasser og tørrskorpeleire er modellert som friksjonsmasser. Ulike poretrykksforhold er vurdert hvor det også står vann opp i tørrskorpeleira, alle konservative i forhold til det som er målt på tomta. Klæbuveiene ligger lokalt noe høyere og høydedifferansen ble tatt inn i beregningene i Geosuite Excavation som en ekstra terrenglast.

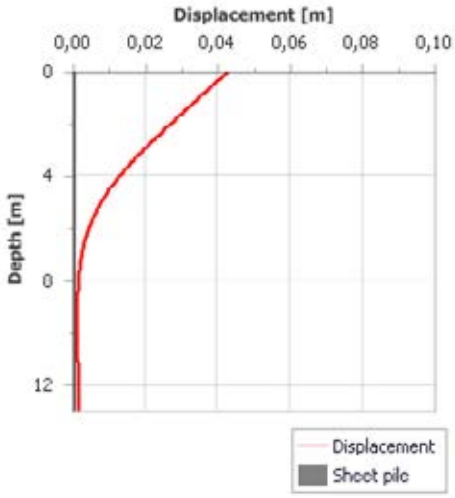


Figur 2: Beregning i Geosuite med konservativ antalelse for grunnvann

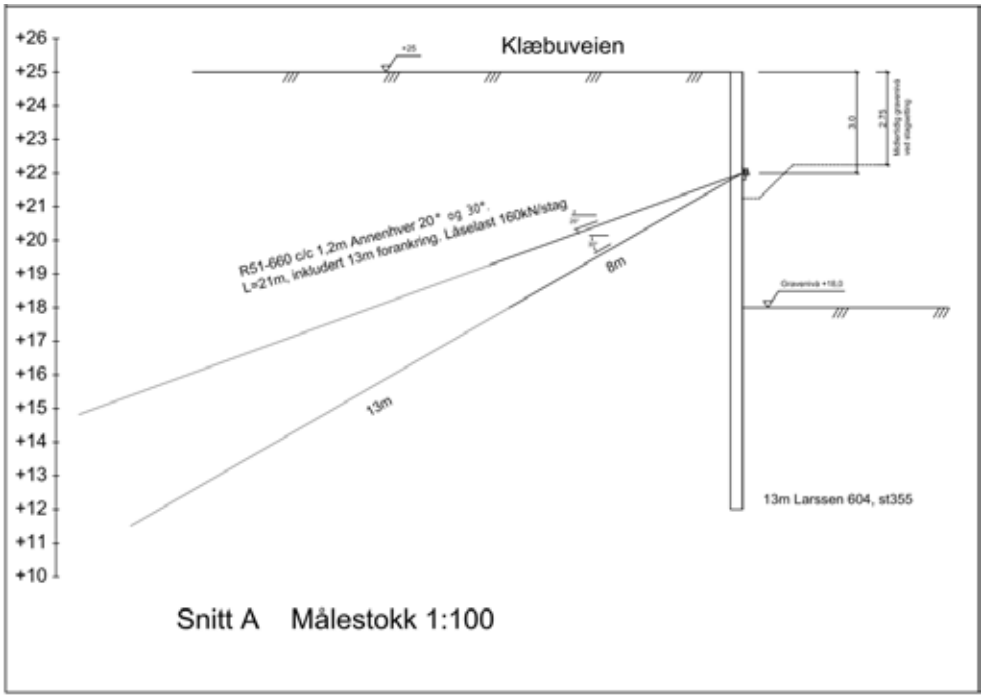
Prosjektert løsning

Det ble først prosjektert en ganske vanlig løsning med 2 stagnivåer med langsgående pute, på 3 av sidene mot henholdsvis Klæbuveien, Professor Brochs gate og Elgesetergate, og stabil graveskråning på en side mot nord. Både på grunn av plassmangel i forhold til vannledninger i gatene utenfor spunten og lite med plass mellom ribber på kjellervegg og spunt, ble det prosjektert en revidert løsning med kun en stagrad hvor pute var erstattet med et stag for hver dobbeltnål (cc ca 1,4 m), se figur 4 og 5 . Det ble vurdert at spuntlåsene hadde kapasitet nok til å overføre kreftene til nabostag ved eventuelt stagbortfall, men at hvert av nabostagene ville få opp mot 35 % av kraften fra staget med brudd, mens resterende føres ned gjennom spuntnålen. Løsning med kun en stagrad vil gi noe utbøying av spunten både ved graving ned før stagene settes og ved graving videre til full utgraving ved kote 18. Spunten ble i første omgang dimensjonert med Geosuite Excavation som viser utbøyning i området 4 til 5 cm. Selv om deformasjoner beregnet i dette programmet er noe unøyaktig, kan det med en utbøyning i denne størrelsesorden forvente noe setninger på terrenget rett bak spunten. Ettersom dette arealet uansett skulle ordnes med fortau og reasfalteres ble løsning likevel foretrukket. Entreprenøren ville også etter hvert ha spunt rundt hjørnet mot nord og på deler av nordsiden av byggegropa ~~hele byggegropa~~.

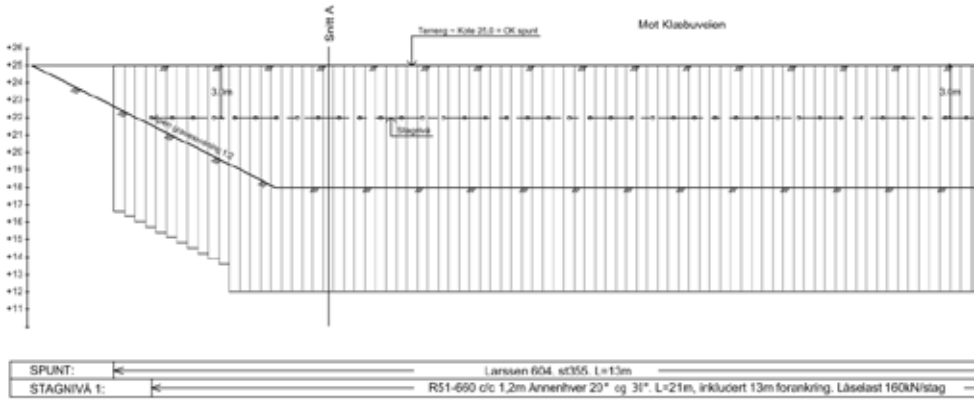
Figur 3 viser deformasjoner i spunt beregnet med Geosuite Escavation for situasjonen før første stag settes.



Figur 3: Defomasjoner før installasjon av stag.



Figur 4: Prosjektert løsning med en stagrad med selvborende løsmassestag og 13 m lang spunt, snitt.



Figur 5: Spuntoppriss mot Klæbuveien

Installering av spunt
Under ramming av spunt var det et par dobbeltnåler mot Klæbuveien som ikke var mulig å ramme ned til prosjektert nivå da de trolig har støtt på store steiner, figur 6. Dette medførte en del hard ramming. Det ble ganske tidlig registrert en del sprekker i asfalten i Klæbuveien i forbindelse med den harde rammingen, og allerede før det var gravd ned til første stagnivå. Nålene som ikke gikk ned måtte etter hvert kappes og det ble prosjektert en spesialløsning med noen ekstra stag for disse nålene.

Figur 6: Bilde av installert spunt

Brudd i staginnfesting

Søndag ettermiddag den 28.10.2012 ble det imidlertid brudd i vannledningen som ligger i Klæbuveien og under arbeid med å stenge fra dette rørstrekket ble det registrert lyder og bevegelser fra spunten. Geoteknikere ble tilkalt, men pga mørket var det vanskelig å se omfanget av hva som hadde skjedd. Veien utenfor spunten ble så sperret av med vakt. Neste dag ble det registrert at flere stag utenfor stedet med brudd i vannledningen var borte (figur 7), men det ble også registrert at støtten/stålplatene mellom stag og spuntvegg var borte eller var sterkt deformert mange steder rundt spuntgropa. Enkelte stag mot Professor Brochs gate hadde også fått brudd gjennom spunten. Det ble da satt i gang tiltak med å fylle tilbake steinmasser der det allerede var gravd ut i gropa opp til underkant av stagene. Bildene viser opprinnelig løsning med innfestinger som er gått til brudd. Geotekniker hadde ikke angitt noen detaljert løsning for innfesting mellom stag og spuntvegg og utførende entreprenør hadde brukt en løsning som ikke var detaljprosjektert. Ut fra figur 8 og 9 ser det ut til at det både var problemer med at knekten stedvis ikke var stor nok til å føre lasten utenfor hullet og at godstykkelsen i stålplaten ikke var tilstrekkelig slik at stålplaten gikk til brudd.

Figur 7: Manglende stag etter brudd i konstuksjonen.

Figur 8: For liten knekt er ikke plassert på utsiden av hull

Figur 9: Brudd i stålplate i knekt

Utbedring av skade
En alternativ løsning ble prosjektert og alle innfestinger ble erstattet med en vesentlig tykkere stålplate som ble festet over hullet. Et par alternativer for mellomlegg mellom stålplate og mutter for å justere til helning på staget er vist på figur 10 og 11, Mange av stagene der innfestingen hadde gått til brudd ble funnet igjen rett bak spunten og kunne forlenges og benyttes videre. Kun enkelte stag hadde forsvunnet så langt bak spunten at de måtte erstattes med nye stag.

Figur 10: Utbedret løsning med spesiell overgang for å ta vinkel av stag

Figur 11: Utbedret løsning

Hva har vi lært
Det er viktig at de løsninger som benyttes enten er standardkomponenter tilpasset formålet eller at de dimensjoneres spesielt for det aktuelle tilfelle. Dersom noe forventes levert av entreprenøren fordi det f.es kan være produktavhengig i forhold til hva som velges, må det merkes tydelig direkte på tegningen. Entreprenør må også være mer bevist på kriterier for de forskjellige komponentene, som f.eks at størrelse på hull i spunt må være tilpasset de komponentene som brukes. Dessuten må entreprenøren etterspørre nødvendige opplysninger om han mener at noe mangler.

Løsningen med stag uten pute antas å gi noe større utbøyning av spunten ved stagbortfall enn en løsning med pute. En mer robust løsning ville vært å f.eks festet en H-bjelke i topp av spunt som en pute. Dette ville gitt bedre samvirke slik at utbøyningen ved stagbortfall antas å blitt noe redusert.

Vannledningen som lå i Klæbuveien var av gammel type og med relativt sprø oppførsel. Løsninger som ville gitt mindre deformasjoner hadde derfor gitt en mer sikker og robust løsning selv om det ville gitt flere faser med midlertidig avstiving. Alternativt bør vannledning vurderes stengt av gjennom anleggsperioden og erstattet i etterkant.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2015

BOREDE STÅLRØRSPELER I KVIKKLEIRESKRÅNING

Bored piles in a quick clay slope

Samson A. Degago, Steinar Giske, Svein E. Hove, Henrik S. Tømmervik & Ørjan Edvardsen
Statens vegvesen, Vegdirektoratet og Region midt

SAMMENDRAG
Denne artikkelen omhandler utførelse av borede stålrørspeler i kvikkleireskråning i forbindelse med fundamentering til Skaudalbrua. Vegbrua krysser elva Skauga og ligger i Rissa kommune som en del av Fv. 715 Keiserås – Olsøy. På ene siden av elva er brua fundamentert i en kvikkleireskråning der kvikkleirelaget ligger høyt. Det ble installert borede stålrørspeler ved toppen og bunnen av kvikkleireskråningen. Dette er svært kritisk i forbindelse med stabiliteten av den store kvikkleiresonen der det er avgjørende å unngå et initial skred. Det ble krevd å benytte boreutstyr som er mest mulig skånsomt for kvikkleire, og det ble satt strenge krav til tillatte poretrykksøkninger under boringen.

Entreprenøren kom frem med et nyutviklet boresystem. For å få erfaring med det nye boresystemet ble det bestemt å starte boring i bruakser der det ikke er stabilitetsproblem. Boringen ga høye poretrykksøkninger og betydelige massefortrengning. Entreprenøren måtte utføre en prøvepeling for å forbedre bruken av boresystemet. Deretter ble erfaringen benyttet for å etablere en fremgangsmåte for boring i kvikkleireskråningen. Artikkelen fokuserer på poretrykksmålinger utført under boring, både for brufundamenteringen og prøvepelingen. Hovederfaringer og lærepunkter er presentert i detalj.

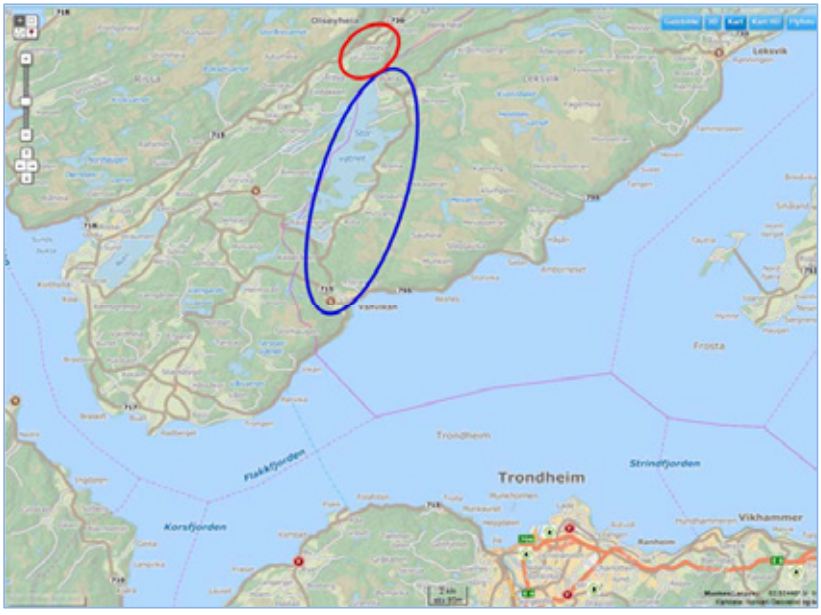
SUMMARY
This article presents acquired experiences and measurements made during installation of bored steel pipe piles in a quick clay slope as part of foundation for the Skaudal Bridge in Rissa municipality in Norway. The project area is characterised by a presence of quick clay of large extent. Part of the bridge foundation requires installation of bored steel pipe piles at the top and bottom of the quick clay slope. This is a critical activity as it is very crucial to avoid a possible initial slide that could trigger a much larger slide. Thus, the success of the entire project centrally hinges on avoidance of a possible initial slide during the piling activity.

The contractor presented a recently developed down-the-hole (DTH) drilling method. This method is designed to have an enhanced flushing air control such that leakage of compressed air into the surrounding soil body is avoided. The method shall also avoid excess pore pressure development and soil mass displacements. To evaluate the performance of this new method, the client (Statens vegvesen) decided to evaluate the method after a well-documented experience. Thus piling for the bridge foundation started where there was no stability problem and the client followed this up with relevant instrumentations. This indicated that the method did not perform as desired as it led to significant excess pore pressure development and mass displacements that would be unacceptable for a quick clay slope. Thus the contractor had to make amendments and confirm their validity with an instrumented pile test. Experiences from the pile test formed a basis to successfully install the piles in the quick clay slope.

1.0 INNLEDNING

Statens vegvesen bygger på vegne av fylkeskommunene i Nord- og Sør-Trøndelag utbyggingspakken Fosenvegen. Dette prosjektet omfatter oppgradering og nybygging av ca. 280 km vei på Fosen. Prosjektet består av 18 delprosjekter fordelt i 3 «pakker», som alle er prioritert i utbyggingsrekkefølge, og godkjent av alle berørte kommuner. Målet er å bedre vegstandarden i regionen og korte ned reisetida til Trondheim.

En del av utbyggingspakken Fosenvegene er anleggsarbeidet på Fv. 715 mellom Keiserås og Olsøy, Figur 2. Hensikten med dette delprosjektet er å bidra til raskere og tryggere kommunikasjon internt på Fosen og mellom Fosen og Trondheim, spesielt for å stimulere videre vekst i næringslivet på Fosen. Dette innebærer at det bygges ny veg mellom Keiserås og Olsøy med høy framkommelighet og sikkerhet som gir lavere transport- og ulykkeskostnader. Dagens veg har delvis dårlig standard både geometrisk og bæreevnemessig, og stedvis nedsatt fartsgrense på grunn av randbebyggelse. Fv. 715 Keiserås – Olsøy har en estimert kostnad på ca. 450 mill. kr.



Figur 1: Oversiktskart, Fv. 715 Keiserås – Olsøy, Parsell I Keiserås - Rissa grense (den blå linjen) og parsell II Leksvik grense – Olsøy (den røde linjen) (Kilde for bakgrunns kart: www.finn.no)

2.0 BAKGRUNN

Ut fra geoteknisk perspektiv er Fv. 715 Keiserås – Olsøy delt inn i to delstrekninger på grunn av ulik geoteknisk kategori (Figur 1). Parsell I Keiserås – Rissa grense (ligger i Leksvik kommune- blå ring) og parsell II Leksvik grense – Olsøy (ligger i Rissa kommune-rød ring). Den første delstrekningen, Keiserås – Rissa grense, er klassifisert som geoteknisk kategori 2. I den andre delstrekningen, Leksvik grense – Olsøy, er det påvist kvikkleire og denne strekningen er vurdert med geoteknisk kategori 3, Figur 2.

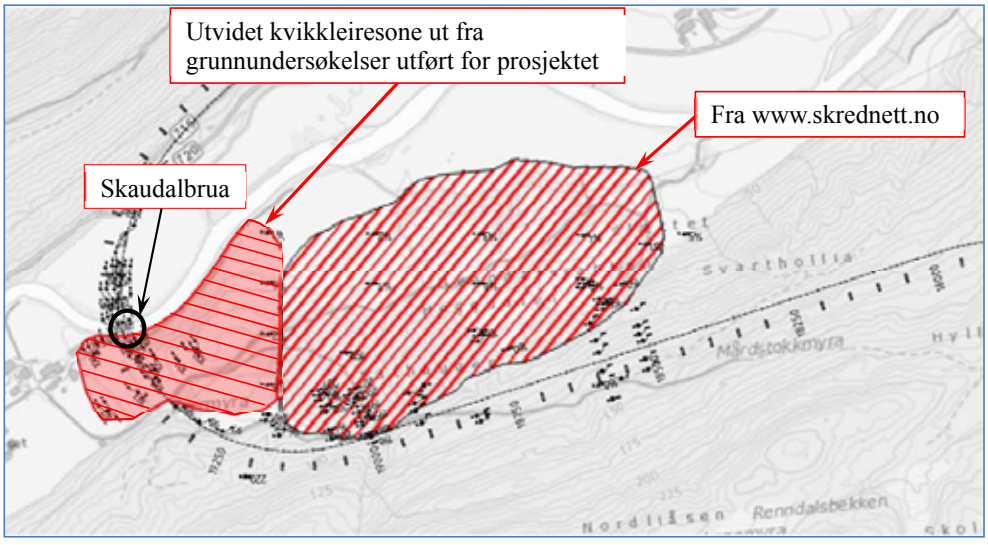
Totallengde på parsell Keiserås – Leksvik grense er ca. 14,1 km, og den følger i hovedsak eksisterende Fv. 82. Totallengde på Leksvik grense – Olsøy er ca. 3,2 km, og den går i helt ny trasé. På den aktuelle strekningen skjærer vegen på skrå nedover lia, krysser over dyrka mark og elva Skauga, før den når dagens Fv. 715 med nytt kryss ved Olsøy. Dette innebærer at det bygges ei ny bru over elva Skauga i Skaudalen og brua kalles Skaudalbrua (se Figur 2). På ene siden av elva er brua fundamentert i en skråning med kvikkleire.

3.0 GRUNN– OG PORETRYKKSFORHOLD

3.1 Grunnforhold på området

På www.skrednett.no er området kartlagt for kvikkleire jf. Figur 2. På www.skrednett.no er kvikkleireområder klassifisert med tre faregrader (dvs. høy, middels og lav) og dette kvikkleireområdet satt til høy faregrad. Med utgangspunkt i skrednett.no, NGUs kart samt feltbefaring, er det utført flere runder med mark- og laboratorieundersøkelser. Ut fra de geotekniske grunnundersøkelsene er det påvist en større kvikkleiresone enn det som er påvist på www.skrednett.no. Den nye veglinjen krysser denne kvikkleiresonen, Figur 2. I tillegg avdekket grunnundersøkelser at kvikkleiresonen ligger sør for elva Skauga, mens i området nord for elva finnes det ikke kvikkleire.

Ut fra grunnundersøkelsene er grunnforholdene der veien ble bygget gitt profilvis. Det vil si at på strekning ca. profil 18500 – 18950 går veien over berg eller faste masser med maksimal tykkelse 2 m. Mellom ca. profil 18950 – 19500 går veien gjennom området med kvikkleire og vanlig leire av varierende mektighet. På strekning ca. profil 19500 – 19950 består området av vanlig leire. Omfattende grunnundersøkelser er utført i området og disse resultatene finnes i datarapport (ref./1 & 2/). Vurdering av kvalitet av de utførte laboratorieforsøkene og CPTU-ene er gitt i vurderingsrapporter (ref. /2 & 3/).



Figur 2: Kvikkleiresonene ut fra utførte grunnundersøkelser og NVEs skrednett.no

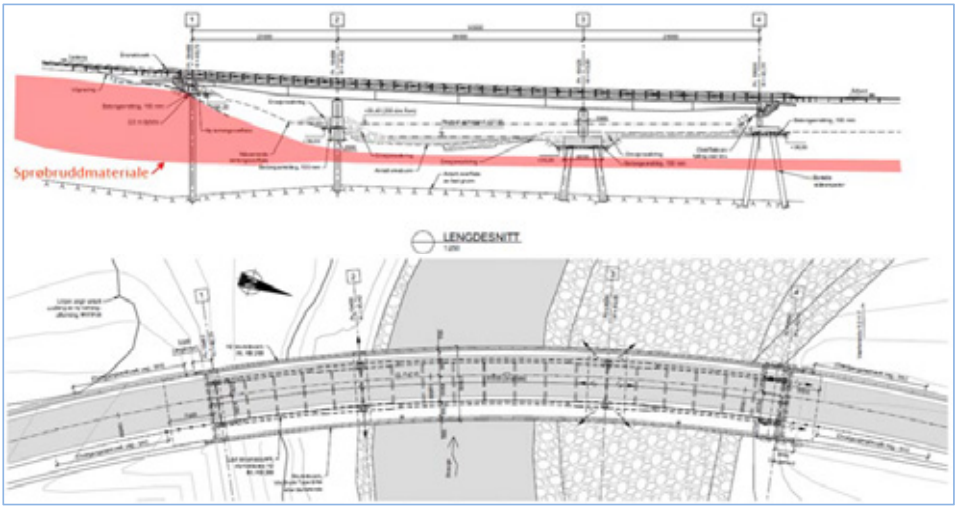
3.2 Grunnforhold rundt Skaudalbrua

Etter påvisning av kvikkleiresonene, angitt i Figur 2, er det utført ekstra grunnundersøkelser med hensyn til fundamenteringen til Skaudalbrua (ref. /2/). Brua er 90 m lang og har fire fundamenteringsakser. Grunnforholdene rundt hver akse er oppsummert i Tabell 1.

Tabell 1: Grunnforhold rundt bruaksene

Bruakse/Profil	Nærliggende borhull	Løsmasse tykkelse (m) (Fjellkote)	Grunnforhold/lagdeling
Akse 1/19466	106, 325, 326	18,0 (+28,1)	0 – 3 m: Leire (2–3m, meget sensitiv) 3 – 9 m: Kvikkleire 9 – 18 m: Leire (9–12m, meget sensitiv)
Akse 2/19489	108, 111, 112, 327, 328	9,0 (+30,1)	0 – 2 m: Siltig sand/Sandig grusing 2 – 7 m: Leire (2–5 m, meget sensitiv; et tynt kvikkleire lag på bp. 111, dvs. 4–4,5 m)) 7 – 9 m: Siltig sandig leire
Akse 3/19528	116, 329, 330	10,1 (+28,4)	0 – 2 m: Grusig sandig silt/Sandig grusing 2 – 6 m: Leire (2–4 m, meget sensitiv) 6 – 10,1 m: Siltig sandig leire
Akse 4/19556	119, 331, 332	10,7 (+27,5)	0 – 2 m: Siltig sand/Sandig grusing 2 – 7 m: Leire (2–5 m, meget sensitiv) 7 – 10,7 m: Siltig sandig leire

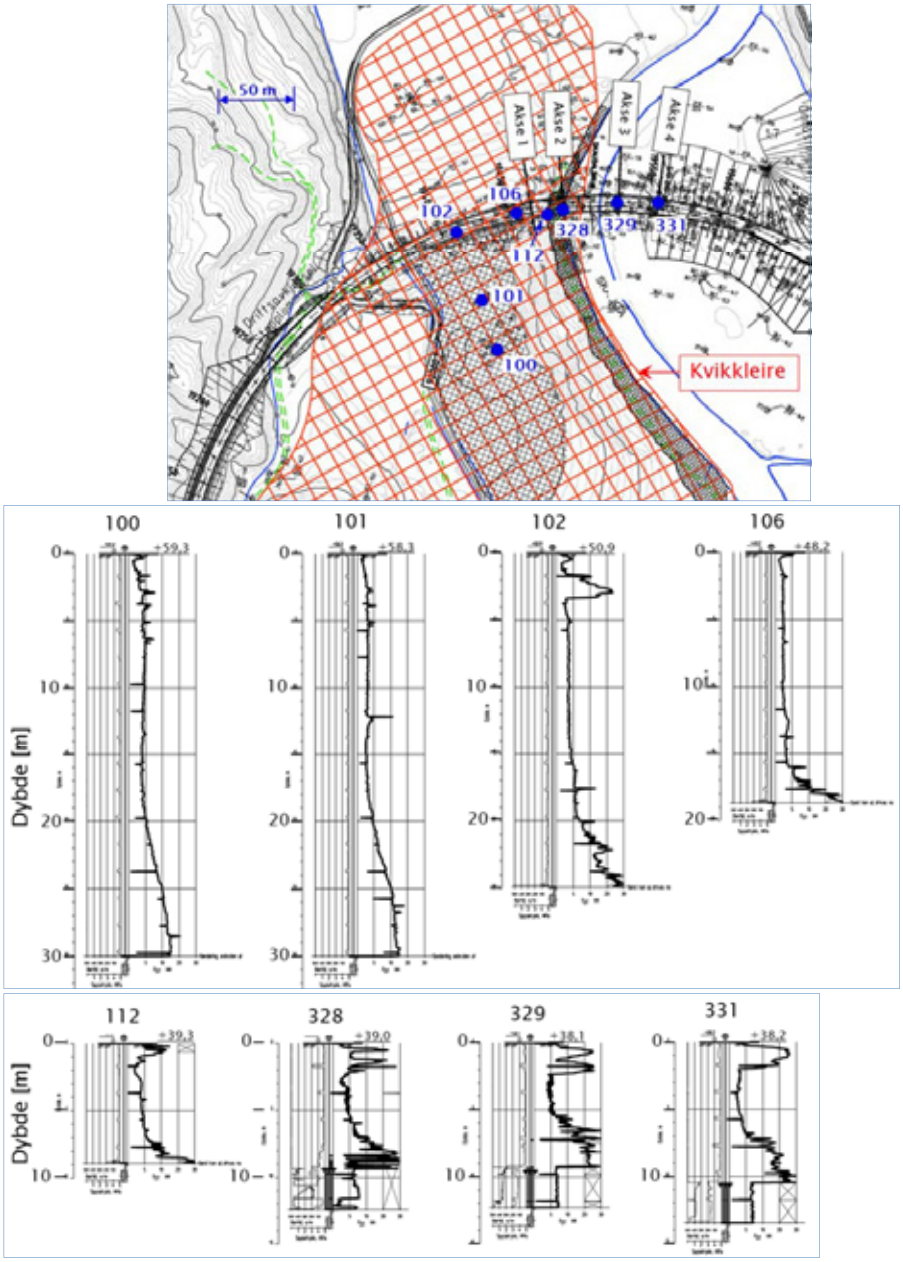
Grunnundersøkelsene viser at leiren i området er preget av generelt høy skjærfasthet og høy overkonsolideringsgrad og kan beskrives som en fast leire i naturlig tilstand. Likevel er leiren meget sensitiv (omrørt skjærstyrke mellom 0,5 og 2 kPa, (sprøbruddmateriale)) eller kvikk (omrørt skjærstyrke mindre enn 0,5). Omfanget av sprøbruddmateriale rundt brua er skissert på Figur 2.



