2000

FJELLSPRENGNINGSKONFERANSEN

Oslo, 23 november 2000

BERGMEKANIKKDAGEN

Oslo, 24 november 2000

GEOTEKNIKKDAGEN

Oslo, 24 november 2000

Foto: Svein Skeide

© FORFATTERNE, 2000

Trykk: Helli Grafisk AS
Bind: Helli Grafisk AS
ISBN: 82-91341-40-0

Fjellsprengningskonferansen
23. november 2000
Arrangør: *Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk*

Bergmekanikkdagen
24. november 2000
Arrangør: *Norsk Bergmekanikkgruppe*

Geoteknikkdagen
24. november 2000
Arrangør: *Norsk Geoteknisk Forening*

Hovedarrangør: *Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund*

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK

Oslo, 23 november 2000

BERGMEKANIKK

Oslo, 24 november 2000

GEOTEKNIKK

Oslo, 24 november 2000

Hovedarrangør:
NORSK JORD- OG FJELLTEKNISK FORBUND

Redaksjonen:
Bjørn Nilsen, Hans Fritzvold, Eystein Grimstad, Knut R. Berg

FORORD

Boken inneholder referat fra foredrag på Fjellsprengningskonferansen, Bergmekanikk- og Geoteknikkdagen, arrangert i Oslo 23 og 24 november 2000.

Årets arrangement er det 38. 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 konferanse er fastlagt og godkjent av foreningens styrer.

Hovedarrangøren, Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund, 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 Jord- og Fjellteknisk Forbund

FJELLSPRENGNINGSKONFERANSEN

TORSDAG 23 NOVEMBER

Møteleder:		Sivilingeniør Per Bollingmo, NOTEBY AS
0900	(1)	**Åpning - Utdeling av årets gullfeisel** Produksjonsdirektør Bjørn Selnes, Vegdirektoratet Formann i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk
0915	(2)	**OPS - Offentlig/privat samarbeid** Samferdselsminister Terje Moe Gustavsen
0950	(3)	**Dul Hasti Hydroelectric Project i Kashmir** Sivilingeniør Erik Dahl Johansen, NCC Tunnelling AS
1010		**Pause**
1030	(4)	**Tunneler i Chile. Erfaringer med bruk av norske metoder** Sivilingeniør Werner Stefanussen, O.T. Blindheim AS
1050	(5)	**Ingeniørvåpenets anleggsvirksomhet i Kosovo** Kaptein Asle Finnesand, Distriktskomando Østlandet
1110	(6)	**Frøyatunnelen - fra geologisk kartlegging til ferdig tunnel** Prosjektleder Jon Einar Lien, Statens vegvesen Sør-Trøndelag
1135	(7)	**Gruvedriften på Svalbard** Bergmester Johannes Vik, Bergmesteren for Svalbard
1200		**Lunsj**
Møteleder:		Professor, dr. ing. Bjørn Nilsen, Instituit for geologi og bergteknikk, NTNU
1300	(8)	**Nyheter fra NFF's Utviklingskommite** Senioringeniør Ingvild Storås, Vegdirektoratet
1315	(9)	**Forbolting og sprøytebetongbuer erstatter full utstøpning** Ingeniørgeolog Kristin Hilde Holmøy, O.T. Blindheim AS
1335	(10)	**Alkalifri akselerator - fordeler og ulemper** Prosjektingeniør, dr. ing. Christine Hauck, Veidekke ASA
1355	(11)	**Er vi i ferd med å forby naturen?** Professor dr. ing. Tom Myran, SINTEF Bygg og miljøteknikk
1415		**Pause**
1435	(12)	**Under jord i Rana Gruber** Gruvesjef Arne Halsetrønning, Rana Gruber
1455	(13)	**Utdanning av skytebaser** Seksjonssjef Hans-Jørgen Eriksen,Direktoratet for brann- og eksplosjonsvern
1510	(14)	**Baneheia - driving, sikring, tetting** Prosjektleder Egil Tveide, Statens vegvesen Vest-Agder
1530	(15)	**"Miljøsikre og samfunnstjenlige tunneler" – statusrapport fra baneprosjektet** Senioringeniør Kjell Inge Davik, Vegdirektoratet, Vegteknisk avdeling
1545		**Pause**

1605 (16) **Uomsatt sprengstoff ved tunnelsprengning. Miljø og sprengningstekniske aspekter**
Forskningsingeniør Jan Vestre, Dyno Nobel Europe

1620 (17) **Kapasiteter for planlegging av byggetid**
Sivilingeniør Baroline Log, Institutt for bygg- og anleggsteknikk, NTNU

1635 (18) **Sprengning av Philips-bygget**
Ingeniør Nils Ramstad, NOTEBY AS

1700 **Slutt**

1945 **Middag, Radisson SAS Scandinavia Hotel**

FREDAG 24 NOVEMBER

FELLESSESJON GEOTEKNIKK OG BERGMEKANIKK

Møteleder: Sivilingeniør Hans Fritzvold, Norconsult AS
Leder i Norsk Geoteknisk forening

0900 (19) **Anvendt bergmekanikk har spart en milliard på Heidrun**
Dr. ing. Gisle Stjern, Statoil

0925 (20) **Tetningsproblematikken i Hallandsås**
Civilingenjör Kenneth Rosell, Banverket

0950 (21) **Nytt studieopplegg ved NTNU, og rekrutteringen til bransjen/universitetene.**
Professor Steinar Nordal, Institutt for bygg og miljøteknikk, NTNU

1015 **Pause**

1045 (22) **Hydrologiske konsekvenser av tunneldrift – lekkasjekriterier og kontrollprogram**
Sivilingeniør Amund Gaut, Statkraft Grøner AS

1110 (23) **Klassifisering av tetthet og estimering av influensområdet for tunneler i tettbygde strøk**
Dr. scient Kevin J. Tuttle, Norconsult AS

1135 (24) **Metodikk for bestemmelse av setningspotensiale og lekkasjekrav i urbane områder**
Teknisk direktør Kjell Karlsrud, Norges Geotekniske Institutt

1200 **Lunsj**

SESJON GEOTEKNIKK

Møteleder: Sivilingeniør Hans Fritzvold, Norconsult AS

1300 (25) **Lederens 10 minutter**
Sivilingeniør Hans Fritzvold, Norconsult AS
Leder i Norsk Geoteknisk Forening

1315 (26) **Lille Kirkholmen, Kragerø. Etablering av kunstig kanal ved hjelp av spunt og tørrmurer**
Sivilingeniør Hans Jonny Kvalsvik, Statkraft Grøner AS

1340 (27) **Sørkedalsveien 6, Oslo – dyp utgraving**
Sivilingeniør Nils Bergersen, NOTEBY AS, Oslo

1405 (28) **Lydløs og vibrasjonsfri spunting – erfaringer fra Regionsykehuset i Trondheim**
Sivilingeniør Rolf H. Røsand, SCC Trondheim

1425 (29) **Miljøundersøkelser tilknyttet Oddernesveien løsmassetunnel i Kristiansand**
Sivilingeniør Roald Aabøe, Vegteknisk avdeling, Vegdirektoratet

1445 **Pause**

1515 (30) **Lett, isolert vegkonstruksjon – forsøksprosjekt på Sandmoen, Trondheim**
Siv.ing. Even Øiseth, SINTEF Bygg og miljøteknikk

1540 (31) **Lange stålrørspeler som friksjonspeler for brufundamenter.**
Ramming med diesellodd og Hydrohammer.
Erfaringer fra Sykkylvsbrua.
Sivilingeniør Ola Ellingbø, Norconsult AS

1605 (32) **CPTU kombinert med blokkprøvetaking ga økonomiske løsninger for Nykirke kryssingsspor**
Sivilingeniør Steinar Hermann, Norges Geotekniske Institutt

1630 **Slutt**

SESJON BERGMEKANIKK

Møteleder: Cand. real. Eystein Grimstad, Norges Geotekniske Institutt

1300 (33) **Lederens 10 minutter**
Cand. real. Eystein Grimstad
Leder i Norsk Bergmekanikkgruppe

1310 (34) **Oppgradering av Lieråsen tunnel**
Sivilingeniør Anders Beitnes, SINTEF Bygg og miljøteknikk

1330 (35) **Permanent vanntetting med sprøytbar membran i kombinasjon med sprøytebetong – erfaringer**
Bergingeniør Knut Garshol, MBT International Underground Construction Group, Sveits

1350 (36) **Skvisefjellet overrasket spesialistene på sprakefjell**
Cand. real. Eystein Grimstad, Norges Geotekniske Institutt

1410 (37) **Vann i basalttunneler – eksempler fra Breidadals- og Botnsheidi tunnel og Hvalfördur undersjøiske tunnel, Island**
Geolog Jòn Haukur Steingrimsson, Diplomstudent Inst. for geologi og bergteknikk NTNU

1430 **Pause**

1500 (38) **Nedstengning og potensielle miljøkonsekvenser av underjordiske lagerhaller for råolje , Sola raffineri**
Hydrogeolog Joseph Allen, Norconsult AS

1520 (39) **Mekanisk og hydromekanisk oppførsel av bergsprekker**
- noen relevante spørsmål
Tekn. Dr. Roger Olsson, Statkraft Grøner AS

1540 (40) **Trollstigen. Omfattende og kompliserte sikringsarbeider på en spesiell vegstrekning**
Sivilingeniør Stein Heggstad, SCC Scandiaconsult

1600 **Slutt**

DEL I FJELLSPRENGNINGSKONFERANSEN

1. **Åpning - Utdeling av årets gullfeisel**
   Produksjonsdirektør Bjørn Selnes, Vegdirektoratet
   Formann i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk

2. **OPS - Offentlig/privat samarbeid**
   Samferdselsminister Terje Moe Gustavsen

3. **Dul Hasti Hydroelectric Project i Kashmir**
   Sivilingeniør Erik Dahl Johansen, NCC Tunnelling AS

4. **Tunneler i Chile. Erfaringer med bruk av norske metoder**
   Sivilingeniør Werner Stefanussen, O.T. Blindheim AS

5. **Ingeniørvåpenets anleggsvirksomhet i Kosovo**
   Kaptein Asle Finnesand, Distriktskomando Østlandet

6. **Frøyatunnelen - fra geologisk kartlegging til ferdig tunnel**
   Prosjektleder Jon Einar Lien, Statens vegvesen Sør-Trøndelag
   Ingeniørgeolog Stig Lillevik, Statens vegvesen Sør-Trøndelag
   Kvalitetsleder/HMS-koordinator Svein Soknes, Statens vegvesen Sør-Trøndelag

7. **Gruvedriften på Svalbard**
   Bergmester Johannes Vik, Bergmesteren for Svalbard

8. **Nyheter fra NFF's Utviklingskommite**
   Senioringeniør Ingvild Storås, Vegdirektoratet

9. **Forbolting og sprøytebetongbuer erstatter full utstøpning**
   Ingeniørgeolog Kristin Hilde Holmøy, O.T. Blindheim AS
   Ingeniørgeolog Bent Aagaard, O.T. Blindheim AS

10. **Alkalifri akselerator - fordeler og ulemper**
    Prosjektingeniør, dr. ing. Christine Hauck, Veidekke ASA

11. **Er vi i ferd med å forby naturen?**
    Professor dr. ing. Tom Myran, SINTEF Bygg og miljøteknikk

12. **Under jord i Rana Gruber**
    Gruvesjef Arne Halsetrønning, Rana Gruber

13. **Utdanning av skytebaser**
    Seksjonssjef Hans-Jørgen Eriksen,Direktoratet for brann- og eksplosjonsvern

14. **Baneheia - driving, sikring, tetting**
    Prosjektleder Egil Tveide, Statens vegvesen Vest-Agder

15. **"Miljøsikre og samfunnstjenlige tunneler" – statusrapport fra baneprosjektet**
    Senioringeniør Kjell Inge Davik, Vegdirektoratet, Vegteknisk avdeling

16. **Uomsatt sprengstoff ved tunnelsprengning.**
    Miljø og sprengningstekniske aspekter
    Forskningsingeniør Jan Vestre, Dyno Nobel Europe

17. **Kapasiteter for planlegging av byggetid**
    Sivilingeniør Baroline Log, Institutt for bygg- og anleggsteknikk, NTNU

18. **Sprengning av Philips-bygget**
    Ingeniør Nils Ramstad, NOTEBY AS

DEL II FELLESSESJON BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK

19. **Anvendt bergmekanikk har spart en milliard på Heidrun**
Dr. ing. Gisle Stjern, Statoil
Siv. ing. Per Horsrud, Statoil
Siv. ing. Arild Agle, Statoil

20. **Tetningsproblematikken i Hallandsås**
Civilingenjör Kenneth Rosell, Banverket

21. **Nytt studieopplegg ved NTNU, og rekrutteringen til bransjen/universitetene.**
Professor Steinar Nordal, Institutt for bygg og miljøteknikk, NTNU

22. **Hydrologiske konsekvenser av tunneldrift – lekkasjekriterier og kontrollprogram**
Sivilingeniør Amund Gaut, Statkraft Grøner AS
Bjørn Kløve, Jordforsk
Terje Kirkeby, Statens vegvesen, Buskerud

23. **Klassifisering av tetthet og estimering av influensområdet for tunneler i tettbygde strøk**
Dr. scient Kevin J. Tuttle, Norconsult AS
Sivilingeniør Per Magnus Johansen, Norconsult AS

24. **Metodikk for bestemmelse av setningspotensiale og lekkasjekrav i urbane områder**
Teknisk direktør Kjell Karlsrud, Norges Geotekniske Institutt

GEOTEKNIKKDAGEN

25. **Lederens 10 minutter**
Sivilingeniør Hans Fritzvold, Norconsult AS
Leder i Norsk Geoteknisk Forening

26. **Lille Kirkholmen, Kragerø. Etablering av kunstig kanal ved hjelp av spunt og tørrmurer**
Sivilingeniør Hans Jonny Kvalsvik, Statkraft Grøner AS

27. **Sørkedalsveien 6, Oslo – dyp utgraving**
Sivilingeniør Nils Bergersen, NOTEBY AS, Oslo
Sivilingeniør Anders Bye, NOTEBY AS, Oslo

28. **Lydløs og vibrasjonsfri spunting – erfaringer fra Regionsykehuset i Trondheim**
Sivilingeniør Rolf H. Røsand, SCC Trondheim

29. **Miljøundersøkelser tilknyttet Oddernesveien løsmassetunnel i Kristiansand**
Sivilingeniør Roald Aabøe, Vegteknisk avdeling, Vegdirektoratet
Overingeniør Anne Braaten, Vegteknisk avdeling, Vegdirektoratet

30. **Lett, isolert vegkonstruksjon – forsøksprosjekt på Sandmoen, Trondheim**
Siv.ing. Even Øiseth, SINTEF Bygg og miljøteknikk
Dr. ing. Inge Hoff, SINTEF Bygg og miljøteknikk
Siv. ing. Arnstein Watn, SINTEF Bygg og miljøteknikk

31. **Lange stålrørspeler som friksjonspeler for brufundamenter.**
Ramming med diesellodd og Hydrohammer.
Erfaringer fra Sykkylvsbrua.
Sivilingeniør Ola Ellingbø, Norconsult AS

32. **CPTU kombinert med blokkprøvetaking ga økonomiske løsninger for Nykirke kryssingsspor**
Sivilingeniør Steinar Hermann, Norges Geotekniske Institutt
Sivilingeniør Tor Georg Jensen, Norges Geotekniske Institutt

BERGMEKANIKKDAGEN

33. **Lederens 10 minutter**
Cand. real. Eystein Grimstad
Leder i Norsk Bergmekanikkgruppe

34. **Oppgradering av Lieråsen tunnel**
Sivilingeniør Anders Beitnes, SINTEF Bygg og miljøteknikk

35. **Permanent vanntetting med sprøytbar membran i kombinasjon med sprøytebetong – erfaringer**
Bergingeniør Knut Garshol, MBT International Underground Construction Group, Sveits

36. **Skvisefjellet overrasket spesialistene på sprakefjell**
Cand. real. Eystein Grimstad, Norges Geotekniske Institutt

37. **Vann i basalttunneler – eksempler fra Breidadals- og Botnsheidi tunnel og Hvalfördur undersjøiske tunnel, Island**
Geolog Jón Haukur Steingrímsson, Diplomstudent Inst. for geologi og bergteknikk NTNU
Sivilingeniør Björn A. Hardarson, BAH Consulting/Prosjektleder Vatnsfell vannkraftverk

38. **Nedstengning og potensielle miljøkonsekvenser av underjordiske lagerhaller for råolje , Sola raffineri**
Hydrogeolog Joseph Allen, Norconsult AS
Sivilingeniør Hilde Salthe, A/S Norske Shell

39. **Mekanisk og hydromekanisk oppførsel av bergsprekker - noen relevante spørsmål**
Tekn. Dr. Roger Olsson, Statkraft Grøner AS

40. **Trollstigen. Omfattende og kompliserte sikringsarbeider på en spesiell vegstrekning**
Sivilingeniør Stein Heggstad, SCC Scandiaconsult

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2000

Produksjonsdirektør Bjørn Selnes, Statens vegvesen Vegdirektoratet
Formann i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk

ÅPNING – UTDELING AV ÅRETS GULLFEISEL

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

Samferdselsminister Terje Moe Gustavsen

OPS – OFFENTLIG/PRIVAT SAMARBEID

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2000

DUL HASTI HYDROELECTRIC PROJECT I KASHMIR

Sivilingeniør Erik Dahl Johansen
NCC Tunnelling AS

SAMMENDRAG

Jaiprakash Statkraft Anlegg JV ble tildelt kontrakten for ferdigstillelse av Dul Hasti Hydroelectric Project i Kashmir i India i 1997. Kontrakten omfattet boring av 5,1 km tunnel med en 8,3 m Ø TBM og dette var foranledningen til Statkraft Anlegg's deltakelse. I perioden mai 97 til juni 99 ble det boret 1220 m under vanskelige geologiske og tekniske forhold. TBM boringen ble oppgitt etter at maskinen ble begravet i da store mengder vann, slam, sand og blokker ble spylt inn i tunnelen. Tunnelen drives ferdig med konvensjonell drift. Prosjektet som skulle vært overlevert i januar 2000 er flere år forsinket.

SUMMARY

Jaiprakash Statkraft Anlegg JV was awarded the contract for completion of Dul Hasti Hydro Electric Project in Kashmir in India in 1997. The contract comprise boring of 5,1 km tunnel with 8,3 m diameter TBM. Statkraft Anlegg's participation in the project is connected to the TBM boring. From start of boring in May 1997 through dune 1999 the TBM bored only 1220 m under difficult geological and technical conditions. The TBM boring was abandoned after a major inundation where the TBM was buried. D&B method will be used for excavation of the remaining part of the tunnel. Commissioning date which was January 2000 will be several years later.

1. STATKRAFT ANLEGG / NCC I INDIA OG NEPAL

Dul Hasti Hydroelectric Project bygges av Jaiprakash Statkraft Anlegg JV (JSA JV). Statkraft Anlegg har vært engasjert i prosjektet fra anbudsregning startet i 1995.

Statkraft SF solgte Statkraft Anlegg til NCC med virkning fra 1. juni 2000. Underjordsvirksomheten i Statkraft Anlegg og NCC videreføres av NCC Tunnelling som er et heleiet datterselskap i NCC konsernet. NCC Tunnelling viderefører derfor engasjementet i Dul Hasti Prosjektet.

Statkraft Anlegg har sammen med Himal Hydro, Kvaerner Energy og ABB gjennomført utbygging av Khimti prosjektet i Nepal under en EPC kontrakt. Khimti er et 50 MW run off the river kraftverk med 10 km tilløpstunnel, 600 m trykksjakt og

kraftstasjon i fjell. Himal Power Limited der Statkraft SF er majoritetseier er byggherre for Khimti.

NCC har i samarbeid med Skanska gjennomført Uri prosjektet i Kashmir under en turn key kontrakt. Installasjonen i Uri er 480 MW, anlegget ble overlevert i 1997. Bygherre er den Indiske stat ved NHPC.

Uri og Khimti prosjektene er de første vannkraftprosjektet i regionen som er overlevert til rett tid.

India har en kraftproduksjon på 450 TWh, knapt 20 % kommer fra vannkraft.

Landet har et betydelig potensiale av vannkraft, særlig i Himalaya, men tilgang på kapital, manglende evne til å beslutte og gjennomføre prosjekter og ustabil politisk situasjon har bidratt til at utbyggingstakten er lav og langt under det som er behovet.

India har åpnet for privat finansiering og utbygging av vannkraft, men få prosjekter er gjennomført under slike modeller.

2. DUL HASTI HYDROELECTRIC PROJECT

2.1 Beliggenhet

Dul Hasti prosjektet ligger ved byen Kishtwar i Doda distrikt i delstaten Jammu og Kashmir i India.

Fig. 1 Kashmir med Jammu og Kishtwar. Prosjektet ligger ved Kishtwar

Elva Chenab går i en stor bue rundt Dul Dahr fjellmassivet fra inntaket på kt. 1200 ved Doda til kraftstasjonen på kote 1000 ved Hasti.

Chenab har sine kilder langt oppe i Himalaya, passerer Dul og Hasti og ender i Indus i Pakistan. Elva har ingen naturlige magasiner og sies å være en av de raskeste elver i verden. Vannføringen ved inntaket ved Dul varierer fra ca 300 m3/sek om vinteren til over 3 500 m3/sek på ettersommeren/høsten.

Adkomst til anlegget skjer via Highway 1 som går fra Jammu til Shrinagar. 110 km fra Jammu kommer en frem til Batote som ligger i Chenab dalføret. Herfra følger en dalen ca 120 km oppover til Kishtwar, Normalt tar en reise 6-10 timer med bil, med lastebil tar det et par dager.

Fig 2 Chenab dalføret med snøkledde fjell i bakgrunnen

2.2 Data for prosjektet

Hoveddata for Dul Hasti Hydroelectric Project er vist nedenfor.

Prosjekt navn	Dul Hasti Hydro Electric Project
Lokalisering	Kishtwar, Doda District, J&K, India
Vassdrag	Chenab
Byggherre	Indiske stat ved NHPC
Installert effekt	3x130 MW = 390 MW
Høgeste vannstand ved inntak	kote 1266
Vannstand ved utløp	kote 1030
Fallhøyde	ca 200 m

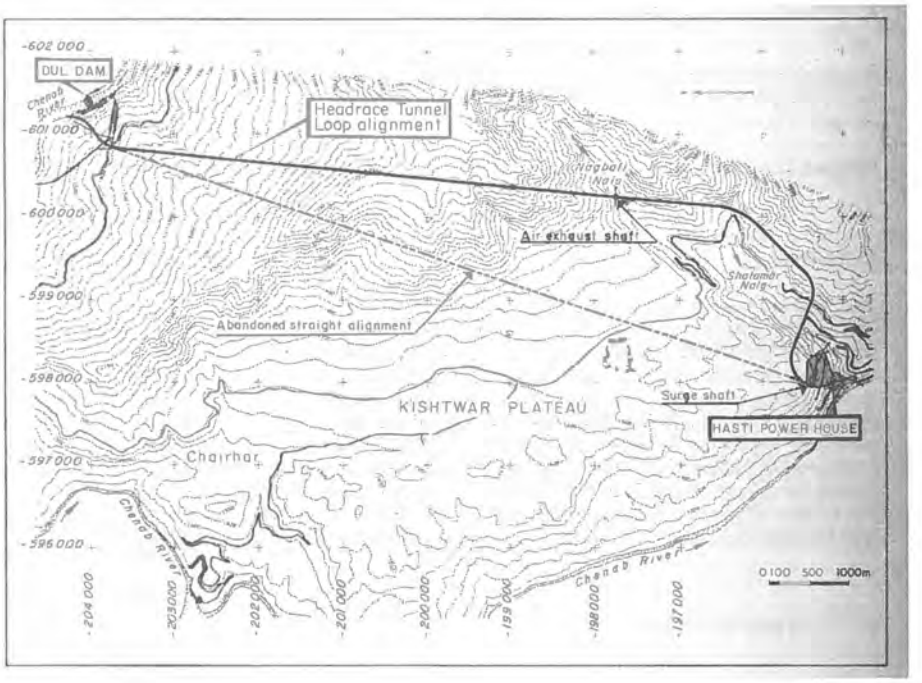


Fig. 3 Oversikt

Fig 4 Høgre side av dammen er støpt ferdig og elva er ledet gjennom lukene mens venster side bygges

Bygningstekniske arbeider	
Inntaksdam	Gravitasjonsdam i betong høyde 65 m lengde på toppen 186 m
Inntakskonstruksjoner	Tre 50 m høye inntakskonstruksjoner med inntak i tre høyder To sedimentajsons kammer med sjakter , luker og spyleanordning, ca 65 000 m3 i hver hall
Tilløpstunnel	Tverrsnitt ca 55 m2, boret / sprengt lengde 10, 6 km Planlagt TBM boring ca 6,7 km fra oppstrøms side, D&B fra nedstrøms Hele tunnelen skal lines med 50 cm betong. Vannhastighet i tunnelen er ca 5 m/sek.
Svingesjakt	90 m høg, 18 m diameter
Trykksjakt	145 m vertikal sjakt, delvis stålforet
Kraftstasjon i fjell	90m x 20m x 40 m
Trafohall i fjell	90m x 16 m x 30 m
Utløpstunnel	260 m
Byggetid	1. For første kontrakt med fransk gruppering var byggetiden 57 måneder fra oktober 1989, dvs ferdigstillelse sommeren 1994. Franskmennene forlot prosjektet i 1993. 2. Byggherren drev selv en begrenset anleggsdrift under arbeidet med nytt anbud / kontraktsforhanlinger fra sommeren 1995 til april 1997 da Jaiprakash Statkraft Anlegg JV undertegnet kontrakt og tok over anleggsarbeidene. 3. I kontrakten med Jaiprakash Statkraft Anlegg JV er byggetiden 33 måneder fra april 1997, dvs overlevering i januar 2000. 4. Forlenget byggetid pga vanskelig geologiske og lokale forhold. Antar ferdigstillelse år 2003/2004.

2.3 Geologiske forhold

Bergrunnen i området består av vekslende lag med kvartsitter og fyllitter i oppstrøms del og glimmerskifere og gneiser i ned mot kraftstasjonen. Overdekning er opptil 1200 m. Bergartene i Himalaya er unge og siden Himalaya fortsatt er i bevegelser har de vært utsatt for store forkastninger i nyere tid. Tillpstunnelen går gjennom Dul Dahr Rigde. Bergartsfordelingen langs traseen er vanskelig å forutsi pga . store foldninger og stor overdekning. Fra oppstrøms side har det vært vesentlig mer kvartsitt enn først antatt.