Figur 3: Skisse av omfang av sprøbruddmaterialet ved brua (øverst-lengdesnitt, nederst-plan)

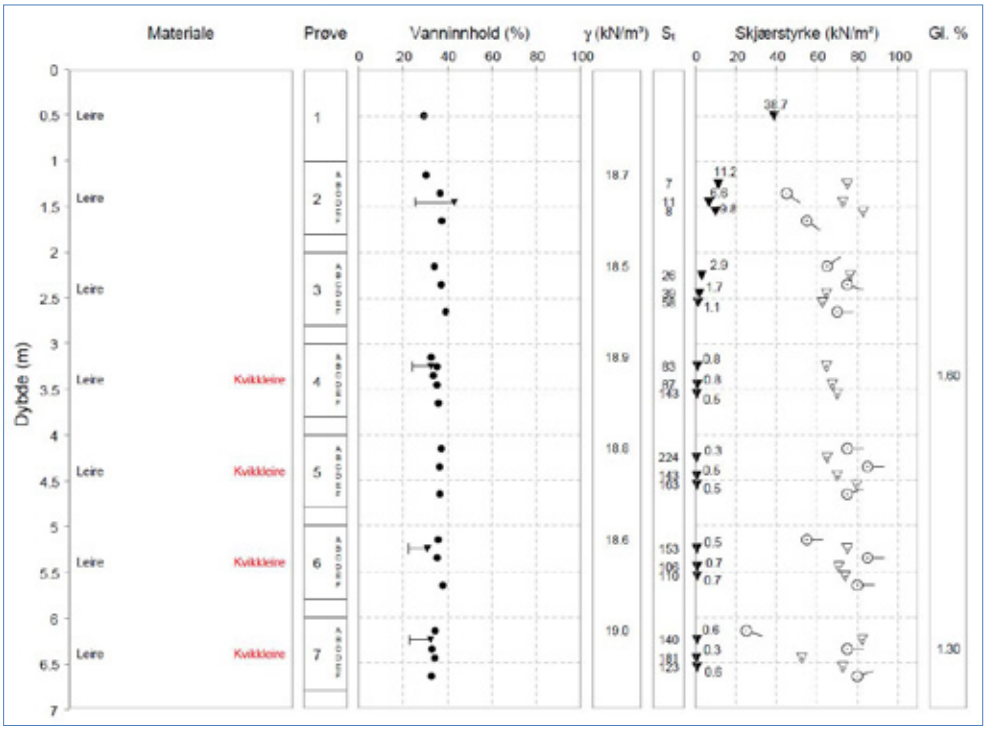
3.3 Resultater av grunnundersøkelser på utvalgte punkter

Det er utført omfattende grunnundersøkelser i områder (ref./1 & 2/). Totalsonderingsresultater på utvalgte borepunkter er presentert i Figur 4. Disse punktene er utvalgt med tanke på å vise de ulike grunnforholdene langs brua.

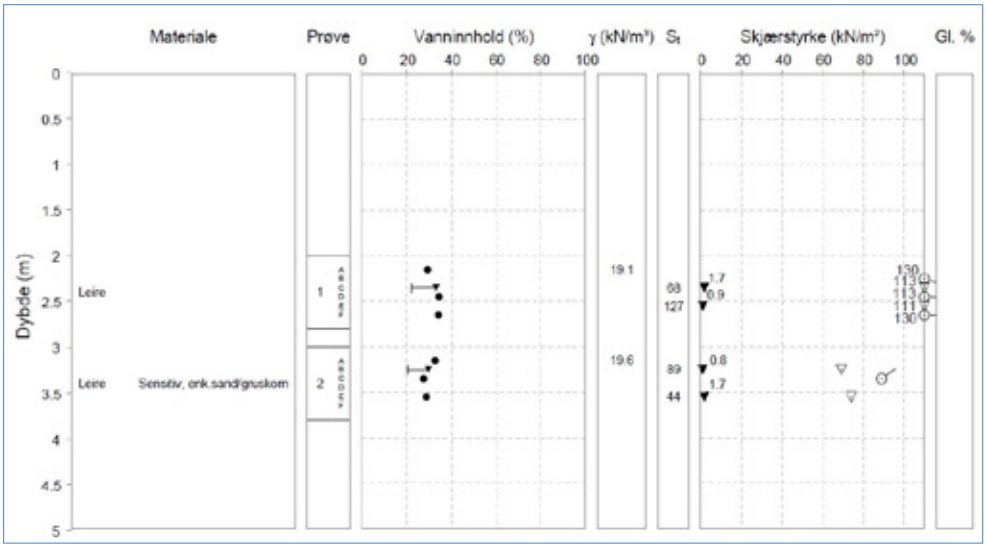


Figur 4: Utvalgte totalsonderingerresultater (se plasseringen på oversiktskart øverst)

Rutineundersøkelse resultater ved bp. 106 og 331 framgår av Figur 5 og Figur 6.



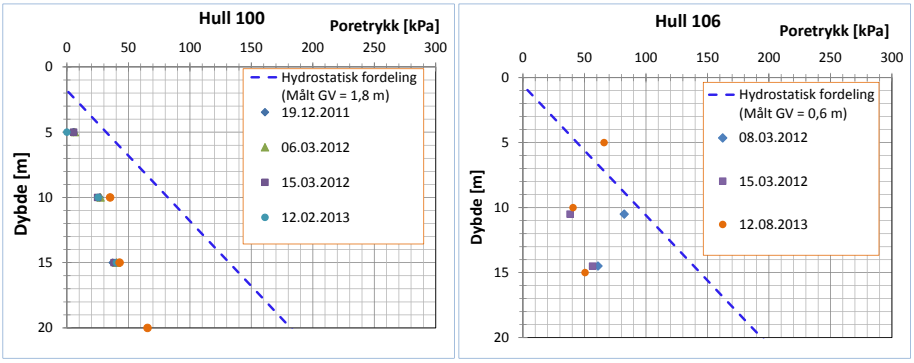
Figur 5: Borprofil, rutine undersøkelsesresultater ved borpunkt 106 (rundet akse 1)



Figur 6: Borprofil, rutine undersøkelsesresultater ved borpunkt 331 (rundt akse 4)

3.4 Grunnvannstand og poretrykksforhold

Området er generelt preget av underhydrostatiske forhold med et høyt grunnvannstandsnivå i skråningen. Grunnvannstandsnivået ligger høyt på toppen av skråningen, dvs. grunnvannsspeil ligger ca. 0,8 m fra terrenget. Utførte poretrykksmålinger viser at skråningen generelt er preget av betydelig underhydrostatiske poretrykksforhold, Figur 7.



Figur 7: Poretrykksmålinger ved bo. 100 og 106 og hydrostatiskfordeling ut ifra målte grunnvannstandsnivåer

4.0 STABILITETSTILSTAND OG VURDERING

Vurdering av skråningens stabilitet er en typisk 3D problemstilling der skråningen skråner i to retninger. Stabilitetstilstanden av skråningen er vurdert med udrenert og drenert analyser ved å velge kritiske snitt i ulike retninger. Analyser påviste at naturlig skråning har noe lav sikkerhetsfaktor i drenert tilstand og under underhydrostatisk poretrykksfordeling. Som en del av følsomhetsanalyse ble det utført en drenert stabilitetsanalyse med hydrostatiskforhold. Dette ga en kritisk sikkerhetsfaktor på 1,07. Dette viser at underhydrostatiske poretrykkforhold i skråningen har bidratt vesentlig til stabilitet av skråningen. Dette viser også viktigheten av å holde poretrykksforholdet så lavt som mulig under anleggsfasen. Derfor ble det bestemt å overvåke poretrykksforholdet kontinuerlig i anleggsfasen for å ta vare på eventuell poretrykksøkning som kan føre til lavere stabilitetsforhold. Grenseverdier for akseptable poretrykkøkninger i anleggsfase ble satt ut ifra drenerte stabilitetsanalyser.

Stabilitetsanalyser er foretatt for å vurdere lokalstabilitet og områdestabilitet i henhold til SVV og NVE sin retningslinjer (ref. /4, 5 & 6/). Dermed er sikkerhetsfaktorene oppnådde ved disse stabilitetsanalysene, kontrollert mot de krevde sikkerhetsfaktorene for lokalstabilitet (SF = 1,6) og områdestabilitet (SF=1,4). For å tilfredsstille disse kravene ble det nødvendig å utføre tiltak. Disse tiltakene omfatter terrengforbedring med 1,5 m. skjæring på toppen av skråningen (terrengsenking), erosjonssikring med sprengstein langs bunnen av skråningen og en midlertidig motfylling (1 m tykk) rundt bruakser (i utgravingsfase og under installering av pelene i akse 1 og 2).

En del av stabilitetsvurdering omfatter vurdering av mulige skredmekanismer. Potensialet for et stort områdeskred er avhengig av blant annet topografiske forhold, jordegenskaper i omrørt tilstand, og muligheten for et initialskred (se f. eks. ref. /7-11/). For at store områdeskred skal

oppstå etter et initialskred må imidlertid følgende to kriteriene være oppfylt: Sprøbruddmaterialene involvert i bruddet må være fullstendig omrørt, og skredmassene må kunne strømme ut av skredområdet. Derfor er dette prosjekt en «kandidat» for et stort områdeskred. Skråningen er høy (21 m), bratt (en gjennomsnittlig helning på ca. 1:3 mot elva) og består av materialer med omrørt tilstand så lavt som 0,3 kPa. I tillegg ligger skråninga ovenfor ei stor elv som kan «legge til rette» for et eventuelt områdeskred. Derfor er det svært viktig å unngå initialskred som kan føre til fullstendig omrøring av kvikkleire og dermed utløse et områdeskred. Det initiale skredet kan mest sannsynlig komme av erosjon på bunnen av skråningen, eller anleggsaktiviteter. Derfor ble det lagt ut sprengstein langs bunnen av skråninga og ut i elva for å sikre den mot erosjon og flom. I tillegg er det utført en streng kontroll og oppfølging på pelearbeidet og andre anleggs aktiviteter.

5.0 SKAUDALBRUA

5.1 Bru utforming – Geotekniske krav og forutsetninger

Opprinnelig ble brua utformet med 5 stk. og 6 stk. peler ved henholdsvis akse 1 og 2. Dette krevde 7 m og 4 m utgraving ved akse 1 og 2. Etter detaljert geoteknisk undersøkelse ble det avdekket at kvikkleirelaget ligger ganske høyt opp i skråninga. Å muliggjøre slike utgravinger i denne type kvikkleireskråning krever et svært omfattende prosjekteringsarbeid og sikringstiltak, samt oppfølging ved utførelse. Derfor ble det bestemt å omprosjektere bruas fundamenteringsløsninger med fokus på de kritiske aksene.

I prosjekteringsfasen har det vært et tett samarbeid med brukonstruktører slik at brua er dimensjonert med hensyn til aktuelle geotekniske aspekter. De viktigste geotekniske begrensningene som måtte tilfredsstilles er oppsummert nedenfor sammen med tilsvarende betraktninger (ref. /2/).

- Utgraving tilknyttet til brufundamentering må være begrenset til 2,5 m. ved akse 1 for å unngå utgraving i kvikkleire. Det skal heller ikke være utgraving ved akse 2 for ikke å forverre stabiliteten av hele skråningen.

- Pelene til brua bør ha symmetri og helst være vertikal i retning langs brua, spesielt ved akse 1 og 2. Det skal benyttes minst mulig antall peler ved akse 1 og 2. Dette innebærer å se bort fra akse 1 som fastpunkt til brua.

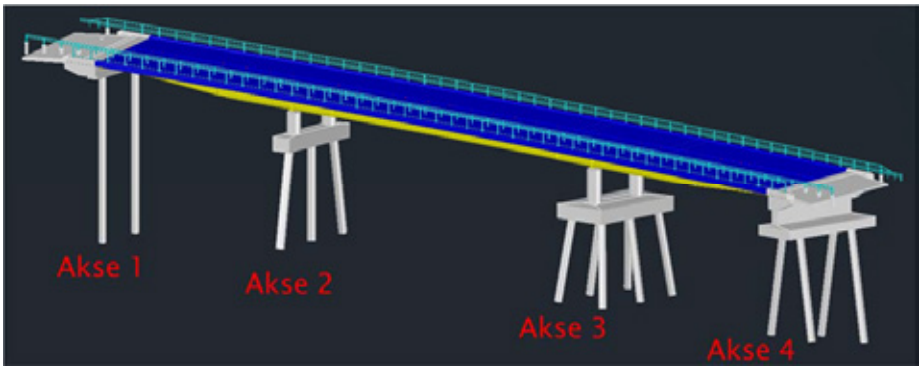
- Fundamentering til brua bør ikke føre til massefortrengning og betydelig poretrykksøkning. Derfor er det valgt å fundamentere brua med borede stålrørspeler og pelene skal etableres ned i berg. Det skal benyttes boresystem som er mest mulig skånsomt for kvikkleire ifm poretrykksoppbygging.

- Utførelsen av peler bør ikke kreve, relativt sett, tunge maskiner, derfor er det valgt pel diameter mindre enn 1 m.

Utformingen av brua og dens fundamentering har hensyntatt de ovennevnte punktene, se Figur 3 og Figur 8. Detaljert dimensjonering av brua og peler er presentert i egen rapport for brua (ref. /12/).

5.2 Fundamentering til brua

Skaudalbrua er en 90 m lang samvirkende stål/betongbru i tre spenn, med ett kjørefelt i hver retning. Brua fundamenteres på spissbærende borede stålrørspeler. Fundamenteringen omfatter 15 stk. borede stålrørspeler som skal bores minst 1 m i godt berg. Dvs. 2 stk. ∅813×16 mm peler ved akse 1, 3 stk. ∅914 ×16 mm peler ved akse 2, 6 stk. ∅813×16 mm peler ved akse 3 og 4 stk. ∅813×16 mm peler ved akse 4.



Figur 8: Fundamentering til Skaudalbrua

6.0 PLANLEGGING OG UTFØRELSE AV PELINGARBEIDET

6.1 Konkurransegrunnlag

Utarbeidelsen av konkurransegrunnlag er en omfattende jobb der det naturlig nok er mange viktige ting som man må ta med (ref./13/). I dette prosjektet hadde pelearbeidet ved akse 1 og 2 en svært avgjørende betydning for hele prosjektet. Dette er påvist i den geotekniske rapporten skrevet for brua, og denne rapporten utgjør en viktig del av konkurransegrunnlaget. Rapporten sammen med andre rapporter er henvist til i kontraktsdokumentet. Likevel ble det bestemt å ta med de viktigste geotekniske aspekter knyttet til utførelse av pelearbeidet i kontraktsdokumentet som en del av prosessbeskrivelsene. Hensikten var å belyse de aller viktigste punktene slik at det kommer frem tydelig i kontraktsdokumentet for utførende entreprenører. Viktige krav ved utførelse som er aktuelle for denne artikkelen er presentert nedenfor.

- Det må benyttes boreutstyr som er mest mulig skånsomt for kvikkleire, dvs. boreutstyr som ikke medfører poretrykksoppbygging, massefortrenging og omrøring i grunnen. Poretrykksoppbygging skal alltid kontrolleres, ved alle anleggsfaser, med spesiell fokus på installering av pelene. Ved unormal økning, utover naturlige svingninger, må arbeidet umiddelbart opphøre, inntil poretrykket har normalisert seg.

- Det kreves utførelse med reversibel boring (RC-metoden). Borearbeidene skal utføres med forsiktighet og tilpasset spyletrykk slik at spylemediene ikke medfører utspyling av masse eller økt poretrykk utenfor peletverrsnittet. Ved boring i bløt- og kvikkleire skal det ikke benyttes luftspyling.

- Under installering av pelene må marktrykk fra peleboringsutstyr ikke overskride 40 kPa.

6.2 Boresystemet

Entreprenøren kom frem med et alternativt og nyutviklet boresystem. Dette er presentert som et system som tilfredsstiller de geotekniske kravene, dvs. et boresystem som ikke fører til poretrykksoppbygging utover de tillatte verdiene. I tillegg skal boresystemet ikke føre til massefortrengning og fordelt vekt av pelemaskinen overskrider ikke 40 kPa.

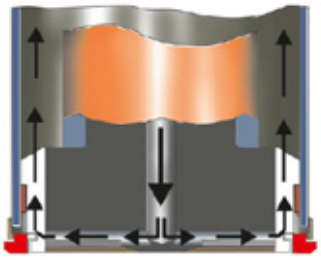
Peleentreprenøren, som selv var underentreprenør, benyttet egen underentreprenør til selve boringen med det alternative systemet. Prinsippet til boresystemet er beskrevet kort her.

Boresystemet hører til rørborings boremetoder, og boreutstyret består av pilotborkrone, ringborkrone og boresko, se Figur 9 og Figur 10. Boresko er en forstrekningsring som på den ene enden er sveiset til stålrøret og på den andre enden har ringborkronen festet på. Ringborkronen har litt større diameter enn røret og pilotkronen kobles mekanisk innpå ringborkronen før boring starter. Ringborkronen og pilotkronen roterer sammen under boring gjennom løsmasser og inn i berg. Etter at boring er avsluttet blir ringborkroen igjen i grunnen sammen med pelen (og derfor er den også kalt for engangskrone). Pilotkronen løses ut og trekkes opp ved venstre rotasjon av borestrengen.

Figur 9: Pilotkrone (t.v.), ringborkrone og boresko som er sveiset til stålrøret (t.h.) (Foto: Ørjan Edvardsen og Samson Degago)

Figur 10: Pilotkrone med ringborkrone (Foto: Samson Degago og Ørjan Edvardsen)

Boresystemet benyttes vanligvis med luft som spylemedium. Det spesielle med dette utstyret er at borekronen er utformet slik at lufttrykket snus tilbake inn i borestreng og ikke går ut i løsmassen/formasjonen. Lufttrykket for boring kommer gjennom senter på borestrengen og snus 90° radialt i pilotkronen, og returneres sammen med borkaks gjennom en åpning mellom borerør og føringsrør, se prinsippskisse Figur 11. Boresystemet tar sikte på en bedre kontroll på retning til lufttrykk under retur. Luftåpninger er ikke rettet mot boremateriale (ikke rettet aksielt i forhold til boreretningen).



Figur 11: Skisse til kontroll av luftrykk i boresystemet

6.3 Pelearbeid - Plan

Boresystemet er relativt nytt og uprøvd i kvikkleire, og da er det viktig å kontrollere at systemet fungerer som presentert. For å få erfaring med det nye boresystemet ble det bestemt en anleggsrekkefølge der pelearbeidet startet i akse 3 og 4. Disse aksene er valgt siden det ikke er stabilitetsproblem knyttet til installering av pelene ved disse aksene. Akse 3 og 4 ligger på et flatt terreng, mens akse 1 og 2 ligger i en kvikkleireskråning. For å ha god kontroll med konkrete tallverdier ble installering av peler ved akse 3 og 4 kontrollert med rystelsesmålinger og poretrykksmålinger. Disse resultater ble lagt til grunn ved en generell evaluering av boresystemet som var viktig før oppstart boring av peler ved akse 1 og 2.

Ved installering av peler ved akse 3 ble det montert rystelsesmåler etter NS 8141-3:2014. Måleren ble plassert med en avstand på ca 10 m. fra senter til pelegruppen ved akse 3. Den maksimale rystelsesmålingen var 27 mm/s, dette ble målt under boring gjennom steinputen.

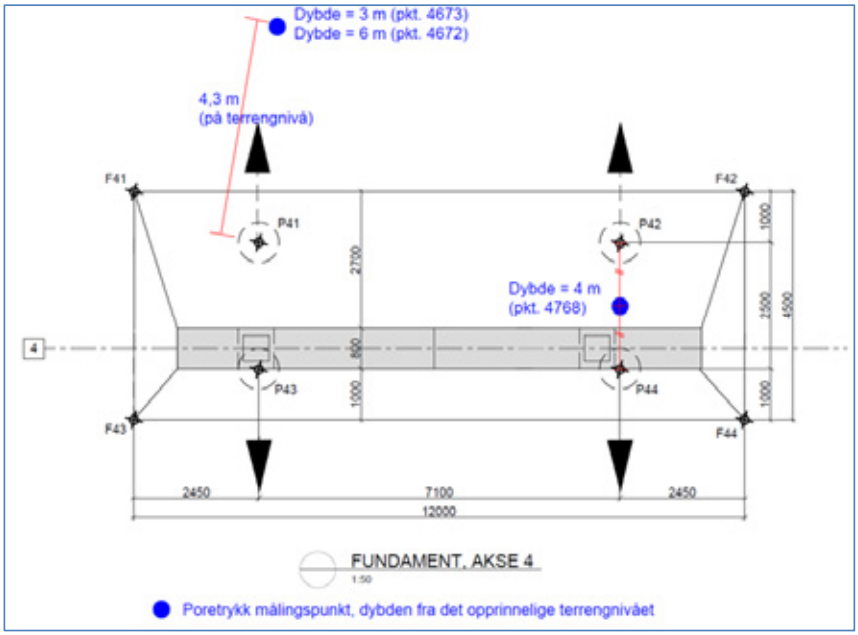
Hovedkonklusjonen fra dette er at man helst bør unngå boring gjennom steinpute for akse 1 og 2, og at boreutstyret ikke gir betydelige rystelser. Derfor ble det bestemt å fokusere på poretrykksoppbygging som følge av boresystemet. Dette ble gjort i akse 4.

6.4 Plan for poretrykksoppfølging under peling ved akse 4

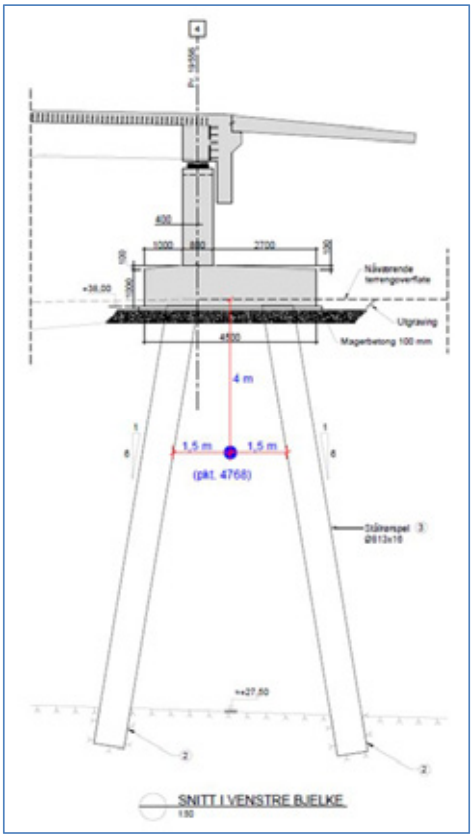
Ved akse 3 og 4 ligger grunnvannsspeilet på 0,5 m under terreng, og poretrykksfordelinger er tilnærmer hydrostatisk.

Plassering av pelene (P41 til P44) ved akse 4, samt plassering av poretrykksmålere, framgår av Figur 12 og Figur 13. Poretrykk ble målt i to punkter og på tre ulike dybder. Poretrykkmåler 4768 ligger midt mellom P44 og P42. Måleren er installert på 4 m dybde. Poretrykkmålere 4673 og 4672 ligger 4,3 m fra pelesenter til P41. Avstanden er målt på terrengnivået. Dybdene til målerne er 3 m og 6 m.

Rekkefølgen for installering av pelene ved akse 4 er P44, P42, P41 og P43. Boringene ble utført den 12.01.15 (P44 og P42) og 13.01.15 (P41 og P43).



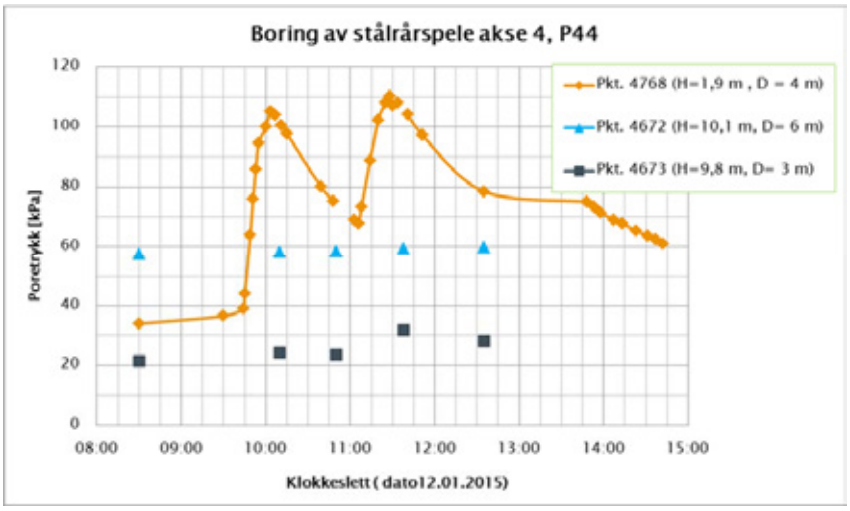
Figur 12: Fundamentering ved akse 4 og plassering av pelene og poretrykksmålerne



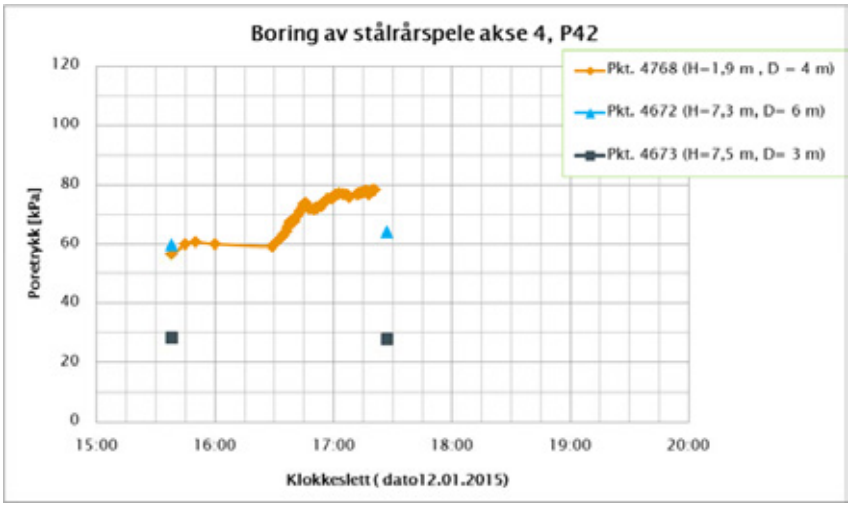
Figur 13: Snitt i venstre bjelke (langs P44-P42 i Figur 12), akse 4

6.5 Poretrykksmålinger under peling ved akse 4

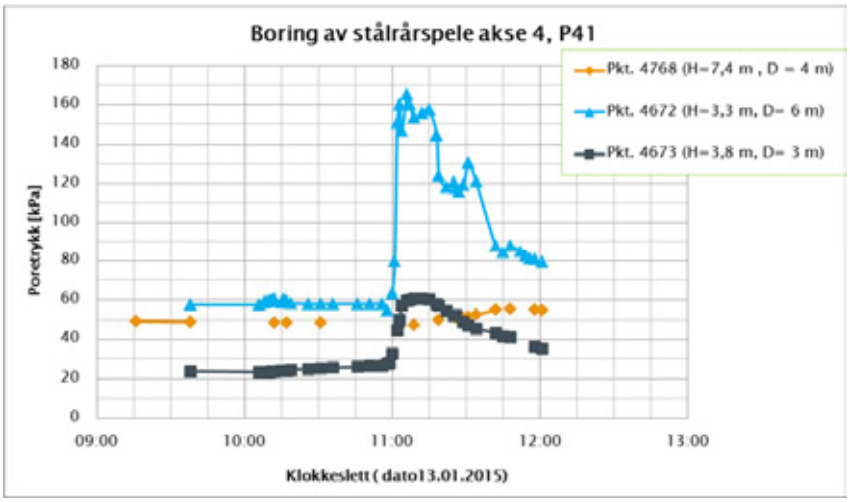
I følge planen gitt i Figur 12 ble poretrykk målt under installering av tre peler (P44, P42 og P41). Målingene til de tre poretrykksmålerne er gitt i Figur 14 – Figur 16. På figurene er *D* avlesningsdybden fra terrengnivå; og *H* er en horisontal avstand fra pelesenter til måleren. Dette er målt på et nivå som tilsvarer aktuell målingsdybde. Målingene var utført av byggherren (Statens vegvesen).



Figur 14: Poretrykksmålinger under boring av stålrørspel P44



Figur 15: Poretrykksmålinger under boring av stålrørspel P42



Figur 16: Poretrykksmålinger under boring av stålrørspel P41

6.6 Erfaring og observasjon etter boring ved akse 4

Hovedobservasjoner og erfaringer etter boring ved akse 4 er oppsummert nedenfor:

Ut fra målingene ble det registeret poretrykksøkninger på grunn av boringen med dette systemet. Installering av P44, P42 og P41 førte til maksimale poretrykksøkninger på henholdsvis 70 kPa (Figur 14), 20 kPa (Figur 15) og 100 kPa (Figur 16). En økning på 70 kPa og 100 kPa er lang over det som kan aksepteres for akse 1 og 2.

- Under boring av P44 og P41 kom ikke mesteparten av tilført luft tilbake gjennom innsiden av rørene og det førte til en ganske høy poretrykksøkning, dvs. 70 kPa og 100kPa. Under boring P41 (kl. 11:02, Figur 16) kom det luft på utsiden av pelen og nabopelene P44 og P42. Dette skyldes nok blokkering av borekronen.

- Boring av P42 gikk greit i forhold til de andre (vi kunne se at en viss luftmengde kommer opp fortløpende på innsida av røret). Likevel førte dette til poretrykksøkning på 20 kPa. Da er spørsmål hvor mye av luften som egentlig kommer tilbake gjennom røret i forhold til det som brukes.

- Jordmasser som kommer opp under boring gjennom løsmasser ser betydelige mindre ut enn forventet. Dette indikerer at boringen med dette systemet også fører til noe massefortrengning. Dette kan skyldes de smale åpningene på borkronen og det smale/trange rommet mellom borkronene og røret. For oss fra vegvesenet som overvåket pelearbeidet så dette ut til å skyldes at det i borkronen, og langs borstrengen, ble tettet igjen av leire. Dermed kom ikke luften og massene i retur opp pelen, men ut i massene rundt pelen. Om dette skulle forekomme i akse 1 og 2 så er det svært kritisk.

Boresystemet ble først og fremst valgt for å unngå betydelige poretrykksoppbygginger og massefortregninger. Erfaring fra akse 4 viste at dette ikke var oppfylt, og at boresystemet ikke var egnet for bruk ved akse 1 og 2. Det kommer tydelig frem at boringen ikke kan utføres slik som det ble gjort i akse 4 pga. at det i akse 1 og 2 er satt strengere krav til tillatte

poretrykksoppbygginger. Derfor ble det besluttet at entreprenøren måtte modifisere bruken av systemet for å tilpasse kravene ved akse 1 og 2, eller benytte et annet boresystem. Byggherren krevde at det ble benyttet mest mulig vann (spyleboring) og ikke luft i kvikkleiren.

Entreprenøren valgte å gjøre tiltak slik at boresystemet fortsatt kunne benyttes for akse 1 og akse 2. Byggherren krevde et skriftlig tiltak fra entreprenøren. De endelige foreslåtte boretiltakene for boring i akse 1 og 2 var

- Boringen skjer med kontrollert mating i forhold til løsgjøring av leiren.
- Må påse at det er sirkulasjon gjennom hammeren hele tiden.
- Overvåkning av poretrykk må følges kontinuerlig. Ved stoppordre må det stoppes og stenges omgående.
- Når boringene kommer ned til fastere masser kan lufttrykket og vannet økes igjen. Kompressorskifte.
- Ved innboring i berg må maksimalt trykk og mengder brukes.
- Bore med kortere rørseksjoner på ca. 6 m

Tilleggsutstyr som entreprenøren skaffet seg var mindre kompressor, regulator for å redusere lufttrykk, vannmåler for å se vannsirkulasjonen, stengekraner for luft og vann, vannpumpe med mer trykk og 2 stk. vanntanker på ca. 2000-3000 liter.

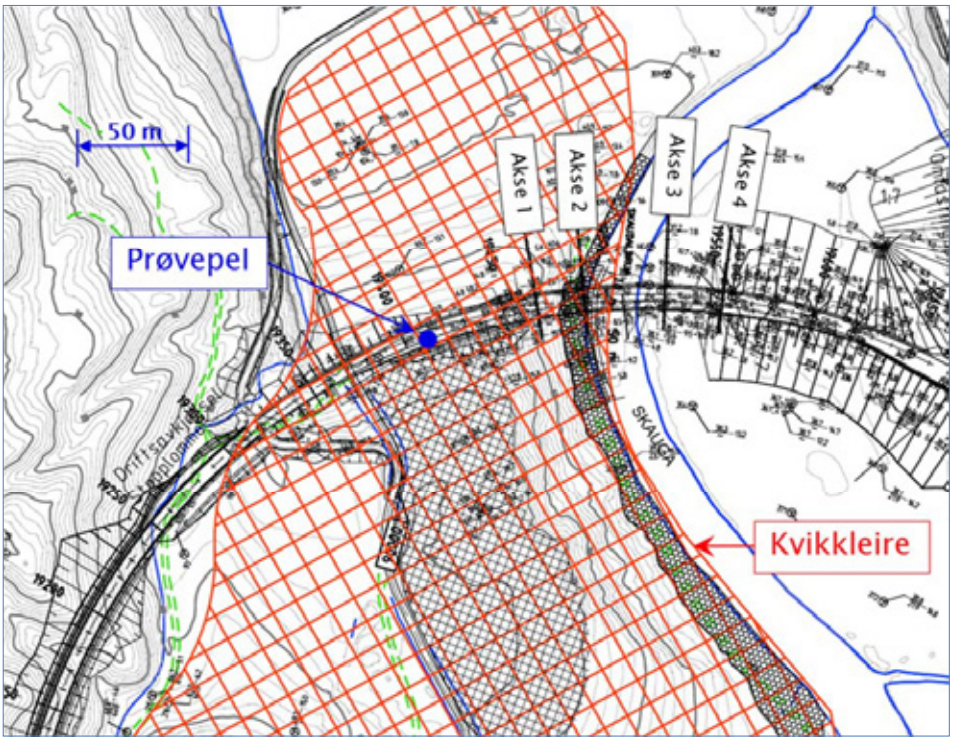
Byggherren krevde at entreprenøren beviste at de foreslåtte tiltakene ga den ønskede effekten ved å utføre en prøvepeling. Byggherren skulle da velge et sted for prøvepelingen (i kvikkleire) og følge opp arbeidet med poretrykksmålinger mens boringen ble gjennomført med de nevnte tiltakene. Et annet krav var at minst én ingeniør fra entreprenøren måtte være tilstede ved prøvepeling, og ved eventuelle boringer ved akse 1 og 2.

6.7 Prøvepeling

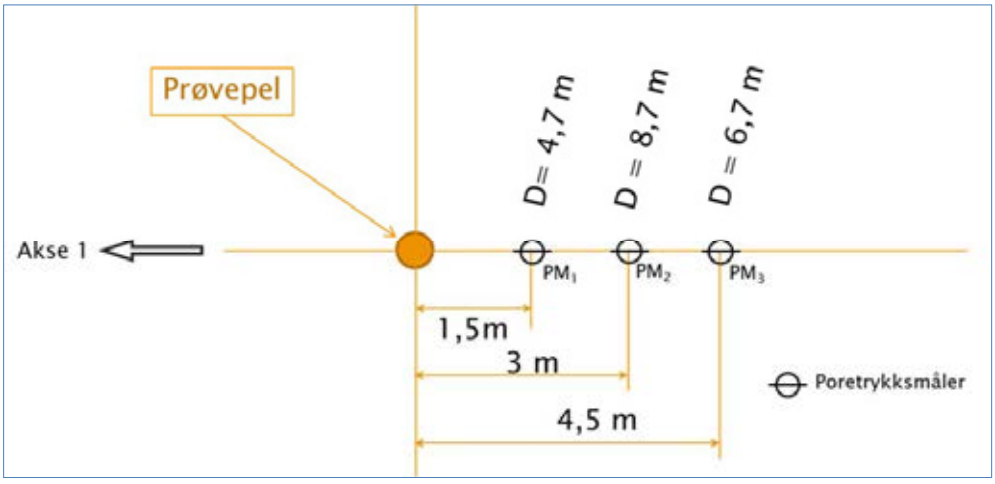
Prøvepelingen ble forsøkt å utføre under forhold tilnærmet forholdene ved akse 1. Derfor ble det valgt å utføre prøvepelingen lengre bak i området der grunnforholdene er sammenlignbare med forholdene i akse 1, og samtidig der det ikke er kritisk i forhold til stabiliteten av skråningen. Med hensyn på disse betraktningene ble det valgt å utføre prøvepelingen ved borpunkt 102 (Figur 4) som ligger 50 m bak akse 1 og der det allerede var god kunnskap om grunn- og poretrykksforhold, Figur 17.

Det ble montert tre poretrykksmålere ved tre ulike dybder og avstander fra pelen. Plasseringen til målerne ble bestemt med tanke på de kritiske punkter som skulle kontrolleres ved akse 1. Etterpå ble det boret en vertikal stålrørspel med de forslåtte tiltakene. Boring startet med et rør på 4 m. lengde og senere ble det sveiset på et 6 m. langt rør.

Plassering av poretrykksmålerne framgår av Figur 18. Maks poretrykksøkning (Δu_{maks}) som ble målt med poretrykksmålerne PM_1, PM_2 og PM_3 er henholdsvis 9 kPa (fra 17,7 kPa til 26,3 kPa), 1 kPa og 1 kPa. D er dybden fra det opprinnelige terrengnivået (kote +50,04 m.o.h.). På måleren som lå 1,5 m fra pelesentret ble det målt en økning på 9 kPa og det var nesten ingen økning på de målerne som lå 3 m og 4,5 m fra pelen.



Figur 17: Oversikt over plassering av prøvepelingen i skråningen i forhold til brua.



Figur 18: Plassering av poretrykksmålere i forhold til prøvepelingen og de målte verdiene under prøvepelingen.

Figur 19: Steinlaget graves vekk for å starte peling på terrengnivå etter at tre poretrykksmålere ble montert (Foto: Samson Degago)

6.8 Erfaring etter prøvepelingen

Under prøvepelingen ble det boret et rør på 10 m. lengde (4 m + 6m). Det ble forsøkt flere ting under prøvepelingen for å finne en skånsom måte å bore på. F.eks. bruk av bare vann for boring, bruk av skum som «smøremiddel» under pelingen, å vibrere ned pelen, forsiktig banking fra toppen av røret osv. Det var noen utfordringer slik som at vannet fryser og at leire kleber seg på borestrengen. Leiren var så seig at det var vanskelig å fjerne den ved hakking.

Boringen ble startet på terrengnivået etter en lokal utgraving av steinlaget, Figur 19. Dette for å unngå boring gjennom steinlaget. Hovederfaringen fra prøvepelingen var at poretrykksøkningene var innenfor de tillate grenseverdiene for akse 1, og tiltakene så ut til å forbedre boremetoden som helhet. Derfor ble det konkludert at prøvepelingen var vellykket. Fremgangsmåten som ser ut til å fungere best i forhold poretrykksoppbygging er:

- Start boring på opprinnelig grunn/terreng for å unngå boring gjennom steinlaget (fjerning av steinlaget før oppstart).

- Slag med hammeren skal helst ikke brukes i løsmasser, og må ikke benyttes i det hele tatt ved start av boringen. Dette er viktig siden kvikkleire ligger bare 1 m under terrenget ved akse 1. Dette kan føre til at det blir en utfordring med styring av røret.

- Boringen skal utføres som en spyleboring med vann samtidig med rotasjon av borkronen. Det for å løse opp massen.

- Deretter løfte borkronen opp og blåse luft inn i røret. Dette er for å få massene/vannet opp (ut av røret). Dette begrenset lengden på røret. Derfor ble det bestemt å bore med et rør på maks 6 m lengde per omgang og skjøte/sveise etterpå.

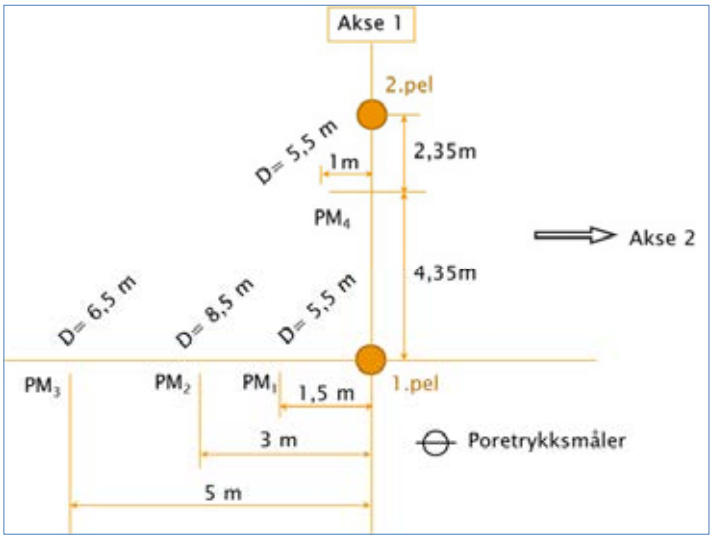
- Manuell kontroll på luft- og vanntrykksmengder under boring skal utføres avhengig av fremdriften.

Prøvepelingen påviste tydelig at å utføre boringen i henhold til de geotekniske kravene tar tid. Dette indikerte også at boringene i akse 3 og 4 gikk for fort og at matehastigheten benyttet under boringen var for stor, og medførte dermed uakseptable poretrykksøkninger og massefortrengning. Generelt er boring en noe tidkrevende prosess. I dette prosjektet ble det enda mer tidkrevende. Bruk av boresystemet som en spyleboring, med fremgangsmåten som beskrevet ovenfor, viste seg å være tungvint og tidkrevende med det utstyret entreprenøren hadde tilgjengelig. Blant annet hadde vannpumpen begrenset kapasitet. Kontraktsdokumentet setter krav for å levere arbeidet i henhold til geotekniske krav. Derfor ble det bestemt at det skal fokuseres primært å utføre arbeidet med tanke på å tilfredsstille de geotekniske kravene, med tilhørende nødvendig tidsforbruk.

6.9 Peling ved akse 1 og akse 2

6.9.1 Forberedelse og poretrykksoppfølging

Før peling ved akse 1 ble det lagt ut et steinlag på 0,7 m tykkelse (over geotekstil) på oppstillingsplassen, for å etablere et godt fundament til peleriggen. På punkter der pelene skulle bores ble det ikke lagt ut stein. Under pelingen ved akse 1 ble poretrykksmålere brukt til å følge opp arbeidet. Plassering av poretrykksmålerne i forhold til pelene er gitt i Figur 20.



Figur 20: Plassering av poretrykksmålere i forhold til de to pelene ved akse 1. D er dybde målt fra det opprinnelige terrenget som var 2,5 m høyere enn hvor boringen startet (dvs. det var 2,5 m avlasting ved akse 1).

Det ble montert fire poretrykksmålere ved akse 1, de tre første målerne (PM_1, PM_2 og PM_3) ble plassert med fokus på å kontrollere installeringen av 1.pel. Disse målerne er plassert slik at poretrykk er målt på tre ulike dybder fra terreng, og tre ulike horisontale avstander fra pelen. Bestemmelse av disse plasseringene er tatt i relasjon til poretrykksfordelingen benyttet i drenert stabilitetsanalyse av skråningen. For å ha kontroll på installering av 2.pel ble det montert ytterligere en måler (PM_4) på en kritisk dybde. Dybde til PM_1 og PM_4 representerer midt punktet av den øverste delen av skråningen som ikke får støtte av den midlertidige motfyllingen.

6.9.2 Peling ved akse 1

Peling ved akse 1 (1.pel) ble utført med røret som ble trukket opp fra prøvepelingen som var 10 m langT. Grunnen for å ikke starte med et kortere rør er at prøvepelingen fungerte bra etter at pelen var sveiset til 10 m. derfor tillot vi å forsøke med 10 m. rør i akse 1. Ved denne installeringen ble det målt Δu_{maks} = 18 kPa ved PM_1 allerede ved liten boringsdybde (ca. 1,5 m). Det så ut som boringen ikke fungerte på grunn av vanskeligheter med å bore ned og få massene opp. Det var også utfordring med styring av røret. Da ble arbeidet avbrutt og røret ble trukket opp for inspeksjon av borkronen. Dette indikerte at åpningene ved pilotkronen var blokkert og vannet i hammeren frøs. Rommet bak borkronen var fylt opp med ganske faste masser som trengte slag for å løse opp massene. Dette synes å ha ført til massefortrengning som ga poretrykksøkningen. Etter et kort møte ble det besluttet å redusere lengden på pel til 6m, og etablere kumringer pga. at det ble en utfordring å holde styringen på røret korrekt med så kort pelelengde.

Boringen startet igjen etter 5 dager (dette på grunn av friperiode hos entreprenørene). Boringen startet med 6 m langt rør gjennom kumringen som ble satt opp for å styre røret. Forsiktig hamring/pressing i toppen av røret ble også benyttet noe i akse 1 slik som det ble gjort ved prøvepelingen. Under installeringen ble det målt Δu_{maks} = 28 kPa (fra 19 kPa til 47 kPa) ved PM_1, 2,5 m fra terrenget (dvs. 2,5 + 0,7 m = 3,2 m fra nivå maskinen sto på). Dette var målt to timer etter at boringen startet, og ved dette tidspunkt ble boringen avbrutt på grunn av poretrykks økningen. Det ble bestemt å stoppe arbeidet midlertidig fram til poretrykket hadde stablisert seg (røret ble trukket opp og maskinen beltet tilbake til en tryggere plassering bak akse 1). Etter 5 timer gikk poretrykket ned til 35 kPa (fra 47 kPa) og boringen startet igjen. Deretter ble det målt minimale økninger, dvs. Δu_{maks} = 3 kPa, 7 kPa og 5 kPa henholdsvis på PM_1, PM_2 og PM_3. Under installering av 2. pel ble det målt Δu_{maks} = 15 kPa (fra 18 kPa til 33 kPa). Figur 21 viser utførelse av boring av 1.pelen ved akse 1. Ferdig installert pel var 22 m lang med 1 m boring i godt fjell. Det tok ca. 2 dager per pel. Dette inkluderer blant annet tid for utlegging av stokkmatten, oppstilling av riggen, 3 sveisinger og selve boringen.

6.9.3 Peling ved Akse 2

Før pelingen startet ved akse 2 ble det gjort en del forberedende arbeid. Steinpute brukt for installering av pelene ved akse 1 ble fjernet for å øke stabiliteten av skråningen. Deretter ble den midlertidige motfyllingen justert for å muliggjøre pelingsarbeidene, Figur 22. På punktene der det skulle bores ble steinlaget fra den midlertidige motfyllingen og den gamle erosjonssikringen gravd vekk og skiftet ut med leire. Utførelse av boring ble utført hovedsakelig på samme måte som akse 1 og dette gikk greit. Det var ikke poretrykksmåler spesielt montert med tanke på å følge opp peleinstalleringene ved akse 2, men de to poretrykksmålerne som var installert mellom akse 1 og 2 i forbindelse med kontroll av stabiliteten til skråningen ble benyttet. Disse viste svært minimale poretrykksøkninger. Installeringen gikk raskere enn akse 1, og tok gjennomsnittlig ca. 1 dag per en pel.

Figur 21: Boring av 1.pel ved akse 1 (Foto: Samson Degago)

Figur 22: Boring ved akse 2 etter installering av to peler ved akse 1 (Foto: Samson Degago)

Figur 23: Ferdig installerte peler ved alle akser (I tillegg viser bilder terrengavlastingen, erosjonssikringen og delen av den midlertidige motfyllingen) (Foto: Ørjan Edvardsen)

Figur 24: Montasje av stål bjelkene (Foto: Samson Degago)

7.0 KONKLUSJONER/LÆREPUNKTER

Flere aspekter av prosjektet har vært både svært interessant og lærerikt. Prosjektet pågår og til slutt skal det skrives en erfaringsrapport som tar for seg flere aspekter av prosjektet og med mer detaljer. Hovedkonklusjoner og lærepunkter er oppsummert nedenfor:

- Prosjektet er et godt eksempel på nytten av omfattende og omhyggelig oppfølging og kontroll fra byggherrens side. Det er et dårlig eksempel på utførelse fra entreprenørens side. Entreprenør bør/skal kunne utføre en slik jobb uten denne grad av oppfølging/kontroll fra byggherrens side.

- I prinsipp skal borede stålrørspeler være skånsomme i forhold til massefortrengning og poretrykksendringer. Likevel kan dette være annerledes i praksis avhengig av boresystemet/boreutstyret og selve utførelsen. Det er viktig å være klar over dette i prosjekteringsfasen og ta høyde for eventuelle avvik fra god praksis. Dersom risikoen i prosjektet vurderes som uakseptabelt kan det være aktuelt å vurdere annen peletype

- I kritiske tilfeller, slik som dette prosjektet der det er viktig å unngå poretrykksendring og massefortrengning, må det benyttes spyleboring med vann og helst ikke luft i løsmassene. Likevel kan man skifte over til boring med luft i berg, og når man er trygg på at det er fast masser. Ved bruk av luft i faste masser må risikoen for at luft går ut i løsmassene vurderes, samt konsekvensene av dette. Spesielt overgangen til faste masser og bruk av luft kan i denne sammenheng være kritisk.

- Det er meget viktig at peleentreprenøren har erfaring med boresystem og erfarne borere og boreledere. Dette bør muligens kreves i kontraktsdokumentet med dokumentasjon/ henvisning til noen prosjekteksempler. Bruk av underentreprenør til selve boringen bør unngås, når det likevel benyttes skal samme krav stilles her.

- Det er viktig at man er klar over at boring er en tidkrevende prosess. Matehastigheten under boringen skal primært tilpasses med hensyn på kvalitet (f.eks. geotekniske krav, grunnforhold osv.), og sikkerhet, ikke med fokus på tidsbruk.

- Få frem i kontrakstdokumentet at lav borsynk kan forventes ved peling i slike utfordrende grunnforhold slik at dette prises.

- Det er viktig at entreprenør har en god dokumentasjon av boreprotokoller som inneholder blant annet spylemedium og spyletrykk med dybden, rotasjonshastighet borekrone, boresynk, tidspunkter og eventuelle merknader. Det må påsees at protokoller føres og leveres i henhold til Norske standarder eller Prosesskoden

REFERANSER

1. Geoteknisk datarapport (2013): Fv. 715 Keiserås - Olsøy, Parsell: Leksvik grense – Olsøy. Datarapport (14.05.2013). Statens vegvesen, Region midt Sveis Nr. 2012039995-009 /Ud925Ar09.
2. Geoteknisk vurderingsrapport for Skaudalbrua (2014): Fv. 715 Keiserås - Olsøy, Parsell: Leksvik grense – Olsøy. Vurderingsrapport for Skaudalbrua (30.04.2014). Statens vegvesen, Region midt Sveis Nr. 2012039995-013 /Ud925Ar13.
3. Geoteknisk vurderingsrapport for kvikkleireområde (2013): Fv. 715 Keiserås - Olsøy, Parsell: Leksvik grense – Olsøy. Vurderingsrapport (14.08.2013). Statens vegvesen, Region midt. Sveis Nr. 2012039995-010 /Ud925Ar10.
4. Statens vegvesen (2010): Geoteknikk i vegbygging. Håndbok V220 (gml. nr. 016).
5. Noregs vassdrags- og energidirektorat (NVE) (2014): Sikkerhet mot kvikkleireskred. Vurdering av områdestabilitet ved arealplanlegging og utbygging i områder med kvikkleire og andre jordarter med sprøbruddegenskaper. Veileder nr 7- 2014. ISSN 1501-0678.
6. Oset, F., Thakur V., Dolva, B. K., Aunaas K., Sæter, M. B., Robsrud A., Viklund M., Nyheim T., Lyche, E. & Jensen O. A. (2014).Regulatory Framework for Road and Railway Construction on the Sensitive Clays of Norway. Chapter 27 in book Landslides in Sensitive Clays. Advances in Natural and Technological Hazards Research, volume 36, 2014, side 343-355, Springer.
7. Thakur, V., Nyheim T., Strand S-A., Viklund, M., Oset F., Dolva B.K., Aunaas K., Havnen I., Lyche E. & Jensen O.A. (2014). En diskusjon om løsne- og utløpsområder for skred i sprøbruddmaterialer. Geoteknikkdagen 28.11.2014. Norsk Geoteknisk Forening. Side 22.1-22.13.
8. 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. (2014): Characterisation of post-failure movements of landslides in soft sensitive clays. Chapter 8 in book Landslides in Sensitive Clays. Advances in Natural and Technological Hazards Research, volume 36, 2014, side 91-103, Springer.
9. Bernander, S. (2000). Progressive Landslides in Long Natural Slopes. Formation, potential extension and configuration of finished slides in strain-softening soil. Licentiate Thesis. Luleå: Luleå University of Technology.
10. Bernander, S. (2008). Down-hill Progressive Landslides in Soft Clays. Triggering Disturbance Agents. Slide Propagation over Horizontal or Gently Sloping Ground. Sensitivity Related to Geometry. Luleå: Luleå University of Technology.
11. Leroueil, S. (2004). Geotechnics of slopes before failure. Landslides: Evaluation and stabilization. Proc. 9th int. symposium on landslides, Rio de Janeiro. Vol 1. Side 863 -884
12. Konstruksjonsberegningsrapport (2014): Fv. 715 Leksvik grense – Olsøy Bru nr: 16-1795 Skaudalbrua, Beregningsrapport, EFLA Mai 2014 (Rev. 2).
13. Statens vegvesen (2010): Retningslinjer for utarbeidelse av konkurransegrunnlag. Håndbok 066.
14. Rønning, S. (2011). E6 Trondheim – Stjørdal, parsell Trondheim – dagsone vest. Geotekniske aspekter knyttet til rørspuntveggen. Prøvespunt, instrumentering, geotekniske boringer ved prøvespunt, noen erfaringer ved utførelsen. Geoteknikkdagen 25.11.2011. Norsk Geoteknisk Forening. Side 34.1-34-11.