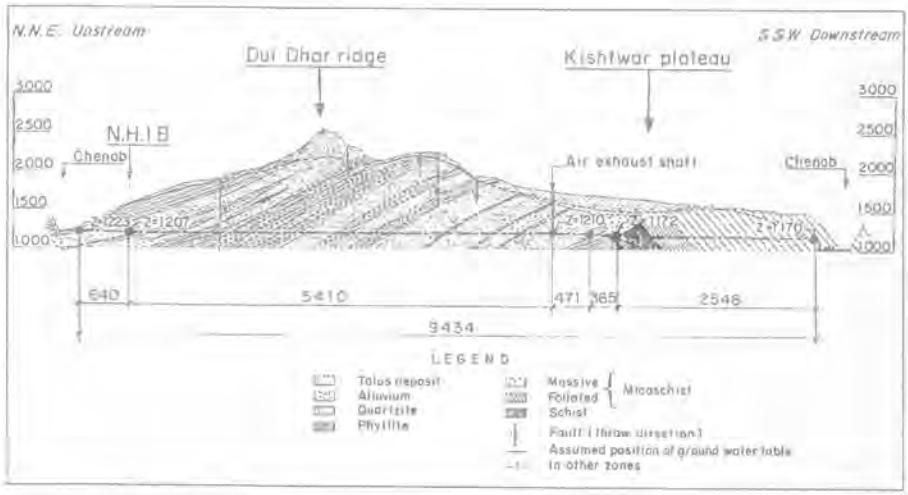


Fig 5 Lengdesnitt gjennom anlegget

2.4 Prosjektets fortid

Prosjektet har vært under planlegging siden tidlig på 70-tallet. National Hydroelectric Power Corporation (NHPC) er byggherre. Prosjektet hadde fransk finansiering og ble tildelt en gruppe franske selskaper på turn key basis. Kontrakten omfattet ytterligere undersøkelser, design og detaljplanlegging, bygging, levering og installasjon av elektrisk og mekanisk utstyr og overlevering innenfor en byggetid på 57 måneder fra oktober 1989.

Franskmennene startet arbeidene i i 1989 og drev frem til våren 93. De rigget arbeidsstedene ved Dul og ved Hasti med verksteder, lager, betongstasjoner, kontorer, innkvartering osv. Videre ble det bygget hovedkontor og boligområde for 200-300 utlendinger inkl. familier ved Kishtwar. Det ble også etablert sentralt verksted og lager i Kishtwar og anlagt en flyplass som kunne trafikkeres med Twin Otter.

Anleggsarbeidene startet på dammen og inntaket, i kraftstasjonen og på tilløpstunnelen med konvensjonell drift fra nedstrøms side og TBM drift fra inntaket. Tunneldriften støtte på problemer med dårlig fjell og store vannlekkasjer på begge stuffer. I 1992 fikk de et stort vanninnbrudd som begravet maskinen og stanset driften i mange måneder.

Nøyere geologiske undersøkelser viste at traseen, som var planlagt i en rett linje mellom inntak og kraftstasjon, måtte legges om og forlenges p.g.a. mangelende fjelloverdekning under store løsmasseavsetninger nær Kishtwar.

I 1991- 92 skjedde en opptrapping av aksjoner fra muslimske opprørere i området. Det ble plasert miner på anleggsvegene og en fransk formann ble kidnappet. Da dette utviklet seg til rene krigshandlinger mellom opprørere og militære høsten 92 evakuerte franskmennene alle familier men fortsatte likevel anleggsdriften. Den ustabile

situasjonen fortsatte og franskmennene avsluttet anleggsdriften og forlot området utover våren 1993. Utstyr og maskiner ble forlatt og overtatt av byggherren.

Kontrakten mellom NHPC og den franske gruppen ble avviklet og oppgjort i 1995. Deretter ble byggearbeidene for prosjektet sendt ut på nytt internasjonalt anbud, denne gangen som en mengderegulert enhetspriskontrakt der byggherren har ansvaret for prosjektering. El-mek leveransen og montering og Rådgiverdelen samt levering og montering av el-mek utstyr blir fortsatt ivaretatt av de franske selskapene.

Anleggsarbeidene var i full gang da franskmennene forlot. Ttrykksjakt og utløpstunnel var ferdig drevet ; dammen og inntakskonstruksjonene var i godt gjenge og tilløpstunnelen var drevet vel 1 km fra hver side. Tilriggingsarbeidene var omfattende og grundig utført og det var importert rikelig med hensiktsmessig anleggsutstyr med tilhørende delelager.

Fig 6 Riggområdet for TBM drift på Dul

2.5 Politiske forhold

Helt siden India og Pakistan ble selvstendige stater i august 1947 har det vært strid om Kashmir. Kashmir, som i utgangspunktet var uavhengig, ble invadert av Pakistan i 1947. Kashmir søkte hjelp hos India som, etter at Kashmir hadde gått med på å være en del av India, stanset Pakistansk fremrykning. Det ble våpenhvile i 1949 og Kashmir har siden den gang vært delt av en FN overvåket demarkasjonslinje. Det har siden vært flere kriger mellom India og Pakistan med utspring i denne konflikten. I perioder har det vært fredelig og området har hatt en positiv utvikling med betydelig lokal og internasjonal turisme. I 1990 startet en " low intensity war" der muslimske opprørere med støtte fra Pakistan satte i gang aksjoner for å presse den indiske regjeringen og

skape ustabilitet. De militante muslimske gruppene er delt i to. Den ene er for tilknytning til Pakistan, den andre vil ha et uavhengig Kashmir.

Siden kampene mellom de muslimske opprørerne og de indiske myndighetene brøt ut i 1990, har omkring 2500 til 3000 mennesker mistet livet hvert år og flere hundre tusen er drevet på flukt. Situasjonen i Kashmir er svært ustabil og India har store militære styrker i området. for å demme opp for de militante opprørerne. Nordmannen Hans Cristian Ostrø ble sammen med fire andre utlendinger tatt som gisler av en geriljagruppe i 1995. Indiske myndigheter gikk ikke med på geriljagruppens krav og Ostrø ble senere funnet drept, de fire andre gislene er aldri funnet. Det foregår hele tiden åpenbart grusomheter fra begge sider i konflikten. De muslimske gruppene utfører terrorhandlinger mot den hindu-delen av lokalbefolkningen og mot grupper og enkeltpersoner som samarbeider med regjeringen.

Doda District er overveiende muslimsk. I selve er det omtrent 50/50 med muslimer og hinduer. Da den indiske armeen rykket inn i Kishtwar området i 1992 oppstod det rene krigshandlinger mellom opprørere og de føderale styrkene. Siden den gang har det vært store troppestyrker i området. Det er tungt væpnede soldater over alt og stadige trefninger mellom soldater og militanter. Det sies at det er 10.000 personer knyttet til Dul Hasti Prosjektet, 3 000 hos entreprenøren, 2 000 hos byggherren og 5 000 militære og paramilitære styrker.

Arbeidene på Dul Hasti prosjektet utgjør selvsagt en dominerende andel av den økonomiske aktiviteten i distriktet. Da franskmennene forlot anlegget i 1993 fortsatte byggherren driften i egenregi – mer motivert av å opprettholde en stabil politisk situasjon enn av teknisk/økonomisk fremdrift på prosjektet. Det å legge anlegget dødt og avvikle den lokale arbeidskraften ville åpenbart skape misnøye og grobunn for oppslutning om opprørsgrupper. Fortsatt er rammebetingelsene for anleggsdriften i stor grad styrt av politiske/militære forhold mer enn av det vi oppfatter som objektive tekniske/økonomiske forhold. I et overordnet perspektiv er det kanskje viktigere at anleggsaktiviteten fortsetter enn at anlegget blir ferdig og strømmen sendes ut av Kashmir.

3. JAIPRAKASH STATKRAFT ANLEGG JV

Da arbeidene kom ut på ny entreprise var det en forutsetning at utstyr og driftsopplegg som var etterlatt av franskmennene skulle overtas av den nye entreprenøren og benyttes for videre anleggsdrift. Dette innebar at tilløpstunnelen fortsatt skulle drives med TBM fra oppstrøms side. NHPC krevet at entreprenøren skulle ha erfaring med TBM boring i hardt fjell med diameter over 7,5 m

Jaiprakash er en av de største Indiske entreprenørene. Jaiprakash har gjennomført store utbygginger og har flere kontrakter på vannkraftverk. De har stor erfaring fra dambygging og tunneldrift. De var interessert i Dul Hasti prosjektet men hadde ikke erfaring med TBM boring. De søkte bistand på dette området i Norge gjennom Rajinder Bhasin fra India som var stipendiat ved NGI. Etter først å ha kontaktet Nocon, som ikke var interessert i India og som heller ikke hadde nødvendig referanse, kom de

til Statkraft Anlegg som var interessert og som hadde referanse fra boring av 8,5 m Ø tilløpstunnel i Svartisen.

Statkraft Anlegg var reservert mot å gå inn i India på et risikofylt prosjekt, men vår nysgjerrighet og erfaring fra Nepal og generelle interesse for regionen gjorde at vi tok opp forhandlinger som ende med at Jaiprakash Statkraft Anlegg JV leverte anbud i 1995, Statkraft Anlegg er 2% partner i arbeidsfellesskapet men er ikke solidarisk ansvarlig.

Jaiprakash er har ansvaret for fremdrift og økonomi i prosjektet og likedan for all kommunikasjon med byggherren og alle kontraktsmessige forhold til byggherren.

Statkraft Anlegg inngikk en avtale med NGI om geologisk oppfølging i byggefasen. Under oppstart av arbeidene utførte NGI en kartlegging og oppdatering av det geologiske grunnlaget i et forsøk på å få bedre oversikt over hva som lå foran med hensyn på stabilitet, borbarhet og kutterforbruk.

4. ANBUD-KONTRAKT

Den norske ambassaden i Delhi anbefalte ikke at vi reiste inn i området i forbindelse med anbudsbefaring, men et par mann fra Statkraft Anlegg var likevel på befaring sommeren 1995 i den perioden anleggsarbeidene stod stille, etter at NHPC avviklet kontrakten med franskmennene, men før de selv fortsatte arbeidene. Franskmennene hadde gjort et omfattende og grundig arbeid med tilrigging for å drive et stort anlegg på et avsides sted. Det var rikelig med velegnet anleggsutstyr som var etterlatt i god stand og vel lagret på arbeidsstedene og på hovedverkstedet. Det var en forutsetning at den nye entreprenøren skulle overta utstyret fra NHPC til nærmere angitte priser.

Anbudet var basert på enhetspriser og mengdelister. Byggherren er ansvarlig for design. Jaiprakash regnet anbudet med input fra vår side med hensyn på TBM driften. Anbudssummen var ca 1,5 milliarder kroner og byggetiden ca 50 mnd. Skanska-NCC leverte også anbud, dette var lavere enn vårt men byggetiden var lenger. Byggherren ønsket en byggetid på 33 måneder, dette ble akseptert av vårt Joint Venture og på dette grunnlag kom vi til bordet.

Det ble langtrukne kontraktsforhandlinger i Delhi der et viktig punkt var vår posisjon i Joint Venturet, vi skulle både være med som en fullverdig part, men samtidig skulle vi ikke ha noe ansvar. Det ble etablert et finurlig avtaleverk som kunne aksepteres av alle parter. Høsten 1996 lå det an til undertegning av kontrakt og umiddelbar oppstart og vi begynte mobilisering i all hast. Imidlertid tok det ytterligere et halvår før vi undertegnet kontrakten 9. april 1997.

5. OPPSTART I KASHMIR

5.1 Nordmenn i Kashmir

I april 97 reiste vi med 5 mann til Dul Hasti. Det hersket fortsatt tvil om vi kunne operere på anlegget med tilstrekkelig sikkerhet for våre mannskap. Vurdering av sikkerhetsmessige forhold var noe av det viktigste under denne første turen til anlegget. I JV avtalen var det bygget inn en klausul om at vi kunne avstå fra å være på anlegget dersom vi vurderte at sikkerheten ikke var god nok.

Etter de tidligere kidnappingene – som ble en stor politisk belastning for India – var det innført strenge foranstaltninger for unngå angrep på utlendinger. I tillegg til den generelle militære tilstedeværelse er det alltid militær eskorte når vi beveger oss utenfor inngjerdet anleggsområdet. Enkelte ganger, når situasjonen var særlig spent, er det til og med væpnede vakter med inn i tunnelen. Når en kjører mellom arbeidsstedene eller til Jammu er det altid 4 mann med maskingevær i bil foran og det samme bak. Det er ikke anledning å ta en tur til byen eller gå i fjellene. Oppholdet på anlegget arter seg omtrent som i et fengsel med piggtråd og vakttårn rundt leiren og ingen bevegelsesfrihet. Fritiden kan brukes til å sove, se satellitt TV eller jobbe Vi har imidlertid aldri opplevd noen truende situasjon. Av og til, når en ser rett inn i geværpipa til en halvsovende soldat i følgebilen foran kan en føle at den militære eskorten mer utgjorde en risiko enn en trygghet. Våre folk har god kontakt med de lokale arbeiderne, selv om språket ofte er en hindring. Vi har aldri hatt inntrykk av at vi var uønsket eller at vi var mål for muslimske angrep.

Fig 7 Vår TBM ingeniør med solid beskyttelse ute på anlegget

Etter tre år i området og et stort antall reiser mellom Jammu og Kishtwar har vi en solid oppfatning av at bilkjøring på ugreie veger med crazy trafikk utgør en større risiko enn de muslimske separatistene.

Vi bor i enkle men greie hybelhus som var etablert av franskmennene. Maten i messa har variabel kvalitet men lite variasjon i matretter. Kylling var et gjennomgangstema som de fleste fikk nok av. Renslighet var ofte så som så og alle våre har hatt sine perioder med diare. Det var få som var overvektige etter to måneder på Dul.

5.2 Nedslitt utstyr

Vi kom til et anlegg som så annerledes ut enn da vi var på anbudsbefaring i 95. Som nevnt ovenfor hadde byggherren drevet et par år, med andre motiver enn teknisk/ økonomisk produksjon. Bl. annet var det ikke midler tilgjengelig for anskaffelse av deler og materiell, det ble tæret på det som var etterlatt av franskmennene – utstyr ble kaniblaisert..

Byggherren hadde boret ca 400 m med TBM, med lokalt mannskap som kun hadde vært et par år med franskmennene Det var for så vidt imponerende at de hadde fått det til, men både utstyr og produkt bar preg av de rammebetingelser som lå bak aktiviteten. TBM'en var i en sørgelig forfatning, likedan skinnegang, lok og vagger.

Vi gikk gjennom utstyret og satte opp en plan for reparasjon og vedlikehold samt for bestilling av deler. Videre ble vi enige om en bemanningsplan og en arbeidsplan.

5.3 Skiftplan - Bemanning

Vi valgte en skiftplan med to måneder arbeid og en måned avspasering. Mannskapet arbeidet 6 x 10 timer skift per uke, dvs. årlig arbeidstid var ca 2000 timer. I tillegg kom en del overtid. Statkraft Anlegg hadde til å begynne med følgende bemanning

	Totalt antall på prosjektet
Dagtid	
1 Produksjonsleder TBM	1
1 Maskiningeniør TBM	1
1 Kutter reparatør	1
1 Ingeniørgeolog (NGI)	1
På hvert skift	
1 TBM formann	3
1 Operatør	3
1 mekaniker TBM	3
1 elektriker TBM	3
Total	16 mann

Planen var å ha en tung norsk bemanning i starten og trappe denne ned etter hvert som inderne ble lært opp. På slutten hadde vi to mann per skift samt en produksjonsleder.

Samtlige av vårt personell arbeidet 2 måneder og hadde en måned avspasering.

Lokkjøring, skinnegang, betongelementer etc skulle ivaretaes av Jaiprakash med 6-8 mann per skift. En indisk arbeider koster omtrent 2 % av det en norsk arbeider koster og han er langt mindre kravstor med hensyn på arbeidstid, sikkerhet og arbeidsmiljø.

5.4 Entusiasme

I begynnelsen av mai 97 ankom de første mannskapene som straks begynte overhaling av TBM'en. Uheldigvis stod maskinen i dårlig fjell slik at det ikke var mulig å gjøre noe arbeid på fremsiden av borkrona, men det var nok av annet å ta fatt på. Det var et veldig press fra Byggherren og fra Jaiprakash om å komme i boring .

Det var stor entusiasme da presten velsignet maskinen i en høgtidelig seremoni og vi startet boring i slutten av Mai 1997. Alle var enige om at arbeidene skulle utføres etter international standard og vi skulle lykkes med den første TBM i Himalaya. Jaiprakash hadde dyktige ledere, men de var på mange måter handlingslammet pga den politiske situasjonen, og pga mangel på resurser Vi ble fort kjent med uttrykket "not avelabel". Dette gjald det meste fra gummistøvler til kutterbolter og viste seg etter hvert å bli en vesentlig årsak til at boringen ikke lyktes. Enda vanskeligere enn mangelen på deler og utstyr var kanskje mangelen på beslutninger.

Da vi startet i Dul Hasti var det liten aktivitet for skandinaviske TBM mannskap. Vi hadde derfor rikelig tilgang på folk og kunne ta med en mange gode drivere. De fleste fungerte bra, men det viste seg at vi ikke hadde lagt tilstrekkelig vekt på den enkeltes evne til å forstå og respektere en fremmed kultur. Vi hadde folk med oppriktige ambisjoner om å få til god drift, men deres utålmodighet og aggressivitet passet ikke inn i den langsommere virkelighet som var på Dul. En annen kategori var de resignerte som syntes det var umulig å få til noe og som bare var der for å fylle på lommeboka. De som lyktes var de som hadde forståelse og respekt for menneskene og forholdene og samtidig en balansert iver etter å få til produksjon.

6. TBM BORING

6.1 TBM

Franskmennene hadde kjøpte en ny Robbins Open Hard Rock TBM for prosjektet. Det ble lagt betongelementer i sålen under TBM. Skinnegangen ble lagt oppå elementene. Hoveddata for TBM og bakrigg fremgår av tabellen nedenfor.

TBM	Robbins 273-259
Diameter	8,33 m
Kuttere	58 stk 17" back loading
Inst. effekt på borhodet	2000 kW
Matekraft	12.899 kN
Vekt	636 tonn
Bakrigg	Enkel bakrigg som går på egen skinnegang på skulderen av betongelementene
Utkjøring	14 m^3 vagger, 40 t lok

Maskinen var utstyrt med en sonderbormaskin som dekket 110 grader i hengen. Videre var det arrangement for installasjon av stålbuer og netting.

Det var et krav i kontrakten at maskinen skulle modifiseres med bedre sonderborutstyr og utstyr for injeksjon og sprøytebetong.

6.2 Produksjon

Totalt er det boret 2860 m av ca 6,7 km som var planlagt.

Franskmenn	1991 - 1993	1 240 m
NHPC	1995 - 1997	400 m
Jaiprakash Statkraft Anlegg JV	1997 - 1999	1 230 m
Sum		2 870 m

Nedenfor følger noen summariske kommentarer fra driften.

Borbarhet	Fjellet var ekstremt slitende og inndriften var lav. Mesteparten av tunnelen er drevet i kvartsitt og kvartsrik gneis. Gjennomsnittlig inndrift lå på ca 0,7 m/time og kutterlevetiden var ca 45 m^3/kutter. I enkelte massive partier var inndriften nede i 10 cm per time selv om maskinen boret med full matekraft, kutterlevetider på under 20 m^3/ kutter var ikke uvanlig.
Knusningssoner	Tunnelen krysset flere soner der det måtte sikres tungt med stålbuer. Boringen startet før maskinen var skikkelig utstyrt for sonderboring, injeksjon og sprøytebetong. Dette gjorde at passering av sonene ble ytterst smertefull med utvikling av ras og støping foran maskinen. Fire større soner ble passert før maskinen måtte gi tapt i den femte.
Vannlekkasje	Det var store vannlekkasjer i forbindelse med sonene og ellers langs traseen I sonenen var kvartsitten veldig nedknust og vannet førte med seg store mengder finknust kvartsitt som medførte stor slitasje på borhodet og pakningene og tok livet av drenspumpene i tunnelen. I tillegg ble det veldig arbeidssomt å renske opp for å legge betongelementer.
TBM	TBM'en var i dårlig forfatning da vi overtok og den ble aldri helt god. Det var stor slitasje på pakninger til hovedlageret og selv om disse ble skiftet flere ganger var det store problemer med forurensning av smøreolje og følgende slitasje av smøreoljepumper Kutterhodet var også veldig slitt. Det var ikke mulig å få gjort skikkelige reparasjoner pga dårlige fjellforhold eller fordi vedlikehold ikke ble prioritert.

	Utover våren 99 ble helsa til maskinen stadig verre. Vi gikk grundig gjennom utstyret og anbefalte at det måtte gjennomføres en større overhaling dersom maskinen skulle være i stand til å fullføre tunnelen. Vi foreslo bl. annet å bygge om pakningsystemet, sveise opp kutterhodet. Under en denne operasjonen skulle også hovedlageret inspiseres og eventuelt byttes ut med et nytt som lå på lager i Kishtwar. En slik overhaling ville ta 2-3 måneder. Under denne tiden skulle en også gjøre en grundig oppgradering av skinnegang og lok og vagger.
Utkjøring	Skinnegangen var i en svært dårlig forfatning da vi tok over. Vi lyktes aldri å få til en god skinnegang slik at det gikk mye tid tapt i avsporinger og venting på vagger. Det var også kontinuerlig problem med lok og vagger pga manglende vedlikehold.
Deler og utstyr	Driften og vedlikeholdet av TBM utstyret led veldig under mangel på reservedeler og utstyr. Anskaffelse av deler og utstyr fra utlandet er kostbart og omstendelig og ble begrenset til et minimum ved at det ble kjøpt lokalt eller ved at det ikke ble kjøpt i det hele tatt.
Indisk mannskap	Selv om planen var å bemanne med 6 –8 alsidige indere i tillegg til våre mannskap, kom vi aldri under 30 indere på skiftet. Det var mange grunner til dette, ikke minst politiske, men også at det var mye arbeid med håndlasting av masser i forbindelse med legging av elementer og opprensking bakover i tunnelen. Det var også vanskelig å få en sveiser til å gjøre annet enn å sveise. Derfor måtte man også ha en som kunne bruke vinkelsliperen, dermed ble det mange. Selv om hver mann kostet nesten ingenting er det veldig uhensiktsmessig å ha så mange mann i tunnelen.
Statkraft Anlegg	Vi lyktes ikke å få til et skikkelig samarbeid med inderne. Det ble to lag i tunnelen, vi skyldte på inderne og de skylte på oss om det ikke var boring. Vi fikk en for passiv rolle som rene TBM mannskap med liten eller ingen innflytelse på resten av aktivitetene i tunnelen. Vår situasjon der vi ikke hadde noe økonomisk ansvar for driften gjorde at vi kom i en defensiv rådgivende rolle. Våre mannskap ble veldig kostbare for prosjektet , særlig fordi fremdriften var så lav. Etter påtrykk fra Jaiprakash trappet vi derfor ned bemanningen selv om inderne selv ikke var i stand til å ta over.

Ved siden av svært krevende geologiske forhold kan nok noe av årsaken til at TBM driften ikke har lyktes tilskrives store kulturforskjeller, ikke minst på tekniske områder Bonden som pløyer med okser og treplog eller ungene som sitter og pukker grus for hånd står i stor kontrast til TBM boringen på den andre siden av gjerdet.

6.3 Ras over maskinen

Maskinen boret inn i en stor knusningsone i juni 99. Sonen bestod av finknust kvartsitt som raste inn i tunnelen. Maskinen ble trukket tilbake for å få kontroll over situasjonen, men massene "fulgte etter" Maskinen ble trukket 17-18 m tilbake fra stuff, men det var fortsatt ikke mulig å starte borhodet pga. masser som bygget seg opp foran maskinen.

Forsøk på injeksjon strandet på vanskelige borbarhetsforhold og uegnet utstyr for boring og injeksjon. I samråd med byggherren ble det besluttet å stanse arbeidet og la sonen drenere ut. Det ble også lagt opp til å komme foran maskinen og frem til sonen med en by-pass. I denne situasjonen engasjerte Jaiprakash billige rumenske tunneldrivere gjennom The Robbins Company. Etter ønske fra Jaiprakash trakk vi våre "dyre" mannskap hjem. Det var underforstått at vi skulle tilbake dersom det ble videre TBM drift.

Det ble et langvarig arbeid med flere mislykkede forsøk på å stabilisere sonen. I februar var det drevet en liten tunnel frem til sonen og man forsøkte å etablerte et betonghvelv over TBM tunnelen. Den 21. februar, tidlig en mandag morgen da det ikke var folk inne på stuff, kom det et plutselig og voldsomt vanninnbrudd som spylte flere tusen m3 silt, grus og blokker inn i tunnelen. Vanninnbruddet skyltes trolig en oppbygging av stort vanntrykk i knusningssonen. TBM og bakrigg ble begravet av massene. Samtidig – trolig som et resultat av spenningsomlagringer som følge av innspyling av masser – kolapset tunnelen over maskinen. Heldigvis ble ingen mennesker skadd. Maskinen- som fra før av var i en dårlig forfatning – fikk ikke bedret sine odds i denne situasjonen, og det var åpenbart at det ikke var teknisk / økonomisk forsvarlig å berge maskinen og fortsette med TBM boring. Det ble besluttet å fortsette tunnelen med D&B fra oppstrøms side.

Fig. 8 Det er en TBM under her et sted, bare sonderbormaskinene som er montert oppe på maskinen synes.

Fra nedstrøms side var den konvensjonelle driften kommet frem til planlagt gjennomslag. Dat raset inntraff gjenstod ca 4 km mellom stuffene. Driften på nedstrøms stuff skal fortsette frem til gjennomslag. Etter gjennomslag skal tunnelen lines med 50 cm.

6.4 Overgang til konvensjonell drift

Oppdaterte prognoser for resten av tunnelen viser at

- mesteparten skal drives i ekstremt slitende kvartsitt
- der tunnelen går i fyllit er det fare for squeesing
- tunnelen skal passere 6-10 større knusningssoner
- det kan forventes store vannmengder med vanntrykk opp til 120 bar i forbindelse med knusninssonene

Jaiprakash har stor erfaring med tunneldrift i India, men forholdene i tilløpstunnelen lå nå langt utenfor det man hadde erfaring og utstyr for å takle. I tillegg var det mangel på kvalifisert mannskap og ledelse. Statkraft Anlegg og NCC tilbød seg å gå tungt inn med konvensjonell drift fra oppstrøms side for å øke fremdriften på prosjektet. Vi mente at vår kompetanse ville være verdifull både i forbindelse med driving og sikring av tunnelen gjennom knusningssonene og for tunneldriften for øvrig og at dette ville være økonomisk gunstig for prosjektet selv om vi planla å drive med kostbart utstyr og mannskap.

Jaiprakash valgte imidlertid å drive tunnelen videre allene med sine metoder og sitt utstyr. I mai startet Jaiprakash en by-pass bak bakriggen, ca 140 m fra stuff. Denne var drevet gjennom sonen i september og tunneldriften fortsetter foreløpig i godt fjell. Jaiprakash drev gjennom sonen med delt tverrsnitt, forbolting, injeksjon og sprøytebetong. Sonen var imidlertid drenert ut gjennom TBM tunnelen slik at man slapp å sloss mot store vannmengder og vanntrykk. Det er fare for at disse problemene vil komme sterkere tilbake når man treffer på de neste sonene.