Urbangeologi: grunnleggende for bærekraftig byutvikling

Urban geology: fundamental for sustainable urban development

Forsker Hans de Beer
Ph D. Guri V. Ganerød
Forsker Anna Seither
Magne Vik Bjørkøy
Norges Geologiske undersøkelse (NGU) / Geological Survey of Norway

SAMMENDRAG

Undergrunnen i byen blir ofte oversett i bærekraftig byutvikling, utnyttet ineffektiv og i verste fall utnyttet på en slik måte at omfattende skader oppstår. Norges geologiske undersøkelse (NGU) har i samarbeid med Oslo og Bergen kommune satt fokus på mangelen av samarbeid på tvers av sektorer og fagfelt for å oppnå en helhetlig, kunnskapsbasert anvendelse av rommet under asfalten. Med økt kunnskap, samarbeid og bedre planlegging av undergrunnen vil inngrep ikke forårsake ringeffekter som endring i poretrykk, grunnvannsnivå med følgeskader som setninger, skader på bygninger, vei, kloakksystem og mye, mye mer.

SUMMARY

The underground in the city is often overlooked in sustainable urban development, used inefficiently and at worst exploited in a way that causes extensive damage. The Geological Survey of Norway (NGU) has, in collaboration with the municipalities of Oslo and Bergen, initiated new focus on the lack of collaboration across sectors and disciplines to achieve a comprehensive, evidence-based use of the ground beneath our cities. With knowledge, cooperation and better planning of the subsurface, intervention will not cause side-effects such as changing groundwater levels, causing subsidence and damages to buildings, roads, sewage systems and much, much more .

INNLEDNING

Bor du i en storby - og har lurt på hva som finnes under asfalten? Det er ikke bare kabler, kloakkledninger, kjellere og tunneler; det er også geologi. En skikkelig blanding. Vi bruker undergrunnen for å lage parkeringskjellere, kjøpesentre, tunneler, ledninger, bygge nye underjordiske avfallsystemer og mye, mye mer. Samtidig er undergrunnen en energikilde. I Norges storbyer bores det flere hundre brønner hvert år. De forsyner hus og kontorer med grunnvarme; energi/varme som er lagret i stein og grunnvann.

I dag er det dyrt å bygge nytt der det er dypt til fjell, som for eksempel i Bjørvika i Oslo, hvor Norges dyreste veistrekning har blitt til. Men det er ikke bare midt i byen at geologien er viktig. Byens grønne lunger er avhengig av grunnvann for å leve. Lekkasjen ved Romeriksporten, og Puttjernet som forsvant, var en vekkerklokke som har endret måten vi bygger tunneler på. Leire, setninger og vannlekkasjer lurer når det bygges og bores. Ofte

snikende sakte, noen ganger overraskende raskt. Vi mennesker graver og flytter på stein og jord. Rett under fortauet finner du det som kalles den menneskeskapte geologien. Stein som har blitt knust, gruset, blandet og flyttet på. Av oss mennesker. Den raskeste geologiske erosjons- og avsetningsprosessen noensinne. Byene våre er dekket av og jevnet ut med disse menneskeskapte massene, som vi litt utakknemlig bare har kalt fyllmasser.

Oslo sentrum en kjempe på leirføtter. Og ferske bilder viser at grunnen skjelver under flere store bygg. Oslo S, for eksempel, er etablert oppå flere meter med sagflis fra gamle sagbruk ved Akerselva. De nye Barcode kontorene og Operaen i Bjørvika står på samme ustabile grunn. I 2014 ble undersøkelser som dokumenterer at grunnen rundt operabygget synker raskere enn antatt vist frem i media.

Figur 1.Barcode ved sentralbanestasjonen i Oslo og Dronning Eufemias gate i forgrunnen. Dette et område med mange utfordringer (foto: Hans de Beer).

NGU tar denne utfordringen på alvor, og jobber stadig mer med geologi i urbane strøk. I flere år har NGUs geologer vært sterkt delaktig i arbeidet med å sikre grunnen under Bryggen i Bergen. I 2014 fikk NGU klarsignal for å gjennomføre den aller første urbangeologiske kartleggingen i Bergen, i samarbeid med Bergen kommune og Riksantikvaren. Målet er å finne gode metoder for å bygge opp en fullverdig oversikt over grunnforholdene midt i en storby. Her er Middelalderbyen i Bergen spesielt i fokus, siden den er mest utsatt. NGU skal kartlegge massene og grunnvannet, og lage en tredimensjonal modell av undergrunnen.

SYNKENDE GRUNN: Grunnen i Vågsbunnen synker sakte men sikkert sammen, fordi vannmengden i bakken reduseres. Dermed forvitrer kulturminnene som ligger i bakken, og husene på toppen får setningsskader. Byantikvar Johanne Gillow er bekymret. FOTO: LEIF GULLSTEIN

Vil koste titallsmillioner å reddeVågsbunnen

Synkende grunnvann gjør ubotelig skade på kulturminnene i Vågsbunnen, sier byantikvar Johanne Gillow. Redningen vil koste titalls millioner.

Figur 2. Bergens Tidende 5.8.2014

Resultatet kommer til å bli svært viktig for bevaring og utbygging av byen. Med god kunnskap om grunnvann og undergrunn, kan de rette tiltak settes inn. Det blir lettere å planlegge byarealene - og å forby eller tillate utbygging og vannpumping.

Det handler selvsagt om å forebygge setningsskader og rasfare, men også om å bevare viktige kulturminner. Fyllmassene i undergrunnen forteller en interessant historie om svunne tider. NGU samarbeider på tvers av landegrenser for å utvikle kunnskapen om geologi i byer. Nederland og Tyskland har kommet langt i sitt arbeid. I Helsingfors i Finland er det laget en tredimensjonal byplan over grunnforholdene. Her er det mye å hente.

Samtidig er dette et arbeid som blir mer og mer viktig i alle norske byer. Utstrakt byggeaktivitet fører til stadig press på bygrunnen, og de aller fleste av våre største byer står på fyllmasser og kvikkleire. Flere og flere flytter til byene, og behovet for hus og forretningsbygg, veier og tunneler bare øker. Resultatene fra NGUs urbangeologiske kartlegging vil derfor være helt avgjørende for å berge sentrumsbygg og bygater over hele landet (NGU Årsmelding 2015).

Geologi i byene er ikke noe nytt. Det er gammelt. Men det er først nå at geologien blir stadig viktigere, når byen vokser seg både oppover, utover, og ikke minst nedover. Bevaring av kulturarv i bakken har stort fokus også når nye vei og tunnelprosjekter planlegges. Retningslinjer for kartlegging og bevaring av kulturlag er blant annet gitt i Norsk Standard NS9451:2009: Kulturminner - Krav til miljøovervåking og -undersøkelse av kulturlag.

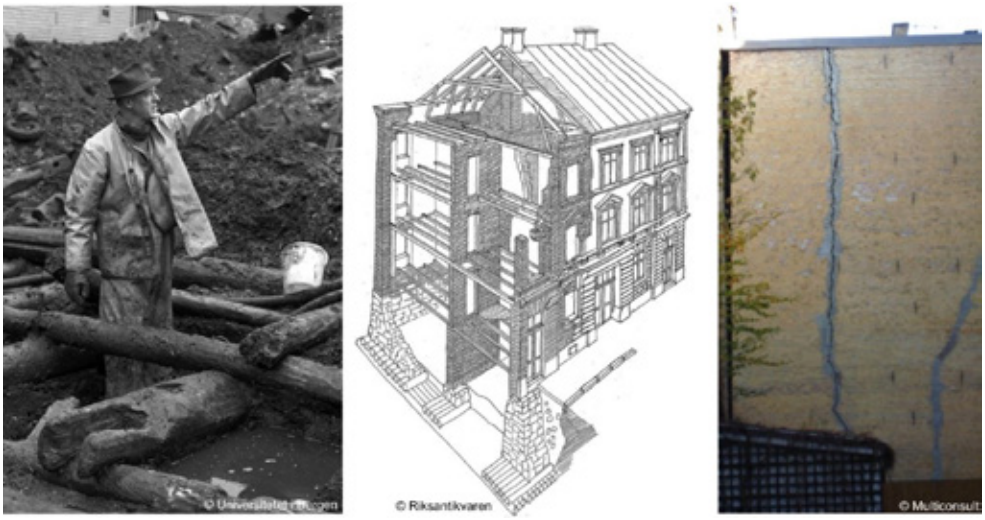
Figur 3. Utgravinger i Middelalderbyen i Oslo der traseen til Follobanen er planlagt (foto: Teknisk Ukeblad).

VANN OG UNDERGRUNNEN

Klimaendringer medfører større og mer intensive nedbørshendelser, og vi ser at flom forekommer stadig oftere, særlig i byer. Dagens avløpssystemer er ikke i stand til å ta imot de store vannmengdene som plutselig kan komme ovenfra, og vi må derfor tenke nytt. Klimatil-pasning i byer, betyr å håndtere vannet mest mulig lokalt, med grønne løsninger, fordrøyning og infiltrasjon av regnvann til undergrunnen. Sikre flomveier er siste utvei, når grunnen ikke klarer å suge opp vannmassene. Geologi i byene er viktig for å tilpasse oss klimaendringene.

Figur 4. Setningsskader på kloakkrør (foto: Oslo kommune, VAV).

Å bygge høyt, dypt og langt krever ikke bare plass, men også god byggegrunn. I gamle dager bygde man på dyrehud og trestokker. Mye ligger fortsatt igjen i grunnen og mange historiske bygninger i byene våre flyter på treflåter. Disse er helt avhengig av høyt grunnvann, slik at luften og forråtnelsen ikke slipper til.



Figur 5. Venstre: utgraving av Bryggen i Bergen som viser fundament av trestokker. Midt: skjematisk fremstilling av gamle bygninger på trefundament. Høyre: setningsskader på murhus fra sent 1800-tallet, Oslo (foto: Multiconsult)

NASJONAL DATABASE FOR GRUNNUNDERSØKELSER

Den Nasjonale database for grunnundersøkelser (NADAG) samler i dag fire store offentlige aktører. NGU, i samarbeid med Statens vegvesen, NVE og Jernbaneverket, har i fellesskap tatt et initiativ til, og ansvar for, å samle og gjøre offentlig tilgjengelig samfunnsviktige data knyttet til grunnundersøkelser og grunnforhold. Databasen vil i første omgang inneholde data fra geotekniske undersøkelser, og den er basert på SOSI-standarden for slike undersøkelser.

Databasen er viktig på grunn av gjenbruk av data, det vil si at antall boringer ved undersøkelse av et nytt område kan reduseres hvis det eksisterer mange nærliggende borepunkt. Dette vil gi redusert tidsbruk for brukere av grunnundersøkelser, redusert utbyggingstid, redusert innsats fordi man unngår å bygge andre databaser, bedre byplaner, bedre beredskap, bedre krisehåndtering, osv.

Utviklingen av databasen foregår i samarbeid med Norkart. NADAG skal driftes av NGU og Prosjektleder for NADAG er Inger-Lise Solberg (NGU). Versjon 1.0 er allerede klar og data er på plass. Versjon 2.0 er under utvikling og store datasett skal legges inn i databasen. Les mer om NADAG på www.ngu.no.

UNDERGRUNNEN ER VIKTIG I BYPLANLEGGING

NGU satser på geologi i byer. Norges byer vokser kraftig. Om denne veksten skal være bærekraftig, må vi ta med undergrunnen i byplanlegging. Tidlig, integrert og i dybden. Forstå egenskapene og prosessene under føttene våre, sammenhengen mellom naturlige og menneskeskapte avsetninger og hvordan dette påvirker infrastruktur, bygg og naturmiljø. For å unngå konflikter, utnytte ressurser og redusere risiko og kostnader.

Linker til andre nettsider som omtaler urbangeologi: www.sub-urban.eu, www.grunnvann.no.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2015

GRAVING I FORURENSEDE MASSER
SKADEFOREBYGGENDE TILTAK SOM ER KOSTNADSEFFEKTIVE

Excavation of contaminated soil - preventive measures that are cost effective

Forfattere: Sivilingeniør Vidar Ellefsen, Golder Associates AS.
M. Sc. Kajsa Onshuus, Golder Associates AS

SAMMENDRAG
Graving i forurensede masser medfører i mange tilfeller større kostnader enn forutsatt og ansvarsforholdene knyttet til disse overskridelsene er ofte grunnlag for kontraktsmessige diskusjoner. Det er også eksempler på at håndtering av masser med forurensning har medført ytterligere spredning og skade på omkringliggende miljø, dels som følge av at massene ikke var undersøkt før gravingen ble utført eller som følge av manglende beredskapstiltak på anleggsplassen.

I dette foredraget gjennomgås enkle forebyggende tiltak som vil redusere risiko for uønsket håndtering og feil disponering av forurensede masser. Tiltakene vil også kunne redusere kostnader og forenkle oppfølgingen av gravearbeider knyttet til forurensede masser.

SUMMARY
Excavation of polluted soil entails in many cases greater costs than anticipated and responsibilities related to these exceedances have often led to contractual discussions. There are also examples that handling of polluted soil has led to further contamination and damage to the surrounding environment, partly because the soil was not properly examined before the excavation or due to lack of preparedness at the construction site.

The paper presents some simple preventative measures that will reduce the risk of wrong handling and disposal of contaminated soil. The measures will also reduce costs and simplify the monitoring of excavation work related to contaminated soil.

INNLEDNING
Forurensningsforskriften kapittel 2 krever at tiltakshaver for et utbyggingsprosjekt skal ha vurdert om en eiendom kan være forurenset, jf. § 2-4. Dette skal blant annet være vurdert og eventuelt tatt hensyn til ved oversending av melding eller søknad til kommunen etter plan- og bygningsloven. I større byer må det påregnes at jorda i eldre og sentrale bydeler kan være forurenset, og det vil normalt være behov for å gjennomføre miljøtekniske undersøkelser i forkant av planlagt utbygging.

Påvises forurensing på en eiendom må det utarbeides en tiltaksplan hvor omfanget og betydningen av forurensningen beskrives. Det skal også beskrives tiltak som forhindrer spredning og eksponering både i anleggs- og driftsfase. Det er tiltakshaver sitt ansvar at

relevante undersøkelser utføres, at tiltaksplanen utarbeides av faglig kvalifisert firma og at undersøkelsen inkluderer de forurensinger som kan være relevante for den aktuelle eiendommen. For å kunne besvare sistnevnte spørsmål vil det være helt avgjørende at den som utfører undersøkelsen har satt seg inn i eiendommens historikk, både om det har vært industri og virksomhet som kan ha forurenset grunnen på eiendommen (eller på tilliggende eiendommer) eller om eiendommen inneholder områder med utfyllinger eller tilkjørte masser med ukjent opphav.

Når det i et utbyggingsprosjekt avdekkes ukjent forurensing i grunnen eller kostnadene overstiger de forventede, vil en ofte finne årsaken til dette i mangelfullt utført arbeid i denne innledende fasen hvor tiltaksplanen utarbeides og det gjøres feilvurderinger i forhold til både forurensingens omfang og aktuelle typer forurensning i grunn og grunnvann. En annen vanlig årsak til kostnadsoverskridelser er at jord som i utgangspunktet ikke skulle vært klassifisert som forurenset blir håndtert som dette, med påfølgende unødige kostnader.

NÅR ER DET RISIKO FOR AT EN EIENDOM ER FORURENSET OG KAN DET GJØRES ENKLE FORUNDERSØKELSER?

I byområder vil ofte det øvre jordlaget på en eiendom være forurenset og kommuner som Oslo og Trondheim vil uansett kreve at det i sentrale bydeler gjennomføres prøvetaking av grunnen og at det utarbeides tiltaksplan.

Før det gjennomføres prøvetaking av grunnen på en eiendom er det viktig at eiendommens historikk er kjent og at potensielle kilder til forurensing er klarlagt. Undersøkelser av type 1 prøve pr 100 m^2 og så ser vi hva vi avdekker (med misforstått henvisning til at dette er et krav fra Miljødirektoratet) anbefales ikke. Anbefalingen om 1 prøve pr 100 m^2 gjelder videre kun der det er mistanke om forurensning og ikke hele eiendommen. Som et minimum av forundersøkelser må en sjekke:

- Miljødirektoratets database for forurenset grunn (http://grunn.miljodirektoratet.no/)
- Både Trondheim og Oslo kommune har egne aktsomhetskart for forurenset grunn. http://www.trondheim.kommune.no/akfg/ - https://www.oslo.kommune.no/getfile.php/Innhold/Plan%2C%20bygg%20og%20eiendom/Dokumenter/Aktsomhetskart%20-%20forurenset%20grunn
- Historiske flyfoto (tilgjengelig på Google-maps, gulesider, norgeibilder, og ofte på kommunens karttjeneste).
- Eiendomsregister (http://www.seeiendom.no/) med informasjon fra grunnbok og matrikkel
- Kommunens byggesaksregister (eksempel fra Oslo) hvor en også kan få informasjon om evt. Oljetanker som er skiftet ut og gjennomførte undersøkelser og tiltak mht forurenset grunn på tilliggende eiendommer: http://innsyn.pbe.oslo.kommune.no/saksinnsyn/main.asp)
- For bedrifter med utslippstillatelser finnes opplysninger på http://www.norskeutslipp.no/
- OG IKKE GLEM: Snakk med noe som kjenner eiendommens historikk!

Når potensielle kilder til forurensning er klarlagt vil hovedformålet med undersøkelsen være å verifisere disse. Undersøkelsen må således tilpasses de lokale forholdene og hva som skal kartlegges. Skal massene til et bestemt deponi, må også undersøkelsen tilfredsstille kravene deponiet har til massemottak. Alle deponier har krav til å dokumentere TOC-innhold i mottatte masser.

- Ved byjordforurensning uten spesielle forurensningskilder vil ofte miljøtekniske undersøkelser ned til opprinnelige masser på (ofte 0,5-2 m dyp) være tilstrekkelig. Dersom massene uansett skal graves opp er det tilstrekkelig med representative prøver og det må skilles mellom overliggende byjord og underliggende antatt (og sannsylig) ikke forurensede masser. Golder ofte bruk håndholdt XRF måling i felt der det er deponert avfall, som gir gode indikasjoner på høye konsentrasjoner av tungmetaller og en kan på dette grunnlag analysere et færre utvalg av prøver i laboratorium.

- Ved graving i områder med nedgravde oljetanker vil poreluftmålinger ved PID kunne gi god indikasjon på om det foreligger omfattende oljeforurensning eller ikke, og hvor langt ev oljeforurensning har spredd seg. Metoden er mest effektiv der det er asfalterte overflater, hvor poregass med flyktig oljeforurensning vil ha høyest konsentrasjon rett under asfaltdekket.

- I områder med deponert avfall vil grunnvannsundersøkelser nedstrøms vise om forurensingen er knyttet kun til de deponerte massene, eller om det foregår spredning. Foregår spredning vil dette kreve langt mer omfattende tiltak i byggefasen enn om kun tiltaket består i å fjerne deponert avfall. Avgrensningen av deponiet vil oftest kunne utføres basert på historiske foto og undersøkelsen skal således kun verifisere dette. Omfattende prøvetakinger av deponimasser som uansett skal fjernes vil ofte ha liten nytte for prosjektet.

Det er også viktig at en i fm. vurdering og rapportering av miljøtekniske undersøkelser kan forklare kildene til den forurensing som er påvist. Ellers risikerer en at det er ukjente kildeområder i en eiendom som skal utbygges, og at dette først avdekkes under utførelsesfasen. Avdekkes forurensing som ikke var forventet, eks. PCB, kvikksølv eller klorerte løsemidler må kilden til dette avklares, også å sjekke at laboratoriet ikke har gjort analysefeil (noe som dessverre også skjer og som har forårsaket feilklassifisering av i utgangspunktet rene masser).

RISIKOANALYSE AV GRAVEARBEIDER I FORURENSET JORD OG VURDERING AV BÅDE FOREBYGGENDE OG AVBØTENDE TILTAK

NS 5814:2008 Krav til risikovurdering stiller krav til de elementene som kan inngå i en slik prosess. Slike risikoanalyser er ikke det samme som stedsspesifikke risikoanalyse etter kap 2 i forurensingsforskriften når stedsspesifikke akseptkriterier for forurensing i jord skal fastsettes

Golder har god erfaring med bruk av mer standardiserte risikovurderinger for arbeider knyttet til forurenset grunn, da disse skiller bedre på behov for forebyggende tiltak (unngå at hendelsen skjer) og avbøtende tiltak (minske konsekvensen av hendelsen). Ofte blandes disse begrepene, og det iverksettes tiltak som ikke har noen risikoreduserende effekt, som når det kreves lagring av masser under presenning for masser som inneholder ikke vannløselige forurensinger. Eksempelvis det det ikke være spredningsfare til masser med forurensnings-grad tilsvarende tilstandsklasse 2.

For å klassifisere sannsynligheten for en hendelse kan følgende inndeling benyttes.

Sannsynlighets-grad	Betegnelse	Beskrivelse av hyppighet	Alternativ beskrivelse
1	Lite sannsynlig	Sjeldnere enn en gang hvert 5. år	Aldri registrert lignende hendelse
2	Mindre sannsynlig	Kan skje hvert 1-5 år	Har vært registrert lignende hendelse
3	Sannsynlig	Kan skje 1 gang i året	Har vært registrert i sammenlignbare prosjekter
4	Meget sannsynlig	Kan skje flere ganger i året	Vil kunne skje i prosjektet
5	Svært sannsynlig	Kan skje mer enn 10 ganger i året	Forventes å skje i prosjektet

Tabell 1, Sannsynlighetsgrader knyttet til uønskede hendelser.

Konsekvens-grad	Betegnelse	Beskrivelse konsekvens	Beskrivelse omdømme
1	Ufarlig	Liten miljøskade, ikke registrerbart i resipienten	Brudd på lovkrav, men liten oppmerksomhet
2	Farlig	Miljøskade. Registrerbar skade, restaureringstid < 1 år	Brudd på lovkrav, vil gi oppmerksomhet/avvik
3	Kritisk	Betydelig miljøskade. Restaureringstid 1-3 år. Forurenset grunn som krever oppgraving.	Brudd på lovkrav, vil gi pålegg bøter
4	Meget kritisk	Alvorlig og langvarig miljøskade. Lokale konsekvenser. Restaureringstid 3-10 år.	Alvorlig brudd på lovkrav, vil gi bøter/påtale
5	Katastrofalt	Svært alvorlig og langvarig miljøskade. Regionale og lokale konsekvenser. Restaureringstid >10 år	Alvorlige hendelser som kan medføre dødsfall

Tabell 2, Konsekvensgrader knyttet til uønskede hendelser.

	KONSEKVENS				
SANNSYNLIGHET	1 Ufarlig	2 Farlig	3 Kritisk	4 Meget kritisk	5 Katastrofalt
5. Svært sannsynlig	**GUL**	**GUL**	**RØD**	**RØD**	**RØD**
4. Meget sannsynlig	**GUL**	**GUL**	**GUL**	**RØD**	**RØD**
3. Sannsynlig	**GRØNN**	**GUL**	**GUL**	**GUL**	**RØD**
2. Mindre sannsynlig	**GRØNN**	**GRØNN**	**GUL**	**GUL**	**GUL**
1. Lite sannsynlig	**GRØNN**	**GRØNN**	**GRØNN**	**GUL**	**GUL**

Tabell 3,Risikomatrise etter NS 5814

Rødt:	Uakseptabel risiko. Risikoreduserende tiltak må iverksettes.
Gult:	Middels risiko, tiltak etter ALARP-prinsippet
Grønt:	Lav risiko, ikke krav om ytterligere tiltak

ALARP prinsippet (As Low As Reasonable Practicable) Innebærer at risiko skal reduseres så langt det er realistisk praktiserbart. Området for tolererbar risiko, som har en annen betydning enn akseptabel risiko og er den risiko vi er villig til å godta (akseptkriterium). For aktiviteter som ligger i ALARP-området må tiltak kontinuerlig vurderes. Tiltakene bør implementeres dersom tiltaket ikke innebærer kostnader som er uhensiktsmessige høye i forhold til risikoreduksjonen, altså basert på en kost/nytteanalyse og kost/effektivitetsanalyse.

Når det graves i forurensede masser vil tiltakene som kreves måtte tilpasses konsekvensen av en uønsket hendelse, slik at vil eksempelvis avrenning påvirke et naturvernområde eller drikkevannskilde vil dette kreve strengere tiltak enn om det graves i liten vannløselige byjordmasser. Under følger en tabell som kan benyttes som en sjekkliste:

Situasjon med fare for spredning av forurensning	**Forebyggende og avbøtende tiltak for å hindre spredning av forurensning**
Uhellslekkasjer fra anleggs-maskiner, tanker, etc	Ha beredskapsplan. Absorbent tilgjengelig.
Mellomlagring av masser med fare for miljøskadelig avrenning	Lagre på tett dekke, og med avrenning til gravegrop der massene kom fra, samt tildekking. Det må søkes Fylkesmannen om tillatelse dersom de skal lagres utenfor tiltaksområdet.

Situasjon med fare for spredning av forurensning	Forebyggende og avbøtende tiltak for å hindre spredning av forurensning
Vann i gravegrop	Pumpe ut vannet via oljeutskiller/klaringstank/sandfilter eller lignende (avhengig av type forurensning), evt legge våte masser på kanten av gravegropa med avrenning tilbake til denne
Svært våte, oppgravde masser med fare for miljøskadelig avrenning	Legg massene til avrenning på kant av gravegrop før borttransportering, hindre avrenning andre retninger, f.eks med sand/barkvoll med presenning, lagring i container
Mellomlagring av oppgravde, tørre masser, gjerne siltige	Lett vanning av oppgravde masser for å hindre støvflukt, evt tildekking. Tildekking av last ved evt. borttransport.
Åpen jord, forurenset med flyktige forbindelser	Avgassing berører vanligvis bare de som jobber på området. Entreprenør må ved behov benytte maske med gassfilter. Ved eksplosive gasser, bør entreprenør benytte flergassmåler, som varsler dersom konsentrasjonene av aktuelle gasser i luft overskrider LEL (Lower Explosive Limit).
Større terrenginngrep, med forurensning i ulike konsentrasjoner	Inndeling av tiltaksområdet etter forurensningsgrad, og tilsvarende sortering av oppgravde masser, (for øvrig noe som kan redusere kostnader for levering av forurenset masse i betydelig grad)

Tabell 4, Forebyggende og avbøtende tiltak ved graving i forurensede masser

NØDVENDIG OPPFØLGING OG KONTROLL VED GRAVING I FORURENSEDE MASSER

Oppfølgingen ved graving i forurensede masser skal i hovedsak sikre at anbefalte forebyggende og avbøtende tiltak som er beskrevet i tiltaksplanen blir fulgt opp. Det anbefales utarbeidet en sjekkliste for slik oppfølging og kontroll og mange av kontrollpunktene kan enten utføres av stedlig byggeledelse eller utførende entreprenør.

Før graving starter anbefales et oppstartsmøte mellom de som har kontrolloppgaver og utførende entreprenør, hvor tiltaksplanen og kommunens godkjenning gjennomgås. Det er viktig at den som graver vet hva som skal gjøres og hvorfor. Det er viktig å sjekke godkjenningen fra kommunen, da det kan være nye vilkår for godkjenningen som må dokumenteres, eksempelvis flere prøver eller utvidet parametervalg enn hva som det var lagt opp til i tiltaksplanen.

Dersom det avdekkes ukjente forurensinger eller annen type forurensing enn forutsatt må også miljøfaglig personell kontaktes, men det er normalt ikke nødvendig med kontinuerlig oppfølging under graving av miljøfaglig personell for å ivareta kontrolloppgavene i tiltaksplanen, men at det utføres kontroller tilpasset fremdriftsplanen for gravearbeidene.

Skal det tas nye miljøprøver er det imidlertid viktig at dette utføres av kvalifisert personell.

Eksempel på kontrollplan ved graving i forurenset grunn								
	Aktivitet/ Fagområde	Grunnlag for utførelse	Dokumentasjon		Kontroll under utførelse			
	Angi aktuelle fagområder. Beskriv hva oppgaven omfatter	Hvor kravene er definert	Prosedyre, sjekkliste etc. Husk sjekklister for alle kritiske kontroll-punkter	Ansv / frist	Ansv	Varsle byggherre	Egen-kontroll/ uavh kontroll/ Hyppig-het/ omfang	Kommentar/ Dokumen-tasjon (Sjekklister/ rapporter etc.)
1	Tiltaksplan fra tiltakshaver foreligger							
2	Tillatelse foreligger og er gjennomgått i oppstartsmøte sammen med tiltaksplan							
3	Sikre utgravings-område og ivareta øvrige SHA krav							
4	Utgravings-dybde bestemmes i henhold til tiltaksplan							
5	Transport av masser							
6	Sporing av masse							
7	Mottak av massene							
8	Miljøfaglig person							
9	SHA ansvarlig person							
10	Etterkontroll							
11	Ved ev. funn av ytterligere forurensning							

Tabell 5, Eksempel på kontrollplan ved graving i forurensede masser

Referanser:

1	Forurensningsforskriftens kapittel 2. Miljøverndepartementet 1.6.2004 (sist endret 01.01.2015): https://lovdata.no/dokument/SF/forskrift/2004-06-01-931/KAPITTEL_1-2#KAPITTEL_1-2
2	Miljødirektoratet (2012): Veileder til forurensningsforskriften kapittel 2, TA-2913/2012
3	Norges Geologiske Undersøkelse: www.ngu.no: Kart over løsmasser, grunnvannsressurser, verneområder og andre relevante naturforhold
4	Miljødirektoratets database over eiendommer med grunnforurensning: http://www.miljødirektoratet.no/grunn/
5	Miljødirektoratet (2009): Helsebaserte tilstandsklasser for forurenset grunn, TA-2553/2009
6	Miljødirektoratet (2007): Jordforurensning i barnehager og lekeplasser, TA-2262/2007.
7	Standard Norge NS 5814:2008, Krav til risikovurderinger. http://www.standard.no/nyheter/nyhetsarkiv/kvalitet-og-risiko/2013/risikovurderinger---ns-5814/
8	DSB 2009, Risiko- og sårbarhetsanalyse http://www.dsb.no/no/Ansvarsomrader/Regional-og-kommunal-beredskap/Risiko-og-sarbarhet/Risiko--og-sarbarhetsanalyser/

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2015

STORTINGET – NY KJELLER UNDER 5 ETASJES VERNET FASADE – 250 M KJØREKULVERT I OSLO SENTRUM

The Norwegian Parliament - A new basement beneath a 5 story historicly protected facade – 250 m vehicular culvert in Oslo center

M.Sc. Jeremy Raymond King, Multiconsult ASA

SAMMENDRAG

Stortingets Administrasjon skal oppgradere sine kontorer i Prinsens gate 26, bevare verneverdige teglfasade, etablere ny kjelleretasje, bygge nytt Post-/varemottak under Wessels plass, samt etablere en tilkomstkulvert fra Rådhusgata, under Nedre Vollgate frem til nytt post-/varemottak under Wessels plass. Avhengighetene og forutsetningene tilknyttet prosjektene er komplekse. Tiltakene er delt i to byggerrestyrte entrepriser hvor RI må planlegge byggetrinn ned på et nivå som gjør entreprenøren i stand til å gjennomføre arbeidene. Det skal benyttes rørvegg og rørspunt som sikringskonstruksjon for byggegropen. Arbeidene er under utførelse.

SUMMARY

The Norwegian Parliament Administration is upgrading their offices in Prinsens gate 26, Oslo. They are also building a new postal and delivery reception area beneath Wessels plass with a vehicular culvert beneath Nedre Vollgate connecting to Rådhusgata in the south. The projects dependencies and assumptions are many and complex. The Project is divided into two contracts managed by the owners where the consulting engineers have to plan all the steps in an acceptable level of detail so that the building contractor can execute the work. We are going to use steel pipes as a retaining wall in the construction sites. The project is under constrution.

INNLEDNING

Prinsensgate 26 (P26) er en bygård bygget i 1880-1881 og ligger i et område som er regulert til bevaring. Stortinget kjøpte gården i 1972 og har fra 1978 benyttet bygget til administrative og politiske funksjoner.

I 2013 ble Multiconsult sammen med Link Arkitektur og T-2 Prosjekt engasjert i en større rehabilitering av bygget. Rehabiliteringen omfatter nedriving og oppbygning av innvendige dekker og bærekonstruksjoner, sikring av verneverdig teglfasade, utgraving av andre underetasje og etablering av en ny plasstøpt bærekonstruksjon innenfor eksisterende fasade.

Samtidig skal det bygges et nytt Post-/varemottak (PVM) under Wessels plass med tilhørende innkjøringskulvert (PVM kulvert) fra Rådhusgata og under Nedre Vollgate. Dette skal utføres samtidig som at Stortinget, nabobygg og trikken skal være i drift i byggefasen. Kompleksiteten av prosjektet er utfordrende.

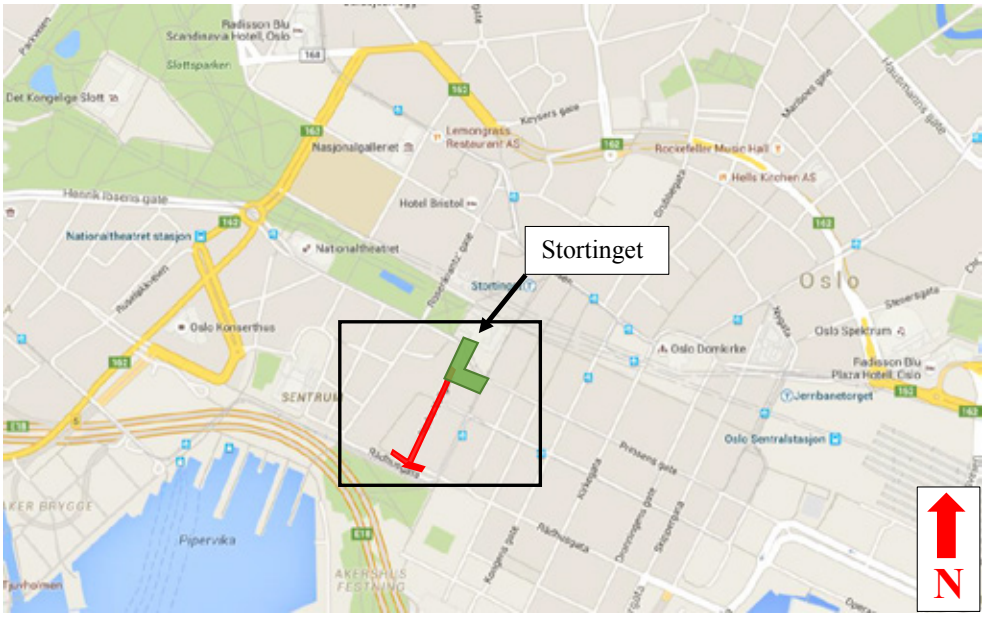
Geografisk plassering og størrelse på planlagt tiltak har flere usikkerheter som kan få konsekvenser for prosjekterte løsninger basert på tidligere forutsetninger. Utomhus er håndtering og omlegging av eksisterende infrastruktur utfordrende.

En konsekvens av nevnte faktorer krever at prosjektet må ha en viss dynamikk med mulighet for tilpasninger etter endringer av styrende forutsetninger. Det er viktig at de prosjekterende prosjekterer og beskriver løsninger som er robuste. Dette av hensyn til fremdrift og økonomi.

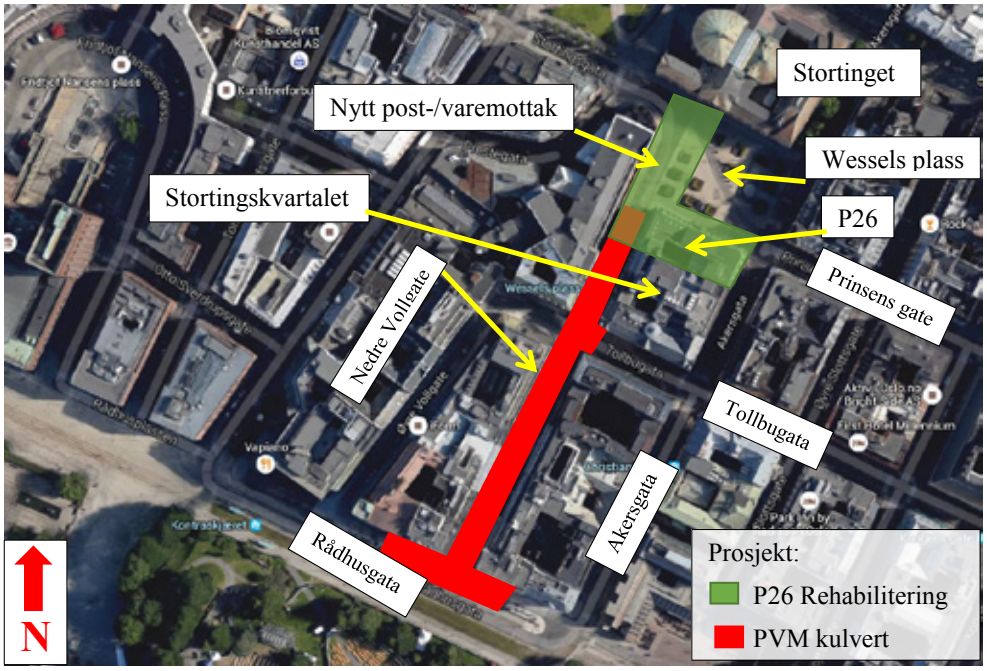
BAKGRUNN

Bakgrunnen for prosjektet er blant annet en oppgradering av Stortingets eiendom med hensyn til kapasitet, funksjonalitet og sikkerhet etter utført risikoanalyse. Nytt PVM skal sikre bedre logistikk knyttet til vareflyt i anlegget samt tilfredsstille aktuelle sikkerhetskrav. Plasseringen av tilkomstkulverten er et resultat av flere mulighetsstudier.

Tiltaket kan således deles inn i 3 hoveddeler hvor P26 og PVM inngår i samme entreprise mens PVM kulvert kan defineres som en utvidelse av P26 PVM og styres som et eget prosjekt med separat entreprise. Entreprisene P26 PVM og PVM kulvert er to byggherrestyrte entrepriser med henholdsvis Veidekke og KF Entreprenør som hovedentreprenør. Figur 41-1 viser en orienteringsfigur med planområdet og figur 41-2 viser oppdeling av entreprisene med gatereferanser.



Figur 41- 1: Orienteringsfigur av Oslo sentrum, Google 2015.



Figur 41- 2: Planområdet og sted-/gatereferanser, Google 2015.

PROSJEKTBESKRIVELSE

Oppgraderingen av Stortingets kontorer i Prinsens gate 26 består i korte trekk om å bevare, understøtte og avstive vernet fasade i P26, rive bærende konstruksjoner på innsiden av fasaden, grave og sprenge én ny etasje under eksisterende kjeller for så å bygge et nytt kontorbygg på innsiden. Noen bygningselementer skal også bevares, som f.eks. deler av et trapperom, takmaleri mm. I tillegg til Stortinget, så skal Halvorsens Konditori flytte tilbake i P26 hvor konditoriet har holdt til siden bygget ble ferdigstilt i 1881. Nytt PVM skal etableres under Wessels Plass under en av Oslos mest trafikkerte gater med buss og trikk. Tillatt kjøretøyhøyde er 3,8 m. Figur 41-3 viser et bilde av fasaden til P26 før byggestart.

Figur 41- 3: Fasade Prinsens gate 26 sett fra Stortinget. Bygget i 1881.

For å etablere tilkomstkulvert er det planlagt å avdekke nesten all teknisk infrastruktur mellom Wessels plass og Rådhusgata for midlertidig omlegging. Deretter skal det etableres sikringskonstruksjoner. Etter at kulverten er støpt, skal permanent infrastruktur gjenetableres. Etter ferdigstillelse skal gatelegemet i Nedre Vollgate oppgraderes til ny standard iht. Bymiljøetatens retningslinjer. Således vil prosjektet bidra til en totalrenovasjon av infrastruktur og gaten mellom Rådhusgata og Stortinget.

Strekningen mellom Stortingsgata og Tollbugata skal bli hovedåren for bussene gjennom sentrum. Trikken skal ikke lenger gå i Nedre Vollgate. Trikken skal flyttes fra Nedre Vollgate til dobbeltspor over Wessels plass og ned Prinsensgate til Oslo S. Dette er et parallelt prosjekt som styres av Bymiljøetaten.

Grunnet blant annet adkomst til nabogårder, blålysetatene og annen logistikk skal kulverten etableres i faser.

Innkjøringen til kulverten er planlagt i eksisterende natursteinsmur fra nedre del av Rådhusgata, ved siden av det gamle offentlige toalettet Skansen (nå Club Skansen), og under Nedre Vollgate bort til grensesnittet mot P26 og nytt PVM. Figur 41-4 viser en skissert port for innkjøring til kulverten.

Figur 41- 4: Foreløpig skisse av port til planlagt kjørekulvert, Link Arkitektur (2015).

Planlagte tiltak krever tverrfaglig prosjektering og koordinering. I enkelte områder er det trangt noe som gjør at mindre justeringer kan få store konsekvenser.

RIG har prosjektert alle midlertidige og permanente sikringskonstruksjoner, planlegge masseuttak samt koordinere alle GEO-fag med resten av prosjektet.

Multiconsult har erfaring med de lokale grunnforholdene i forbindelse med et nylig ferdigstilt prosjekt med Stortingets Administrasjon i Nedre Vollgate 20.

FORUTSETNINGER

Generelle forutsetninger i forbindelse med utbygging i urbane strøk.

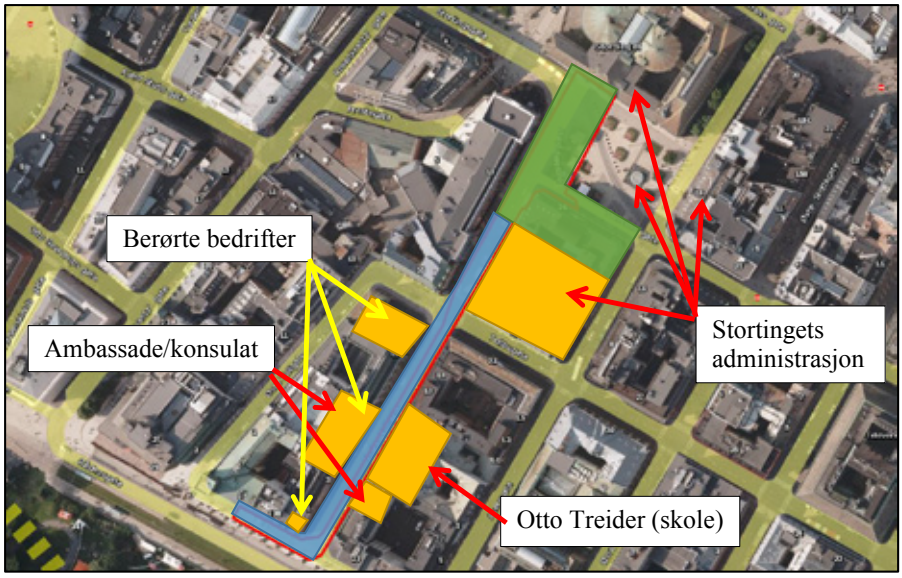
- Omlegging av infrastruktur under og over gateplan
- Infrastruktur skal holdes i drift i byggefasen
- Sikre tilkomst til berørte nabobygg i byggefasen
- Fotgjengere må kunne ferdes trygt i byggefasen uten å måtte gå lange omveier
- Begrenset størrelse på byggeplass
- Fundamenter til tilstøtende konstruksjoner

Noen prosjektspesifikke forutsetninger:

- Bevaring av verneverdig fasade, deler av trapperom, takmaleri og andre gjenstander
- Trikken skal gå i hele byggeperioden uavhengig av prosjektet
- Stortinget skal være drift
    - Stortingsrepresentantene skal bla. kunne forflytte seg trygt mellom Stortinget og Stortingskvartalet (Akersgata 21, Nedre Vollgate 18, 20 og Tollbugata 31), dvs. under terreng.

I tillegg må prosjektet koordineres med Bymiljøetatens prosjekt med omlegging av trikken i Prinsens gate og over Wessels Plass, og flere av Hafslunds planlagte oppgraderinger. Enkelte avgjørelser er også avhengige av politiske beslutninger.

I Nedre Vollgate er det flere naboforhold som må hensyntas i utførelsesfasen. Dette gjelder bedrifter som kan miste inntekter, konsulat, ambassade og en privatskole med over 800 studenter/elever. Figur 41-5 viser noen berørte naboer.



Figur 41- 5: Oversikt med eksempler på berørte naboer.

TOPOGRAFI

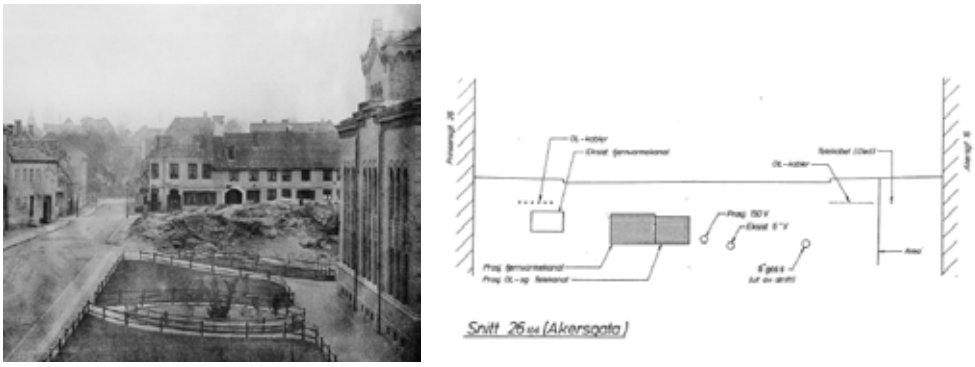
Nedre Vollgate er lokalisert sentralt i Oslo sentrum. Prosjektene strekker seg fra Stortingsbygget og Wessels plass i nord til Rådhusgata i sør. Det høyeste punktet i Nedre Vollgate er i krysset ved Tollbugata på ca. kt. +12. Derfra faller gateterrenget slakt mot Stortingsgaten på ca. kt. +9,5 i nord og Rådhusgata i sør på ca. kt. +10. Rådhusgata ligger her på to plan adskilt med en støttemur av steinblokker. Wessels plass stiger fra Nedre Vollgate i vest og opp til Akersgata i øst til ca. kt. +13,5.

GRUNNFORHOLD

Det er utført både geotekniske og miljøtekniske undersøkelser i forbindelse med planlagte tiltak. Omfanget ble begrenset grunnet infrastruktur i grunnen. Figur 41-6 viser et eksempel på lav- og høyspentkabler som ble hensyntatt. I tillegg er gatevarme, VAV, flere fjernvarmekulverter og trikkeskinner med barduner kartlagt.

Figur 41- 6: Eksempel på eksisterende konstruksjoner i grunnen i planområdet. Foto: Jeremy R. King.

Fra tidligere arkivsøk og prosjekter vet man at grunnforholdene på østsiden av Wessels plass og Akersgata opprinnelig besto av berg. I dag består grunnforholdene av utsprengte grøfter med infrastruktur og tilbakefylte masser av ulik kvalitet. Figur 41-7 viser et arkivbilde sett mot bygget før P26 ble oppført i 1881 og snitt av Akersgata utenfor P26 fra 1980-tallet.



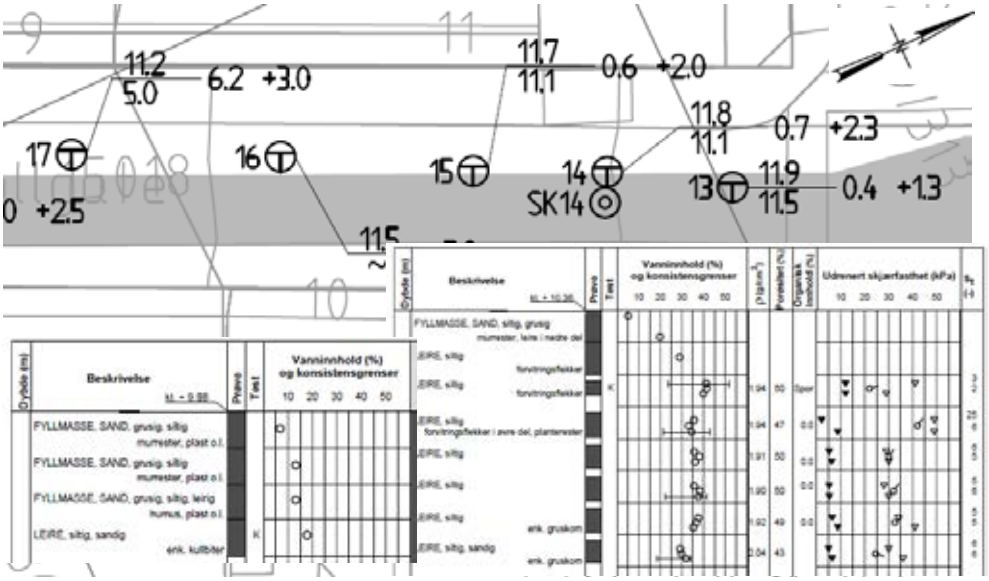
a) b)

Figur 41- 7: a) Bilde nedover Akersgata fra 1870, før bygget som står i Prinsensgate 26 i dag ble bygget. Wessels plass er området hvor grunnfjellet ligger åpent i dagen, og til høyre i bildet er baksiden av Stortinget (kilde: Oslobilder.no) b) Snitt mellom Akersgata 18 og Prinsens gate 26.

På grunn av nevnte ble det kun utført grunnundersøkelser i området for PVM og kjørekulverten.

UTFØRTE GRUNNUNDERSØKELSER

Det er utført 27 totalsonderinger, tatt opp 11 stk. 54 mm prøvesylindere, satt ned 3 stk. piezometere og utført 8 skovlinger for miljøprøvetaking. Figur 41-8 viser et utklipp fra borplan og prøveserie, Multiconsult (2014).



Figur 41- 8: Resultater fra utførte grunnundersøkelser, Multiconsult (2014).

Utførte grunnundersøkelser viser at dybde til antatt berg varierer fra ca. 0,4 til 11,8 m. Bergoverflaten varierer fra ca. kt. -1 til berg i dagen/under asfalt. Berget består hovedsakelig av alunskifer og mænaitt. Alunskifer kjennetegnes ved at den er særlig utsatt for forvitring i kontakt med oksygen fra luften. Et karakteristisk kjennetegn for mænaitt er at den er særdeles seig og hard, Multiconsult (2013).

Løsmassene består hovedsakelig av fyllmasser over et lag finkornige avsetninger i leir-/siltfraksjonen med fastere lag/sjikt av sandfraksjoner med enkelte stein. Det er registrert størst mektighet av leire mellom Tollbugata og Rådhusgata. Opptatte prøveserier derfra viser at løsmassene består av ca. 1 m fyllmasse over et lag tørrskorpe ned til ca. 3 til 4 m dybde. Videre ned er det registrert en lav til middels fast, lite sensitiv og middels til meget plastisk siltig leire. Registrert vanninnhold varierer mellom ca. 5 – 40 % og plastisitetsindeks mellom 9 - 27 %. Skjærfastheten varierer fra 10 kPa til 81 kPa, Multiconsult (2014).

Mellom Tollbugata og Stortinget er det registrert fyllmasser over naturlige sandige løsmasser med enkelte stein/blokker.

Det er installert 3 stk. piezometere for måling av grunnvannstand og poretrykk i grunnen. Målt grunnvannstand virker å ligge mellom kote +3,2 og kote +5,3 ved Wessels plass. Nærmest Rådhusgata i sør ligger grunnvannstanden mellom kote + 3,0 og + 4,5, Multiconsult (2014). Piezometere skal erstattes av nye punkt for oppfølging i byggefasen.

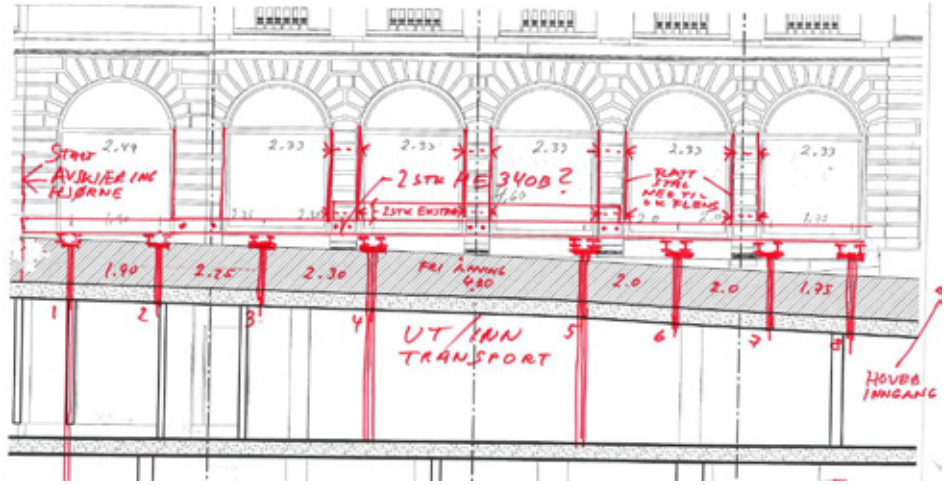
DETALJPROSJEKTERING

Sluttproduktet på ferdig detaljprosjektering er et tilbudsgrunnlag. Det ble besluttet å velge robuste løsninger med mulighet til senere justeringer etter byggestart. Prosjekteringsgruppen på de to prosjektene består hovedsakelig av de samme personene slik at løsningene er helhetlig uavhengig av grensesnittet mellom entreprisene. P26 skal fundamenteres direkte på eller til berg mens PVM og kjørekulverten skal delvis fundamenteres på berg og delvis ligge på løsmassene.

Det er benyttet NS3420 for å utarbeide beskrivelsene av entreprisene. Tilbudsgrunnlaget ble levert 1. kvartal i 2014 for P26 PVM og i 1. kvartal i 2015 for PVM kulvert.

REFUNDAMENTERING OG BEVARING AV FASADEN

For å bevare fasaden er det boret peler i vindusåpningene ned til minst 1 m under planlagt sprengningsplanum, stålbjelker er slisset inn på begge sider av fasaden og koblet sammen. Deretter er det etablert fundamenter for et fagverk for avstivning av fasaden. I tillegg er det montert et tak over tak slik at byggeplassen kan lukkes hvis ønskelig. Etter uttak av berg skal pelene støpes inn i ny kjellervegg. Figur 41-9 viser en prinsippskisse av fasadeunderfang med peler som er boret i vindusåpningene og tilkoblet et underfangsystem.