7. RAISE BORING

Prosjektet omfatter også noen borede sjakter

pilot for svingesjakt	L = 90 m,	Ø = 2,4 m
ventilasjonssjakt på høybrekket i tilløpstunnelen	L = 427 m	Ø = 1,2 m

Franskmennene etterlot en Robbins 61 R Raise Drill som var forutsatt brukt til disse arbeidene. Ved nærmere inspeksjon viste det seg at denne maskinen var den samme som i 1971 ble innkjøpt til Sulitjelma Gruber. Etter å ha boret en rekke sjakter i Norge ble maskinen solgt til Frankrike i 1979 og har siden vært på vandring rundt i verden før den som 25-åring dukket opp i India. Jaiprakash hadde ingen erfaring med Raise Drill mens vi hadde mannskap i våre rekker som hadde boret med maskinen mens den var i Sulitjelmas' eie.

Fig 9 Maskinen velsignes ved en høgtidelig sermoni før boring starter. Presten ofrer en geit knuser en kokosnøtt mot maskinen som ledd i ritualene

Den første sjakta ble boret i 1998. Boringen gikk relativt greit og traff nøyaktig der den skulle. I den grad det var problemer undervegs var disse, på samme måte som for fullprofilboringen, knyttet til manglende forståelse for – eller vår manglende evne til å få gjennomslag for – hva som er viktig, for eksempel det å ha vann nok for spyling og det å ha kommunikasjon ved montering av rømmekrone.

Ventilasjonssjakta er egentlig for lang for en 61R maskin. Maskinen ble derfor bygget om og forsterket før den ble velsignet og vi startet boring av pilothullet i juli i år. NCC Tunnelling har to mann som driver denne maskinen. Sjakta bores hovedsakelig i kvartsitt som i enkelte partier er kraftig oppsprukket fordi sjakta ligger like i ytterkant av en stor knusningssone.

Borestedet ligger noe avsides til utenfor de etablerte anleggsområdene. Av sikkerhetsmessige grunner arbeides det ikke om natten og når våre mannskap er der er det alltid et antall væpnede vakter tilstede. Det at boringen må avbrytes om natten er en ulempe fordi mye tid går tapt når en må trekke opp noen rør hver gang boringen stanser.

Det er sparsomt med vann på boreplassen. Noe vann tilføres gjennom en 2 km lang vannledning som ofte er kuttet av i løpet av natten. I tillegg kjøres det til vann i tankbiler. Borevannet "renses" og gjenbrukes, men resultatet er at det er for lite vann og det vannet som er inneholder store mengder fint kvartsslam. Konsekvensen er stor slitasje på pumper, borstreng og borkroner.

Pilothullet er bare nede 230 meter ved utgangen av oktober. Det har vært nødvendig å støpe igjen borhullet flere ganger pga store lekkasjer som har gjort at borvannet har forsvunnet. I starten ble det benyttet for billige kroner slik at det ble svært hyppig opptrekk av strengen og skifte av borkrone – igjen viser det seg at det er dyrt å spare på kvalitet når forholdene er krevende.

Fig. 10 Terje Fagerthun finner seg vel til rette bak spakene på R61 som han boret med i Sulitjelma for nesten 30 år siden.

8. KONKLUSJONER

8.1 Arbeid i India

Samarbeidet med indisk entreprenør har vært en interessant erfaring. På tross av store kulturforskjeller er det lett å finne tonen mellom anleggsingeniører og i hvert fall på papiret er det ikke stor forskjell på måten å tenke og handle på. Vanskeligere blir det i felten når planer og metoder må tilpasses til det som er tilgjengelig av resurser og beslutninger. Arbeidskraft er billig og det er ubegrenset tilgang på ufaglærte arbeidere. Erfarne tunneldrivere er det ikke mange av, men det er mange gode emner. Allsidighet er ingen fremtredende egenskap, en sveiser er sveiser, han bærer ikke gassflasker, og en

mekaniker graver ikke med spade. Derfor blir det mange mann på stuff og mange som sover mens de venter på noe eller noen. Det meste er bestemt av skjebnen, kanskje det er av den grunn at planlegging er en lite utviklet egenskap. Det er ofte vanskelig å få beslutninger, det er verre å ta feil beslutning enn å la være å ta en beslutning.

De største problemene i kontrakten mellom Statkraft Anlegg og Jaiprakash har vært knyttet til økonomiske forhold. Det er vanskelig, omstendelig og nødvendig å etablere vanntette betalingsgarantier. Det er grunn til å regne med at den aller minste brist i et slikt opplegg blir oppdaget og utnyttet.

8.2 Må ha styringen

Vi kan ikke si vi har lyktes teknisk på Dul Hasti Prosjektet. TBM boringen har gått dårlig og måtte til slutt oppgis. Det har vært krevende fjellforhold, men vi er overbevist om at driften kunne gått mye bedre dersom vi hadde hatt større innflytelse på planlegging og gjennomføring av prosjektet. Skal man drive en TBM under krevende forhold kan det ikke spares penger ved å kompromisse på utstyr, reservedeler og vedlikehold.

På tross av de vanskeligheter vi har møtt på Dul Hasti er vi overbevist om at TBM drift er et godt alternativ for driving av lange tunneler i Himalaya dersom det velges rett utstyr og driftsopplegg. Konvensjonell drift kan være å gjennomføre der det er knapphet på resurser og erfaring.

Neste gang vi skal inn i prosjekter i India skal vi gjerne samarbeide med indiske selskaper men vi skal ha styringen.

8.3 Krig gjør det ikke enklere

Det å arbeide i et krigsområdet ugreit. Det er ubehagelig og uhensiktsmessig å være avhengig av væpnet eskorte overalt og det at man ikke kan være turist i området gjør at opplevelsen ved anleggsoppholdet blir sterkt redusert. Våren 99 var det kraftige trefninger mellom Pakistan og India langs Line of Control. I slike perioder og når de muslimske aktivistene er særlig aktive kan det være en psykisk belastning å være i området. Vår overordnede polici var at vi ikke skulle utsette vårt personell for risiko. Vi hadde jevnlig kontakt med den norske ambassaden og vi hadde avtale med Norsk Luftambulanse om evakuering i kritiske situasjoner. Med de sikkerhetstiltak som var rundt oss har vi aldri følt reel risiko.

8.4 Nye prosjekter

India har stort behov for elektrisk kraft. Av et potensialet er 84.000 MW er bare 15 % bygget ut. India har et etablert system for privat finansiering av vannkraft. Det er et stort og interessant marked for utenlandske entreprenører som ønsker å gå inn med planlegging, finansiering og bygging av kraftverk.

NCC bearbeider to andre store prosjekter i Kashmir. Sawalkot som ligger nedstrøms for Dul Hasit i Chenab elva og Khisanganga som ligger nord for Shrinagar helt på grensen mot Pakistan. Begge disse prosjekter er EPC kontrakter der vi sitter i førersetet sammen med henholdsvis Hochtief og Skanska.

Referanser

1. J. Binquet, D. Devaley and D.R. Venkatesha, the Challenges of the Dul Hasti Hydroelectric Project, International Water Power and Dam Construction, Oct. 1992

2. E. Divatia, C.R. Venkatesha, J. Finquet and G.Colombet, Design of 10,6 km long Headrace Tunnel for Dul Hasti Hydroelectric Project, India

TUNNELER I CHILE
ERFARINGER MED BRUK AV NORSKE METODER

Tunnels in Chile. Experience using Norwegian support methods.

Ingeniørgeolog Werner Stefanussen
O. T. Blindheim AS

SAMMENDRAG

Under bygging av to lange vanntunneler for et gruveselskap i Chile ble det påtruffet svakhetssoner med store vannmengder under høyt trykk, og bergartstyper og spenningsforhold som medførte store deformasjoner i tunnelene. Tradisjonell sikring med bruk av stålbuer ble endret til bruk av sprøytebetong i kombinasjon med armerte ribber. For å unngå problemer med store, ukontrollerte vanninnbrudd ble det etablert prosedyrer for sonderboringer foran stuff, samt injeksjon foran stuff.
Erfaringene ble presentert på en nasjonal fjellsprengningskonferanse i 1999, samt et seminar om sprøytebetong i 2000 i Chile.

SUMMARY

During the construction of two long watertunnels for a mining company in Chile some big fault zones with large water amounts with high static pressure caused loss of the tunnel face. Additionally, soft rock types in combination with high rock pressure caused large deformations in the tunnels. Traditional rock support by use of steel arches were changed to fiberreinforced shotcrete with ribs of reinforcement bars. To avoid big uncontrolled water ingresses, procedures for exploratory probe drillings ahead of the face, and injection grouting ahead of the face were established.
The experience from the use of these Norwegian support measures have been presented on a national mining conference in 1999 and a seminar on shotcrete in 2000 in Chile.

INNLEDNING

I løpet av de siste tre årene har jeg hatt gleden av å utføre rådgiver-oppdrag, samt delta på to faglige konferanser i Chile. I forbindelse med deltakelse på en av konferansene, høsten 1999, fikk jeg et økonomisk bidrag fra Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk og Norsk Bergmekanikkgruppe. Jeg er i den anledning invitert til å holde dette foredraget for å presentere mine erfaringer fra oppholdene i Chile.

Artikkelen inkluderer både mine erfaringer som rådgiver for tunnelarbeider, samt de erfaringene jeg har gjort gjennom deltakelse på konferansene.

Rådgiver-oppdragene ble utført for to store kopper-gruveselskaper i Chile. Oppgaven som rådgiver var å foreta vurderinger og valg av drivemetoder for å passere rasområder i tunneler. Det ble også nødvendig å revidere drifts- og sikringsopplegg i tunnelene.

Høsten 1999 deltok jeg på den årlige konferansen for gruveindustrien i Chile. Denne kan sammenlignes med vår norske Fjellsprengningskonferanse. På denne konferansen presenterte jeg mine erfaringer fra mine to oppdrag i Chile.

Våren 2000 deltok jeg på et seminar om Norwegian Method of Tunnelling (NMT), arrangert av Robocon Latinoamerika og NFF. Jeg var en av deltakerne i en norsk gruppe på 10 personer som representerte Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk ved å holde foredrag på seminaret. Også i denne forbindelsen var NFF aktivt med ved å betale deler av reiseutgiftene for turen.

LITT GEOGRAFI

Figur 1: Kart over Chile med Andina, Pelambres og Antofagasta

Chile ligger på vestkysten av Sør-Amerika, og strekker seg med sine 4000 km lengde fra sørlige vendesirkel til 55 grader sørlig bredde. Landet har et flatemål omtrent dobbelt så stort somNorge og det er ca 14 millioner innbyggere. Mesteparten av befolkningen bor i de store byene, hvorav ca 5 millioner i hovedstaden Santiago.

Bortsett fra å være langt og smalt er Chile også kjent for å ha Andesfjellene i øst. Fjellkjeden som har fjelltopper over 6000 meter med Aconcagua (7021 m.o.h) som den høyeste toppen i Sør-Amerika. Klimaet varierer fra varmt og tørt ørkenklima i nord til kjølig og fuktig klima i sør. For oss nordmenn er Chile godt kjent som en stor vinprodusent, men det er nok kopper som er det viktigste råstoffet for utenrikshandelen og økonomien i Chile. Oppdrett av laks er også en stor næring, og Chile ligger kloss etter Norge i produsert kvantum. I den sørlige delen av landet er naturen på mange vis lik norsk natur. Her finnes fjorder, elver, innsjøer, fjelltopper med snø og isbreer på, men i tillegg er det mange

vulkaner. Utbyggingen av vegnettet er bra, med god standard, mens jernbanenettet som er gammelt, ikke er i funksjon i dag. Flykommunikasjonen er godt utbygd, og prisene for innenriks fly er rimelig.

De to anleggene som jeg skal beskrive ligger nord for Santiago. Andina ligger ca 1,5 times biltur nord for Santiago, mens Pelambres ligger ca 6 timers biltur nord for Santiago.

TUNNELER FOR SLAMTRANSPORT CODELCO, DIVISJON ANDINA

Generelt

Codelco er det største statlige gruveselskapet med fem divisjoner (gruveanlegg). En av divisjonene heter Andina og ligger ca 15 mil nord for Santiago, i de sentrale deler av Andesfjellene. Administrasjonskontoret ligger ca 1 times kjøring fra grensen mot Argentina, på ca 1500 m.o.h. Selve gruvene, dagbruddene og underjordsgruvene, ligger på ca 3000-3500 m.o.h. De høyeste toppene rundt anlegget er ca 6000 meter.

Andina er inne i en omstillings- og effektiviseringsprosess, som mange andre koppergruver i Chile. De ønsker å forbedre effektiviteten og utvide den årlige kopperproduksjonen. For alle koppergruvene må det benyttes sedimentasjonsbasseng for å rense vannet før det slippes ut til resipient. I forbindelse med rasjonaliserings- og utvidelsesprosessen ved Andina er det anlagt en nytt sedimentasjonsbasseng som ligger ca 4 mil vest for gruveanlegget. Dette medfører at slamvannet fra oppredningsverket må føres i kanal frem til sedimentasjonsbassenget. I den forbindelse er det bygget fem tunneler på til sammen 42 km lengde. I tillegg er det bygget kanaler i dagen over flere kilometers lengde.

Geologi

Andesfjellene er kjent som en ung vulkansk fjellkjede, med store tektoniske forkastninger. På relieffkartet på figur nr 2 vises fjellkjeden der den strekker seg fra sør til nord i Sør-Amerika. Alderen på fjellkjeden er bare ca 80 millioner år, det vil si bare "barnet" i forhold til våre kambro-siluriske bergarter med sine 400 millioner år, for ikke å snakke om våre eldste gabbroer i Lofoten med sine 3000 millioner år.

Bergartene i Andesfjellene i området for Andina består av vulkanske andesitter, intrusive granitter og lavmetamorfe sedimentære bergarter. Andesittene og granittene er sterke bergarter med god kvalitet, men de sedimentære breksjene og konglomeratene, for ikke å snakke om de kalkholdige silt- og leirbergartene, tilhører det vi omtaler som "soft rock".

Med så høye fjellmassiver, og så variert geologi, vil det bli store spenningsytringer, samt at overraskelser i form av store vannmengder også må forventes.

Figur 2:
Relieffkart hvor fjellkjeden Andes vises tydelig.

To lange tunneler

De to lengste tunnelene som er bygget for transport av avgangsmassene fra oppredningen er 10 km og 8,7 km lange og har tverrsnitt 15,6 m^2.

Tunnelene er drevet med konvensjonelt utstyr, men ikke alltid etter norske prinsipper for driving og sikring. De geologiske undersøkelsene var ikke spesielt grundige, blant annet på grunn av svært vanskelige terrengmessige forhold for kartlegging.

For bestemmelse av sikring ble Q-metoden benyttet, sammen med forhåndsdefinerte sikringsklasser. Sikringsklassene varierte fra spredt bolting til full utstøpning med stålbuer. Det er viktig å legge merke til at stålbuer ble benyttet i flere klasser, også der det ikke var påtenkt å skulle utføre full betongutstøpning.

Entreprenøren som ble tildelt entreprisen for tunnelene var fransk. På grunn av store problemer underveis ble den franske entreprenøren byttet ut til fordel for lokale entreprenører med sterk byggherreadministrert drift.

Ras på stuff

Drivingen av tunnelene gikk bra i starten, men da man nådde inn i granittkomplekset med store spenninger, åpne slepper og noe vann, ble inndriften hindret som følge av vannproblemer. Drivingen fortsatte imidlertid som før, med bruk av "marchiavanti" (jernbaneskinner) og stålbuer som sikring. I februar 1997 ble en stor svakhetssone overraskende påtruffet på en av stuffene, og det gikk et stort ras på stuff. Det kom inn store mengder løst fjell, sand, grus og stein, og vannmengden ble målt til 600 l/sekund. Utover februar og mars foregikk det diskusjoner blant anleggsledere og byggherre om hvilke tiltak som skulle iverksettes for å passere problemområdet. Da jeg ankom

anlegget i begynnelsen av april 97, var det fortsatt ikke tatt noen avgjørelse på hvordan problemet skulle løses. Det første vi etterlyste var informasjon om hva slags problem vi stod overfor. Et ras var et faktum, og store vannmasser var også et faktum, men hva var å forvente videre fremover og hvordan var massene i sonen og hvor bred var sonen? Situasjonen på stuff er vist på fotoet i figur 2. Her ses sikringen med stålbuer, rasmasser på stuff og store vanninnbrudd.

Figur 2: Situasjonen på stuff i april 1997.

Vi laget et program for kjerneboring, og fikk fortløpende informasjon fra boringen. Det viste seg da at vi stod foran en ca 20 meter bred svakhetssone som inneholdt finsand, grus og stein. Løsningen ble å foreslå en by-pass.

Men det var også behov for å justere på driftsopplegget og sikringsmetodene. Det viste seg at det var ikke foretatt sonderboringer foran stuff, og det var ikke planlagt bruk av injeksjon for å kontrollere vannlekkasjene og forbedre mulighetene for å kunne benytte sprøytebetong som arbeids- og permanent sikring. I stedet ble det benyttet jernbaneskinner og stålbuer, samt plastduk for å lede bort vannet. Dette systemet vises på figur 3.

Figur 3: Viser bruk av stålbuer, jernbaneskinner og plastduk som sikringsmidler

Sonderboring og injeksjon foran stuff

I løpet av noen hektiske dager ble det laget prosedyrer for sonderboring foran stuff, samt prosedyrer for injeksjon foran stuff. Pakkere var ikke å oppdrive på anlegget, så det måtte vi få laget på verkstedet, ut fra egne skisser. Det var kun industrisement tilgjengelig, men det var tilstrekkelig for å injisere de groveste sprekkene slik at lekkasjene ble holdt under kontroll.

Det tok selvsagt lang tid å gjennomføre første injeksjonsrunde med et mannskap som ikke var vant med å injisere, og som dessuten var svært skeptisk og ikke forstod hensikten med å bruke så mye tid på noe som etter deres mening ikke ville fungere. Etter avsluttet injeksjon av de første 20 meterne i by-passen, fikk imidlertid pipa en annen lyd da drivingen startet, og det fremstod en nesten tørr tunnel. Sikring med spredte bolter gikk som en drøm, og inndriften økte deretter.

Passering av svakhetssonen

Ut fra resultatene fra kjerneboringene inn i svakhetssonen var vi imidlertid svært skeptiske med hensyn på å skulle passere denne med bruk av kun industrisement. Bestilling av mikrosement ble satt i verk, men hadde lang leveringstid. Utprøving av et stort utvalg av blanderesepter for å finne egnete blandinger for injeksjonsmasse ble satt i gang, og etter hvert var vi klare til å gå i gang med den store oppgaven. Vi fulgte det vanlige norske opplegget med å drive fram til passe avstand fra sonen, bore injeksjonshull, injisere til definert mottrykk eller volum, for så å fortsette til vi hadde ønsket resultat. Spenningen var stor da vi startet med drivingen med korte salver, og klar beskjed om å være raskt ute med sikring med sprøytebetong. Det var klar beskjed fra prosjektlederen at ansvaret for gjennomføringen for drivingen gjennom svakhetssonen lå i våre hender. Alt gikk imidlertid uten problemer. Sikringen ble utført

med sprøytebetong og armerte buer, og ettersikret med ytterligere sprøytebetong. Vi kunne flere steder se herdet cementmasse i sprekker. Kontroll med stabiliteten ble gjennomført med deformasjonsmålinger som fortsatte flere måneder etter at sonen var passert.

Store deformasjon i svake bergarter

Deler av en av tunnelene ble drevet gjennom leirstein (marl) og breksje. Disse bergartene har svært lav trykkstyrke, og leirsteinen inneholder også mineraler med svellende egenskaper. Stor fjelloverdekning, mer enn 1000 meter, og dertil hørende store bergtrykk, resulterte i store deformasjoner i tunneltverrsnittet. Som nevnt innledningsvis ble tunnelene i utgangspunktet sikret med stålbuer og sprøytebetong, samt nett. Stålbuene er en stiv sikringsmetode som ikke tillater store deformasjoner før påkjenningene blir store. Under dårlige fjellforhold vil det også ofte oppstå nedfall av fjell, og de prefabrikkerte stålbuene vil da ikke passe til det aktuelle profilet. Stabling av stein, planker, jernbaneskinner etc mellom buene og fjellet medfører også en ujevn belastning på stålbuene. Resultatet i disse partiene med svake bergarter var at sålen, som ikke var sikret, begynte å komme opp, samtidig som buene ble deformerte og presset innover i tunnelen. Med opptil 30 cm løfting av sålen og 30 cm reduksjon i tunnelbredden medførte det problemer for den sporbundne transporten, samt at deformasjonene bare fortsatte å utvikle seg. Fotoet i figur 4 viser deformerte og skadete stålbuer.

Figur 4: Bildet er tatt fra et område hvor stålbuene var blitt presset inn, og delvis skadet. Åpningen i sammenføyningen mellom øvre og nedre bue var opptil 2 cm.

Ny design

Etter å ha fått klarlagt forløpet fra sprengningen av tunnelen, sikringsutførelse, og utvikling av deformasjonene og skadene, var det opplagt at denne formen for driving og sikring ikke var brukbar under slike forhold. Vi foreslo å benytte mer fleksibel sikring med fiberarmert sprøytebetong, bruk av armerte sprøytebetongbuer, og endring av tunnelprofilet. Før vi fikk gjennomslag for våre ideer måtte vi utføre laboratorieanalyser av bergartsprøver med hensyn på svelleegenskaper, videre måtte vi angi hvilke krefter vi skulle dimensjonere for, og vi måtte dokumentere at vår konstruksjon kunne tilfredsstille dimensjoneringskriteriene. Å oversette sprøytebetongbuer til spansk medfører et svært langt uttrykk med mange ord, og buene ble derfor kalt "Marcos Noruegos" (norske buer), noe jeg ikke hadde noe imot.

Etter en kort innkjøringsperiode med opplæring av folk på stuff i å montere buene, gikk det uten problemer, og det viste seg også at effektiviteten økte og inndriften i tunnelen økte betraktelig. Det tok like lang tid å montere tre norske buer som det tok å montere en stålbue (inklusive fylling av hulrom bak stålbuene, påføring av sprøytebetong og montering av festebolter).

OMLØPSTUNNEL I LOS PELAMBRES

Ved gruveanlegget Los Pelambres er det bygd en omløpstunnel i forbindelse med en dam for et sedimentasjonsbasseng. Tunnelen er ca 5 km lang, og har et tverrsnitt på ca 25 m2. Det ble benyttet konvensjonell drift, med hjulbundet transport. Også i denne tunnelen var det forventet vanskelige fjellforhold med svake bergarter, samt en del svakhetssoner. Kartlegging av geologien var foretatt på forhånd, og var godt kjent. Det ble heller ikke her utført noen form for sonderboring foran stuff, og det var ikke noen prosedyrer for forinjeksjon for fjellstabilisering eller vannkontroll. I mars 1999 ble det påtruffet en svakhetssone litt tidligere enn forventet, og det gikk et stort ras på stuff. Det ble umiddelbart startet sonderboring med borriggen for å undersøke sonen, og da undertegnede ankom anlegget forelå de første informasjonene. Det ble imidlertid også utført kjerneboringer for å få bedre informasjon om massene i sonen. Svakhetssonen var ca 15 meters bred, og krysset tunnelen med liten vinkel. Det var ikke vann av betydning, så det hadde ikke hatt noen stor innvirkning som utløsende faktor for raset. Sidefjellet var imidlertid også av dårlig kvalitet, så det måtte forventes å kunne bli vanskelige fjellforhold et godt stykke fremover. Årsaken til raset var for dårlig sikring av veggene i området der sonen kom inn i tunnelprofilet, og med svikt i dette partiet utviklet det seg fort til en total kollaps.

Vår oppgave ble å gjøre endringer av drifts- og sikringsopplegg. Spesielt var det viktig å få endret prosedyrer for sonderboringer foran stuff, samt å få bort bruken av stålbuer. Det var meksikansk entreprenør som hadde en kontrakt som gjorde det vanskelig å få bort stålbuene. Det ble imidlertid forhandlet frem en avtale om at raset, og området videre framover med vanskelig fjell skulle tas ut av kontrakten og skulle dermed utføres etter spesielle anvisninger med bruk av norske sikringsmetoder. En av de største ulempene med bruk av stålbuer er at monteringstida med meisling og tilpassing tar lang tid, og i mellomtiden utvikler det seg raske deformasjoner i de svake bergartene.

Løsningen ved dette anlegget ble også en by-pass, bruk av sprøytebetong med fiber og Marcos Noruegos.

KONFERANSE OG SEMINAR

Konferansen høsten 1999 var som tidligere nevnt en konferanse på lik linje med vår Fjellsprengningskonferanse. Her var det foredrag i tre dager til ende i tre parallelle sesjoner. Det var selvsagt fokusert på gruvedrift, med prosesser, utstyr, undersøkelser, markedsutsikter etc. Det knytter seg stor spenning til markedet for kopper, som er den største økonomiske ressursen i Chile. Chile produserer ca 40% av verdens kopperforbruk.

Men i tillegg til selve gruveprosessene var det også fokusering på tunneldriving og sikringsmetoder. Mitt foredrag om norske metoder under tunneldrift fikk derfor stor interesse, og det var mange spørsmål som ble reist etter foredraget.

Konferansen var lagt opp med ekskursjoner og mange muligheter for å skaffe nye, viktige kontakter.

Seminaret, som ble holdt i Santiago av Robocon /NFF i mai 2000 var et mindre seminar med spesielt inviterte personer. Her var representanter fra flere land i Sør-Amerika, samt fra entreprenører, konsulenter og byggherrer. Hensikten med seminaret var å presentere norske metoder for planlegging og bygging av tunneler, og da i første rekke vegtunneler. Bruk av våtsprøytet fiberarmert betong var et selvsagt tema. det var presentasjon av klassifiseringssystemer, Vegdirektoratets håndbøker for tunnelbygging, tilsetningsstoffer i sprøytebetong, erfaringer fra verdens lengste vegtunnel (Lærdalstunnelen), frysesonen i Oslofjordtunnelen, undersjøisk tunnel på Island, samt erfaringer fra anlegg i Sør- og mellom-Amerika. Ut fra spørrelysten til deltakerne syntes det som om seminaret var vellykket.

GENERELT OM TUNNELDRIFT I CHILE

Chile er ingen nybegynner når det gjelder fjellarbeid. I forbindelse med gruvedrift er det bygget utrolig mange kilometer med tunneler. Det er imidlertid bare et fåtall vegtunneler i Chile. Der er det manglende erfaringer, retningslinjer, normaler og forskrifter for prosjektering og bygging.

Ut fra min erfaring er det i dag stor interesse for å lære mer om nye metoder for driving og sikring av tunneler. Utstyrsparken er generelt i god stand, men størrelsen på utstyret er mer tilpasset for små tverrsnitt enn for større vegtunneler. Som et eksempel på ønsket om å tilegne seg mer erfaringer ble det ved anlegget Los Pelambres bestilt to road-headere for å prøve å øke inndriften i svake bergarter. Dette forsøket ble imidlertid en fiasko, da fjellforholdene bestod av vekselvis myk leirstein/breksje og hard sandstein/kvartsskifer. Inndriften ble totalt 15 meter på to stuffer i løpet av 1 måned, og

herligheten kostet ca 1 million dollar (til vårt forsvar må vi si at vi frarådet å gjennomføre forsøket).