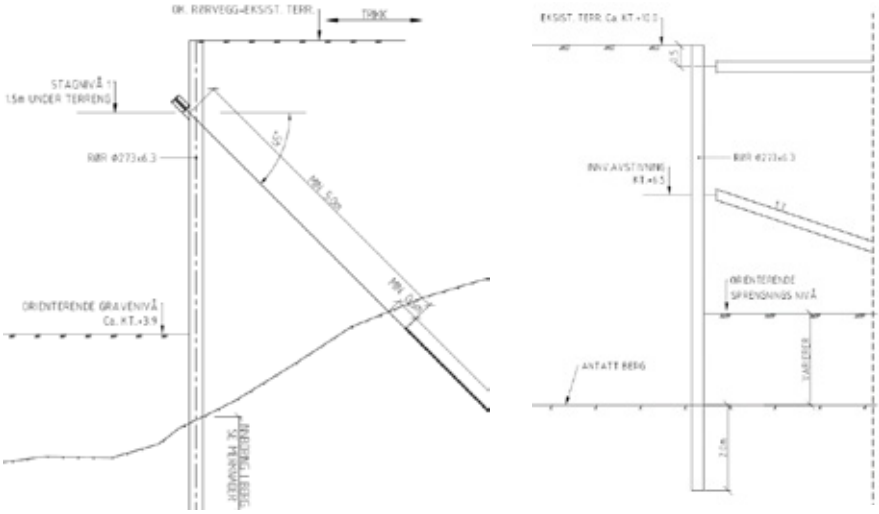


Figur 41- 9: Prinsippskisse av midlertidig fasadeunderfang, Multiconsult 2013.

SIKRINGSKONSTRUKSJONER

Rørvegg ble valgt som sikringskonstruksjon for P26 PVM. Dette ble vurdert til å være en gunstig løsning som er godt egnet aktuelle plassbegrensninger, grunnforhold og muligheten for eventuelle lokale forsterkninger og tilpasninger. En rørvegg består av stålrør med gitt dimensjon (f.eks. 273 x 6 mm) som bores gjennom løsmassene og inn i berg med en gitt senteravstand avhengig av stedlige masser. Rørene bores fra terrengnivå med en mindre rigg enn tradisjonell spuntrigg. For å øke stivheten kan det støpes inn stålbjelker i rørene. Ved å bore rørene inn i berg kan jordtrykket tas opp på utkraging mellom berg og terreng. Grunnet bergets beskaffenhet ble det besluttet at alle stålrør skulle bores minst 2 m inn i godt berg. Der

det er planlagt å undersprenge rørveggfoten er det prosjektert en fotdrager. Dette for å sikre horisontal forankring av rørveggfot. Figur 41-10 viser typiske snitt av prosjekterte løsninger.



Figur 41- 10: Snitt av rørveggen i Nedre Vollgate i steg 1 og steg 2, tilbudsgrunnlag.

Det er benyttet Geosuite Excavation for å beregne stabiliteten til sikringskonstruksjonen.

Planlagte sikringskonstruksjoner for P26 besto hovedsakelig av rørvegg i to steg i Nedre Vollgate og Wessels plass. Dette av hensyn til drift av trikken. Rørveggen i steg 1 var planlagt delvis avstivet med et putenivå forankret med lissestag og delvis med rør på utkragning med evt. et innstøpt H-profil.

Rørveggen i steg 2 var planlagt med innvendig avstivning mot et støpt PVM.

Løsmassene langs Akersgata var hovedsakelig planlagt sikret med et bjelkestengsel bestående av oppstikkende forbolter (bergsikring) med tverrliggende plank.

For å unngå eventuell utvasking av løsmassene mellom stålrørene i rørveggen kan det sveises på stålplater for lokale utbedringer. Denne løsningen ble valgt etter erfaring fra ferdigstilt refundamentering av Nedre Vollgate 20. Dette er også en gunstig løsning for å tette utsparinger grunnet for eksempel infrastruktur i grunnen eller eventuelle vrakrør. I tillegg kan materialet gjenbrukes.

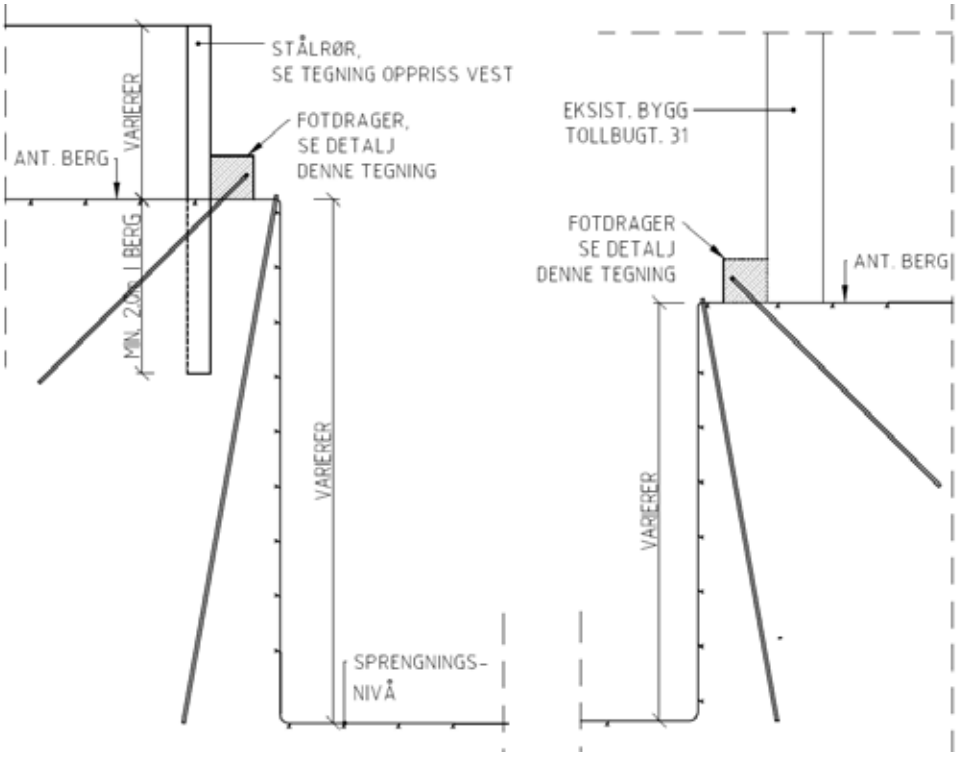
Plasseringen til kulverten er et resultat flere mulighetsstudier. Styrende forutsetninger for PVM kulvert var tilsvarende som for P26 PVM. Derfor ble tilsvarende løsninger valgt for kjørekulverten. På grunn av utgraving inntil eksisterende bygg ble det innhentet fundamentplaner, snitt og andre aktuelle tegninger av alle nabobygg. Dette for å få en oversikt over ulike fundamenttyper og kjellernivå. I tillegg ble det arrangert felles befaring for alle disipliner i alle nabobygg. I tilbudsgrunnlaget ble det satt av ca. 1 år for å håndtere infrastruktur før man begynte å grave ut for kulverten. Dette mente man var realistisk etter erfaringer fra P26.

Grunnet relativ lav skjærfasthet i de stedlige massene sør for Tollbugata ble rørveggen byttet ut med rørspunt for å sikre deler av byggegropen. I en rørspunt så benytter man stålrør med lås tilsvarende en tradisjonell spuntnål. Sør for Tollbugata er rørspunten/-veggen hovedsakelig planlagt med innvending avstivning da det i praksis er en stor grøft. Øverste nivå er planlagt plassert 0,5 m over OK kulvert slik at stivernivået kan stå til kulverten er ferdig støpt.

Nederste nivå er midlertidig og fjernes etter suksessiv etablering av et arbeidsdekke på graveplanum. To steder er det planlagt å benytte lissestag grunnet store spenn og geometri. Ved mindre dybder til berg skal rørveggen stå på utkragning.

Ved krysset i Tollbugata er det hovedsakelig tilbakefylte masser i utsprengte grøfter som skal sikres. Endelig løsning må tilpasses på stedet siden flere eksisterende kulverter med f.eks. fjernvarme og høyspent skal holdes i drift mens kjørekulverten blir etablert under.

Nord for Tollbugata øker bredden på kjørekulverten. Her er det delvis planlagt å grave ut inntil Tollbugata 31 og Nedre Vollgate 18 og 20. Eksisterende fundamenter må sikres før uttak av berg, samtidig som at det er ønskelig å komme tett inntil eksisterende bygg. RI er også bedt om å tilrettelegge for en eventuell senere refundamentering av andre bygg i Stortingskvartalet. Figur 41-11 viser et typisk snitt i Nedre Vollgate av sikringskonstruksjonen rett nord for Tollbugata.



Figur 41- 11: Typisk snitt av mellom Tollbugata og Prinsens gate 26.

På grunn av tilkomst til blant annet parkeringsanlegg og for blålysetater er kulverten planlagt etablert i etapper. Etappene er planlagt delt ved eksisterende garasjeporter. Byggegropen skal sikres med en tverrvegg i etappeskillet.

Etablering av sikringskonstruksjonen, pigging/ sprengning av berg og utgraving av løsmasser vil forårsake støy. Det er derfor planlagt at deler av arbeidet må utføres utenfor normal arbeidstid. Er vurdert støyreduserende tiltak i for å skjerme Otto Treider skolen.

GRUNNVANN

Prosjektene har hatt fokus på hvordan grunnvannet vil bli påvirket av planlagte tiltak. Dette grunnet risiko for setninger av omkringliggende bygg og problematikk tilknyttet svelling av alunskifer. Området rundt Wessels plass har 2 grunnvannsoverløp på ca. kote +5. Overløpene er tilknyttet to dyptliggende avløpsledninger. Prosjektene skal ikke senke grunnvannet i forhold til dagens nivå. Gitt topografi og registrert grunnvannsnivå så vil etablering av kulverten kunne føre til en teoretisk drenering av området rundt Wessels plass. For å unngå drenering fra Wessels plass til Rådhusgata via kjørekulverten er det planlagt å etablere et tett skott rundt kulverten opp til kote +5. Skottet er planlagt plassert der kulverten ligger i bergskjæring. Svellerom og pukklag på sidene av kulverten er planlagt å fungere som fordrøyningsbasseng for takvannet fra Prinsens gate 26.

Det er også utført besiktigelse av alle berørte nabobygg samt et program for setningsnivellement av gulv i kjellere og fasader. Utført besiktigelse avdekket flere deformasjonsskader på nabobygg som det er viktig å dokumentere før tiltakshaver begynner å grave i gaten.

BYGGEFASE

Kapittelet omfatter kun grunnarbeider i P26 og PVM siden det foreløpig relativt lite aktivitet på PVM kulvert.

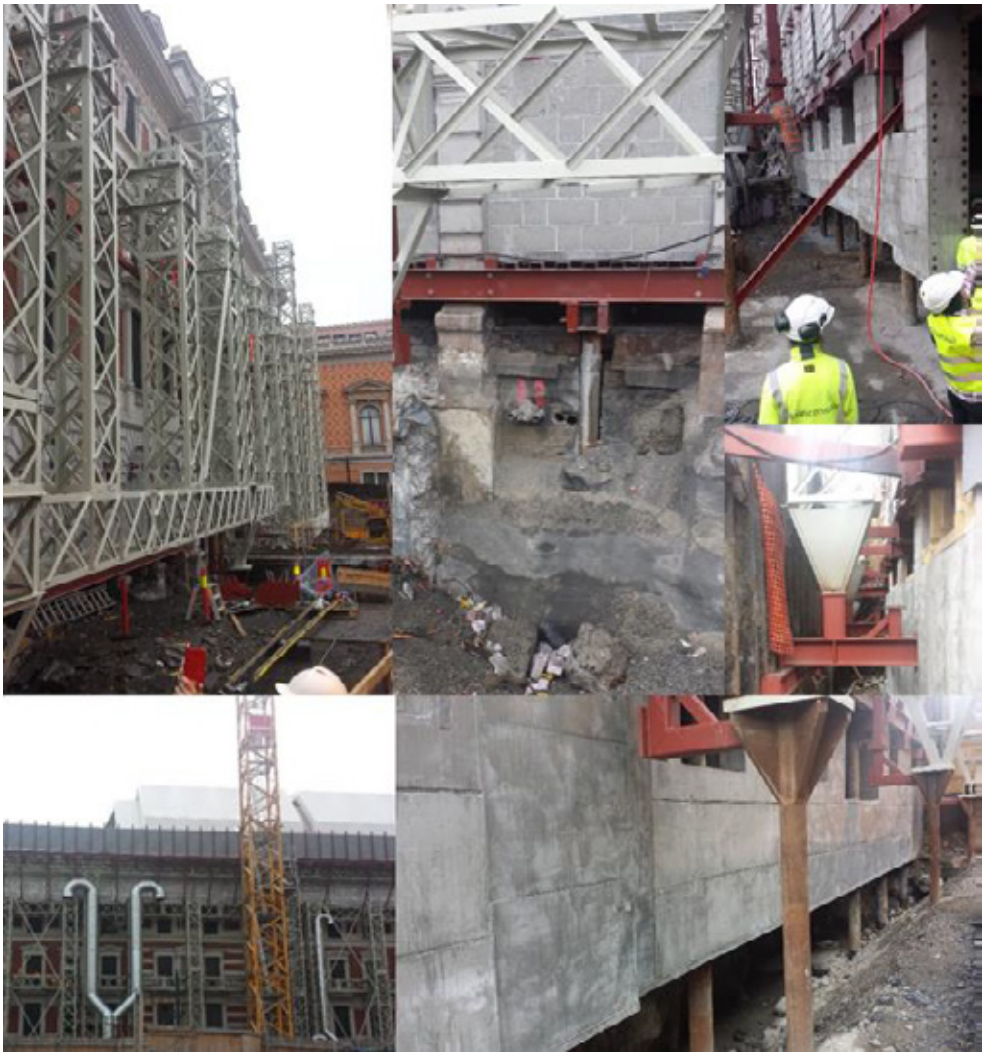
Generelt er denne type entrepriser avhengig av samarbeidet mellom aktørene (byggherre, prosjekteringsgruppen og entreprenør). Entreprenøren kan komme med innspill og forslag til utførelse som må vurderes. Dette kan føre til endring av framdriftsplanen og prosjekterte løsninger. Eventuelle endringer må deretter utredes ved at alle avhengigheter og tidligere forutsetninger kontrolleres. Da er det fordel at beskrivelsen er detaljert, men samtidig åpning for justeringer.

Som forutsatt har graving i gatelegemet på Wessels plass og Nedre Vollgate avdekket uforutsette elementer som igjen har ført til endring av prosjekterte løsninger. Noen av disse utfordringene kan være at offentlige aktører ikke har oversikt over sine anlegg, samtidig somat det kan være feil med forutsetningene som er lagt til grunn, i tillegg til at det dukker opp ting ingen visste om tidligere. Avhengigheter mot tilstøtende entrepriser har også forårsaket endringer i prosjektet.

I komplekse prosjekt kan det være vanskelig å holde oversikt over hvilke årsaker som fører til endring av kontrakten. Det er viktig at dette er dokumentert slik at man som prosjekterende kan begrunne valg av løsning og årsak til endret løsning.

REFUNDMENTERING OG BEVARING AV FASADEN

Peler ble boret ned i vinduså̊pningene til minst 1 m under planlagt sprengningsplanum, stålbjelker ble slisset inn på begge sider av fasaden og koblet sammen. Vrakrør ble erstattet med stålkjernepeler. Vinduså̊pninger i nederste etasje ble gjenmurt for å fordele laster fra overliggende fasade. Deretter ble det etablert fundamenter for et fagverk for avstivning av fasaden. I tillegg har det blitt montert et tak over tak som kan forskyves slik at byggeplassen kan lukkes hvis ønskelig. Figur 41-12 viser bilder fra byggeplass som viser underfangsystem og favstiving.



Figur 41- 12: Bilder fra byggeplass som viser fasadeunderfang og avstivning.

SIKRINGSKONSTRUKSJONER

Grunnet plassmangel, støpeteknikk og HMS ble det bestemt å benytte en rørvegg i Akersgata. Dette erstattet planlagt bjelkestengsel og wiresaging av berget. Midlertidig har rørveggen sikret løsmassene fra å rase inn i gropa mens den i permanent situasjon skal erstattes av en støttermur og dermed kun fungere som bergsikring.

Grunnet endringer i fremdrift i prosjektet, Bymiljøetatens planlagte trikkeomlegging og begrenset utgravingsdybde, ble rørveggen Nedre Vollgate steg 1 ca. 60 m kortere og uten avstivning. I tillegg er det avdekket en tørrsteinsmur foran Frimurerlogen (Nedre Vollgate 19). Muren kan ha fungert som en gammel sikringskonstruksjon fra da Frimurerlogen ble oppført på tidlig 1900-tallet. Det er planlagt å frigrave tørrsteinsmuren når trikken forsvinner midlertidig fra Wessels plass. Figur 41-13 viser bilder fra byggeplass og utklipp fra arbeidstegninger.

Figur 41- 13: Bilder fra byggeplass og utklipp fra arbeidstegninger.

SLUTTKOMMENTAR

Begge prosjektene er fortsatt i faser hvor det er mulig at avdekking av eksisterende konstruksjoner i grunnen kan få direkte eller indirekte konsekvenser for prosjekterte geotekniske løsninger.

I komplekse prosjekter er det viktig at vi som prosjekterende har kontroll på forutsetningene som er lagt til grunn for ulike beslutninger slik at vi ved utførelse har oversikt over konsekvensene ved eventuelle endringer. Dette kan være en utfordring siden det gjerne er de komplekse prosjektene som har størst utvikling med påfølgende endringer i planleggingsfasen.

REFERANSER

Multiconsult (2014). 124642-4-RIG-RAP-001_rev01 Geoteknisk grunnundersøkelse

Multiconsult (2013). 124642-RIG-NOT-002 Geologi, løsmasser og grunnvann

Google (2015). maps.google.com

Link Arkitektur (2015). Foreløpig illustrasjon

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2015

Sikringstiltak for- og refundamentering av- Skjeggestad bruene etter skredet 2 februar 2015

Stabilizing measures for- and strengthening foundations of- the Skjeggestad bridge after the landslide 2 February 2015

Dr.Philos Kjell Karlsrud, siv.ing. Håkon Heyerdahl, siv.ing. Yunhee Kim og siv.ing. Laura Henderson, Norges Geotekniske Institutt

SAMMENDRAG

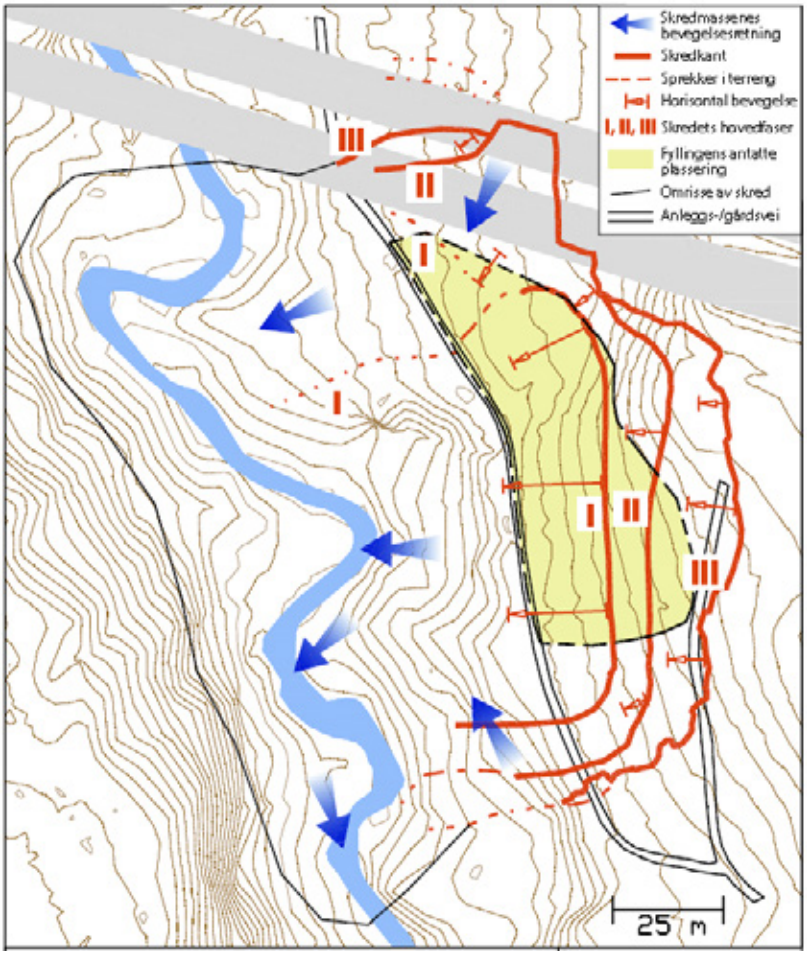
Leirskredet som gikk inntil og delvis under Skjeggestad bruene langs E18 i Vestfold i februar 2015, førte til mange meter sideveis forskyvning av en søyle med fundament midt under sydgående bru. Brubanen hang over denne søylen med knapt noe opplegg igjen. E18 krysser en 20 m dyp ravine med to separate bruløp. Skredet, som hadde et areal på 20 mål, gikk ned i et kvikkleirelag under bunn av ravinen. Etter skredet ble det raskt satt i gang grunnundersøkelser og iverksatt stabiliserende tiltak med primært KS-peler i skredgropa. Dette gjorde det mulig å komme i gang med riving av sydgående bru, noe som ble avsluttet allerede i april/mai 2015. Målinger viste også at det hadde skjedd flere cm forskyvning av brubane og fundamenter for nordgående bru. Beregninger viste at pelene under to av fundamentene var så anstrengt at de ikke ville tåle påsetting av trafikk på denne brua. Det ble derfor igangsatt forsterkning av disse pelefundamentene ved bruk av jet-injiserte peler ned til berg eller faste masser. Alle sikringstiltak og utbedringer har fungert etter hensikten, og det har ikke vært målt noen ytterligere forskyvninger av fundamentene under eller etter gjennomføringen av disse tiltakene.

SUMMARY

The landslide in clay that went close to and partly underneath the Skjeggestad bridges along E18 in Vestfold in February 2015 caused several meter lateral displacement of one of the pillars for the southbound bridge. The bridge was hanging down over this pillar and had hardly any support left on top of the pillar. The E18 higway crosses a 20 m deep erosion valley on two separate bridges. The landslide involved an area of 20,000 m^2, and followed a layer of quick clay below the bottom of the ravine. Shortly after the landslide, site investigations and measures to stabilize the landslide was initiated, primarily by means of ground improvement with lime/cement columns. This allowed access with construction equipment into the slide pit to demolish the southbound bridge, which was completed in April/May 2015. Detailed surveys showed that two of the pile foundations for the northbound bridge had displaced several centimeters, and that the pile stresses were at the very limit of what the piles could carry. The bearing capacity of these foundations was therefore, improved by installing jet-grouted piles underneath the existing foundation slabs extending down to bedrock or a stiff moraine deposit. All ground improvement and jet-grouted piles have worked as intended, and no further displacements were observed of the foundations during or after the implementation of the stabilizing measures.

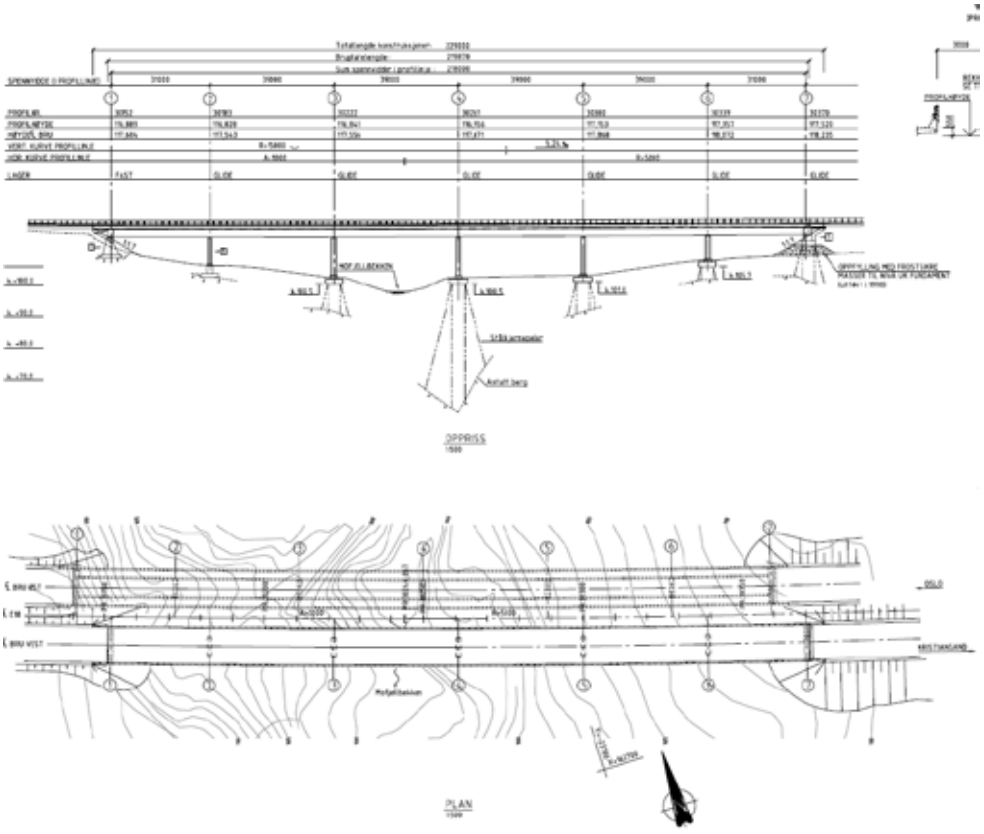
INNLEDNING

Den 2 februar 2015 inntraff et leirskred ved Skjeggestadbrua langs E18 i Vestfold. Figur 1 viser et oversiktskart over området med omrisset av skredgropen tegnet inn. Mofjellbekken i bunn av skråningen ligger på ca. kote +95. Bakre skredkant ligger på ca. kote + 115, det vil si en høydeforskjell på 20 m til bunnen. Skredet omfattet et areal på ca. 155 m langs skråningen og 130 m på tvers (mot bekken), tilsvarende et areal på ca. 20 mål. Volumet av skredmasser som var i bevegelse utgjorde ca. 2-300,000 m^3.



Figur 1 – Oversiktskart inntegnet skredområdet og hovedsekvenser i skredet. Opprinnelig beliggenhet av Mofjellsbekken er vist i blått. Området hvor det nylig var tilført fyllmasser er vist med gul farge, fra /2/, basert /3/.

Figur 2 viser plan og lengdesnitt langs de to bruene. Det er liten dybde til berg ved landkarene i begge ender (3-4 m i vest og 6-7 m i øst), men det er en dyp kløft i berget i bunnen av bekkedalen som på det dypeste ligger på kot + 46, nesten 50 m under bunn av Mofjellbekken. I bunnen av denne kløften er det under ca. kote + 75 en fastlagret sandig/grusig morene som inneholder en del større stein og blokker. Over morenen er det en til dels meget siltig lav-plastisk leire med vanninnhold omkring 30 %. Under et øvre lag med tørrskorpe viste de opprinnelige grunnundersøkelsen at leira kunne være meget sensitiv eller kvikk under kote +90-95.



Figur 2- Øverst: Lengdesnitt langs bru vest Nederst: Plantegning

Bruene var bygget i to omganger, bru vest (sydgående) i 1997-98, og bru øst i 2000-2001. Bru vest ble fundamentert på 150 mm stålkjernepeler unntatt landkaret og i akse 1 som ble satt rett på berg. Bru øst ble fundamentert på stålkjernepeler i akse 4 og 6 og betongpeler i akse 3, 5 og 7.

Som det fremgår av fotografiene i fig. 3 og 4, medførte skredet at fundamentet i Akse 4 for sydgående bru (som litt misvisende betegnes bru vest, jfr. nordpil på nederst del av Figur 2) hadde forskjøvet seg betydelig (6-7 m) med skredmassene i sydvestlig retning. Brubanen hang over denne søylen med knapt noe opplegg igjen, fig. 4, og brusøylen bar trolig svært lite av brulasten. Nordgående bru øst så mer intakt ut, men det var sprekker i terrenget på nordsiden av denne brua, fig. 1, og skredkanten gikk helt inntil og dels under fundamentet i Akse 6.