En av de tingene som imponerte meg og som jeg ble overrasket over, var sikkerhetsnivået i tunnelene og i forbindelse med anleggsdriften. Det var for eksempel påbudt med vernebriller i tillegg til vernesko, hjelm og refleksvest i tunnelene. En annen ting var varslingsrutiner ved transport. Anlegget på Andina ligger høyt til fjells i et avsides område, og vegen er i enkelte partier svært rasfarlig. Det er påbudt å melde seg ved bommen før du får kjøre opp til anlegget, og bilen blir registrert ved ankomst til anlegget. Radioforbindelse mellom bomstasjonen oppe og nede gjør det mulig å holde kontroll. I vinterperioden (juni-august) kan det komme store og plutselige snøfall. Dette gjør forholdene utrygge med hensyn på snøras og også framkommeligheten på vegene. Kontroll av bilene med hensyn på å ha med spade og kjettinger er en rutine. Her kan også nevnes at i tilfelle snødekt hovedveg var politiet ute og utførte kontroll av kjettinger. De som ikke hadde kjettinger påmontert, eller medbrakt, ble nektet videre ferd. Dette ble jeg selv utsatt for på veg til kontoret en morgen, men det var ikke problem å få haike med en hyggelig kollega.

Arbeiderne holder jevnt over god standard, og er dyktige fagfolk. Hvis jeg skal trekke frem noe negativt må det være ventilasjonsforholdene i tunnelene. Luftkvaliteten kunne i enkelte tilfeller være svært dårlig. I en av tunnelene målte vi 38 grader på stuff, ca 5 km inn i fjellet. det skal legges til at det kan være en utfordring å skaffe god ventilasjon når temperaturen i fjellmassen ligger over 30 grader, og utelufttemperaturen er på 30-35 grader. Før vi kom så langt som til å undersøke mulighetene for forbedring ble denne stuffen stoppet på grunn av omlegging i drifta.

Det som ut fra mine erfaringer kan trekkes frem i forhold til hva vi nordmenn kan bidra med, vil være i forbindelse med prosedyrer og rutiner for kontroll under drivingen, samt utførelse av injeksjon og bruk av alternative sikringsmidler. Vi skal imidlertid ikke være for raske ute med å si at vi kan ha inndrifter på mer enn 50 meter pr uke og hevde at dette kan obverføres til Chile (eller andre land). Geologiske forhold, samt kulturelle aspekter må også tas i betraktning. dette gjelder både for planleggere og ikke minst for entreprenører som skal prøve seg ute.

FREMTIDIGE PROSJEKTER I CHILE

Chile står overfor flere utfordringer når det gjelder veg og tunnelutbygging. Det er fortsatt ikke vegforbindelse helt sør til Ildlandet. For å komme fra Santiago til Ildlandet må en kjøre gjennom Argentina, noe som er både langt og lite ønskelig fra Chilenerne side med hensyn på forsvarsstategi. Det gjenstår å bygge ca 200 km veg i svært vanskelig terreng. I dette området så langt sør er også de klimatiske forhold ekstreme, og vintrene er på linje med våre vintre med mye nedbør, snø og temperaturer langt under frysepunktet.

For gruveindustrien vil det fortsatt foregå utbygginger i forbindelse med oppgraderinger og nye gruver. Dette vil også skape behov for tunnelprosjekter.

Når det gjelder de mer urbane strøk, foreligger det mange planer for utbedring av vegnettet i og rundt Santiago, hvor det også inngår store tunnelutbygginger. Det kan for eksempel nevnes at det nå foreligger planer for bygging av en to etasjers veg under Rio Mapocho i Santiago sentrum. Dette vil være en stor utfordring da det er store løsmasseavsetninger i området.

Norsk teknologi med bruk av utstyr, organisering av prosjekter, beslutningstaking, og ikke minst metoder for å kontrollere sikkerheten i inndrift og raske, enkle sikringsmetoder kan være konkurransefortrinn. Men, det må også gjøres oppmerksom på at de geologiske forhold kan skape store usikkerheter og dertil hørende store overraskelser. Det er ikke meg bekjent at det er drevet tunneler i Norge gjennom sedimentære unge bergarter hvor det har oppstått store deformasjoner over flere hundre meter. Det kan også være en overraskelse å støte på store vanninnbrudd hvor vanntemperaturen holder god badetemperatur.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2000

INGENIØRVÅPENETS ANLEGGSVIRKSOMHET I KOSOVO.

The engineer corps' heavy engineering activity in Kosovo.

Kaptein Asle Finnesand
Distriktskommando Østlandet

SAMMENDRAG.

Ingeniørvåpenets anleggsvirksomhet i Kosovo har nå pågått i litt over et år. Arbeid i konfliktområder som dette har enkelte særpreg. De tyngste oppgavene ser for tiden ut til å være løst. Virksomheten har så langt blant annet omfattet bygging av leirer for de norske styrkene, bygging og utbedring av veier og egen produksjon av all masse brukt på anleggene. Artikkelen tar for seg utvalgte problemstillinger, erfaringer og betraktninger knyttet til virksomheten.

SUMMARY.

The engineer corps' heavy engineering activity in Kosovo has been going on for a little more than a year. The most difficult problems seem to be solved. So far the activity has included building of camps for the Norwegian forces, building and repairing on roads and production of all the masses needed. This paper deals with selected problems, experiences and reflections connected to the activity.

INNLEDNING.

Det norske militære styrkebidraget i Kosovo er det største siden "Tysklandsbrigaden" og deres bidrag like etter annen verdenskrig. Sett i sammenheng med dette er Ingeniørvåpenets anleggsvirksomhet i innsatsområdet av betydelig størrelse og omfang. I løpet av det drøye året som virksomheten har pågått har den sjelden komt i fokus. Tatt i betraktning de spesielle forhold i området og omfanget av anleggsarbeidene tror jeg flere enn meg ville finne det interessant og lærerikt å delta i denne virksomheten.

Den tredje norske kontingent er nå kommet til rette i sitt ansvarsområde. Før den har to kontingenter, hver av seks måneders varighet, lagt ned en oppsiktsvekkende innsats. I tillegg til å gi støtte til det lokale samfunn og andre allierte har de lykkes i å sette i stand de norske leirene. Jeg var så heldig å få bidra i første kontingent som nestkommanderende i maskintroppen i Panser Ingeniørkompaniet (PINGKP). I denne artikkelen vil jeg i hovedsak omtale forhold jeg selv fant spesielle eller interessante samt tilsvarende forhold som enkelte av mine kolleger har erfart i løpet av annen kontingent. Jeg våger å tro de samme forhold i stor grad vil være interessante også for øvrige kolleger innenfor anleggsfaget.

KORT BESKRIVELSE AV OPPDRAGET.

Ingeniørkompaniets oppdrag i Kosovo er både knyttet til anleggsarbeider og andre arbeider knyttet til militære operasjoner og taktikk. Ofte hører dette sammen og er vanskelig å se hver for seg. Oppdraget gjelder blant annet bygging og tilrettelegging av leirer for hele det norske militære styrkebidrag. Det omfatter bygging av forlegning, kommandosentre, forsyning-, velferd-, service-, vedlikehold-, parkering- og vedlikeholdsetablissementer for alt norsk personell og materiell. Høsten 1999 dreide det seg om i overkant av 1300 mann fordelt på 6 leirer samt en rekke mindre baser. De anleggsmessige utfordringer varierer mellom de enkelte leirer og baser. De forskjellige leirer skal legges til rette for de behov brukeravdelingens tjeneste og materiell tilsier.

Ingeniørkompaniet skal på avtalte strekninger holde veiene i stand for å sikre sivil og militær trafikk. Det innebærer for tiden 87 km som med veistandarden i området må betraktes som fylkes- eller kommunalveier. I tillegg skal veiene, av operative og taktiske hensyn, holdes på en akseptabel standard for å sikre fri bevegelse både for militære og de truede minoriteter. Denne type arbeider inneholder et bredt spekter av utfordringer. Stort sett betyr det brøyting, strøing og salting på vinteren og vedlikehold med varierende stedlige tilpassinger på sommeren fordi grunnlaget er preget av ukjent og særegen byggeskikk

Oppdraget gjelder også anleggsvirksomhet knyttet til operasjoner og prosjekter der sivile hjelpeorganisasjoner samarbeider med militære styrker i hjelpearbeid. Slike prosjekter omfatter blant annet bygging eller utbedring av skoler, verksteder og hjelpestasjoner. Anleggsvirksomhet i denne kategorien preges ofte av at de motstående befolkningsgrupper viser sin begeistring eller motstand, se fig. 1.

Figur 1 – En falleferdig skole ved tettstedet Plemetina rives for å bli erstattet av nybygg.

ETABLERING OG OPPSTART I MISJONSOMRÅDET.

I løpet av den første tiden i misjonsområdet ble det lagt ned mye arbeid for å få oversikt over de anleggsmessige oppgavene Ingeniørkompaniet skulle løse. Beliggenhet av de enkelte leirene var stort sett bestemt på bakgrunn av rekognosering i løpet sommeren 1999 og samarbeider med ledelsen for de allierte styrkene i Kosovo (KFOR). Bakgrunnen for valg av beliggenhet var en sammensatt vurdering. Nærhet til det ansvarsområdet hver enkelt avdeling skulle operere innenfor, stedets tilgjengelighet for avdelingens kjøretøy, anvendbarhet av stedets eksisterende bygninger og infrastruktur samt trusler knyttet til stedets beliggenhet var alle faktorer som i forskjellig grad spilte inn. Trusselvurderingen omfattet blant annet behov for klarering av miner og andre eksplosive objekter på området, fare for direkte beskytning inn på området og muligheter for å etablere nødvendig beskyttelse.

Utforming av hver enkelt leir ble bestemt ut i fra brukeravdelingens funksjon og tjeneste og tilpasning til de stedlige omgivelser. Fremdriftsplan ble utarbeidet på bakgrunn av prioriteringer gitt av den norske ledelsen samt tilgang på menneskelige, materielle og maskinelle ressurser. Spesielt i oppstartfasen var det problematisk å få tak i de nødvendige ressurser. Nyetablerte forsyningslinjer mellom Norge og Kosovo slet med å holde tritt med behovene til styrken i misjonsområdet. Lokalt var markedet hardt presset og kvaliteten og regelmessigheten på lokale leveranser var svært varierende. Dette vil jeg komme nærmere inn på senere.

Anleggsvirksomheten gikk med meget høyt tempo. Med dette fulgte et stort behov for vedlikehold på maskiner og kjøretøy. Det var hele tiden en balansegang mellom hvor mye førere kunne kjøre og hvorvidt det skulle gå ut over forefallende vedlikehold og nødvendige servicer. Problemer i forsyningskjeden gjorde det også vanskelig å skaffe nødvendige deler og medførte stadige justeringer i fremdriften i anleggsarbeidene. Veistandarden i området medførte blant annet at spesielt tippbilene fikk hard medfart. Vedlikeholdsmessig medførte det også problemer at vaskemulighetene var svært begrensede. Det ble gjort avtaler med lokale vaskere som, med små og store høytrykksvaskere, leverte tjenester av varierende kvalitet delvis grunnet vekslende tilgang på strøm og vann.

I store deler av Kosovo består grunnen av variasjoner av siltig, sandig og ren brun leire med varierende fasthet. Grunnvannstanden er stort sett høy og skaper problemer for drenering. I de norske leirene er de stedlige masser ikke mulige å nytte i veier eller andre bærende anlegg. I tørre perioder er de stedlige masser ofte tungt gravbare i upåvirket tilstand. I våte perioder blir overflaten meget sleip og seig, og påvirkede eller omrørte masser har liten eller ingen bæring. Det er på grunn av dette i de norske anleggsarbeidene valgt å gjøre omfattende masseutskiftinger eller oppfylling der det er mulig. Behovet for masser med gode bære- og dreneringsegenskaper har i den sammenheng vært meget stort.

Uroligheten på Balkan de siste 7 – 8 årene har medført et betydelig anleggsmessig forfall i området. Krigen i Kosovo våren 1999 slettet på et vis restene av den anleggsvirksomhet som fortsatt eksisterte. Når så de allierte militære styrkene kom inn i området sammen med en rekke humanitære organisasjoner og ville bygge diverse etablissementer, satte det et enormt press i markedet. Det ble en eksplosiv vekst i antall små og store entreprenører og bedrifter som tilbød sine varer og tjenester. Pengesterke

aktører utnyttet situasjonen til det ytterste, ofte med urene midler. Resultatet ble raskt skyhøye priser og en stor del av profitten falt på organiserte kriminelle miljøer. Det viste seg også at massen som ble kjøpt på det lokale marked ikke var av tilstrekkelig kvalitet.

For å skaffe masser med ønsket kvalitet og jevn leveranse valgte Ingeniørkompaniet å produsere masse selv. Utfordringene lå i å få tilgang på stein eller fjell med tilstrekkelig hardhet. Kompaniet hadde med seg et sikteverk fra Norge og fikk gjort avtale om uttak fra et gammelt dagbrudd. Gammel restmasse ble sortert i tre fraksjoner men viste seg snart å være for svak. Ved komprimering med slepevalse og gjentatt belastning fra tippbiler smuldret massen og mistet dreneringsevnen. Kompaniet fikk etter dette anledning til å starte eget steinbrudd. Stedet var preget av høy aktivitet under krigen og omfattende arbeid ble lagt ned for å klarere for miner og granater. Her ble det produsert masser med høyere fasthet enn det som hadde vært tilgjengelig tidligere. Dessverre var det fjell med et tett system av sprekker fylt med finmasser. Ut over høsten medførte dette problemer med pakking i siktene og produksjonen ble dramatisk redusert. I tillegg gjorde beliggenheten av bruddet det lite tilgjengelig etter som veiene ble preget av høstens vete. Siste og endelige sted for masseproduksjon ble drevet som et samarbeidsprosjekt mellom norske, svenske og engelske ingeniørstyrker. Avtale om gjenytelser til et firma som drev et stort steinbrudd forholdsvis sentralt i området, sikret tilgang til et stort dagbrudd. Størrelsen på bruddet gjorde det mulig for de tre nasjonene og firmaet og drive produksjon hver for seg. Kun når det skulle sprenges måtte driften stanses.

På flere av anleggsområdene for de nye leirene var det eksiterende bygningsmasse av varierende kvalitet. Som et eksempel vil jeg nevne leiren der blant andre Ingeniørkompaniet skulle etablere seg. Figur 2 viser den forfatning bygningsmassen på stedet var i sommeren 1999. Stedet ble likevel valgt grunnet de store flatene med fast grunn som kunne brukes for lagring og midlertidig etablering i den første tiden etter den norske bataljonens ankomst. Selve bygningene ble også sett på som svært anvendelige bare de ble ryddet for rester etter den omfattende bombingen de hadde vært utsatt for. Jeg vil senere komme nærmere inn på utfordringene knyttet til arbeidene i denne leiren.

Figur 2 – Lagerhaller fra 1985 slik de så ut i august 1999.

PRODUKSJON AV MASSER.

Fjellet i Kosovo virker å være ungt. Det synes som om det ikke har vært gjennom en tilstrekkelig hardningsprosess. Mye av fjellet kan brytes ved hjelp av gravemaskin med skuff eller ripper. Jeg kjenner ikke til noen analyser av fjellet, men det synes å ha høyt kalkinnhold. Finmassene som kommer frem ved sikting virker fete og ser ut til å trekke til seg fuktighet. Kun få steder finnes det fjell i dagen som har fasthet egenskaper som ligner godt norsk fjell. Fjellet har mye sprekker og slepper som i stor grad er fult med jord og leire. Det er nyttet borerigg med 125 kg hammer i toppen og 2,5 toms borkrone. Med få unntak må det bores med minimalt matetrykk.

Da samarbeidet med svenskene og britene kom i gang tok Ingeniørkompaniet i bruk et nytt 26 tonn tungt knuseverk på belter med knuseråpning 900X600. Den øvrige norske maskinparken i bruddet har i grove trekk bestått av tidligere nevnte sikteverk på hjul, en gravemaskin på 22 tonn med ripper og hammer som tilleggsutstyr, 2 hjullastere på rundt 20 tonn og 1 – 2 borerigger. Etter nesten 9 måneders drift har denne maskinparken produsert nært 300.000 m^3 masser i varierte fraksjoner.

Salvestørrelsen har på norsk side variert noe men har sjelden vært mye over 10.000 fm^3. Grunnet de vanskelige forhold med tanke på boring er det ikke nyttet mer enn to stenger på 12 fot. Ingeniørkompaniet har tatt i bruk et nytt tokomponent enhetssprengstoff som heter Texit. Sprengstoffet er flytende og dets sprengegenskaper kan til en viss grad sammenlignes med TNT. Det har vært knyttet enn del skepsis til bruken av dette stoffet, men resultatene i denne type fjell har vært tilfredsstillende. Viktigste årsak til bruk av denne type sprengstoff har vært fordeler med tanke på lagring og transport.

ERFARINGER MED BRUK AV EKSISTERENDE BYGNINGSMASSE.

Leiren som blant andre Ingeniørkompaniet skulle etablere seg i omfattet store lagerbygninger som hadde fått veldig hard behandling i løpet av krigen. Første ledd i arbeidene med å etablere seg på stedet var derfor å kartlegge skadene, se fig 3. Nødvendige tiltak ble iverksatt for å sikre bygningene slik at de ikke var en direkte trussel mot personellet som skulle bruke leiren. Dette omfattet bland annet å trekke eller sprenge ned elementer som stod i fare for å falle og muligens trekke med seg andre elementer fra bygningene. Et omfattende arbeide ble også gjort for å ta bort takplater som truet med å blåse ned som flygende giljotiner.

Neste ledd innebar riving og fjerning av skadde deler for å gjøre gulvflatene og områdene rundt byggene anvendelige. I starten ble dette gjort ved at man sprengte eller trakk ned elementer bit for bit. Videre ble elementene delt der det var mulig ved hjelp av brenner. Arbeidet var svært omfattende og tidkrevende og ofte var elementene så store at de ikke kunne løftes og transporteres bort. Etter en tid fikk kompaniet tatt i bruk en kombinert jern- og betongsaks. Ved hjelp av den gikk rivingen lettere og tryggere. Elementene ble delt opp i passende store deler og kunne lettere transporteres bort. Rivingsarbeidene var omfattende og slet hardt på maskinene og viste tydelig at den type arbeider setter store krav til førerne.

Figur 3 – Et omfattende arbeid med kartlegging av skader på lagerbygninger.

Det ble fremskaffet tegninger for lageranleggene. Delvis ved hjelp av disse ble vannledningsnettet på området kartlagt og kompaniet valgte å forsøke å ta det i bruk. En viktig del av kartleggingen var å finne lekkasjer etter den omfattende bombingen. Kraner ble stengt og åpnet for å skape trykk på forskjellige deler av nettet. En rekke hull ble funnet og tettet. Dette resulterte i at trykket på nettet økte og nye lekkasjer ble funnet. Slik ble det dannet en ond sirkel som medførte stadige reparasjoner. Enden på visa var at kompaniet valgte å legge nye vannledninger for intern fordeling i leiren.

ERFARINGSMESSIG VIKTIGE MOMENTER FOR VIRKSOMHETEN.

Den første tiden i misjonsområdet er preget av meget høy innsats. Motivasjonen er meget bra og alle ønsker å få gjort så mye som mulig. For å utnytte denne given effektivt bør det foreligge forhåndsdefinerte "pakkeløsninger" for leirer som er tilpasset de forskjellige brukeravdelingene. Ved hjelp av slike "pakkeløsninger" unngås bruk av dyrebar tid til kartlegging av behov og planlegging. Ledelsen får da en bedre mulighet til å fordele ressursene og sette klarere prioriteringer for fremdriften.

Logistikk er også en avgjørende faktor i startfasen. Alle nødvendige forsyninger må raskest mulig transporteres brukerne. I den sammenheng er det like viktig at det etableres et mottaksapparat i misjonsområdet som er tilstrekkelig utstyrt materiell- og personellmessig til å kunne ta i mot og fordele den enorme mengden forsyninger. Mottaksapparatet bør ligge sentralt i ansvarsområdet og ha tilstrekkelig lagerkapasitet til reserver for perioder der trussel og oppdukkende problemer gjør det vanskelig å få inn nye forsyninger.

Tempoet i fremdriften under etableringen er avhengig av jevn drift på maskiner og kjøretøy. For å sikre driften er avdelingene avhengige av at det tidlig etableres serviceinstallasjoner med nødvendig utstyr for renhold og vedlikehold. Bruk av store plasthaller og forberedte verkstedcontainere kan gi gode resultater. Forberedte verkstedcontainere kan eksempelvis være slangeverksted og dekkverksted. Vaskesteder må ha god avrenning og bør ha mulighet for steaming. Gode vaskemuligheter forebygger slitasje og skader på maskiner og kjøretøy samtidig som det legger til rette for raskere og bedre reparasjoner.

Ingeniørvåpenets anleggsvirksomhet i Kosovo viser betydningen av bred kompetanse blant personellet. Avdelingen som skal gjøre tjeneste i tilsvarende konfliktområder må rekruttere personell slik at avdelingens samlede kompetanse dekker et bredt spekter innen bygg- og anleggsbransjen. Det er klart en fordel om ledelsen har erfaring fra tilsvarende virksomhet. Blant førere og mellomledere bør det mellom annet være erfaring fra fjellarbeider, veiarbeider samt detaljarbeider som grøfter og arbeider med stikking og oppmåling.

HVA SÆRPREGER DENNE TYPE VIRKSOMHET?

Å etablere og drive anleggsvirksomhet i den første i et urolig område som Kosovo like etter krigen har sine særpreg. Det finnes lite eller ingen detaljerte planer for etableringen. Litt forenklet kan det sies at målet til en viss grad er bestemt, men veien mot målet blir til etter som tiden går. Situasjonen i området gjør det nødvendig med operasjoner og taktiske hensyn som medfører stadige endringer i fremdriftsplanen. For å styre fremdriften settes det delmål, men forutsetningene endres stadig og gjør det vanskelig å utnytte ressursene på mest effektive måte.

Erfaringer fra samme type virksomhet i andre konfliktområder har vist at det også må settes spesielle krav til maskiner og kjøretøy som skal brukes. Et eksempel på slike krav er pansring. For innsatsen i Kosovo ble det valgt å sette pansring inn i alle maskiner som ble kjøpt inn nye til oppdraget. I tillegg ble størsteparten av lastebilene pansret for til en viss grad å stå imot virkningen av miner og tyngre skytevåpen. Pansringen medfører blant annet at kjøretøy og maskiner får dører med tilleggsvekt på over hundre kilo. Dette setter store krav til tilpassingen for å unngå skader på førerhyttene. Innkjøringsproblemer på maskinene får store konsekvenser på grunn av at de gjerne kommer i den mest hektiske og sårbare perioden i operasjonsområdet. Samtidig er tilgangen til og kommunikasjonen med reparatører fra leverandøren begrenset i denne fasen.

Anleggsvirksomheten drives ikke på et lukket område. Driften er sårbar for blant annet trafikalt kaos, opptøyer, trusler i form av utplasserte miner og en svært uortodoks kjørestil som medfører meget høy ulykkesstatistikk. Som en kuriositet vil jeg i denne sammenheng også trekke frem et spesielt problem som påvirket driften på vinteren. Sannsynligvis på grunn av lokal forurensning fra to store kullkraftverk i området oppstod det stadig utrolig tett tåke. Den var så tett at på det verste kunne ikke lastebilsjåfører se ned til veien. Kun ved hjelp av en person som gikk foran kjøretøyet langs kanten av veien var det mulig å komme seg sikkert frem. Det sier seg selv at i slike perioder gikk effektiviteten drastisk ned.

FRØYATUNNELEN - FRA GEOLOGISK KARTLEGGING TIL FERDIG TUNNEL

The Fröya Tunnel - from geological mapping to completion

Foredragsholder: **Prosjektleder Jon E. Lien, Statens vegvesen Sør-Trøndelag**

Medforfattere: **Ingeniørgeolog Stig Lillevik, Statens vegvesen Sør-Trøndelag**
Byggeleder Arnstein Mehlum, Statens vegvesen Sør-Trøndelag
Kvalitetsleder/HMS-koordinator Svein Soknes,
Statens vegvesen Sør-Trøndelag

SAMMENDRAG

Utviklingen av Hitra Frøya Fastlandssamband har en lang historie, fra forslag om enkeltprosjekter, fram til en tunnel- og brupakke som skulle binde sammen kommunene Hitra, Frøya og Snillfjord og dermed gjøre de to første landfaste. Fra de første studiene av grunnforholdene i området, gjennom et omfattende undersøkelsesprogram, ble det klart at Frøyfjorden hadde en meget kompleks geologi. Det ble tidlig åpenbart at dette ville bli et krevende tunnelprosjekt som forutsatte at det ble stilt høye krav til byggherre og entreprenør under gjennomføringen.

Den 23. juni 2000 ble tunnelen åpnet for trafikk. Dermed begynte en ny tidsregning for de 4.200 faste innbyggerne på Frøya, den største oppdrettskommunen i Norge. Anleggsarbeidene i tunnelen startet omlag 2½ år tidligere og tunnelen stod ferdig nesten ett år tidligere enn opprinnelig framdriftsplan og godt under budsjettet.

SUMMARY

The development of the Hitra - Fröya - Mainland Fixed Link, a most ambitious transportation project, dates its history back to the early 70's when demands for a faster, 24-hour transit arose. The investigation and planning for the 5.3 km long, 164 m deep sub-sea Fröya Tunnel commenced with the first studies of the geological structures in 1982. The geological mappings revealed that the area had been exposed to complex faulting, resulting in extreme tunnelling conditions. Extensive investigations, special precautions and comprehensive measures for quality control had to be taken to ensure the project to be completed.

On 23 June 2000 the Fröya Tunnel was opened to the public and road-users, starting a new era for the 4.200 dwellers on Fröya, the biggest fish-farming community in Norway. Construction works for the tunnel had started 2½ years earlier and the tunnel was completed nearly one year before schedule and well under budget.

1. INNLEDNING

1.1 Forhistorien 1970-80: Drømmen og ideen

Utviklingen av fastlandsforbindelsen til Hitra, Frøya og Fjellværøy er en lang historie, og den hadde en naturlig fremvekst. Da transporten havnet på hjul isteden for kjøl, kom tiden da øyfolket måtte kjempe for de samme transportmulighetene som folk på fastlandet alt hadde, eller i hvert fall langt lettere kunne få.

Snillfjord, Hitra og Frøya hadde et innbyggertall på nær 10 000 da prosjektet tok til å bli et ønske tidlig i 70-åra. For mange stod tanken om å bli «landfast» som en utopi, og at slik diskusjonen derfor var ørkesløs. Hitra fikk i 1964 sitt første ferjesamband Storoddan (ved Kyrksæterøra) - Sandstad. Snart meldte det seg krav om bedre og kortere ferjesamband. I Hitra kommunestyre ble det, den 18.12.70, lagt fram en sak om bevilgning til veg til Kalvøya med tanke på nytt ferjeleie på Jøstenøya. Her var det også lagt inn forslag om å vurdere «et fremtidig kommunikasjonssamband Hitra - Fastlandet».

Den 15.02.71. behandlet Hitra kommunestyre en sak om samarbeid med Frøya og Snillfjord om tidsmessig riksvegsamband mellom øyene og fastlandet, men de forskjellige prosjektene ble sett på som lokale enkeltprosjekter.

Det viste seg da også at en katalysator var nødvendig. Dette ble fylkeskommunens oppgave. I 1976 fikk den nye fylkeskommunen et overordnet ansvar for samferdselssektoren, og allerede i 1977 ble de første grep for en samlet plan for fastlandsforbindelser i fylket tatt. Et nært samarbeide mellom fylkeskommunen, vegvesenet og de berørte kommunene ble etablert, og det kom tyngde og realisme i planene. Saken var både stor og viktig - 3 ferjer og 4 ferjesamband skulle erstattes med fastlandsforbindelser. I starten tenkte folk bruer. Det var den tradisjonelle løsningen. Dette var en tid da budsjettene var romslige, og det var ekspansjon i overføringene fra Staten.

1.2 Historien 1980-90: Konkrete planer og politiske javedtak på alle nivå

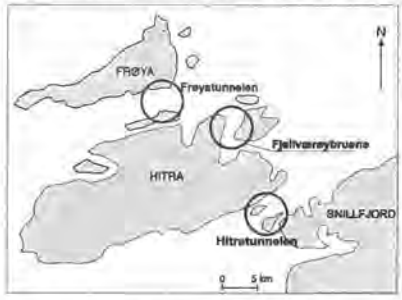
I 1982 kom en utredning fra Statens vegvesen Sør-Trøndelag for Fylkestinget og NVP om mulig finansiering, fremdrift og lønnsomhet i fastlandssambandene i anleggene. I desembermøtet i 1982 sluttet fylkestinget seg til planen. Det ble lagt vekt på det store næringsmessige potensialet som fantes i regionen. En så allerede da konturene av en raskt voksende oppdrettsnæring, og mulighetene for ilandføring av olje og gass var sterkt inne i bildet.

I planvedtaket den gang la fylkestinget spesielt vekt på at de tre prosjektene i Hitra - Frøyaregionen skulle utredes og planlegges nærmere. Utredningen forelå tidlig i 1985, og her foreslo Statens vegvesen at **«De tre fastlandsprosjektene Hitra - Fastlandet, Hitra - Frøya og Hitra - Fjellværøy betraktes som en pakke og gjennomføres i sammenheng.»** Dette forslaget ble fulgt opp av Fylkestinget. I ettertid er det grunn til å

tro at dette var en strategisk klok beslutning, da utfordringene for det siste prosjektet i pakken, Frøyatunnelen, senere ble avdekket.

Denne perioden ble sterkt preget av samarbeidet mellom de 3 berørte kommunene og med fylkeskommunen og Statens vegvesen, og med et særlig **sterkt positivt engasjement hos lokalbefolkningen.**

1.3 1990-2000: Anleggs- og byggeperioden.



Sentrale myndigheter og Stortinget kom under konstruktiv og positiv bearbeiding som ga resultater. Fastlandssambandet Hitra - Frøya - Fjellværøy ble vedtatt gjennomført ved Stortingets behandling av NVVP den 13. juni 1989. Prosjektet ville avløse 3 ferjer og 4 ferjesamband og legge grunnlaget bedre til rette for det lokale næringslivet gjennom en vesentlig bedring av framkommeligheten i regionen.

Fastlandssambandet Hitra - Frøya - Fjellværøy består av tre delprosjekt: Hitra - Fjellværøy, Fastlandet - Hitra, og Hitra - Frøya som finansieres og bygges som en pakke. Prosjektene blir finansiert gjennom en kombinasjon av statlige bevilgninger, bompenger og direkte tilskudd fra fylkeskommunen og de berørte kommunene Snillfjord, Hitra og Frøya. I følge Stortingsproposisjon nr. 97 (1989-90) (Innst. S. nr. 246) skulle de tre prosjektene gjennomføres etter hverandre, ett prosjekt i hver av vegplanperiodene 1990-93, 1994-97 og 1998-01.

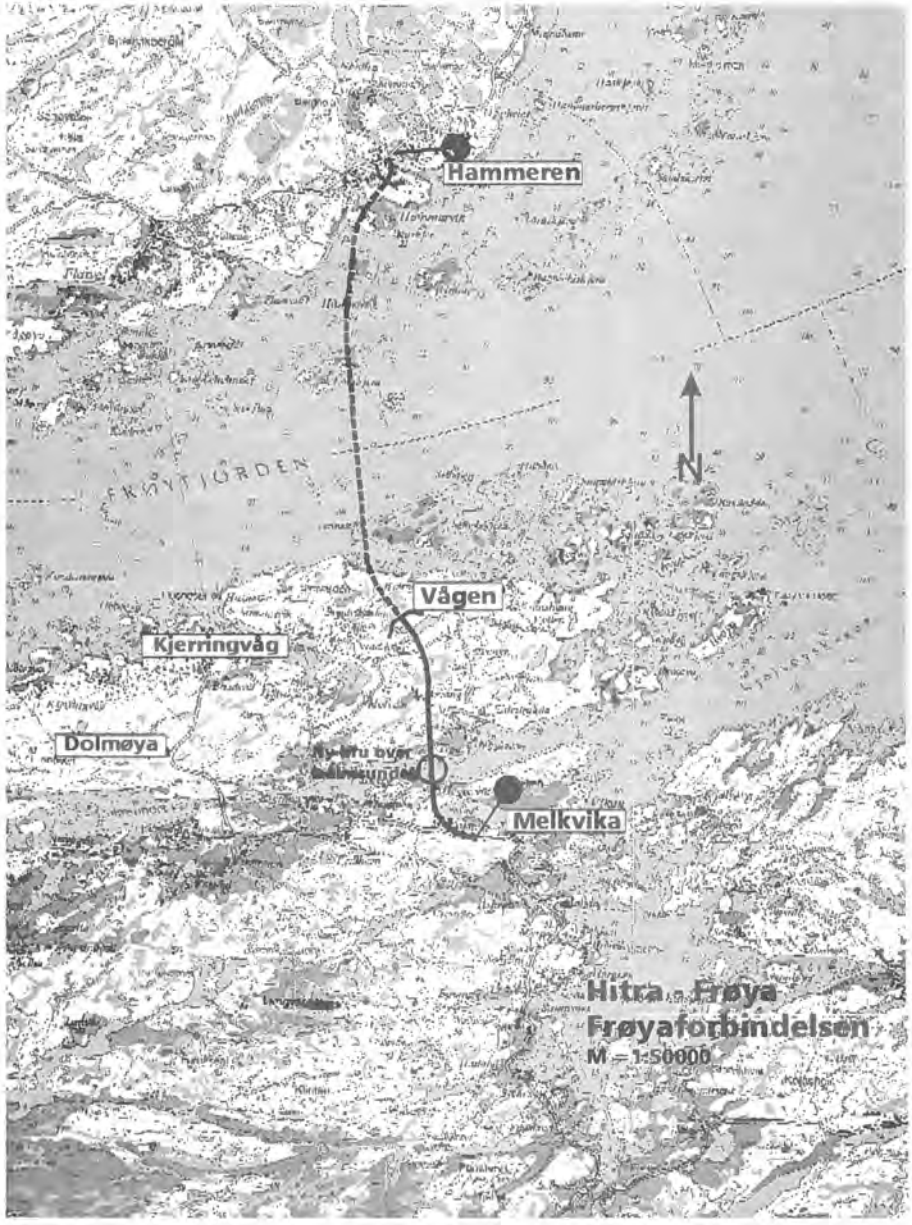
1) Prosjektet **Hitra - Fjellværøy** ble startet opp i 1990 og åpnet for trafikk 10. juli 1992 og avløste riksvegferjesambandet Fillan - Brøttingsvåg. Total kostnad for prosjektet var 101,1 mill. kroner, en besparelse på 26,6 mill. kroner i forhold til budsjettert kostnad på 130,7 mill. 2000-kroner.

2) Prosjektet **Fastlandet - Hitra** ble åpnet for trafikk 8. desember 1994 og avløste ferjesambandene Sunde - Sandstad og Sunde - Hemnskjel - Sandstad. Anleggsdriften på vegprosjektet Fastlandet - Hitra var også meget god, både framdriftsmessig og økonomisk, og totalkostnaden for prosjektet var 316,0 mill. 2000-kroner. Dette er 67,1 mill. kroner lavere enn finansieringsplanen som hadde forutsatt en total kostnad på 383,1 mill. 2000-kroner.

3) For prosjektet **Hitra - Frøya** ga Stortinget sin tilslutning til tidligere oppstart og arbeidene med forskjæring for tunnelen på Frøyasiden ble igangsatt våren 1995, men uventede geologiske problemer førte til at anleggstarten ble utsatt til september 1997 slik at mer omfattende geofysiske undersøkelser og kjerneboring i tunneltraséen kunne gjennomføres. Det ble nødvendig med en vesentlig omlegging av traséen på Frøyasiden. En rekke forutsetninger for det opprinnelige kostnadsoverslaget fra 1990 ble endret på grunnlag av endring i traséen og geologiske forutsetninger. Ved en ny kostnadsgjennomgang for hele prosjektet ble totalrammen økt til 570,1 mill. 2000-kroner, men Stortinget forutsatte at denne økningen i sin helhet skulle dekkes av bompenger.

2. FRØYASAMBANDET - PLANLEGGING OG PROSJEKTERING

Tunnelsambandet Hitra - Frøya knytter sammen øyene Hitra og Frøya og avløste det tidligere ferjesambandet mellom Kjerringvåg og Flatval.

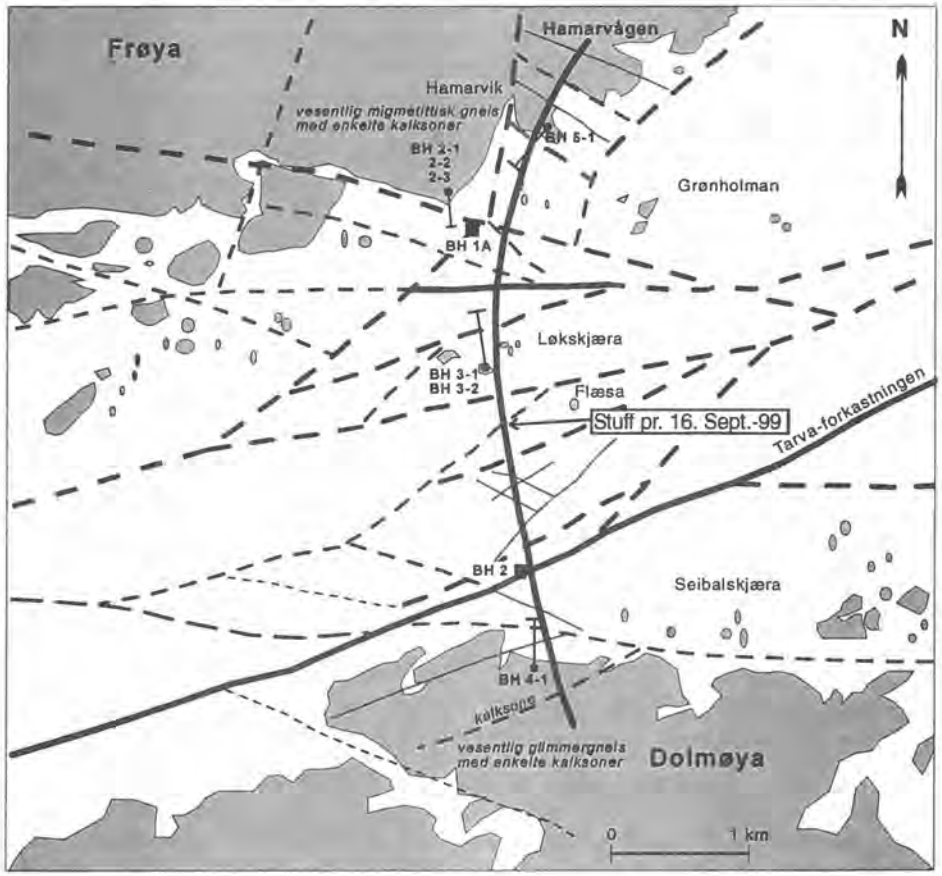


Figur A: Oversiktskart for veg- og tunneltrasé over Dolmsundet og under Frøyfjorden

Hovedelementet i prosjektet er en 5300 m lang to-felts undersjøisk tunnel mellom Dolmøya på Hitra og Hammeren (ved Hamarvika) på Frøya. Av dette går mer enn 3,6 km under sjø, der overdekningen varierer fra 37 m til 162 m.

Veganlegget omfatter videre ca. 2,7 km ny riksveg på Frøya og Hitra, inklusive ny bru over Dolmsundet. I tillegg kommer bygging og utbedring av 7 km kommunale veger og andre veger, inklusive 3,8 km fylkesveg.

Det ble utført omfattende geologiske undersøkelser for å fastlegge fjelloverflatens beliggenhet og bergmassekvaliteten langs traséen for Frøyatunnelen. Siden de første forundersøkelsene for Frøyatunnelen ble utført i 1985 har det vært klart at tunnelen ville bli vesentlig mer komplisert enn andre undersjøiske tunneler som har vært bygd.



Figur B: Frøyfjorden - Strukturgeologisk oversikt

Supplerende undersøkelser av svakhetssonene:

Fra juni 1995 til august 1996 ble det utført supplerende refleksjons- og refraksjons-seismiske undersøkelser og omfattende kjerneboringer fra land på begge sider, fra boreskip og fra et skjær i Frøyfjorden. Det er også utført studier ved IKU, NGU og SINTEF Bygg og miljøteknikk for på best mulig måte få belyst de forhold som ville virke inn på tunneldriften.

Alle undersøkelsene understreket det faktum at prosjektet ville kreve spesiell og strenge rutiner for løpende kontroll, framdrift og sikring. Det ble derfor gjennomført to uavhengige vurderinger av gjennomførbarhet:

1. "Analyse av drivemetoder og sikring. Rapport fra ekspertgruppen. Frøyatunnelen", datert 19. september 1996. (Ekspertgruppen var sammensatt av Statens vegvesen Sør-Trøndelag; Arnstein Mehlum og Roar Nålsund og eksterne konsulenter; Stein Heggstad fra Kummeneje AS og Bent Aagaard fra O. T. Blindheim.)
2. "Analyse av drive og sikringsmetoder som grunnlag for kostnadsberegninger, gjennomførbarhet og risikovurdering". Rapport fra en evalueringsgruppe bestående av professor Bjørn Nilsen, Institutt for geologi og bergteknikk ved NTNU, professor Håkan Stille fra Kungliga Tekniska Högskolan i Stockholm og dr.scient. Arild Palmstrøm fra Norconsult as, datert januar 1997.

2.1 Forundersøkelser

Forundersøkelsene for prosjektet startet i 1982. Nedenfor følger en kortfattet oppsummering av fasene fram til byggestart i februar 1998.

1. fase (1982 - 1986):

Studier av topografiske og hydrografiske kart pekte ut to områder for mer detaljert ingeniørgeologiske og seismiske undersøkelser. En anbefalt korridor fra Dolmøya til Nabeita ble valgt for nærmere undersøkelser.

- Ingeniørgeologisk kartlegging bl. a. med studier av tilgjengelig geologisk litteratur, tolking av flyfoto og observasjoner i felt
- Refleksjonsseismiske undersøkelser, bl.a med sidesøkende sonar.
- Refraksjonsseismiske undersøkelser.
- Beslutning om trasévalg, kostnadsoverslag og byggeplan. (1992)

2. fase (vår 1995), detaljundersøkelser:

Kjerneboring påviser eksepsjonelle forhold utenfor strandsonen av Nabeitaområdet på Frøya. En minimum 30 meter bred sone med siltige, sandige, grusige masser og lite konsoliderte masser som var lett eroderbare og med fri drenering ut fra borehullet. Sammenholdt med supplerende refraksjonsseismiske undersøkelser ble traséen i første omgang anbefalt flyttet ca. 60 m mot vest.

3. fase (høst 95 - vår 96), supplerende detaljundersøkelser:

- Kjerneboring fra land og fra skip (MS Bucentaur).
- Studier ved SINTEF Bygg og miljøteknikk.
- Strukturgeologisk analyse utført som samarbeid mellom NGU og IKU.
- Meget detaljert kjernelogging av borekjerner fra boreskip utført ved IKU.

Signaler:

Kompliserte forhold langs hele traséen. "Nabeita" spesielt komplisert på grunn av konsentrasjon av strukturgeologiske fenomen. Dette resulterer i ytterligere undersøkelser for en ny, alternativ trasé øst for Nabeita.

4. fase (sommer 96), videre undersøkelser:

- Refleksjonsseismikk for utvidelse av dybdekart => detaljinformasjon om svakhetssoners forløp => bedre forståelse for potensielle områder med tensjon.
- Supplerende refraksjonsseismikk => forslag til trasé for alternativ linje.
- Supplerende kjerneboring => detaljplassering av trasé.

For nærmere informasjon om de geofysiske undersøkelsene viser vi til referat fra Fjellsprengningskonferansen 1996, del 33: "Frøyatunnelen - krevende grunnundersøkelser av berg med løsmassestruktur" av overingeniør Roar Nålsund, den gang ansatt ved Statens vegvesen Sør-Trøndelag og overingeniør Stein Heggstad, Kummeneje AS (nå Scandiaconsult).

2.2 Feltundersøkelser

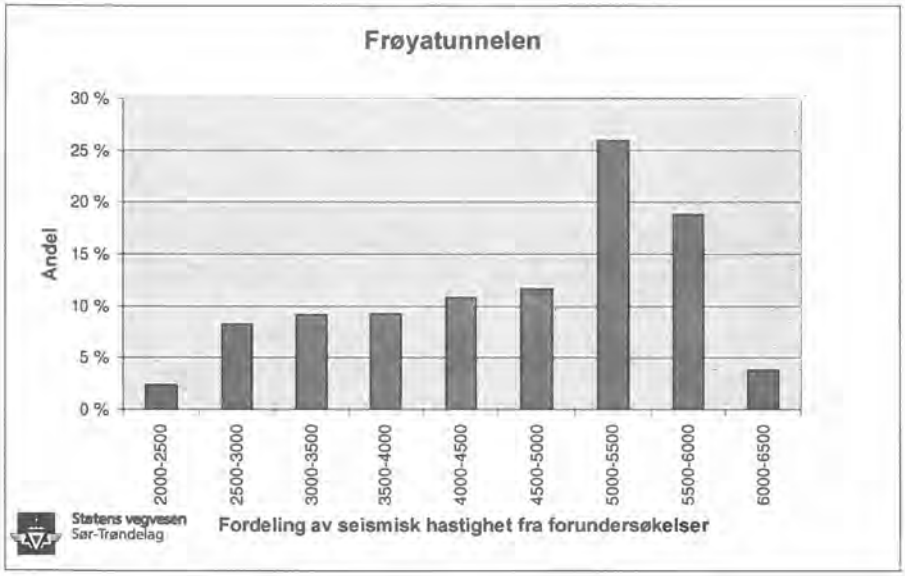
2.2.1 Seismikk

Refraksjonsseismikk er utført i 5 omganger med til sammen 10450 m, hvorav 935 m på land for den endelige tunneltraséen på Frøya. Det er i tillegg utført akustiske målinger (3 omganger) for kartlegging av løsmasse på sjøbunnen.

På grunn av de spesielle forholdene utenfor Nabeita ble det våren 1996 bestemt å utrede en alternativ trasé lenger øst. Tunnellengden økte med 400 m, men det medførte kryssing av forkastninger med mindre bredde enn hovedforkastningen sør for Nabeita. Det ble først utført supplerende refleksjonsseismikk med NGU's "Seisma" som grunnlag for å planlegge nye refraksjonsseismiske profiler. Supplerende refraksjonsseismikk ble utført våren 1996 av Geomap AS som også utvidet området med bunnkotekart. Profilene viste at man også for denne traséen måtte krysse mektige svakhetssoner, noe som gjorde at det ble bestemt ny kjerneboring BH 5-1.

Firma	*Rapport nr.*	*Dato*	*Tittel*
Geoteam		1985.01	akustiske undersøkelser, løsmassekart
NOTEBY	21150.3	1985.06	refraksjonsseismikk
NOTEBY	21150.5	1986.01	supplerende akustiske undersøkelser i Frøyfjorden
Geoteam	30613.02	1987.01	refraksjonsseismikk, supplerende undersøkelser
Geoteam	30926.01	1987.02	sammenstilling av resultatene fra seismikk
Geoteam	31329.0	1986.12	refraksjonsseismiske undersøkelser for tunnel Hitra-Frøya
Geoteam	31782.01	1988.10	refaksjonsseismiske undersøkelser for fastlandsforbindelsen Hitra - Frøya. (med sonar i Frøyfjorden)
Geomap	95729-1	1995.09	refraksjonsseismiske undersøkelser Frøyatunnelen, supplerende målinger august 95
Geomap	95729-2	1996.08	refraksjonsseismiske undersøkelser bunnkartlegging med ekkolodd. Frøyatunnelen. Måling juni 96. Seismikk og ekkolodding for østlig alternativ.

Tabell A: Oversikt over rapporter fra seismiske undersøkelser



Figur C: Sammenstilling av seismisk hastighet

2.2.2 Kjerneboringer

Det er boret 13 hull på til sammen ca 1850 m. Lengste hull er 268 m. To av hullene, til sammen 116 m i fjell, ble boret vertikalt fra boreskipet MS Bucentaur ned i 2 store forkastningssoner. Tabell 2 viser en oversikt over utførte kjerneboringer. Mislykkede boringer fra Nabeita som ble erstattet med nye boringer er ikke tatt med.

Boring nr.	*Borested*	*Dybde*	*Fall-vinkel*	*Tidsrom*	*Anmerkning*
2-1	Nabeita	120 m	54°	våren -95	store problemer med hullstabilitet og kjernetap siste 30 m
1A	Boreskip	63 m (7 m løsmasse)	90°	høsten -95	boring med tung mud, god hullstabilitet
2	Boreskip	94 m (31 m løsmasse)	90°	høsten -95	boring med tung mud, god hullstabilitet
2-2	Nabeita	134 m	34°	høsten - 95	forsøk på avviksboring mislyktes
2-3	Nabeita	120 m	54°	høsten - 95	like ved og parallelt BH 2-1
3-1	Lokskjæra	268 m	64°	våren - 96	problem med hullstabilitet p.g.a svelleleire og forvitret berg som eroderes til sandkorn.
3-2	Lokskjæra	239 m	19°	våren - 96	- - - - " - - - -
4-1	Strandsone på Dolmøy	248 m	18°	våren -96	mindre soner gjennomboret med brukbar stabilitet, sone siste 5 m, boring oppgitt p.g.a dårlig hullstabilitet
5-1	BeWi	222 m	30°	sommer -96	god hullstabilitet

Tabell B: Oversikt over kjerneboringer fra overflaten

2.2.3 Vurderinger

2.2.3.1 Analyser mht. geologiske forhold

En lang rekke rapporter omhandler analyser av ingeniørgeologiske og bergtekniske forhold i forbindelse med prosjektering av Frøyatunnelen.

Alle undersøkelsene understreket det faktum at prosjektet ville kreve spesiell og strenge rutiner for løpende kontroll, framdrift og sikring. Rapportene fra evalueringsgruppen og ekspertgruppen i 1996 og 1997 gav uavhengige vurderinger av gjennomførbarhet og var således ansett som svært betydningsfulle ved den endelige beslutningen om tunnelen kunne eller skulle bygges.

Firma	*Rapport nr.*	*Dato*	*Tittel*
NOTEBY	21150.4	1985.06	Ingeniøgeologiske undersøkelser og prosjektering
SINTEF		1986.06	Tunnel mellom Hitra og Frøya. Tidsforbruk, kostnad og metode
O.T.Blindheim		1986.11	Hitra/Frøya. Sikringsmengder, kostnader
O.T.Blindheim		1986.12	Hitra/Frøya. Sikringsmengder
SINTEF		1986.12	Vurdering av drive- og sikringskostnader. Forslag til driftsopplegg for redusert byggetid
SINTEF Bergteknikk	STF36 A86101	1986.12	Vurdering av fjelloverdekning for tunneler til Hitra og Frøya
O.T.Blindheim		1987.03	Trasévalg, kostnader
O.T.Blindheim		1988.02	Detaljkartlegging for tunnelpåhugg
O.T.Blindheim		1988.09	Revidert kostnadsoverslag for tunnelene
O.T.Blindheim		1989.08	Fastlandsforbindelsen for Hitra og Frøya. Revidert overslag over anleggskostnadene for tunnelene
O.T.Blindheim		1989.09	Fastlandsforbindelsen for Hitra og Frøya. Trasévurdering Frøyfjorden
Statens vegvesen Sør-Trøndelag	Ud 330 A 1	1994.08	Grunnundersøkelser Rv 714 Tunnelpåhugg, Dolmøy. Datarapport
Statens vegvesen Sør-Trøndelag	Ud 330 A 3	1994.08	Grunnundersøkelser Rv 714 Tunnelpåhugg, Hamarvik. Datarapport
SINTEF Bygg og miljøteknikk, Geoteknikk	STF22 F96659	1996.01	Undersjøisk tunnel mellom Hitra og Frøya. Stabilitetsvurderinger basert på laboratorieundersøkelser på borkjerner fra borehull BH 1-A (MS Bucentaur)
NGU	96.023	1996.01	Bruddsoner på Frøya og Nord-Hitra
IKU Sintef Gruppen	23.2574.00/ 01/96	1996.06	Frøyatunnelen: Studie basert på vertikalboringer og regional linamentinformasjon
Statens vegvesen Sør-Trøndelag	Ud 330 B 1	1996.08	Sammenstilling av seismiske hastigheter fra Frøyfjorden mellom Norddolm og Nabeita (foreløpig)
SINTEF Bygg og miljøteknikk, Geoteknikk	STF22 F96662	1996.08	Rv 714 - Undersjøisk tunnel mellom Hitra og Frøya. Resultater fra SINTEF's analyser på prøver tatt opp fra svakhetssone under Nabeita
Ekspertgruppen [1]	2343.01	1996.09	Analyse av drivemetoder og sikring. Frøyatunnelen

Firma	*Rapport nr.*	*Dato*	*Tittel*
Evalueringsgruppen [2]		1997.01	Analyse av drive- og sikringsmetoder
Kummeneje AS		1997.01	Frøyatunnelen. Hendelser under kjerneboringene. Forsøk på tolkning av spesielle fenomen
O.T.Blindheim	2343.02	1997.01	Risikoanalyse
Kummeneje AS		1997.09	Frøyatunnelen. Geologisk rapport (anbudsrapp.)
NGI	981040-1	1998.11	Frøyatunnelen. Numerisk modellering av svakhetssone

[1] Ekspertgruppen var sammensatt av Statens vegvesen Sør-Trøndelag; Arnstein Mehlum og Roar Nålsund og eksterne konsulenter; Stein Heggstad fra Kummeneje AS og Bent Aagaard fra O. T. Blindheim

[2] Evalueringsgruppen var sammensatt av B. Nilsen fra NTNU, H. Stille fra KTH i Stockholm og A. Palmstrøm fra Norconsult AS

Tabell C: Oversikt over rapporter vedrørende ingeniørgeologiske og bergtekniske forhold

2.2.3.2 Geologisk anbudsrapport

Grunnlaget for geologisk anbudsrapport, som er utarbeidet av Scandiaconsult AS (Kummeneje AS, 1997), er forannevnte undersøkelser og rapporter. Anbudsrapporten beskriver berggrunnsgeologi, forkastninger, svakhetssoner og sprekkesystemer samt resultat av seismiske undersøkelser og kjerneboringer med vanntapsmålinger.