Grunnet noe tele og snø, samt kunne det også være bevegelser i dypereliggende sensitive leirmasser som ikke lett ville kunne observeres på terreng.

Figur 3- Fotografi tatt fra drone rett etter skredet, fra /2/.

Figur 4 – Fotografi tatt 10 februar 2015 (uken etter skredet) sett i retning vest som viser de store forskyvningene av fundamentet i akse 5 i syd-vestlig retning

Få dager etter skredet nedsatte Vegdirektoratet en hurtigarbeidende arbeidsgruppe som hadde som oppgave å skissere hva som burde gjøres for raskest mulig å få sikret og gjenoppbygget bruene.

Denne arbeidsgruppen (som NGI var med i) jobbet intenst gjennom helgen fra 7 til 9 februar. Som beskrevet i mer detalj i rapport fra Vegdirektoratet, /1/, anbefalte arbeidsgruppen at følgende arbeider straks ble igangsatt:

1. Grunnundersøkelser for å kartlegge tilstanden i og rundt skredgropa (var allerede påbegynt 4 februar).
2. Innmåling av brufundamentene, inkludert regelmessige målinger for å se om søyler og fundamenter fortsatte å forskyve eller sette seg i tiden etter skredet.
3. Sikringstiltak rundt skredkanten og nede i skredgropa for raskest mulig å sikre trygg adkomst ned i gropa for anleggsutstyr som skulle benyttes for riving, gjenoppbygging og/eller sikring av bruene og deres fundamenter.
4. Riving og nedsprengning av søylen i Akse 5 og hele brubanen mellom Akse 4 og 6 langs bru vest.
5. Vurdering av tilstanden av bru øst og dens fundamenter, og utbedringstiltak som eventuelt var nødvendige før trafikk kunne settes på denne brua.
6. Vurdering av tilstanden til de deler av brubane, søyler og fundamenter langs bru vest som gjenstod etter nedsprengning/rivingen mellom Akse 4-6, og om det var hensiktsmessig å la noen av disse elementene inngå i gjenoppbygging av denne brua.

Statens vegvesen Region sør (SVVRS) fikk oppgaven med å lede og koordinere de videre undersøkelser, utredninger og detaljprosjektering for gjenoppbygging av bruene. SVVRS engasjerte Rambøll som RIB, med NGI som RIG. SVVRS har selv stått for alle grunnundersøkelser som ble ansett for nødvendig for å løse disse oppgavene. I NGIs oppdrag inngikk det også å vurdere stabilitet av skråningene nærmest bruene og eventuelle spesielle sikringstiltak som var nødvendige i den sammenheng, samt å utføre måling av rystelser under første fase av nedsprengningen av den skadde brukonstruksjonen.

Skanska Norge AS ble raskt engasjert av SVVRS for gjennomføring av sikring i og rundt skredgropa. AF Decom ble engasjert til først å sprenge og rive ned deler av bru vest mellom akse 4 og 7, og senere den resterende del av denne brua.

Det etterfølgende fokuserer på å oppsummere ny informasjon om grunnforholdene og tilstanden etter skredet, hva som er prosjektert og gjennomført av tiltak for å sikre mot nye skred, og valg av løsninger for sikring av fundamentene for bru øst, og etablering av nye fundamenter for bru vest.

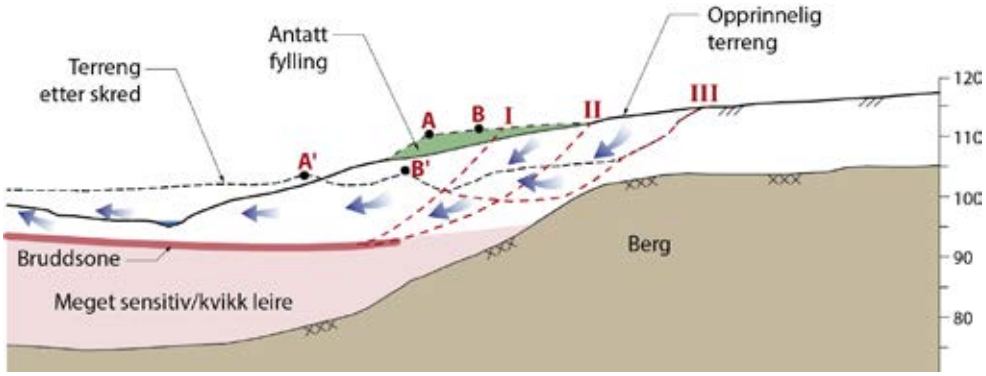
Det understrekes at denne artikkelen ikke tar for seg årsaken til skredet. Dette er vurdert av en egen undersøkelsesgruppe nedsatt av NVE, se /2/.

GRUNNFORHOLD OG SKREDMEKANISME

Figur 1 viser skredets utbredelse inntegnet på topografisk kart av tilstanden før skredet. Kartet viser også anslått omfang av den utfylling som var utført sør for brua like før skredet inntraff. Basert på /2/ og /3/ er det også skissert i fig. 1 hvordan skredet er antatt å ha utviklet seg i tre hurtig etterfølgende faser, som også illustrert ved et typisk lengdesnitt sentralt gjennom skredet i fig. 5:

- Den første fasen av skredet, merket som Fase I i fig. 1 og 4, omfattet primært området til omtrent bakkant av fyllingen som uløste skredet. Denne fasen var i lengderetningen begrenset som skissert i fig. 4. Terrenget i bakkant sank i denne fasen ned kanskje så mye som 10 m og beveget seg ca. 20 m horisontalt. Bruddflaten synes å ha gått noen meter ned i kvikkleirelaget og fulgte dette nærmest horisontalt over til motsatt side av Mofjellsbekken.
- Den store høydeforskjellen som oppstod fikk skredkanten nærmest umiddelbart til å forplante seg videre bakover i Fase II. Samtidig dro dette med seg mer av flankene, spesielt innunder brua i nord, og noe mindre ved flanken i sør.
- Ut fra sprekkemønstrene har flanken i nord i første Fase I antagelig holdt noe igjen, noe som fremkommer av sprekkemønsteret (fig. 1). I Fase II beveget denne flanken seg mer i syd-vestlig retning. Flanken i sør har i Fase II beveget seg nord-vest.
- Siste Fase III av skredutviklingen har hatt mer karakter av et lokalt brudd langsmed den høye og bratte skredkanten.

Selv om det kan identifiseres tre faser i skredutviklingen kan disse ha inntruffet med meget korte tidsintervaller, antagelig sekunder heller enn minutter mellom Fase I og II, noe også beskrivelse fra bulldoserføreren som fulgte med skredet tyder på, se /2/. Fase III, som har hatt mer preg av lokalt brudd i den steile skredkanten, strakk seg over noen dager. Skredmasser som har løsnet sent i skredforløpet (de siste rotasjonene) antas overlagret intakt grunn og skredmasser avsatt ved de første skredbevegelsene. Generelt er terrenget nede i skredgropen hevet med 4-7 m etter skredet, men noe mindre i nord. Skredmassene i Fase I beveget seg flere meter opp i skråningen på motsatt side av Mofjellsbekken, for så å skli noe tilbake.



Figur 5 - Skissemessig illustrasjon av antatt skredutvikling i profil U-U . Basert /2/og ./3/.

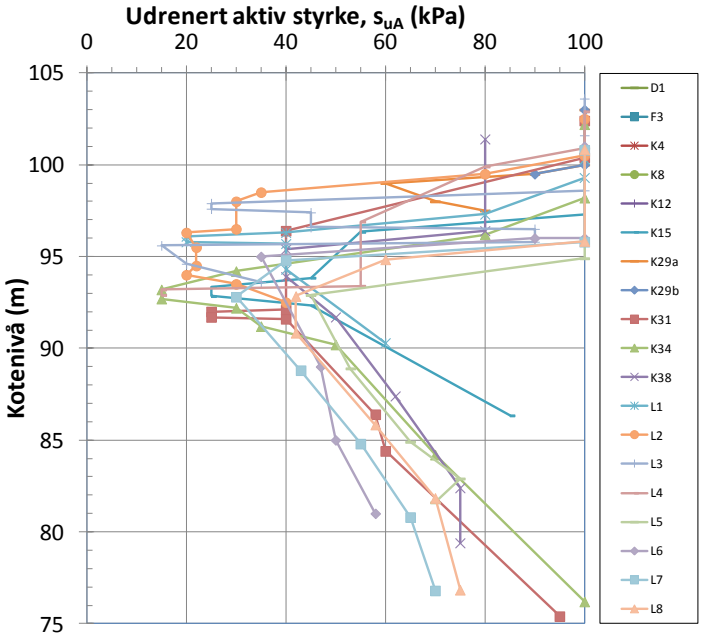
Flere forhold har bidratt til å avgrense skredets størrelse:

1. Forekomst av meget sensitiv eller kvikk leire under selve skredgropa var begrenset til dalbunnen under ca. kote +92 til +95 (fig. 5).
2. Dybden til berg avtar raskt oppover i skråningen, og er bare 10-15 m litt bak skredkanten (fig. 5).

3. Toppmassene er gjennomgående faste ned til 3-5m dybde, dels fyllmasser over tørrskorpesilt. Disse massene har dannet solide flak som har begrenset muligheten for skredmassene i å strømme videre nedover vassdraget.
4. Skråningen på nordsiden av brua er slakere enn i sør, og lå med bedre sikkerhet enn der skredet gikk. Her er det heller ikke konstatert sensitiv/kvikk leire oppover i skråningen.
5. Fordi skredmassene har sklidd noe nedover bekkedalen i sør, har disse virket som stabiliserende motfylling for skråningene sør for skredgropen.

Boringene i skredgropa har gitt en tydelig anvisning av nivå på glideplanet, og vist at tykkelsen av bruddsonen gjennom hele skredet var begrenset til en 1-2m tykk sone. Dette fremgår av fig. 6, som sammenstiller aktiv udrenert styrke tolket fra CPTU sonderinger utført nede i skredgropa. CPTU-data er tolket i henhold til anbefalingene i ref. /4/. Bruddsonen fremkommer der skjærstyrken ligger under ca. 25 kPa. Leira over og under denne sonen synes, på tross av skredbevegelsen, å være nærmest helt uforstyrret! Nivået på den forstyrrede bruddsonen varierer fra ca kote +91,5 til + 96, noe høyere i nord innunder brua, enn i syd. Dette samsvarer meget godt med nivå for overgang mellom meget sensitiv eller kvikk leire, og mindre sensitiv leire funnet i boringene.

Tykkelse på den markerte bruddsonen kan under skredet ha vært noe større enn antydet ved fig. 6 fordi noe sensitiv/kvikk leire ble skviset ut i nedre del av skredgropen og strømmet flere hundre meter videre nedover Mofjellsbekken, /2/.



Figur 6- Sammenstilling av aktiv udrenert styrke tolket fra CPTU sonderinger utført nede i skredgropa (etter NGI, 2015)

Det var i første omgang overraskende at tolket styrke i den markerte bruddsonen ikke var vesentlig lavere enn de 15-25 kPa, slik det fremkommer av fig. 6. Beregninger viste imidlertid at et omrørt lag med tykkelse begrenset til ca. 2 m vil rekonsolidere raskt, gitt antagelser om avstand til drenerende lag. Anslagsvis vil 50 % rekonsolidering være nådd allerede etter i underkant av en måned. Ingen CPTU-sonderinger var utført nede i skredgropa før en måned var gått, og har derfor ikke fanget opp hva styrken var umiddelbart etter skredet. Ut fra laboratoriedata antas omrørt styrke å ha vært ned mot 1-2 kPa og lavere i kvikkleira. Konsolideringsberegninger viser tilsvarende at den forstyrrede leira i den markerte bruddsonen ville være fullt rekonsolidert etter 4-6 måneder. Dette ble det tatt hensyn til ved vurdering av sikkerheten av skråningene på lengre sikt.

SIKRING MOT NYE SKRED

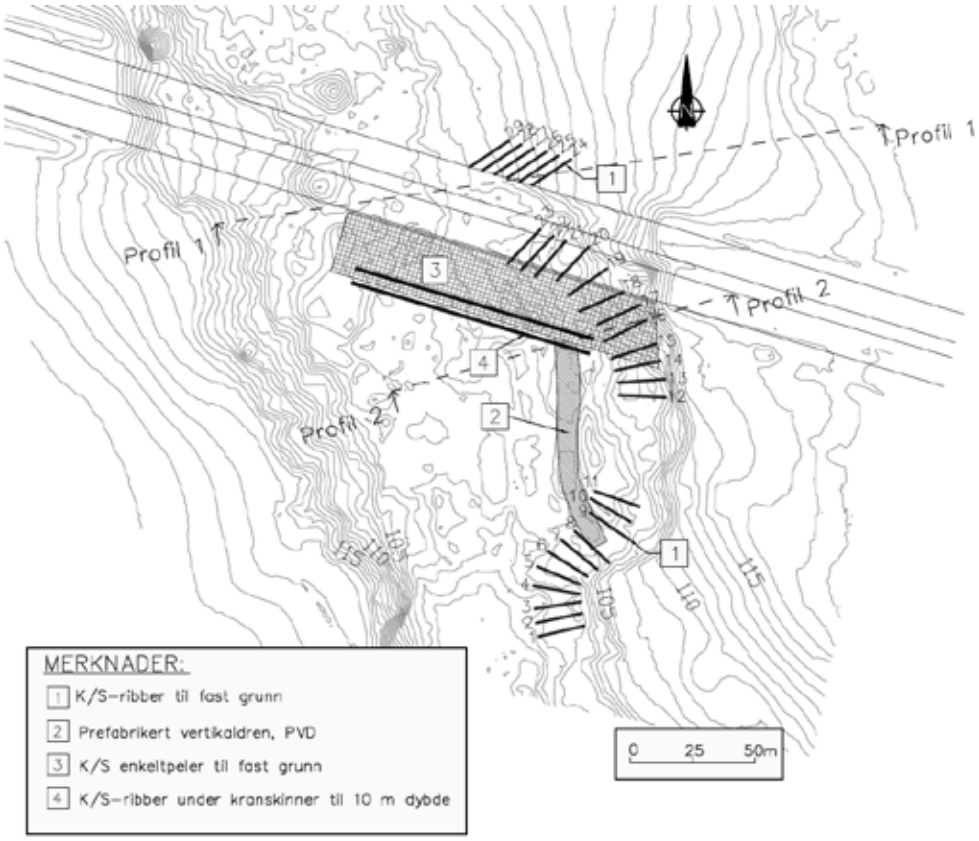
Grunnundersøkelsen som ble iverksatt straks etter skredet, og observasjoner gjort under befaringer, dannet et viktig grunnlag for å vurdere stabilitet av skråningene rundt skredgropa og hvilke tiltak som var nødvendig for å sikre området på kort og lang sikt.

Før man hadde resultater fra undersøkelser nede i skredgropa var det fryktet at det lå igjen omrørt kvikkleire av betydelig mektighet under øvre lag med tørrskorpe og fyllmasser. På bakgrunn av gode erfaringer fra Kattmarka skredet, /6/, ble det planlagt å stabilisere nede i gropa ved en kombinasjon av setting av prefabrikerte vertikaldren (PVD) og kalk/sement (KS) peler.

Fordi grunnundersøkelser nede i skredgropa etter hvert viste at det kun var et tynt lag med delvis omrørt kvikkleire som lå igjen under bunn av skredgropen (fig. 5) ble arbeider med setting av vertikaldren stoppet ganske raskt. Det viste seg også, at etter utjevning av rygger og groper skapt av skredet, gav grunnen god bæreevne for anleggsutstyr. At fyllmassene som utløste skredet besto av grus og stein bidro positivt dette. Lokale rygger av skredmasser ble jevnet ut til begge sider i den innledende fasen av anleggsarbeidene, for å danne en fremkommelig arbeidsplattform.

Figur 7 viser omfang av KS-stabilisering som ble utført både som ledd i temporær og permanent sikring. Der KS-stabilisering ikke ble gjennomført (vist med rødt) ble det ble påtruffet mye grus/stein som stammet delvis fra ny fylling og delvis fra fylling for landkaret til bru vest.

For å sikre skredkantene nær brua ble det utført doble KS-ribber fra østre landkar og noe sørover langs skråningen. I tillegg til ribber er det installert enkeltpeler over deler av anleggsområdet (skredgropen). Langs brua på sørsiden er det installert 2 stk. triple KS-ribber til minimumsdybde 10 m for fundamentering av mulig kranbane for bruk i gjenoppbygning av bru vest. KS-ribber og enkeltpeler for øvrig skal være ført ned til fast grunn. Totalt ble det installert om lag 70.000 med KS-peler med diameter 60 cm. Målinger med kalkpelesonde viste at den KS stabiliserte leira oppnådde en skjærstyrke på 400 kPa etter 14 døgn.



Figur 7- Omfang av planlagt KS-stabilisering, fra ref. /5/. Realistert stabilisering avviker noe, da enkelte KS-peler ikke kunne installeres til angitt dybde eller på angitt sted grunnet faste lag i grunnen.

Stabilitetsberegninger ble utført for skråningene på begge sider av Mofjellsbekken, ref. /5/. Styrker tolket fra CPTU var det viktigste grunnlaget for beregningene. For Profil P1 på nordøstsiden av brua viste poretrykksmålinger et betydelig artesisk trykk i leirmassene, /9/. Det ble antatt at overtrykk målt relativt grunt i profilet hadde sammenheng med skredet, men det finnes ikke poretrykksdata fra før skredet som kan brukes for sammenlikning. Skråningen på nordsiden er på den annen side vesentlig slakere enn skråningen på sydsiden før skredet inntraff. Selv uten stabiliserende tiltak viste beregningene en global sikkerhetsfaktor over 2.0, men ned mot 1,0 for en lokal glideflate helt inntil bekkeløpet. Denne glideflaten skar imidlertid ikke ned i sensitiv leire.

KS-ribbene satt på nordsiden av brua (fig. 7), var i første rekke foreslått for å sikre mot videre deformasjoner i dette området hvor det var observert sprekker i terrenget, og som antydet med stiplede linjer i fig. 1.

Profil P2 viste seg mer kritisk fordi man her hadde bratte skredkanter som stod igjen og ikke hadde lykkes å komme ned med KS-pelene i ribbene 16 og 17 på grunn av faste toppmaser.

Som tilstanden var etter skredet, og med gjennomført KS-stabilisering, var beregningsmessig sikkerhet i området 1,1-1,35 (avhengig av geometrieffekt lagt til grunn). For å øke sikkerheten lokalt her ble det foreslått og bygget en lokal motfylling med helning 1:6 som skissert i fig. 7. Det økt sikkerhetsfaktoren til 1,45, noe som ble ansett for akseptabelt.

Det ble også utført nye grunnundersøkelser, inkludert CPTU, i skråningen opp mot fundamentene på vestsiden av Mofjellsbekken, /5/. Delvis på grunn av liten dybde til berg og at det ikke ble funnet kvikkleire her, var beregningmessig sikkerhet på udrenert basis også her god, F ≥1,7, både for slik tilstanden var like etter skredet og for situasjonen etter at bekkeløpet i Mofjellbekken var gjenopprettet.

BRUENES TILSTAND OG FORSTERKING AV FUNDAMENTER

Fundamentenes tilstand etter skredet

Som nevnt innledningsvis ble det tidlig besluttet å sprenge ned søylen under akse 5 for bru vest og samtidig sørge for at brubanen fulgte med ned på en kontrollert måte mellom akse 3 og 7. Hvis brubanen fikk ramle rett ned under sprengningen var det bekymring for at støtet mot bakken kunne utløse nye bevegelser i og rundt skredgropa, og derved gjøre at også bru øst ble sterkt skadet. For å unngå dette ble det anbefalt å legge ut en støtpute av løs lettklinker rett under den delen av brua som skulle sprenges ned. Det forelå ikke data, eller var tid til, en detaljert dynamisk analyse av støtet. Denne lettklinkerputen fungerte meget bra. Det ble målt beskjedne rystelser i grunnen når brua falt ned, og målinger viste heller ingen forskyvninger av fundamentene for bru øst som følge av nedsprengningen. Målingene var dog noe begrenset av sikkerhetsavstand til brua.

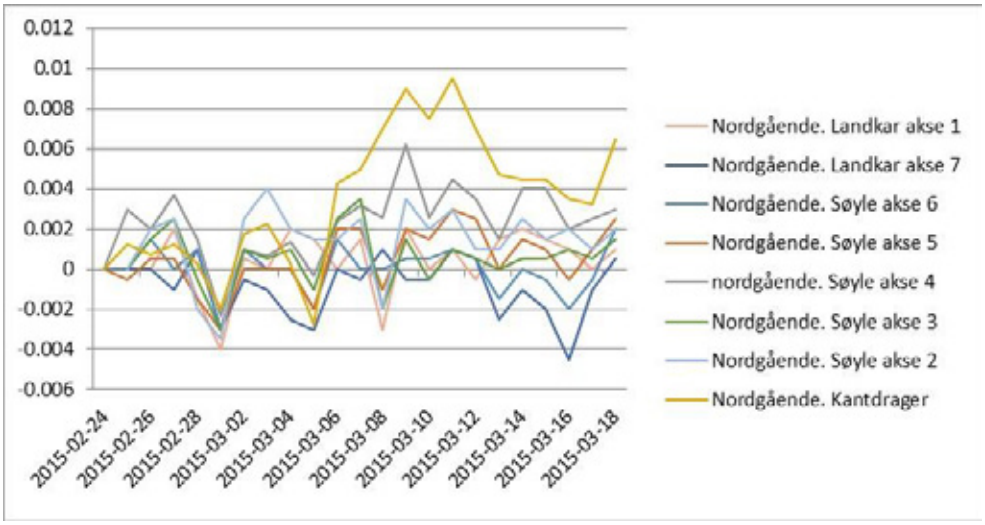
Med de store skredbevegelsene som var inntruffet rundt og inntil fundamentene i akse 4, 5, og 6 for bru vest, ble det etter kort tid besluttet av Rambøll og SVVRS at det var mest fornuftig også å rive den resterende delen av bru vest. Rivingen ble utført ved kombinasjon av saging med diamantbånd for bruddanvisning i brubanen, sprengning av søylene og ”tygging” av betongrestene, som mer fullstendig beskrevet i /7/.

For bru øst var det mer håp om videre bruk. Detaljert kartlegging av brubane og søyler viste at disse elementene var intakte, men dødgangen i lageroppleggene (luddene) på toppen av søylene var nesten oppbrukt for søylene i akse 4 og 5.

Geomatikk AS ble engasjert av SVVRS for å utføre innmålinger (lasermålinger, punktsky) av søyler og overbygning for bru øst og vest for å kunne sammenlikne dette mot teoretisk posisjon. Disse innmålingene viste følgende for fundamentene i Akse 4, 5 og 6 for bru øst:

- Søylen i akse 4 kan ha beveget seg ca. 3-6 cm mot syd og 3-4 cm i retning mot vest. Fundamentet så ikke ut til å ha rotert noe.
- Søylefundament akse 5 kan ha beveget seg 6-7 cm mot syd og 3-4 cm mot vest. I tillegg har søylen rotert (vridd seg) ca. 2-3 cm over en søylelengde på 3m.
- Søyle akse 6 så ut til å ha små bevegelser, godt innenfor forventete byggetoleranser. Søylen har ikke rotert.

Figur 8 viser resultat av målinger på prismer festet til søylene i tiden etter skredet. Målingene visert at etter skredet har brusøylene stått praktisk talt helt i ro. Variasjonen ligger stort sett innenfor 4 mm til hver side, noe som antagelig skyldes en kombinasjon av temperaturvariasjon og målefeil. Målinger over lengre tid har bekreftet at det ikke har inntruffet noen permanente forskyvninger senere heller, inkludert under arbeidene med rivning og sikringsarbeider som beskrevet over.



Figur 8- Utdrag fra deformasjonsmålinger på søyler utført av Geomatikk i perioden 24 februar tom 18 mars 2015.

På bakgrunn av informasjonen om anslåtte forskyvninger av fundamentene, gjorde NGI analyser av mulige spenningsendringer dette kunne tilsvare i pelene i akse 4 til 6. Dette ble gjort ved å modellere effekt av horisontale jordforskyvninger ved bruk av pelegruppe programmet Geosuite Peler (GS- Peler), /8/. Dette programmet gjør det mulig å beregne hvilke laster som kommer på enkeltpeler og pelegruppen når jorda "dytter" på pelene. I beregningene inngår såkalte p-y kurver for horisontal respons når jord trykker mot en pel (eller motsatt). I disse beregningene ble det ikke tatt hensyn til at stivhet av søyle og brubane kan bidra noe til å holde igjen forskyvning av pelefundamentet, dels på bakgrunn av at Rambøll anslo at brua var for myk til å påvirke beregningene i noen vesentlig grad. Andre generelle forutsetninger for beregningene var:

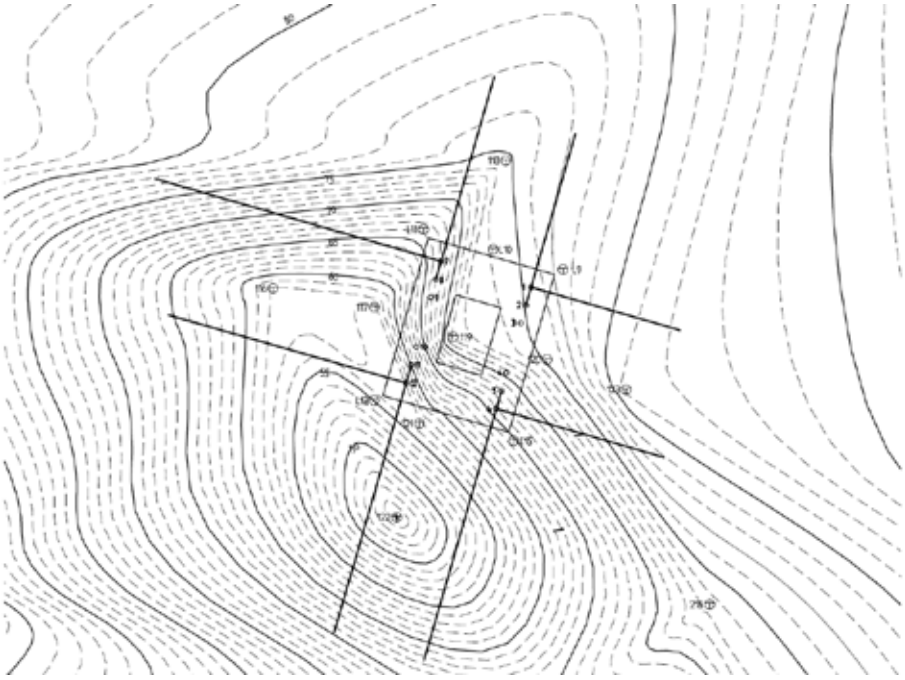
- På innspill fra Rambøll ble det lagt til grunn at pelene ville oppføre seg tilnærmet hengslet i toppen, dvs. fri til å rotere. GS- Peler har to måter å modellere fri innspenning i peletopp på, /8/:
  a) Det legges inn et kort segment i topp av pel med lav bøyestivhet
  b) Det legges inn stive fjærer i xyz-retning i topp av pel, samt rotasjonsfjærer med null stivhet.

  Metode b) ble anvendt i NGIs analyser.

- Pelene er i utgangspunktet modellert som fri til å rotere ved pelespiss. Dette ansees for rimelig for betongpelene i Akse 5, men fast innspenning kunne kanskje vært like fornuftig for stålkjernepelene i Akse 4 og 6.