Videre beskrives forholdene ved påhugg hvor det er liten overdekning. Kartlagte forkastninger og svakhetssoner som krysser tunneltraséen er omtalt hver for seg.

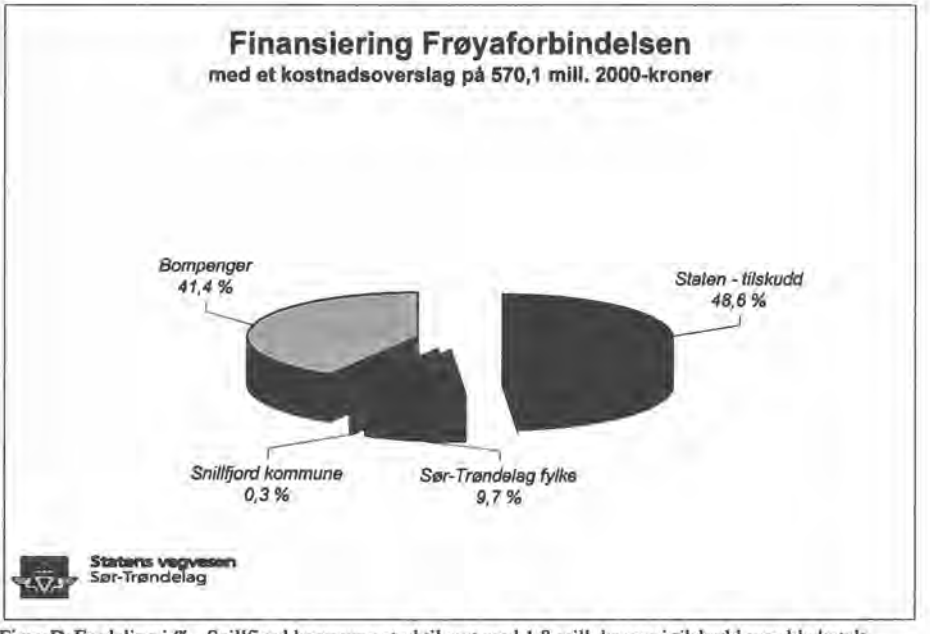
Resultatene fra refraksjonsseismiske undersøkelser er presentert på kart med fargesymbol for hastighetsområder og på lengdeprofil der seismiske hastigheter fra seismikkprofilene nærmest tunneltraséen er angitt. Alle kjerneborhull er beskrevet både med tekst og på egne tegninger. Det er også presentert laboratorieanalyser på svelleleire fra kjerneborhull BH1-A utenfor Nabeita (100% smektitt, 800% fri svelling, 1,55 MPa svelletrykk). Kart og lengdesnittet i vedlegg 1 viser en tolkning av grunnforholdene ut fra utførte grunnundersøkelser. Denne tolkningen ble ikke vist i anbudsrapporten.

3. BESLUTNINGSGRUNNLAGET

3.1 Kostnadsberegninger og finansiering

Etter at det utvidete undersøkelsesprogrammet var avsluttet i august 1996, og med bakgrunn i rapporter om geologiske forhold og alternative tunneltraséer, ble det lagt ned et betydelig arbeid i kostnadsberegninger for flere alternativer, også løsninger med bru/fylling over Frøyfjorden. Anleggs- og driftskostnader, sammen med vurdering av gjennomførbarhet og risiko, skulle danne grunnlaget for anbefalt løsning fra Statens vegvesen Sør-Trøndelag overfor Vegdirektoratet. Det ble derfor etablert bredt sammensatte kostnadsgrupper for hvert av hovedelementene i hvert alternativ; veganlegg i dagen, tunneler, store fyllinger og store betongkonstruksjoner, Kostnadsgruppene bestod av 4-6 interne og eksterne (ressurs)personer. I tillegg kom prosjektleder og kostnadsgruppas leder, samt sekretær som var med i alle gruppene.

Kostnadsoverslag totalt: 570 mill. 2000-kroner hvorav tunnelen utgjør 455 mill. kroner, inklusive fordelte byggherrekostnader og administrasjonspåslag.



Figur D: Fordeling i %. Snillfjord kommune stod til rest med 1,8 mill. kroner i tilskudd som ble betalt først etter at arbeidet med Frøyasambandet startet.

Med bakgrunn i den debatten og mediefokusering på kostnadssprekker i store prosjekter, som vi den gang bare hadde sett begynnelsen av, var det vesentlig å komme fram til så realistiske kostnadstall som overhodet mulig og samtidig beskrive og kvantifisere de risiki som kunne medføre kostnadsøkninger og evt. tap av tunnelen. Dette aspektet ivaretas av risikoberegningene.

I en ekstrem situasjon kunne dette bety en økning på mer enn 100 mill kroner. På bakgrunn av erfaringer fra Mongstad, Gardermobanen, Rikshospitalet, Fatima, osv. var det derfor nødvendig at Stortinget ble informert om situasjonen. Dette ble gjort med en

omfattende beskrivelse i St.prp. nr. 1 (1997-98), slik at Stortinget skulle være kjent med usikkerheten ved gjennomførbarhet, kostnader, finansiering og ikke minst de risiki som ble vurdert som reelle for prosjektet da endelig vedtak om prosjektstart ble fattet.

Vurdering av 0-alternativet, med fortsatt ferjedrift over Frøyfjorden, var ikke med i sammenligningen som følge av at det allerede forelå et Stortingsvedtak om utbygging av de tre nevnte prosjektene som en samlet pakke. Spørsmålet var derfor om utbyggingen av Frøyasambandet var teknisk og økonomisk gjennomførbar.

3.2 Gjennomførbarhet

Etter en gjennomgang av tunnelprosjektet i Vegdirektoratet i 1996, ble det på grunn av de vanskelige geologiske forholdene og som en kvalitetssikring, nedsatt en uavhengig evalueringsgruppe med bred kompetanse og internasjonal erfaring. Denne gruppen ble ledet av professor Bjørn Nilsen, Institutt for geologi og bergteknikk ved NTNU. Gruppen utarbeidet en *"Analyse av drive- og sikringsmetoder som grunnlag for kostnadsberegning. Gjennomførbarhet og risikovurdering"*.

Konklusjonene som ble trukket, på grunnlag av de analyser og vurderinger som er foretatt av de to uavhengige arbeidsgruppene, er meget sammenfallende. Begge gruppenes hovedkonklusjon var at den planlagte Frøyatunnelen ville være gjennomførbar med dagens teknologi, og i hovedsak ved bruk av konvensjonelle drive- og sikringsmetoder. Som følge av de antatt krevende fjellforholdene måtte det påregnes større omfang av stabilitetssikring og injeksjon (foran og bak stuff) for å stabilisere massene, der disse har lav fasthet og redusert stabilitet, enn det som tidligere har vært vanlig ved undersjøiske tunneler her i landet. Kostnadsberegningene gjenspeiler dette forholdet. Et vellykket resultat ville derfor i stor grad avhenge av grundig planlegging, profesjonell prosjektstyring og utførelse samt kontinuerlig oppfølging av erfarne ingeniørgeologer og kontrollingeniører.

Beslutning om bygging ble gjort i mars 1997, med påfølgende revisjon av byggeplaner og anbudsdokumenter. Anbudskunngjøringen skjedde i september 1997.

3.3 Risikovurderinger

All tunneldriving innebærer en viss risiko for at det skal oppstå uforutsette forhold under drivingen som kan medføre store kostnader og tidstap. For undersjøiske tunneler kan dette også innebære tap av tunnelen. På oppdrag fra Statens vegvesen Sør-Trøndelag utførte derfor O. T. Blindheim A/S v/ Bent Aagaard en risikoanalyse for å belyse sannsynligheten for visse hendelser og hvilke konsekvenser disse ville innebære. Analysen ble utført med assistanse av Siv.ing Ottar Kummeneje A/S v/Stein Heggstad.

Bergmasser er i prinsippet i besittelse av visse egenskaper (potensielle farer) som, dersom de ikke tas hensyn til, kan forårsake skade om de utløses gjennom handlinger foretatt under tunneldriving. Det er flere mulige typer av potensiell geologisk fare som representerer risiko. Mulige skader vil kunne bestå av ras eller vanninntrengning i tunnelen. Dette kan medføre skade på utrusting og mengde- og tidsoverskridelser som fører til økonomisk tap. I den ytterste konsekvens kan ras og vanninntrengning også medføre tap av prosjektet ved at skaden ikke lar seg reparere/utbedre og skader på personer. Kalkulert risiko for personskade eller tap av liv vil aldri bli akseptert.

Årsaken til rasutvikling i tunneler kan være mangelfull oppfølging, eller manglende evne/vilje til å ta konsekvensene av den geologiske kartleggingen og funn fra

sonderboring og kjerneboring. På den annen side finnes det eksempler på at en ved god geologisk kartlegging og ingeniørgeologisk oppfølging har klart å unngå problemer når forholdene har vært langt verre enn det som var forventet på forhånd.

Utgangspunktet for risikoanalysen var å gi svar på følgende problemstillinger:

- angivelse av risiko (uttrykt som kostnad, også for personskade og evt. tap av menneskeliv) forbundet med gjennomføring av prosjektet. Med risiko menes her kostnader som kan komme i til tillegg til beregnede kostnader for prosjektet
- sammenstilling av dette prosjektets risiko målt mot andre, kjente tilsvarende prosjekter
- vurdering av investering for sikrere tunneldrift, målt mot redusert risiko

I risikoanalysen for driving av Frøyatunnelen har en forsøkt å beregne sannsynligheten for at visse hendelser og hvor ofte slike hendelser kan inntre. Resultatet er beskrevet som økonomisk konsekvens. Så vidt vi kjenner til er Frøyatunnelen det første "case" der det her til lands er utarbeidet en risikoanalyse for driving av tunnel. Dermed har vi fått synliggjort at det er en risiko til stede ved gjennomføring av anlegget.

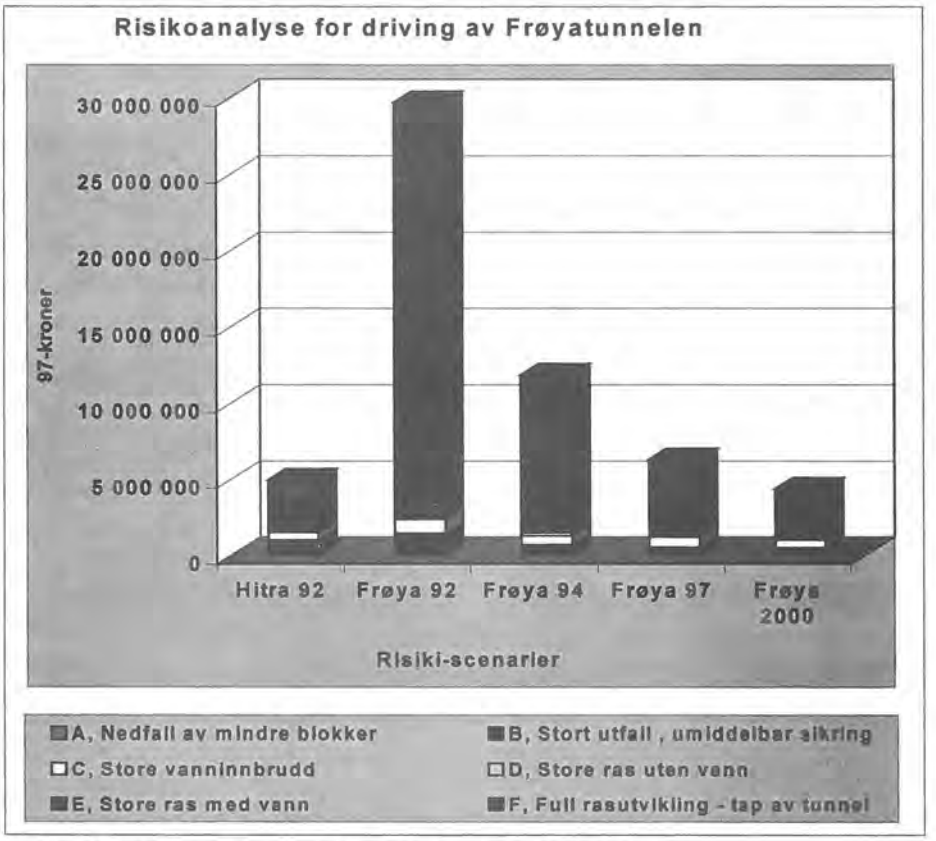
Det er bare klart definerte og betydelige hendelser som er tatt inn i risikoanalysen. Det er lite dokumentasjon som underbygger den antatte sannsynligheten for enkelthendelsene. Det er derfor umulig å si at risikoen blir eksakt. Rapporten må i stedet brukes som en indikasjon på at det er en sannsynlighet for f.eks. full rasutvikling og tap av en stuff og de økonomiske konsekvensene dette måtte innebære.

3.4 Preventive tiltak for reduksjon av risiki

Frøyatunnelen er trolig(?) det tunnelanlegget som er blitt mest undersøkt og vurdert før anlegget startet. Det var liten tvil om at Frøyatunnelen ville bli et meget krevende tunnelanlegg, men kunnskapen om fjellforholdene, så langt det har vært mulig å undersøke disse på forhånd, gjorde det mulig å sette inn tiltak som skulle forhindre handlinger som fører til skade og økonomisk tap under tunneldrivingen. Det mest nærliggende er anbuds- og kontraktsmessig forhold, gjennom beskrivelser og krav til entreprenørens kompetanse, erfaring, arbeidsrutiner og kvalitetsplaner.

Mindre risiko kan oppnås ved å investere mer i sikkerhet for alle aktiviteter. Særskilt fokusering på de geologiske forholdene må imidlertid ikke føre til at andre farer som også er til stede på anlegg generelt, eller ved tunneldriving spesielt, blir neglisjert, f.eks. gasser, påkjørsler, høgspent strøm etc. Det er selvsagt en risiko til stede ved alle andre prosjekter, selv om den ikke er synliggjort på forhånd.

Figuren neste side viser risikonivå, representert ved beregnet sannsynlig økonomisk tap/skade, også sett i forhold til Hitratunnelen. Figuren beskriver hvordan risikoen reduseres ved forsiktig driving og økte sikringstiltak.



Figur E. Risikonivå ved alternative drive- og sikringsmetoder for Frøyatunnelen

Følgende tilfeller ble risikoberegnet:

Hitra 92	Beregnet risiko under driving av Hitratunnelen ut i fra den kunnskap man i ettertid har om bergmassekvalitet og med de forundersøkelser og sikringsmetoder som ble benyttet under drivingen.
Frøya 92	Risikoen vi ville hatt dersom Frøyatunnelen skulle ha vært drevet på samme måte som Hitratunnelen. En visste imidlertid tidlig at Frøyatunnelen var vanskeligere og det var derfor uansett lagt opp til et mer omfattende drive- og sikringsopplegg. Dette alternativet var derfor kun et tenkt tilfelle.
Frøya 94	Beregningseksemplet var basert på den kunnskap man hadde før kjerneboringene og det utvidete undersøkelsesprogrammet ble igangsatt.
Frøya 97	Beregningseksemplet var basert på den kunnskap man hadde etter at kjerneboringene var gjennomført og drive- og sikringsopplegget i tunnelanbudet var tilpasset resultatene av de geologiske undersøkelsene.
Frøya 2000	I dette beregningseksemplet er tiltakene under drivingen økt ytterligere, spesielt i de vanskeligste sonene med antatte vannproblemer.

Det er særdeles viktig at både entreprenør og byggherre hele tiden er på høyde for å minimalisere risikoen. I anbudsammenheng ble følgende krav stilt i forbindelse med Frøyatunnelen:

- både byggherre og entreprenører skal utarbeide egne, spesifikke kvalitetsplaner der HMS står sentralt
- byggemøter der HMS er eget punkt
- entreprenøren skal gjøre kjent for sine ansatte de geologiske forholdene som tunnelen kommer bort i
- utarbeide egne arbeidsrutiner for kritiske arbeidsoperasjoner
- øvelser og drilling for raskest mulig etablering av stuffskjold
- et omfattende opplegg for sonderinger og andre undersøkelser på stuff slik at vi hadde best mulig oversikt over fjellforholdene før salven sprenges
- tunnelstuffen ferdigsikret før ferier, helger, etc.
- reduserte salvelengde og/eller delt tverrsnitt
- stedlige ingeniørgeologer både fra byggherre og entreprenør
- mulighet til å oppgradere pumpekapasiteten fra 3000 l/min til 5000 l/min for hver tunnelstuff.

Med godt gjennomtenkte prosedyrer og forsvarlig beredskap, var vi av den oppfatning at det var mulig å drive gjennom de påviste svakhetssonene ved bruk av konvensjonell driving og sikring. I tillegg ble det etablert en faglig referansegruppe med representanter fra Vegdirektoratet, andre anlegg og konsulenter for oppfølging av driften, kritisk gjennomgang og bistand med aktiv rådgiving. Det var videre vurdert som nødvendig å sette romslige tidsfrister for å unngå at entreprenøren på grunn av tidspress skulle vurdere bruk av drive- og sikringsmetoder som kunne gi økt risiko.

Et annet viktig element i en vellykket gjennomføring av et tunnelprosjekt ligger i en godt organisert byggeledelse med kvalifiserte ingeniørgeologer, kompetente kontrollingeniører og omfattende og planmessig kvalitetskontroll. Det ble lagt stor vekt på kompetanse for personellet som følger den daglige driften. For å bistå byggeleder og kontrollingeniører ble det for Frøyatunnelen ansatt 2 ingeniørgeologer med erfaring fra tilsvarende anlegg. Disse har gått inn i turnusordningen sammen med kontroll-ingeniørene. Byggherren hadde følgelig alltid én ingeniørgeolog til stede ved anlegget.

4. HMS

4.1 Generelt

Byggherreforskriften , forskrift nr 534 til Arbeidsmiljøloven, har vært lagt til grunn for byggherrens oppfølging av HMS, både under prosjekteringen og byggefasen. Det har videre vært et nært samarbeid med Arbeidstilsynet i Trondheim, spesielt i startfasen.

4.2 HMS i prosjekteringsfasen

Prosjektleder var HMS-koordinator i prosjekteringsfasen. Koordinator for prosjekteringsfasen skal på vegne av byggherren utføre de oppgaver som fremgår av Byggherreforskriften § 11. Dette omfatter:

- Sørge for informasjon og krav til de øvrige parter som deltar i planleggings- og prosjekteringsfasen om HMS

- Koordinere aktiviteter og planer med tilknytning til HMS (sikkerhet, helse og arbeidsmiljø) i prosjekteringsfasen
- Sørge for at plan for HMS blir etablert og vedlikeholdt.
- Sørge for å få utarbeidet nødvendig dokumentasjon om de forhold som har betydning for sikkerhet og helse ved fremtidige arbeider.
- Sørge for nødvendig informasjon og overføring av alt plangrunnlag til egen HMS-koordinator i gjennomføringsfasen.
- Bistå ved sluttevaluering av prosjektets avslutning.

Rapportene som ble det utarbeidet med hensyn på gjennomførbarhet, drive- og sikringsmetoder og sikkerhetsanalyse for driving av Frøyatunnelen var med å danne grunnlaget for vurderingene av beregnet drivetid og tidsfrister angitt i anbudet.

Det var prosjektledelsens syn at det viktigste ikke var når prosjektet stod ferdig, men at tidsfristene ikke var så stramme at det ville komme i konflikt med prosjektets HMS-filosofi.

4.3 HMS i gjennomføringsfasen

Det ble ansatt egen HMS-koordinator i gjennomføringsfasen som fikk delegert prosjektlederes myndighet. Ansvaret var fortsatt tillagt prosjektlederen. Koordinatorens oppgave, tillegg til kvalitets- og byggeledelse var å samordne prosjektet mhp. sikkerhet, helse og arbeidsmiljø slik det går frem av Byggherreforskriften § 12. Dette omfatter:

- å påse at skjema vedrørende samordning av verne og miljøarbeidet på arbeidsplass med flere arbeidsgivere (Arbeidsmiljøloven §15) blir fylt ut.
- delta på vernerunder
- tekniske og organisasjonsmessige avgjørelser
- planlegging og justering av fremdriften
- fastsetting av frister
- etterleve planer/forskrifter
- sikre at uvedkommende ikke får adgang til anlegget.

sørge for at de utførende etablerer gode kontrollrutiner i henhold til HMS-planen.

Byggherrens HMS-plan var i utgangspunktet integrert i vår kvalitetsplan. I ettertid vil vi hevde at det hadde vært bedre å ha en uavhengig HMS-plan enn en som er integrert i byggherrens kvalitetsplan. Dette fordi:

- HMS-planen kan da foreligge tidligere (ved anbudsutlysning).
- HMS-planen fremstår som et selvstendig dokument og bør vedlegges anbudet. Dette for å synliggjøre byggherrens HMS-krav og -målsetningen.
- HMS-planen som utarbeides i henhold til Byggherreforskriften skiller seg da klart fra byggherrens interne HMS-plan.

Byggherren bør i tillegg ha en HMS-plan som går på byggherrens interne arbeidsmiljø.

Det har vært vårt mål å ha de organisasjonsmessige grenselinjene både mellom ulike personer på byggherresiden samt mellom byggherre og entreprenør helt klare. SELMER har hatt samordningsansvaret for tunnelen i henhold til §15 i AML. Byggherren har hatt som målsetting å få kvalitetsplaner og HMS-planer hos de utførende samt vår egen til å fungere.

For øvrig har vår oppfølging vært basert på:

- deltagelse på vernerunder
- enkeltbesøk på anlegget (helst en gang på hver tunnelstuff hver uke.)
- rapportering fra hovedentreprenørene
- byggemøter/arbeidsmiljø i gjennomføringsfasen.

4.4 Oppfølging av sikkerhet, helse og miljø

Av saker om har vært tatt opp med SELMER ASA med bakgrunn Byggherreforskriften m/forskrifter kan bl.a. nevnes:

- ikke opphold foran innfestingssnittene for bommene under boring
- ikke boring og lading på samme stuff samtidig
- oversikt som viser de som til enhver tid er inne i tunnelen/adgangskontroll
- praksis for nattarbeid
- vernerundene (opprinnelig hver uke på hver stuff i starten, senere annen hver uke på hver stuff) skal også omfatte underentreprenørene
- manglende stillas på støpeskjold og ved betongstasjonen på Frøya
- manglende og ufullstendige produktdatablad/merking av produkter
- egenhendig undertegning av §15 skjema for samordningssansvar
- krav om dokumentasjon/beregninger/risikovurdering av sikkerhetsprosedyrer i forbindelse med bruk av stuffskjoldene
- spettrensk i henhold til krav i kontrakten
- sikringstyper (støp kontra bruk av andre sikringsmetoder)
- gassmålinger
- montering av lys i tunnelen
- rapportering av nestenulykker
- overtidsrapportering
- utilfredstillende tømming og drift av slambassengene
- støymålinger ved tunnelpåhogget ved Hammeren på Frøya
- innsetting av bolter under driveprosessen
- redningsøvelser på Hitra og Frøya
- manglende oppfølging av sikkerhetsinstrukser med hensyn på å ha vernebriller på kroppen til enhver tid i tunnelen. Mangelfull bruk av vernebriller under injeksjonsarbeider.
- veggrensk
- rutiner i forbindelse med fersk sprøytebetong

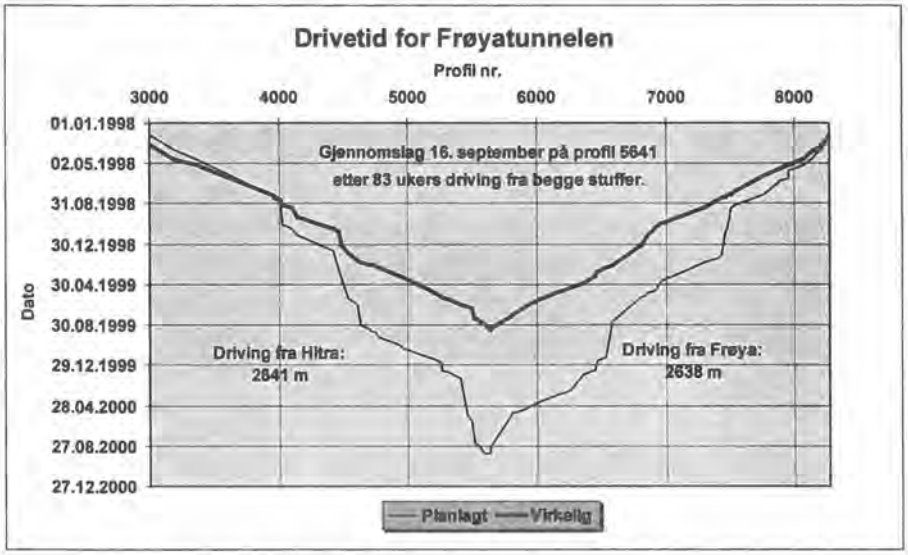
4.5 Ulykkesstatistikken

Heldigvis har vi ikke hatt alvorlige skader på prosjektet. Mindre skader som beinbrudd, klemskader og vridninger gjør imidlertid at H-verdien er på hele 16. Dette skyldes i stor grad ulykker som har skjedd i Statens vegvesens Produksjonsavdeling, medregnet innleide maskiner, og i vår egen prosjektorganisasjon. H-verdien hos SELMER ASA, med underentreprenører, ble på 4 beregnet på grunnlag av til sammen 260.000 registrerte arbeidstimer. Det totale antallet arbeidstimer for prosjektet er ca 380.000 pr dato.

5. BYGGEFASEN

5.1 Framdrift

Forberedende arbeider for Hitra-Frøyaforbindelsen startet september 1997 med opprusting av Fv 385 fra Kjerringvåg til tunnelpåhugget i Vågen på Dolmøy. På Frøya startet forberedelsene i slutten av november 1997. Arbeidene ble utført i egenregi av Statens vegvesen Sør-Trøndelag, Produksjonsavdelingen, og på begge sider av tunnelen ble det bygget anleggsveger og forskjæringene ble tatt ut. I Vågen ble det i tillegg støpt en terskel for å hindre innlekkasje fra Vågen ved stor flo.