- Det oppstår numeriske problemer i GS Peler når man prøver å modellere lange og slanke peler som stålkjernepelene i Akse 4. For å komme rundt dette problemet må det legges inn en spesiell "tip code" i beregningene, for dette tilfellet valgt i 15 m dybde. Pelene er innspent mot rotasjon i dette spesielle punktet, men aksialstivheten av pelene under dette nivået modelleres tilnærmet riktig. For Akse 4 ble det gjort noen spesielle beregninger for å belyse effekten av denne antagelsen.

Fundament 4 stod på 12 stk Ø150 mm stålkjernepeler til berg, 6 vertikale og 6 skråpeler (1:5), Fig 9. Pelelengden varierer fra ca. 15 til ca. 50 m for de lengste skråpelene som går ned i den dype kløften med morene i bunn.



Figur 9- Kotenivå på berg og peleplassering ved Akse 4, bru øst

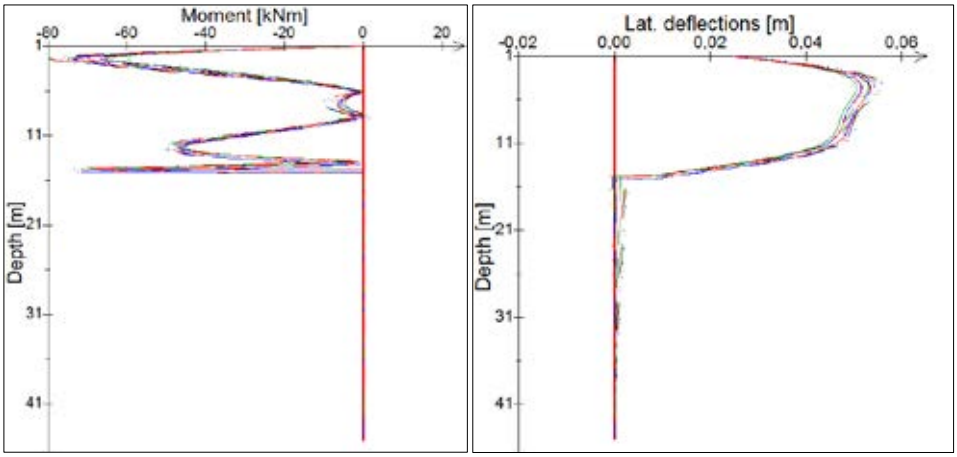
For fundament 4 ble det gjort en del parameterstudier av påkjenninger i pelene før og etter skred som følger:

Akse 4-1	Bare dødvekt (ingen skredpåvirkning)
Akse 4-2	Dimensjonerende last kombinasjon (ingen skredpåvirkning)
Akse 4-3	Dødvekt +5cm jord bevegelse, uforstyrret s_u for leira

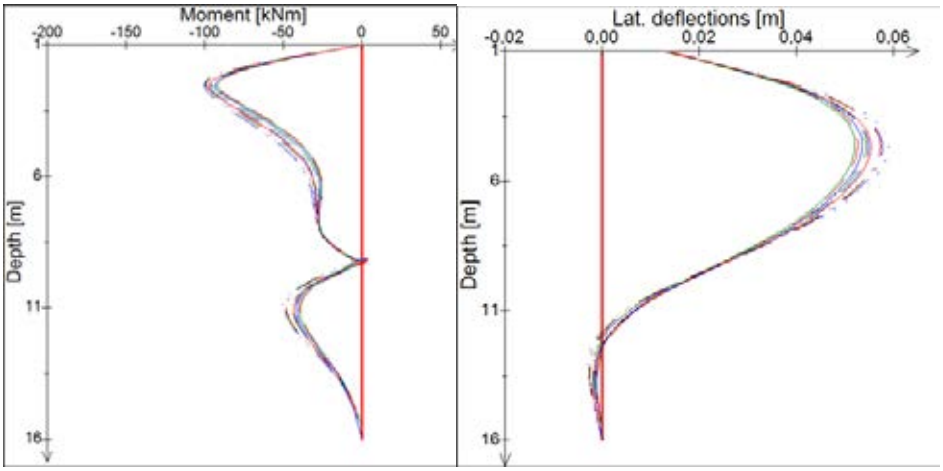
Akse 4-4	Dimensjonerende last kombinasjon + 5cm jordbevegelse, s_u for leira redusert med 50 % gjennom hele profilet
Akse 4-5	Dimensjonerende last kombinasjon + 5cm jordbevegelse, s_u for leira redusert med 50 % øverste 10 m
Akse 4-6	Dimensjonerende last kombinasjon + 5cm bevegelse
Akse 4-7	Som 4-4, men pelelengde redusert til 15 m.
Akse 4-8	Dimensjonerende last kombinasjon + laster påført direkte på fundamentet for å få omtrent 5 cm deformasjon av dette

Figur 10 viser eksempel på momentfordeling og forskyvningsbilde for mest belastet pel for Lasttilfelle 4-4. Maksimalt moment opptrer ca. 2 m under uk fundament, og maksimal horisontalforskyvning i samme nivå. Den skarpe overgangen i ca. 15 m dybde skyldes det numeriske problemet med slanke peler beskrevet over og anses ikke for realistisk.

Figur 4.11 viser beregningsresultater for Lasttilfelle 4-7 med samme forutsetninger som 4-4, men med alle peler antatt avsluttet i 15 m dybde. Dette gir nok et mer realistisk bilde av påkjenningene i pelene og noe større maksimalt moment enn tilfelle 4-4.



Figur 10- Moment og forskyvningsbilde for mest belastet pel i Akse 4, Lasttilfelle 4



Figur 11- Moment og forskyvningsbilde for mest belastet pel i Akse 4, Lasttilfelle 7

Tabell 1 sammenlikner resultater for de viktigste beregningstilfellene. Det fremgår tydelig at skredbevegelsen har medført en betydelig økning av påkjenningene i pelene. Sammenlikning mellom tilfellene med og uten styrkereduksjon viste at styrken hadde lite utslag. Dette skyldes at pelegruppen i stor grad følger med jorda slik at relativ deformasjon jord-pel blir så liten at jordas styrke ikke mobiliseres fullt ut. Tilfelle 4-7, med redusert pelelengde til 15 m, men som ellers bygget på samme forutsetning som 4-4, gav 20% større maksimalt moment enn 4-4.

For tilfelle 4-8) er det sett på hva som skjer hvis man skyver på fundamentet via brusøylen med en kraft som gir ca. 5 cm horisontalforskyvning av fundamentet i antatt bevegelses-retning, og uten å påføre noen jordbevegelser under fundamentet som i for last tilfeller 4-4 til 4-7. Dette gav de største momenter og spenninger, som opptrer i 2 m dybde under uk fundament. Hvis det hadde vært modellert at også jorda under fundamentet har beveget seg noe, hvilket er sannsynlig, ville det bidratt til å dempe maksimalt moment. Resultater fra lasttilfelle 4-8 ble derfor tillagt mindre vekt.

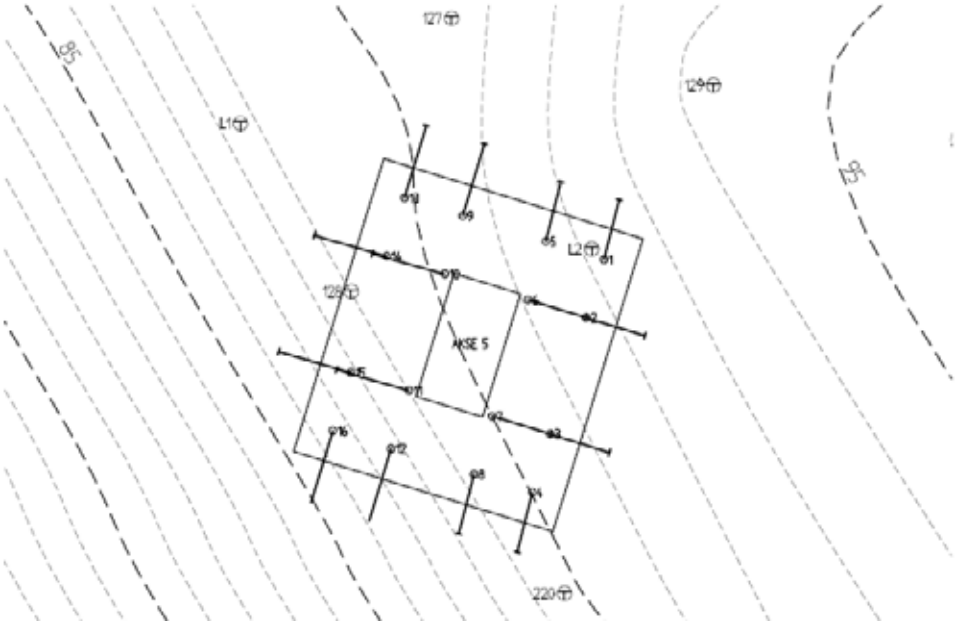
Tabell 1- Sammenstilling av resultater fra beregninger med Geosuite- Peler Akse 4

Tilfelle	Maksimalt moment (kNm)	Maksimal aksialspenning (MPa
4-1. Dødvekt u/skred	-8/+7	57
4-2. Dim. last u/skred	-24/+8	150
4-3. Dødvekt +skred	-55	170
4-4. Dim.last + skred, 50% su	-80	270
4-7. Dim.last+ skred, 50% su, 15m	-100/+2	320
4-8. Dim.last+skred, fund. forskjøvet	-150	495

Karakteristisk momentkapasitet av peletverrsnittet er beregnet til 98 kNm. Regnes det også med foringsrøret, som tar 77 kNm, blir samlet kapasitet 174 kNm. For tilfelle 4-3, som gjelder tilstanden etter skredet, er påkjenningene innenfor hva pelene kan tåle av kombinert moment

og aksiallast. Med dimensjonerende laster viser imidlertid beregningene at pelen vil bli belastet utover tillatte spenninger. På dette grunnlag ble det besluttet at det var trygt å arbeide under brua, men at fundamentene måtte forsterkes før det kunne settes trafikk på brua.

Tilsvarende beregninger som beskrevet over ble utført for Akse 5, som var fundamentert på 16 stk betongpeler av typen P345MA satt med helning 1:3,5, se fundamentplanen fig. 12. Her er det grunnere til berg enn i akse 4, fra ca. 8 til 12 m. De viktigste beregningsresultatene er oppsummert i Tabell 2.



Figur 12- Kotenivå på berg og peleplassering ved Akse 5 på betongpeler4, bru øst

Tabell 2.- Sammenstilling av resultater av peleberegninger for akse 5 med betonpeler

Tilfelle	Maksimalt moment (kNm)	Maksimal aksialspenning (MPa
5-1. Dødvekt u/skred	+5/-5	7
5-2. Dim.last u/skred	-50/+2	21
5-3. Dødvekt + skred, su 50%	+102/-34	37
5-4. Dim. last + skred, su 50%	+102/-52	44

Karakteristisk momentkapasitet av peletverrsnittet er beregnet til 102 kNm. Hvis de antatte jordforskyvninger er fornuftige, antyder analysene for tilfelle 5-4 at pelene etter skredet var belastet helt opp til grensen av hva de kan tåle. Maksimalt moment er omtrent det samme i alle peler, men maksimal vertikallast varierte en del. På dette grunnlag ble det også her konkludert at fundamentet måtte forsterkes før trafikk kunne settes på brua.

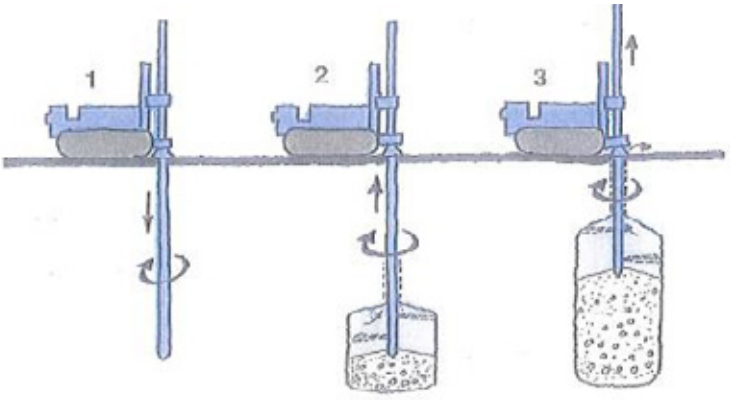
For fundamentet i Akse 6, som var fundamentert på stålkjernepeler, var deformasjoner av fundamentet såpass små (under 2 cm) at ingen forsterkning ble ansett for nødvendig. Her ble det imidlertid lagt en ny støttefylling inntil fundamentet mot skredgropen (fordi skredet her lokalt hadde blottlagt peletoppene nærmest skredet), og samtidig forskalet og fortatt en understøp av fundamentet.

Forsterkningstiltak Akse 4 og 5 bru øst

Det ble innledningsvis utredet to mulige hovedprinsipper for forsterkning av fundamentene i akse 4 og 5:

1. Nye stålkjernepeler
2. Jetinjiserte peler (J2-peler)

For nærmere beskrivelse av J2-pel metoden henvises det til /10/ og prinsippskissen i fig. 13.



Figur 13- Prinsipp for jetinjiserte peler etter J2- metoden (etter ref. /10/)

Isolert sett (ren installasjonskostnad for kun selve pelene), kunne alternativet med stålkjernepeler se ut som mest attraktivt. På bakgrunn av følgende aspekter ble det likevel valgt løsning med J2-peler:

- Bruk av stålkjernepeler ville kreve omfattende forsterkningstiltak av fundamentplaten og konstruktiv forbindelse videre inn i søylene. Dette ville ikke bare gi en betydelig øking av kostnader, men øke tid for ferdigstilling av forsterkningen med ca. 1-2 mnd etter at alle peler var installert.
- Ved bruk J2-peler ville pelene injiseres helt oppunder eksisterende fundament, og ikke kreve noen forsterkning av fundamentplate eller søyle.

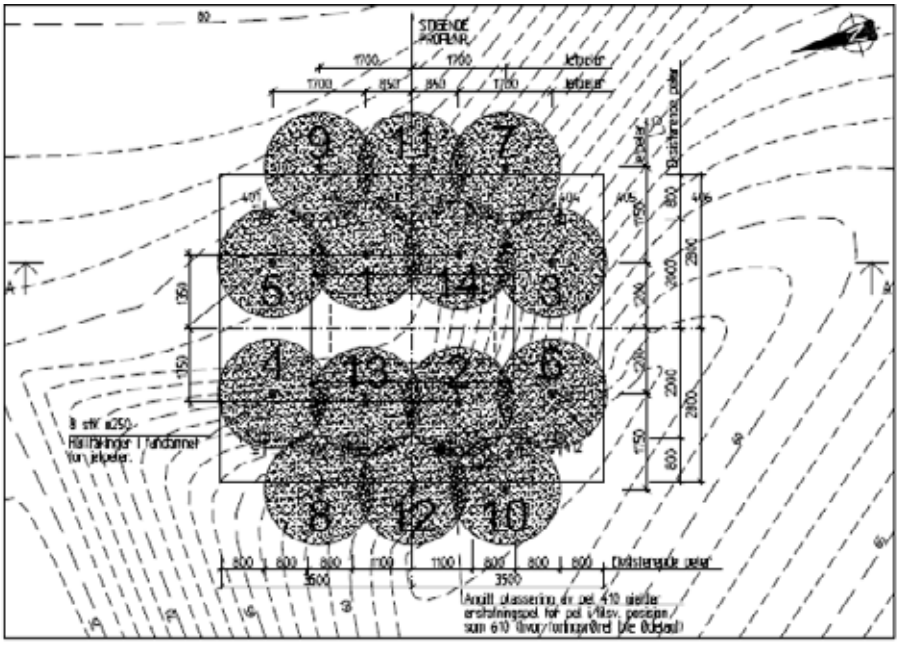
Totalt sett var derfor en løsning basert J2-peler totalt sett både rimeligere enn løsning basert på stålkjernepeler, og ville tillate at trafikk ble satt på brua minst 1 mnd tidligere.

Det ble besluttet at begge fundamentene skulle refundamenteres på jetpeler til berg/morene. Kravet til pelediameter ble satt til 2.0 m. Pelene skulle generelt ha overlapp mot nabopelene. Kravet til karakteristisk trykkfasthet i pelematerialet ble satt til 3.0 MPa.

Figur 14 viser valgt plassering av peler i akse 4 som omfatter i alt 14 stk. J2-peler. Plasseringen reflekterer at det skulle bli minst mulig konflikt med eksisterende stålkjernepeler

(hvorav mange skrå) og at man skulle få dekket "skyggene" skapt av disse pelene når J2-pelene ble satt. Valgt rekkefølge for setting av pelene ivaretar at man under utførelsen ønsket mest mulig vekselvis og symmetrisk rekkefølge. Dessuten at det burde gå minst 2 døgn fra en pel var satt til det ble jet-injisert en ny pel helt inntil.

En spesiell utfordring i akse 4 var den dype morenefylte kløften (fig. 9). På grunnlag av bæreevnevurderinger og setningsberegninger ble det konkludert at det var fullt forsvarlig å avslutte pelene 2 m inn i morenelaget, ca. 24 m under uk fundament i akse 4.



Figur 14- Prosjekterte jet-peler, akse 4

Når J2-peler skal ned på skrått berg, vil det bli en sone som utspyling/injisering ikke dekker. Det ble derfor foreskrevet at borehodet skulle bore så lang inn i berg at spyledysene effektivt ville erodere berget på minst hele den halvsiden der berget ligger høyest. Dette ble det tatt hensyn til ved prosjektering av løsningen vist i fig. 14.

I akse 5 ble det etablert 16 jetpeler med diameter 2.0 m. Pelene ble generelt etablert i kontakt med hverandre, men peler på hver side av bropilaren vil ikke oppnå kontakt pga avstanden mellom pelene. I akse 5 ble alle pelene ble etablert i kontakt med berg.

Jetgrunn fikk kontrakten med gjennomføringen av J2-pelingen. De brukte to rigger. Den første pelen ble satt 4 mai, og siste 1 juni 2015.

Under produksjon av pelene har riggene til Jetgrunn automatisk logging og dokumentasjon av lufttrykk, injeksjonstrykk, medgått mengde og dybde. De har også et akustisk utstyr som anvendes for å dokumentere når det oppnås kontakt mellom allerede produserte peler (eller andre konstruksjoner), som gir grunnlag for å verifisere diameter som oppnås.

Under produksjonen ble det også tatt regelmessige prøver av returmørtel for kontroll av trykkstyrke. Det ble tatt totalt ca. 120 prøver for trykktesting etter 7 døgn og tilsvarende etter 28 døgn. Tabell 3 oppsummerer oppnådde midlere verdier og definerte karakteristiske verdier. Karakteristisk verdi ligger allerede etter 7 døgn over kravet på 3 MPa, og på det dobbelte av kravet etter 28 døgn.

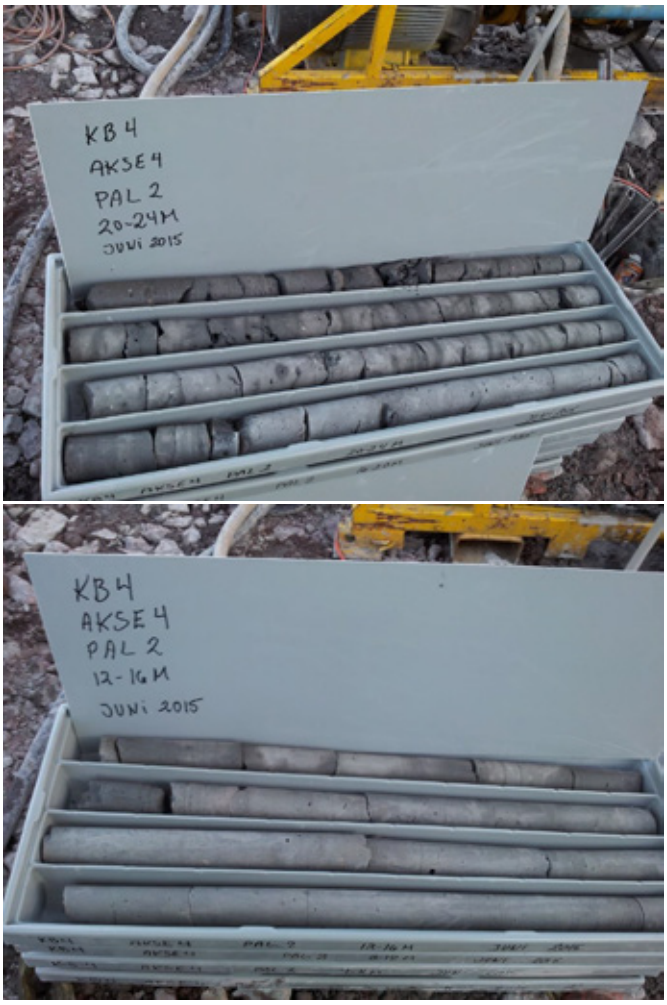
Tabell 3- Trykkstryke målt på prøver tatt av returmasse under produksjon jetpeler (basert data fra ref. /11/)

Antall døgn	Midlere (MPa)	Karakteristisk (MPa)
7	4,5	3,7
28	7,1	6,1

Det ble satt krav til kjerneboring gjennom jetpelene for å kontrollere homogenitet av pelematerialet. Kjerneboringen ble utført av Entreprenørservice med 76 mm prøvetager.
I akse 4 ble det utført kjerneboring vertikalt gjennom en pel. Boringene viste generelt homogen pel i hele lengden, riktignok med enkelte korte soner (få cm) hvor materialet ikke var homogent og delvis knust under boringen, se eksempler på bilder av kjerneprøver i fig 15.

I akse 5 ble det først boret vertikalt i en pel. Her ble det registrert enkelte leirklumper i kjernemateriale i øvre del av pelen. Nedover var pelen homogen og det var god kontakt mot berg. Fordi det ble registrert leirklumper i toppen av denne pelen ble det besluttet å utføre ytterligere kjerneboringer i dette fundamentet. En ny vertikal boring viste homogen pel i hele pelens lengde med god kontakt mellom ok pel og uk fundament, og mellom uk pel og berg. Det ble også skråboret (45^{o}) gjennom peler på to steder. Det viste at overgangen mellom nabopeler var helt i henhold til hvor den skulle ligge teoretisk for planlagt pelediameter på 2,0 m. Her var det også god kontakt mellom uk fundament og ok pel.

På bakgrunn av den samlede dokumentasjon som er gitt kan det konkluderes at jetpelene har fått den kvalitet som var ønsket, og at kontakt med berg og uk fundament er blitt meget god. Enkelte mindre svakhetssoner observerte i noen av kjernene har liten praktisk betydning, da disse vil være tilfeldig plassert og forsterkningen ikke er avhengig av kapasitet av enkeltpeler. Tiltaket er mer å se på som grunnforsterkning.



Figur 15- Eksempel på kjerneprøver tatt vertikalt gjennom jetpel akse 4 (foto Jetgrunn)

Fundamentering av ny bru vest

Samtidig som det ble valgt å rive hele bru vest, ble det også valgt å gjenoppbygge denne etter gamle tegninger. Dette var ønskelig blant annet for å korte ned på prosjekteringstid. Det ble besluttet å etablere nye fundamenter ved bruk av 200 mm diameter stålkjernepeler, men det ble foreskrevet forsiktig boring med et RC (Riverse Circulation)–system, og nøye oppfølging av pelearbeidene for å unngå at man fikk noen negativ påvirkning på stabilitet av området og fundamentene for bru vest. Dette arbeidet ble satt ut på anbud. Veidekke vant brukontrakten med Entreprenørservice som underentreprenør på pelearbeidene. Pelearbeidene ble avsluttet i august 2015, og brubyggingen er nå godt i gang. Pelearbeidene har så langt gått greit, og har ikke ført til noen målbare forskyvninger på bru øst.

SLUTTKOMMENTAR

Det ble satt trafikk på bru øst medio juli 2015 helt i henhold til de ønsker som tidlig kom fra myndighetsapparatet og de planer som tidlig ble laget i regi av Vegdirektoratet. Det er liten tvil om at årsaken til at man lyktes med det, er at det tidlig ble etablert et godt og smidig samarbeid mellom SVVRS, rådgivere og entreprenører, som alle ble direkte kontrahert uten forutgående anbudsinnbydelse.

De prosjekterte løsninger med primært KS-stabilisering for sikring av skredgrop, og forsterkning med jetpeler i akse 4 og 5 for bru øst, har fungert etter hensikten, og har medvirket til at bru øst og dens fundamenter ikke har blitt utsatt for ytterligere deformasjoner etter skredet. Bygging av ny bru øst, som ble helt revet og refundamentert på stålkjernepeler, er nå godt i gang, og vil forhåpentligvis stå klar sommeren 2016.

Sikring av skråningene inn mot brua er gjennomført, slik at krav til skredfare for brua anses innfridd.

REFERANSER

/1/ Statens vegvesen Vegdirektoratet (2015). Ekspertgruppe bru/geoteknikk E18 Skjeggestadbruene. Rapport 9.2.2015.

/2/ Norges vassdrag- og energidirektorat NVE (2015). Skredet ved Mofjellbekken bruer (Skjeggestadskredet). Utredning av teknisk årsakssammenheng. Rapport nr. 49/2015.

/3/ Karlsrud, K. (2015). Skjeggestad skredet - noen betraktninger rundt hendelsesforløp og skredmekanisme. Datert 21-05-2015. Vedlegg D til ref. /2/.

/4/ Karlsrud, K.; Lunne, T.; Kort, D.A.; Strandvik, S. (2005). CPTU correlations for clays. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 16. Osaka 2005. Proceedings, Vol. 2, pp. 683-702.

/5/ NGI(2015). E18 Skjeggestad bru - Detaljprosjektering. Stabilitet av skråninger nær brua. Teknisk Notat 20150212-02-TN, datert 2015-06-25.

/6/ Karlsrud, K.; Gregersen, O.; Moholdt, R.; Johnsen, M. (2009). Skredfarevurdering og sikringstiltak etter kvikkleireskredet i Kattmarka, Namsos. (Landslide risk and stabilizing measures after the quick-clay landslide in Kattmarka, Namsos.). Fjellsprengningsteknikk - bergmekanikk - geoteknikk. Oslo 2009. Foredrag 35.1 - 35.14.

/7/ Veseth, A. og Bøckmann, J. (2015). E18 Skjeggestad bruer- riving av 230 m betongkasser med spregning. Fjellspregningsteknikk- Bergmekanikk, Geoteknikk 2015, foredrag 18.

/8/ Geosuite (2015). PileGroup, Versjon 14.1.1.0.

/9/ Statens vegvesen Region sør (2015). E18 Skjeggestad brua. Datarapport geotekniske grunnundersøkelser. Del 1 -feltundersøkelser, Del 2- Laboratorieanalyser. Rapport 2015019150-7 og -8.

/10/ Lier, K.E. (2012). Grunnforsterking-Jetpeler. Norsk Geoteknisk Forening kurs grunnforsterking, Sandefjord.

/11/ Jetgrunn (2015). E18 Skjeggestad bro. Sluttdokumentasjon, jetpeler. Datert 06-07-2015.

Partnere ved
Fjellsprengningsdagen,
Bergmekanikkdagen og
Geoteknikkdagen 2015

Gullsponsorer:

BASF
We create chemistry
www.basf.no

GLASOPOR®
www.glasopor.no

ORICA MINING SERVICES
www.oricaminingservices.com

VISINOR
Vi sikrer Norge
www.visinor.no

Sølvsponsorer:

USED IN 1833 AUSTIN & EVER SINCE

HÆHRE

Norconsult

normet
FOR TOUGH JOBS

PRETEC
Let´s connect

Sika®
BUILDING TRUST

SWECO

Arrangører

Norsk forening for Fjellsprengningsteknikk
Norsk Bergmekanikkgruppe
Norsk Geoteknisk Forening

ISBN: 978-82-8208-047-7

www.helli.no