Figur F. Byggestart for selve tunnelen skjedde med første salve 5. februar 1998. Gjennomslag fant sted 16. september 1999, nærmere ett år tidligere enn først beregnet. Trafikkåpningen, som var planlagt i juni år 2001, kunne skje allerede 23. juni 2000.

Anbudet på tunnelen ble utsendt 10.09.97 med anbudsfrist 14.11.97. Vi fikk inn tre anbud, hvor Selmer ASA leverte det beste anbudet på ca 306 mill kr. Selmer startet med tilrigging i januar 1998 og 04.02.00 gikk den første salva på tunnelen på Frøya. Driften fra Dolmøy kom i gang ca én måned senere.

Selmer lå noe etter sin egen framdriftsplan i starten på grunn av mer fjellsikring enn forventet, men etter hvert kom de ajour. Etter at mange av de vanskeligste sonene var passert betydelig raskere enn forventet, ble det klart at gjennomslaget ville komme tidligere enn planlagt. Den 16.09.99 var det gjennomslag, nærmere ett år tidligere enn planlagt. Det skyldtes i hovedsak mindre vann og dermed mindre behov for injeksjon og utstøping. I tillegg hadde entreprenøren godt utstyr og dyktige mannskaper slik at produksjonen ble jevnt over meget god.

Ukeinndrifter og driftssyklus er nærmere omtalt i punkt 5.2.3 og 5.2.4.

Sluttfristen for tunnelentrepriser blir regulert etter en sammenligning mellom kontraktens sikringsmengder og de virkelig utførte sikringsmengdene. For denne entreprisen ga det en ferdigstillelsesdato i mars 2001. Årsaken til det sene tidspunktet ligger i at kapasitetene for sikringsarbeider som benyttes i sammenligningen er alt for lave. De dyktige entreprenørene har en betydelig høyere kapasitet i dag p.g.a. utvikling av utstyr og arbeidsmetoder. Dette resulterer ofte i at entreprenøren skaffer seg "plusstid" som de ønsker å "selge" til byggherren i sluttfasen.

5.2 Entreprenører/Egen regi

Det var hele tiden forutsetningen at tunnelen skulle settes bort i entreprise. Statens vegvesens egen tunneldrift hadde i 1997 ingen erfaring med undersjøiske tunneler og Frøyatunnelen med vanskelige fjellforhold var definitivt ikke egnet som "prøveprosjekt". Legging av bærelag og dekke, elektro, skilting og merking var ikke med i kontrakten med Selmer. Asfaltarbeidene og skilting og merking ble utført av Statens vegvesen Sør-Trøndelag, Produksjonsavdelingen. Elektroentreprisen inkl styre- og overvåkingsanlegget ble levert av Sønnico Installasjon AS.

All vegbygging inkl. kulvert i Hammervågen og fundamentene for Knutshaugbrua ble utført i egenregi. Overbygningen i limtre på Knutshaugbrua ble levert av Moelven.

5.2.1 Tilrigging

Vegvesenet hadde på forhånd tatt ut forskjæringer og etablert adkomst ned til anleggsområdet på begge sider. Det ble i løpet av januar 1998 rigget anleggskontor, brakkerigg for funksjonærer og verksted ved Hamarvik på Frøya. Tunneldriften startet her 4. februar 1998. Rigging av betongblandeverk og lagertelt for tilslag fortsatte en stund etter at tunneldriften kom i gang, slik at de første betongleveransene, frem til 5. mai 1998, kom fra Hitra Bygg & Betong AS på Hestvika med ferje over Frøyfjorden.

På Dolmøy pågikk rigging av anleggskontor brakkerigger og verksted stort sett i løpet av februar 1998, og tunneldriften startet her 9. mars 1998. All betong til Dolmøystuffen ble levert av Hitra Bygg & Betong AS på Hestvika.

5.2.2 Driftsutstyr

Dolmøy

Tunnelboring:	Atlas Copco RB 353 S
Lasting tunnel:	Brøyt forgraver ED 600T
Tunnelrensk:	Brøyt forgraver ED 600T, renskeplattform
Uttransport:	3 og 4-akslet tippbiler
Bakstuffutstyr:	Scania 82 M m/AMV arbeidsplattform
Stuffbiler:	Mercedes 1217
Servicemaskiner, rigg/tipp:	Volvo L-90 m/pallegafler og skuffe, CAT 966
Betong:	Levert av Hitra Bygg & Betong m/trommelbiler
Injeksjon:	Iveco Injeksjonsbil m/Unigrout 400-100-8W, Putzmeister P11 til boltemørtel
Sprøytebetong:	Entreprenørservice, AMV Sprøyterobot
Vegbygging:	Veihøvel Aveling Barford ASG 113 benyttet på begge stuffene

Frøya

Tunnelboring:	Atlas Copco RB 353 WS
Lasting tunnel:	Brøyt forgraver X52
Tunnelrensk:	Brøyt forgraver X52, renskeplattform
Uttransport:	3 og 4-akslet tippbiler
Bakstuffutstyr:	Scania 82 M m/AMV arbeidsplattform
Stuffbiler:	Mercedes 917
Servicemaskiner, rigg/tipp:	CAT IT 38 m/pallegafler og skuffe, Komatzu WA 470
Betong:	Uthaug Sementstøperi; Rigget blandeverk på anlegget, levert betong på 2 stk 7 m^3 trommelbiler
Injeksjon:	Bulkmater og Putzmeister EH 300
Sprøytebetong:	Entreprenørservice, AMV Sprøyterobot

5.2.3 Tunneldrift

Tunnelen ble i hovedsak drevet på konvensjonell måte med boring og sprengning. I partier med de mest ekstreme fjellforhold ble tunnelen delvis gravd ut med lastemaskin (Brøyt). En strekning fra påhuggene ble det drevet med oppdelt salve i pilot og stross. På Frøyasiden pågikk dette de første 25-30 m med 3 m salvelengder. På Dolmøysiden ble det drevet med pilot og stross 65-70 m inn fra påhugg, hvor salvelengden var 3 m de første 10-15 m, deretter 5 m.

I stabilt fjell mellom svakhetssoner ble det boret med 18" stenger hvor salvelengden stort sett ble omkring 5 m. I svakhetssoner ble tunnelen drevet med redusert salvelengde uten videre oppdeling av salven, bortsett fra i de tilfeller deler av salven ble gravd ut. Ved redusert salvelengde ble det som regel benyttet 3 m salvelengde, unntaksvis kortere for oppretting av stuffen. Etterhvert ble 4 m salvelengde benyttet i stor utstrekning i svakhetssonene.

I forbindelse med reduserte salver ble det konsekvent benyttet forbolting, cc 0,25-0,5 m, hovedsakelig med 6 m lange bolter. Hensikten var å unngå utfall som ville medføre et stabilitetsmessig ugunstig tunnelprofil, samt å være en sikring mot ukontrollert rasutvikling fra selve stuffen. I forbindelse med forbolting er innfesting i bakkant svært viktig. Den enkleste form for innfesting var ved hjelp av fjellbånd mellom radielle bolter som ble montert med 1-1,5 m senteravstand. For å hindre at bolteendene fikk bevege seg og dermed løsne, ble det ved en del tilfeller sprøytet betong over fjellbåndene og bolteendene. Dessuten ble det ved noen tilfeller benyttet armert sprøytebetongbuer i bakkant av forboltene som innfesting og fjellsikring.

5.2.4 Driftssyklus

Største ukeinndrift på begge stuffene til sammen var 131 m, med 74 m i gjennomsnitt. På Dolmøysiden varierte ukeinndriften mellom 3 m og 110 m. Gjennomsnittlig salveinndrift var her 4,69 m hele strekningen sett under ett. I bergmasser mellom svakhetssoner var gjennomsnittlig salveinndrift 4,92 m (98,4% brytning). På Frøyasiden varierte ukeinndriften mellom 7 m og 65 m. Gjennomsnittlig salveinndrift var her 4,44 m hele strekningen sett under ett, mens gjennomsnittlig salveinndrift var 4,82 m (96,4% bryting) i bergmasser mellom svakhetssoner. I svakhetssoner ble salvelengden redusert til 3-4m på begge sider. Salveinndriften var her som regel 0,1-0,5 m mer en boret lengde. Den gode brytingen i svakhetssoner skyldes graving/rensk av løst materiale i stuffen. De laveste ukeinndrifter var naturlig nok i forbindelse med

svakhetssoner, men p.g.a. injeksjonsarbeide var det også en del uker med liten inndrift i godt fjell. Spesielt gjaldt dette Dolmøystuffen.

Nedenfor er angitt typiske tider for driftssykluser slik de var ved Frøyatunnelen ved driving i "bra fjell" og i svakhetssoner både ved sprøytebetongsikring og ved støp på stuff.

Driving i "bra fjell":

• Salveboring:	2-3 timer
• Lading:	0,75-1 timer
• Utlasting inkl. rensk:	2-3,5 timer
• Sprøyting av betong:	0-2 timer
• Bolting inkl. gysing:	0-2 timer
Sum:	5-11,5 timer

Driving i svakhetssoner, tykk sprøytebetongsikring

• Forbolter; boring og innsetting inkl. gysing:	3-6 timer
• Bolter (CT-bolt) til innfesting av forbolter og fjellsikring; boring innsetting og gysing av bolter samt montering av fjellbånd:	2-4 timer
• Sprøyting av betong over bolterast og fjellbånd som ble benyttet til innfesting av forboltene:	0,75-1 timer)
• Salveboring:	2-3 timer
• Lading:	0,75-1 timer
• Utlasting inkl. rensk:	2,5-4 timer
• Sprøyting av betong:	2-3 timer
Sum:	13-22 timer

Driving i svakhetssoner, full utstøping på stuff:

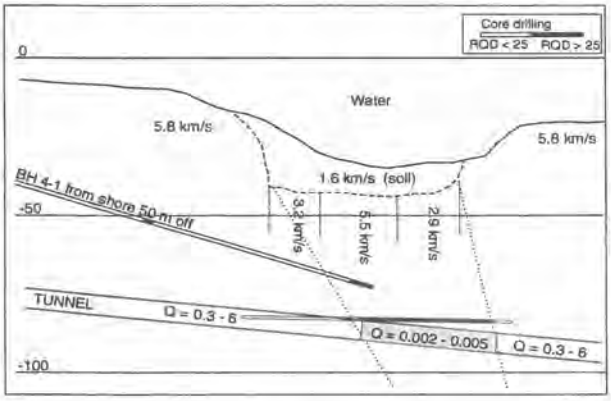
• Forbolter; boring og innsetting inkl. gysing:	3-6 timer
• Bolter (CT-bolt) for innfesting av forbolter; boring innsetting og gysing av bolter samt montering av fjellbånd (denne operasjonen ble sløyfet ved en del tilfeller hvor endene på forboltene ble støpt inn eller at forboltene ble satt gjennom støpen):	0-4 timer
• Salveboring:	2-3 timer
• Lading:	0,75-1 timer
• Utlasting inkl. rensk:	2,5-4 timer
• Sprøyting av betong:	1-2 timer
• Opprigging av støpeskjold:	1-2 timer
• Forskaling av endesteng:	3-4 timer
• Støpetid inkl. opprigging og nedrigging av pumpebil:	6-9 timer
• Herding:	8-9 timer
• Riving av endesteng og nedrigging av støpeskjold:	2-3 timer
Sum:	29-47 timer

Ved enkelte tilfeller ble det benyttet armerte buer av sprøytebetong eller innsprøytet pantexbue til innspenning av forbolter. Tidsforbruket ved denne operasjonen kunne være 3-4 timer.

5.2.5 Sonderboring og kjerneboring

Sonderboringer ble utført for hver ca 20 m. I starten ble det boret 4 hull (såle, vegger og senter av heng), etterhvert som man kom under sjøen ble det økt til 6 hull (såle, nedre del av vegger, vederlagene og senter av heng). I tillegg ble det boret et varierende antall kontrollhull i forbindelse med injeksjon. Som regel ble det boret 30 m lange hull, men i en del tilfeller ble lengden tilpasset spesielle formål.

Ved passering av de første store svakhetssonene ble det benyttet kjerneboring i tillegg til sonderboring for å undersøke forholdene i sonen best mulig, da man anså dette som særdeles viktig mht. planlegging og beredskap. Etterhvert som tunnelen var drevet gjennom de første sonene og man fikk erfaringer fra sonderboring og driving i disse massene var det mer begrenset verdi av den informasjon som kjerneboringen ga og bruken av kjerneboring avtok.



Erfaringer fra Frøyatunnelen viste at resultat fra kjerneboringen kan tolkes mer ugunstig for tunneldrift enn det som oppleves når tunnelen drives gjennom, f. eks. ved at borehullet følger horisontale eller langsgående vertikale strukturer eller "linser" av forvitret materiale som ikke har særlig stor utbredelse. Også det motsatte har vært tilfelle.

Nedenfor er vist en oversikt over kjerneboringer som er gjennomført fra tunnelen.

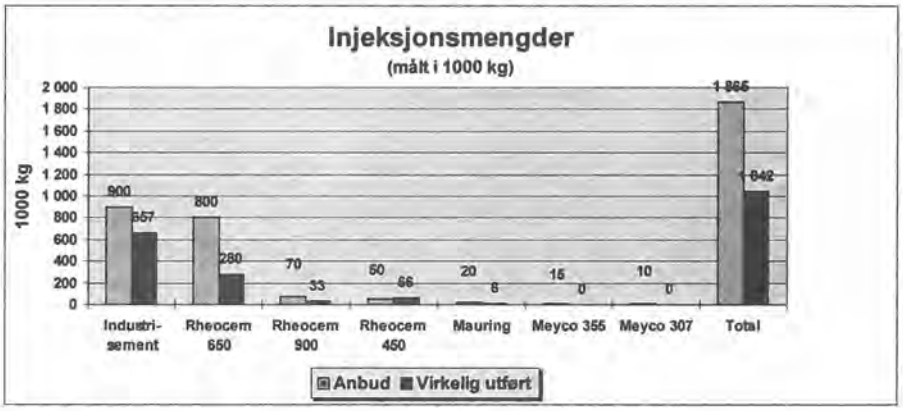
Fra pel	*Bore-sted*	*Lengde*	*Tidsrom*	*Anmerkning*
Hitra-stuffen				
3970	stuff	17 m	8-9.aug. 98	avsluttet uten å komme langt nok
3946	nisje	80 m	11-15.aug. 98	kom igjennom sonen i god tid før tunnelen var drevet gjennom
4088	nisje	80 m	23/9-1/10 98	kom igjennom sonen i god tid, 4 dagers opphold etter at det var boret 60 m
4407	nisje	112 m	13.-23.nov 98	kom igjennom sonen i god tid, opprømming m/ 76 mm og 66 mm casing
5379	nisje	43 m	26-28.juni 99	kom bare såvidt forbi tunnelstuffen, måtte avsluttes p.g.a. for sen inndrift i forhold til tunneldrivingen
Frøya-stuffen				
7539	stuff	112 m	11-15.juli 98	stopp p.g.a. at borestrengen klemmes fast i leirsone
7418	stuff	45 m	15-16.aug 98	kom gjennom ca tredjedel av sone, 25 m for kort
6967	nisje	57 m	31/10-10/11 98	kom bare såvidt forbi tunnelstuffen, opprømming og casing, måtte avsluttes p.g.a. for sen inndrift i forhold til tunneldrivingen

Tabell D: Oversikt over kjerneboringer som er gjennomført fra tunnelen

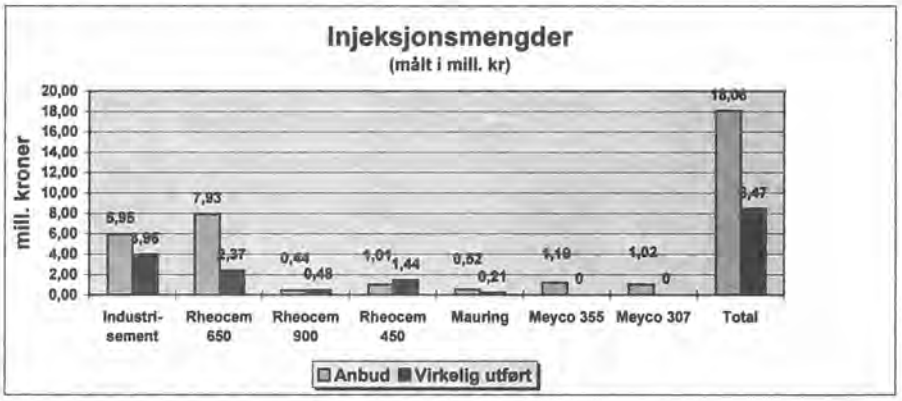
I en del svakhetssoner var det for dårlig inndrift i kjerneborhullet, sammenlignet med inndriften i tunnelen som ble drevet parallelt, slik at boringen ikke hadde noen verdi. Boring fra stuff i helger gav som regel for liten tid til å nå til ønsket dybde i store svakhetssoner.

5.2.6 Injeksjon

Det ble utarbeidet prosedyrer for injeksjonsarbeider som angir lekkasjekriterier og retningslinjer for injeksjon. Kriteriet er satt til lekkasjer større enn 5 l/min i enkelthull eller 3-5 l/min i flere hull. Ved spesielt vanskelige svakhetssoner har det også vært aktuelt å injisere ved mindre lekkasjer. Tilpasninger ble gjort avhengig av fjellkvalitet og hvordan lekkasjen fordelte seg. Type injeksjonsmiddel ble bestemt ut fra fjellforhold og lekkasjens størrelse. Totale mengder er angitt i figur g.



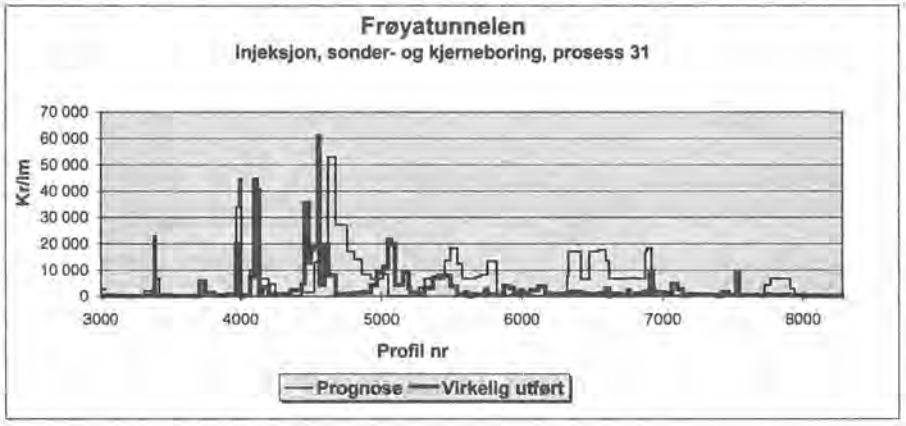
Figur G: Injiserte mengder, fordelt på injeksjonsmiddel, sammenlignet med kontraktens mengder



Figur H: Injeksjonskostnader, fordelt på injeksjonsmiddel, sammenlignet med kontraktens kostnader

Kostnadene forbundet med injeksjon ble betydelig lavere enn fryktet og gjenspeilet i kontraktens mengder. Dette skyldes i første rekke at sonene generelt var mindre vannførende og at omfanget av tensjonssprekker var mindre enn forventet. Som det går fram av figur g og figur h var det større reduksjon i forbruk av mikrosementer enn for industrisement. Dette var en følge av at fjellet var noe lettere injiserbart enn antatt, samt

at forbedret utstyr og rutiner gjorde det mulig å benytte industrisement i større grad ved å variere v/c-forholdet. Det ble ikke benyttet kjemiske injeksjonsmidler.



Figur I: Kostnader for injeksjon, sonder- kjerneboring fordelt pr. løpemeter langs tunnelen

Enkelte soner var meget vannførende, med opptil 2 000 l/min i én sonderhullserie. Selv om det generelt var mindre behov for injeksjon en antatt, var det som det går fram av figur i, enkelte partier som krevde betydelig injeksjon over flere omganger, spesielt på Hitra-stuffen.

5.2.7 Innlekkasje, vann-/frostsikring

Total innlekkasje i tunnelen er 600-650 l/min som varierer med årstid og nedbør. En stor del av variasjonen skyldes at innlekkasjen i landdelen av tunnelen, ca 750 m fra påhuggene, påvirkes av nedbør og tele i bakken; spesielt gjelder dette nærmest påhugg. Som vann og frostsikring er benyttet heldekkende WG-duk i hele tunnelens lengde.

Kapasiteten til fordrøyningsbasseng er stor nok til at man ved driftsstopp av pumper ved normalvannstand har ca. 4 dager uten at vegbane oversvømmes. Lagringskapasiteten i bassenget er stor i forhold til innlekkasje. Grunnen til at bassenget ikke ble redusert er at man på det tidspunkt bassenget ble drevet ut ikke visste hva det endelige lekkasjeomfanget ville bli, da det gjenstod å drive nesten ca 0,5 km tunnel. For å redusere omfanget av overflatevann som renner inn i tunnelen, og som må pumpes ut, er det støpt og injisert terskel like utenfor påhugg på Dolmøy.

5.2.8 Tekniske erfaringer / løsninger

- Omfattende forundersøkelser => ingen negative overraskelser, godt tilpasset anbudsgrunnlag.
- Risikoanalyse før anleggsstart => bevisstgjøring av byggherre og entreprenør, gode arbeidsprosedyrer, ingen alvorlige arbeidsulykker, ingen kritiske situasjoner.
- Fryseberedskap => slakkere krav til mobiliseringstid hadde gitt rimeligere beredskap, boring av fryserør tar lang tid, med en annen utforming av kontrakten hadde fryseaggregatet vært Statens vegvesen sin eiendom uten særlige merkostnader.

- Spilingbolter (forbolter) => god erfaring med omfattende bruk av slike bolter, benyttet på 750 m tunnel, profilet står godt, mindre betongforbruk, mindre utstøping, raskere inndrift, reduserte kostnader.
- Mikrosement => Rheocem, som hadde lang herdetid i saltvann (6 - 10 t), registrert både i tunnel og ved enkle forsøk, ble mindre brukt etter hvert, gode erfaringer med industrisement.
- Beredskapstesting støpeskjold => god drill og beredskap for en krisesituasjon ved rasutvikling med nyutviklet, mobilt støpeskjold med hydraulisk manøvrering og bonusordning til entreprenøren ga motiverte drivere.
- Utslippstillatelse av drensvann => for generelle krav fra Fylkesmannens miljøavd., strengere og mere spesifikke krav i anbudet hadde gitt oss sanksjonsmuligheter overfor entreprenøren ved mangelfull oppfølging av renseanleggene.
- Pantexbuer (gitterbuer) => godt alternativ til armerte sprøytebetongbuer, rask montasje, ideell lastfordeling, merkostnad på kr 5.000,- pr. bue sammenlignet med tradisjonelle buer.
- Kjerneboring => for pessimistisk prognose på bakgrunn av forundersøkelsene, problemer i leirinfiserte soner, dårlig inndrift og full stopp, (raskere å drive tunnel enn å kjernebore), benyttet mindre etter hvert, gir noe tilleggsinformasjon.

5.2.9 Trafikkavvikling

Ingen problemer i forhold til øvrig trafikk i forbindelse med tunneldrivingen. På Hitrasida ble det bygd bru for fylkesvegen som krysser over den nye riksvegtraséen. Dette var nødvendig også på sikt for å unngå plankryss på "feil side" av bomstasjonen.

På Frøya ble det bygget egen anleggsveg fram til deponiområdet i Hamarvika.. Deponiområdet inngår i planen for utbygging av Hamarvik Næringspark, der Frøya kommune, sammen med Kystverket, har bygget fiskerihavn og anlegger dypvannskai.

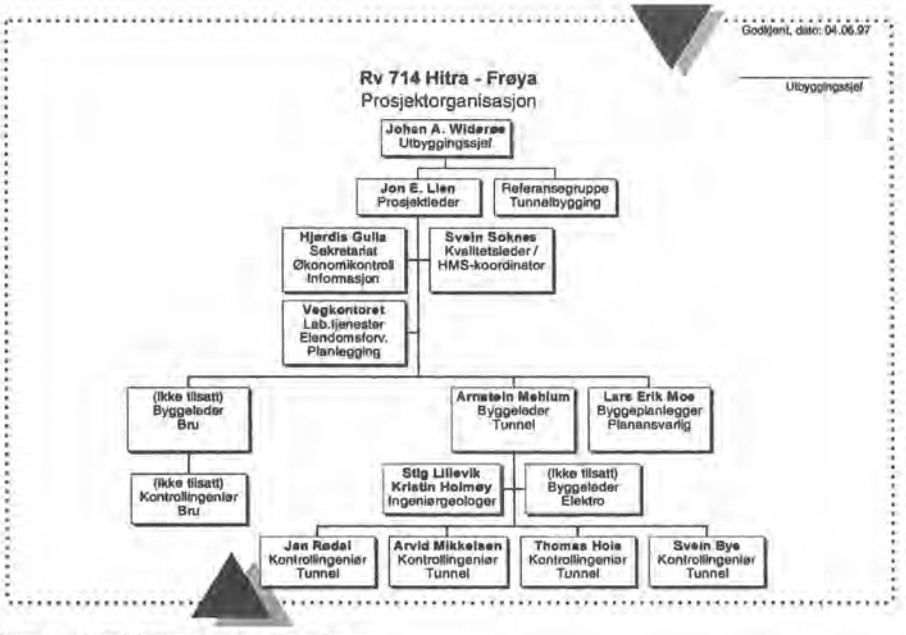
Anleggsvegen ble overtatt av kommunen og inngår i det kommunale vegnettet.

5.2.10 Organisering byggherre

Både "ekspertgruppen" og "evalueringsgruppen" rådet prosjektet til å satse på en byggeledelse med tilstrekkelig bemanning og lang erfaring til oppfølging av dette prosjektet. Behovet for ingeniørgeologisk kompetanse hos byggherren ble understreket av begge gruppene. Det ble derfor, i tillegg til byggeleder og fire kontrollingeniører, ansatt én ingeniørgeolog. I tillegg ble én ingeniørgeolog fra O. T. Blindheim innleid på heltid i perioden med driving og permanentsikring. Disse ble organisert med to kontrollingeniør og én ingeniørgeolog på hver stuff. De fulgte entreprenørens skiftordning slik at byggherren var til stede / tilgjengelig til en hver tid.

Ingeniørgeologene hadde i tillegg til vanlig entrepriseoppfølging også ansvaret for bergmasseklassifisering og registrering av utført sikring. De hadde også et spesielt ansvar for å planlegge og vurdere drive- og sikringsmetodene.

Erfaringen med denne organiseringen må sies å være god. Den relativt gode bemanningen viste seg å være riktig på et såpass krevende prosjekt.



Figur J: Prosjektorganisasjon - Byggherre

5.2.11 Organisering og utførelse (entreprenør / egen regi)

Sammenslåingen av installasjon og levering av styre- og overvåkingsanlegget til en kontrakt viste seg å være fornuftig. Statens vegvesen som byggherre hadde bare en part å forholde seg til, samtidig som at Sønnico Installasjon hadde ansvaret for koordinering og levering av de forskjellige komponentene til rett tid. Meget klare ansvarsforhold og få diskusjoner.

5.2.12 Kjøp av tjenester og varer

Tjenester:	Kummeneje A/S	- forundersøkelser og forhåndsvurderinger
		- anbudsgrunnlag (prosess 31 - 33)
		- geologisk anbudsrapport
	O.T.Blindheim A/S	- forhåndsvurdering
		- anbudsgrunnlag (prosess 31 - 33)
		- ingeniørgeologisk oppfølging i drivefasen
	ICG A/S	- bistand elektro, tegninger og anbudsgrunnlag
	NGI	- numerisk modellering av fjellsikring
	SINTEF	- testing av sleppemateriale (svelling, frysing)
Varer:	Thorn Lighting A/S	- lysarmaturer
	Bemel Norge A/S	- impulsventilatorer
	K. Lund Engros A/S	- pumpeinstallasjoner
	Telenor	- radio- og sambandsutstyr

5.3 Komplettering

Rett etter gjennomslag startet Selmer med vask, rensk og permanentsikring fra Frøya og mot Hitra. Permanentsikringen er nærmere omtalt i punkt 6.6.2. Alle kompletteringsarbeidene var lagt opp på samme måte med start fra Frøyasiden. Vegbygging og arbeidet med drenssystemet kom i gang i slutten av oktober 1999 og 1400 m med bærelag ble lagt før jul. Resten av tunnelen fikk bærelag i slutten av januar 2000.

Montering av WG-duk var den største elementet i kompletteringsarbeidene. Disse arbeidene kom igang i januar og etter en innkjøringsperiode gikk disse arbeidene med god kapasitet og kvalitetsmessig godt resultat. Sønnico Installasjon utførte installasjonsarbeidene i perioden fra februar og fram til åpningen av tunnelen. Støping av kantstein/bankett ble utført etter påske og avsluttet i mai med bra resultat. Til slutt kom legging av slitelag i egenregi begynnelsen av juni 2000.

Kompletteringsarbeidene gikk greitt uten problemer med luftkvaliteten, bortsett fra et par tilfeller med samtidig transport av pukk til Frøya i perioder med redusert viftekapasitet. Koordineringen av alle aktivitetene for øvrig fungerte godt.

5.4 Overvåking / drift av tunnelen

5.4.1 Belysning

Tunnelen er belyst i henhold til vegnormalene, tunnelklasse C.

Innkjøringssoner (200 m): 35 W lavtrykk natriumslamper med avstand 18 m, supplert med 4 stk. 400 W og 8 stk. 250 W høytrykk natriumslamper med avstand 15 m som tennes automatisk med fotoceller på dagtid. Indre sone: 35 W lavtrykk natriumslamper med avstand 18 m. Havarilommene og snunisjene er belyst med lysrørarmaturer med antall armaturer varierende etter størrelsen på lommene/nisjene.

- Høytrykk natriumslamper i innkjøringssone blir styrt automatisk av fotocelle. 35 W lavtrykk natriumslamper lyser konstant, men med mulighet til annenhver armatur avslått om natten.
- Lys i havarilommer samt SOS-skap lyser konstant. SOS-skap lyser 30 min. etter strømbrudd.
- Det er mulig å styre lyset manuelt fra VTS samt styreskap i trafokioskene F1 og F5 (ved hver tunnelåpning). Trafokioskene F2, F3 og F4 er rene kraftforsyningsenheter for tunnelen.

5.4.2 Ventilasjon

Tunnelen har langsgående ventilasjon med luftinntak og utlufting gjennom portalene. Dimensjonerende lufthastighet er 7 m/s. De 44 ventilatorene er dimensjonert for å kunne tvangsstyre luftstrømmen i ønsket retning.

- Tunnelen ventileres ved at viftene startes automatisk i tre trinn avhengig av gasskonsentrasjon. Dette gjøres ved hjelp av 5 stk. CO-måler og 5 stk. NO_2-målere.
- Ventilasjonen vil automatisk starte i samme retning som den naturlige trekkretningen i tunnelen. Hvis ingen naturlig trekk i tunnelen vil viftene starte mot den enden som har høyest CO/NO_2-konsentrasjon.
- I tillegg kan viftene kjøres manuelt fra VTS. Manuell brannventilasjon kan kjøres fra F1 og F5, (0 - 50 - 100 %) i begge retninger.

5.4.3 Stenging av tunnel

For alle målepunkter gjelder:

- Hvis CO-konsentrasjonen i ett av målepunktene overstiger 200 ppm eller NO_2-konsentrasjonen overstiger 1,5 ppm skal tunnelen stenges ved hjelp av skilt, bommer og vekselblink ved tunnelåpningene samt LED opplysningsskilt m/blink.

For måleverdier fra midt i tunnelen gjelder:

- Hvis CO-konsentrasjonen overstiger 100 ppm i en periode lengre enn 15 minutter eller NO_2-konsentrasjonen overstiger 0,75 ppm i mer enn 15 minutter skal tunnelen stenges ved hjelp av skilt, bom og vekselblink ved tunnelåpningene samt skilt snuplass m/blink tennes.

Dersom det ikke er mulig å stenge tunnelen automatisk kan man bruke en sveiv for manuell stenging av bommene. Sveiven for stenging av tunnelen finnes i tekniske rom ved begge tunnelmunningene (F1 og F2).

5.4.4 Brann

- Ved brann bør ventilasjonen (røykproppen) styres i naturlig trekkretning på laveste hastighet inntil man har fått oversikt over situasjonen. Ventilasjonen styres manuelt av skadestedsledelsen / fagleder brann.

Det kan ta inntil 30 minutter å snu luftstrømmen i tunnelen.

5.4.5 Temperaturfølere

Det er montert 11 stk. temperaturmålere som skal indikere evt. brann i trafokiosk, inne i tunnelen. (2 stk. i hver transformatorstasjon samt 1 stk. utvendig på trafo nr F3_) Disse vil varsle brann ved rask temperaturøkning og varsle VTS.

Denne situasjon vil ikke starte vifter automatisk hvis ikke CO eller NO_2-konsentrasjonen øker til innstilte verdier.

5.4.6 Pumper

Det er montert 2 pumper à 75 kW i et magasin som rommer ca. 2300 m^3 i lavbrekket midt i tunnelen. Magasinet dekker en normal innlekkasje i fire døgn uten pumping. Lavbrekket og er plassert midt under et skjær i Frøyfjorden og pumpeledningen er dermed ført vertikalt fra pumpesumpen til dette skjæret.

- Pumpene styres av nivåfølere. Programmet er i tillegg slik at pumpene kjøres når det øvrige strømforbruket er på et lavt nivå, ikke nødvendigvis om natten.

5.4.7 Nødstrøm

Tunnelen forsynes med strøm fra TrønderEnergi med to forsyningsenheter, en på hver side.

Om strømtilførselen i et tilfelle skulle utebli fra begge enhetene samtidig er tunnelen forberedt for tilkobling av mobilt nødstrømsaggregat. Et slikt aggregat er stasjonert på Hitra og vil kunne være operativt i tunnelen innen 4 timer. Aggregatet vil da gi strøm til

pumper, lys, nødlys, nødtelefoner, radiosamband/redningssamband og to vifter i lavbrekket.

Ved kortvarig nettutfall er tunnelen utstyrt med 5 enheter for avbruddsfri kraftforsyning (UPS). Disse enhetene skal levere strøm til styringsautomatikk, nødlys, nødtelefon, radiosamband/ redningssamband i 30 minutter, for deretter å levere strøm til det samme utstyret, unntatt nødlys, i ytterligere 60 minutter.

5.4.8 Styreskap

Styreskap for styring av ventilasjon og belysning er plassert i trafokiosker utenfor tunnelåpningene (F1 og F5). Plassering av kioskene er vist på beredskapskort som alle redningsetatene er utstyrt med i alle biler.

5.4.9 Håndbrannslokkere

Det er 6 kg håndbrannslokkere i SOS-skap som er montert med ca. 125 meters avstand gjennom hele tunnelen.

Hvis brannslokkeren fjernes fra sin plass gis det automatisk beskjed til Vegtrafikksentralen (VTS) i Trondheim. Noe svinn forekommer og Statens vegvesen har vært nødt til å erstatte brannslokningsapparater.

5.4.10 Vannforsyning

Det er brannkum ved begge tunnelportaler (ferskvann). Merket etter gjeldende forskrifter.

I tillegg er det montert egen pumpe i pumpebasseng som både kan brukes til fylling av brannbiler og til slokking av brann i nærheten (12 l/s ved 78 m vannsøyle). Nøkler er utlevert de lokale brannvesen på begge sider.

5.4.11 Nødtelefon / førstehjelpsutstyr

Tunnelen har nødtelefoner med ca. 250 m avstand gjennom hele tunnelen. Når telefonrøret løftes av oppnås direkte kontakt med Vegtrafikksentralen (VTS) i Trondheim. Telefonene er koplet slik at VTS ser hvilken telefon det ringes fra.

VTS har instrukser for aksjonering/videre varsling avhengig av hvilke henvendelser som blir meldt over nødtelefon.

SOS-skapene som er plassert med 125 m mellomrom, har vekselvis nødtelefon/ førstehjelpsutstyr.

5.4.12 Snunisjer - Havarilommer

Det er anlagt **tre** snunisjer for tunge kjøretøy, **én** ved pumpestasjonen i lavbrekket, mens de **to** andre ligger ca. **midt mellom lavbrekket og tunnelåpningene**. I tillegg er det mulig for mindre kjøretøy å snu ved alle havarilommer (avstand ca. 500 m).

5.4.13 Nødutgang

På alle SOS-skap (avstand 125 m) er det satt opp skilt som angir retningen og avstand til nærmeste tunnelåpning.

5.4.14 Variable skilt med vekselblink

Ved tunnelåpningene er det satt opp variable LED-skilt og vekselblink. Røde vekselblink og skilt med tekst varsler at tunnelen er stengt og årsak. Gule vekselblink og skilt med tekst varsler om arbeid i tunnelen eller saktegående trafikk.

Det er i tillegg montert automatiske bommer på begge sider som vil lukkes automatisk ved stengt tunnel. Disse styres fra VTS eller F1 og F5. Alternativt kan bommene senkes manuelt ved hjelp av sveiv plassert i F1 og F5.

5.4.15 Radiosamband

Det er montert antennekabel for redningskanaler, NRK P1 og mobiltelefon gjennom tunnelen.

VHF redningskanal:	mottaker: 160.300 MHz,	sender:168.300 MHz
VHF politi:	mottaker: 162.600 MHz,	sender: 170.600 MHz
VHF brann og helsevesen:	mottaker: 160.050 MHz,	sender: 168.050 MHz
FM-anlegg, NRK P1:	mottaker: 88.3 MHz,	sender: 88.3 MHz
Mobiltelefon:	GSM (Telenor og NetCom)	

Fra VTS, F1, F5 og via telefon kan det brytes inn på NRK P1 for å gi beskjeder til trafikantene i tunnelen. Det er viktig å fortelle trafikantene hvordan de skal forholde seg og hva som blir gjort.

Innsnakk på radio kan gjøres direkte via mikrofoner i tekniske rom F1 og F5. Oversikt over standard meldinger henges opp ved mikrofonene. VTS og redningsetatene er også i stand til å gi slike beskjeder. Telefonnummer med kode for innsnakk via telefon er oppgitt på egne skjema til brannsjef og politi på begge sider.

5.4.16 Skilt

Det er satt opp opplysningsskilt på hver side av tunnelen som viser frekvens for NRK P1, den offisielle samarbeidspartneren for Statens vegvesen for trafikkmeldinger.

Nødtelefoner, håndslokkere og førstehjelpsskrin er skiltet. Skiltene er integrert i SOS-skap og har batteribackup for ca. 30 minutters drift.

5.4.17 Varsling ved vedlikehold

Skilt ved tunnelportal med gule blink fjernstyres fra VTS og styreskap i trafokioskene. Det er utarbeidet egen instruks for varsling av vedlikeholdsarbeider iht. håndbok - 051. Nødvendig varslings- og sperreutstyr er lagret på Hitra vegstasjon og F1.

5.5 Farlig gods

Transporter med farlig gods som følger reglene i ADR-regelverket, kan passere gjennom Frøyatunnelen uten spesiell restriksjon. Vegdirektoratet og Direktoratet for brann- og eksplosjonsvern (DBE) kan fastsette nærmere regler og restriksjoner i forbindelse med spesielle transporter av farlig gods. Brannsjefene, både i Hitra og Frøya, har etterlyst strammere regelverk på dette området.

6. INGENIØRGEOLOGISKE / BERGMEKANISKE FORHOLD

6.1 Geologi

6.1.1 Berggrunn

Berggrunnen langs tunneltraséen består av kambriske eller prekambriske høymetamorfe gneisbergarter. Det er tilsynelatende gradvise overganger mellom de ulike gneisbergartene. Strøkretningen er i hovedsak ØNØ - VSV med steilt NV fall. Unntak forekommer på Frøya hvor fallretningen langs tunneltraséen stedvis er steilt SØ og strøkretningen mer Ø-V. Variasjonen i fallretningen gjenspeiler den regionale foldningen med foldeakse ØNØ - VSV. Foldning i mindre skala forekommer på enkelte steder.

På Hitrasiden er det hovedsakelig en mørk glimmergneis med opptil 30% glimmer. Stedvis har bergarten migmatittisk karakter og forekommer da i veksel med grovkornige granodiorittiske partier med parallelstruktur. I dagen er det kartlagt lag av grå kalkmarmor, men disse er ikke kartlagt i tunnelen under land. Lag av grå marmor er derimot påtruffet like nord for Tarvaforkastningen (ca pel 4500-4600).

Skjærene mellom Hitra og Frøya består av relativt massiv granodioritt lengst syd og overgang til en migmatitt lenger nord.

På Frøya er det en relativt massiv migmatitt med en hovedkomponent av grovkornig, stedvis pegmatittisk, granodioritt. En annen komponent er grå, middelskornig og kvartsrik gneis med relativt lavt glimmerinnhold.

6.1.2 Svakhetssoner

Hitra/Frøya ligger i et område av landet som har det mest markerte mønster av forkastninger og svakhetssoner. En av hovedforkastingene parallelt Frøyfjorden (sundet), og som krysses av tunneltraséen, er Tarvaforkastningen som kan følges mer enn 150 km mot ØNØ. Denne er antatt å være en normalforkastning fra Jura/Kritt etterfulgt av strøkforkastning. Det er antydet mulig forekomst av fragmenter av Jura sediment i Tarvaforkastningen.

Assosierte bruddsoner i retning NØ-SV og NV-SØ kan være dannet samtidig med strøkforkastning i hovedsonene. Disse kan ha gjennomgått en strekkbruddfase slik at de kan være dårlig innspente og derved utsatt for lekkasje. Dagens regionale største hovedspenning har orientering NV-SØ, og soner parallelt denne orientering må antas å ha dårligst innspenning.

Bare 2 - 3 mil utenfor Frøya finner en kontinentalsokkelens sedimentære bergarter, noe som kan indikere jordskorpebevegelser helt inn mot nyere tid. Samtidig var det ventet lavere horisontalspenninger enn det som er vanlig inne på fastlandet. Det tektoniske bildet er meget komplisert.

På grunn av isbreens bevegelsesretning under slutten av istiden ble det antatt at soner med NØ-SV retning er overeksponert, noe som delvis også ble bekreftet. Berggrunnen er høvlet ned i mindre grad enn vanlig her i landet. Det var derfor ventet og senere erfart relativt stor grad av forvitring. Svakhetssonene består således i mindre grad enn vanlig av knuste masser, men av kjemisk forvitret materiale med konsistens som en

kohesjonsjordart av sandige, siltige og stor andel av leirholdige masser (svelleleire) med lav fasthet (marsipankonsistens).

Oversikt over kartlagte forkastninger/svakhetssoner omkring tunneltraséen er vist i vedlegg 1. For nærmere beskrivelse av svakhetssoner vises til foredrag nr. 33, Bergmekanikkdagen 1996 og geologisk anbudsrapport.

6.2 Beskrivelse av svakhetssoner påtruffet i tunnelen

6.2.1 Generelt

Skiftordning og rask innsprøyting av salvene medførte at ikke hele tunnellengden ble kartlagt av byggherrens ingeniørgeologer. Omkring 35% av tunnellengden ble dessuten drevet i såpass dårlig fjell at det ikke var forsvarlig å oppholde seg fremme ved stuffen før nødvendig sikring var utført, dvs påføring av sprøytebetong. Dette har medført at registreringene ikke er blitt så nøyaktige som man kunne ønsket. Registreringer er tegnet inn på tunnelkart sammen med utført fjellsikring. Disse tegningene foreligger som DAK-tegninger (AutoCad) i målestokk 1:500, og vil bli gitt ut i et eget hefte. I lengdesnittet i vedlegg 1 er det dessuten tegnet inn fallretning for svakhetssoner påtruffet i tunnelen.

Den dominerende oppsprekkingen følger langs skifrighetsplanet / foliasjonsplanet (ØNØ-VSV) i glimmergneisene i søndre del av tunnelen. Oppsprekking langs foliasjonen er mindre dominerende i de migmatittiske gneisene i nord. En av de dominerende sprekkeretningene nord for lavbrekket og syd for pel 7350 ("BeWi-sonen") følger NØ-SV retning og kan enkelte steder karakteriseres som foliasjonssprekker. Som regel er det ett til to sprekkesett i tillegg på hele strekningen syd for "BeWi-sonen". Retningen på disse er ofte Ø-V, med både nordlig og sydlig fall. Ellers forekommer ofte sprekkeretning NV-SØ med steilt fall. Videre nordover under land på Frøya er de dominerende sprekkeretninger N-S, NV-SØ og Ø-V. Dessuten er det langs hele tunnelen registrert relativt flattliggende og andre vilkårlige sprekkeretninger.

Sprekke-/sleppesoner og dels rene leirsoner danner svakhetssoner som krysser tunnelen, de størst med mektighet opptil >100 m. Retningen på sonene er både Ø-V og ØNØ-VSV (dels NØ-SV).

Nedenfor følger en nærmere beskrivelse av hver sone tunnelen ble drevet gjennom:

6.3 Bergmasseklassifisering

tabell e viser en oversikt over bergmasseklassifiseringen (Q-verdier) langs tunnelen.

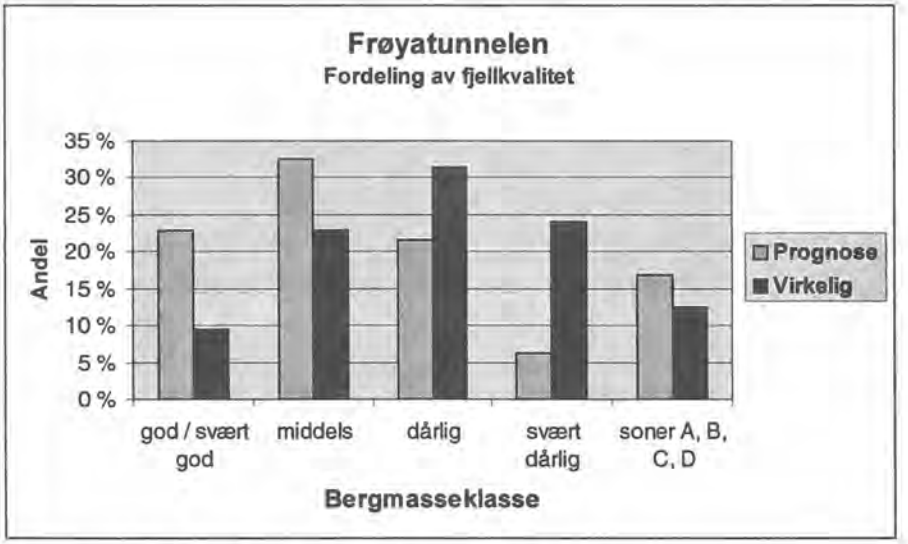
Område (pel - pel)	*RQD*	*Jn*	*Jr*	*Ja*	*Jw*	*SRF*	*Q (min-max)*	*Q gj.snitt*
Hitra-stuffen								
3000-3380	30-75	4-12	1-3	1-13	1	1-5	0,3-13	3
3380-3470	20-35	9-12	1-1,5	8-12	1	2,5-5	0,03-0,3	0,1
3470-3979	10-70	4-15	1,5-3	2-13	1	1-2,5	0,2-18	3
3979-4022	10	12-18	1-2	10-18	1	2,5-10	0,003-0,07	0,007
4022-4117	20-75	6-12	1,5-2,5	3-8	0,66-1	1	0,3-5,6	1,5
4117-4149	10-20	15-20	1-1,5	8-16	0,66-1	5-10	0,003-0,02	0,01
4149-4438	40-90	6-12	1,5-3	2-6	1	1	1,1-25	4
4438-4505	10-50	9-15	1-2	6-13	0,66-1	1-5	0,007-1	0,1

Område (pel - pel)	*RQD*	*Jn*	*Jr*	*Ja*	*Jw*	*SRF*	*Q (min-max)*	*Q gj.snitt*
4505-5003	30-90	4-12	1,5-3	2-10	0,66-1	1-2,5	0,1-23	2
5003-5080	20-80	9-12	1,5-2	3-8	1	1-2,5	0,1-5,6	0,5
5080-5197	30-80	6-12	1,5-3	2-8	1	1-2,5	0,2-13	3
5197-5210	20	15	1,5	10	1	5	0,04	0,04
5210-5265	50-65	6-9	1,5-3	3-8	1	1	2-6,7	4
5265-5304	30-50	9-12	1,5-2	8-10	1	2,5	0,15-0,6	0,3
5304-5535	35-70	6-12	1,5-2	6-10	1	1-2,5	0,13-2,6	1,2
5535-5641	10-50	9-15	1,5-2	8-15	1	1-5	0,01-0,8	0,2
Frøya-stuffen								
8279-7925	30-80	4-12	1,5-3	3-13	1	1-5	0,1-5	0,6
7925-7910	10-20	9-15	1,5	8-13	1	5	0,02-0,08	0,05
7910-7420	20-90	4-15	1-3	3-13	1	1-5	0,1-23	1,5
7420-7420	10	15	1	16	1	5	0,008	0,008
7420-7390	25-75	9-12	1,5	8-13	1	1-2,5	0,1-0,6	0,4
7390-7350	20-30	12-15	1-1,5	10-15	1	2,5-5	0,02-0,1	0,04
7350-6940	30-90	4-12	1,5-3	2-13	0,66-1	1	0,4-34	3
6940-6841	10-60	12-15	1-1,5	8-10	1	5	0,01-0,1	0,04
6841-6768	40-60	6-12	1,5-2	3-8	1	1-2,5	0,3-5,6	1
6768-6675	10-50	9-15	1	8-13	1	2,5-5	0,01-0,2	0,06
6675-6640	30-70	9-12	1,5-2	4-8	1	1	1-4	2
6640-6610	20-40	9-15	1-1,5	6-10	1	2,5-5	0,05-0,2	0,1
6610-6550	30-60	9-15	1,5-2	6-8	1	1-2,5	0,2-1,9	0,6
6550-6418	10-40	9-15	1-1,5	8-10	1	2,5-5	0,01-0,3	0,06
6418-6350	70-90	6-9	1,5-2	3-8	1	1	2-10	4
6350-6325	10	15	1-1,5	12-13	1	5-7,5	0,007-0,02	0,01
6325-5770 **	25-100	3-12	1,5-3	2-8	1	1-2,5	0,2-50	5
5770-5641	10-40	9-15	1-2	8-15	1	2,5-5	0,01-0,3	0,1

Merknad: Overgangssoner mot svakhetssoner ikke medregnet
***) 2 stk. 5 m brede soner ikke medregnet*

Tabell E: Bergmasseklassifisering; oversikt over typiske verdier

Det var på forhånd utarbeidet prognoser med fordeling av bergklasser etter fjellkvalitet. I forbindelse med sluttrapporten er prognosen til Nilsen, Palmstrøm og Stille (1997) sammenlignet de virkelige forhold. Denne viser at svakhetssonene ikke har vært så vanskelig som antatt, mens fjellforholdene mellom sonene ikke har vært så gode som prognosen tilsier. Se figur k.



klasse A: Små til middels store svakhetssoner (Q=0,1-1)
klasse B: Svakhetssoner med meget lav stabilitet (Q=0,01-0,1)
klasse C: Svakhetssoner med problematiske driveforhold (Q=0,001-0,01)
klasse D: Svakhetssoner med særlig problematiske driveforhold (Q=0,001-0,01)

Figur K: Prosentvis fordeling av bergklasser

6.4 Undersøkelser i anleggsperioden

Under driving av tunnelen ble det rutinemessig tatt prøver fra stuff i svakhetssoner for bedømmelse av løst materiale. En del prøver ble sendt inn til SINTEF Bygg og Miljøteknikk for analyse mht. svelleegenskaper. I forbindelse med diplomoppgave og Prosjektarbeid ved NTNU har studenter også tatt leirsoneprøver til analyse. Resultat fra analyser på prøver fra leirsoner er vist i tabell f.

Pel nr	*Beskrivelse*	*Andel <20μ (%)*	*Frisvelling (%)*	*Svelletrykk (MPa)*
3086		19	302	1,00
3087*		3	210	0,22
3163		18	210	0,17
3167*		1,8	110	0,11
3379		18	229	0,31
3379 h.s	70% lyse min., kv/feltsp. 30% mørke min., glimmer	9	-	-
3379*		9,5	180	0,37
3392		12	185	0,30
3427*		2,9	220	-
3437 heng	80-90% lyse min., 10-20% mørke min., glimmer	13	-	-
3440 v.s		17	168	0,14
3440*		2,8	240	-
3731*		4,4	100	0,07
3981,5 kjerneboring		15	225	0,48
3986 kjerneboring		6	245	0,56
4001 h.s	brun, grusig	16	242	0,37
4002 h.s	lys grå, spettet	17	230	0,57
4444 kjerneboring		21	485	0,70

Pel nr	*Beskrivelse*	*Andel <20μ (%)*	*Frisvelling (%)*	*Svelletrykk (MPa)*
4820*		3,5	130	0,09
4829 v.s		8	330	0,37
4897 h.s		33	280	0,33
5606**	smektitt 73%, kvarts 9%, feltspat 8%, glimmer/illitt 6%, kaolinitt/kloritt 4%	-	400	0,7
5606**	smektitt 78%, kvarts 6%, feltspat 4%, glimmer/illitt 9%, kloritt 3%	ca 75	400	0,69
5606*		4,5	400	0,62
5622*		7,6	940	1,05
5641*		12,7	180	0,11
7431 kjerneboring		25	525	0,55
7920 v.s	smektitt 64%, mikroklin 16%, plagioklas 7%, illitt 3%, kloritt 4%, hematitt 6%	28	427	0,82
7920**	smektitt 10-30%, kvarts 10-30%, plagioklas 30-60%, glimmer/illitt 0-20%, kaolinitt 0-10%	-	340	0,30
7920**	smektitt 58%, kvarts 10%, plagioklas 18%, glimmer/illitt 8%, kaolinitt 2%	-	235	0,17
7923 v.s		27	388	0,62
7982 v.s		8	311	0,40
8132		15	580	0,74
8235 h.s		-	350	0,82

*) *Fra diplomoppgave NTNU (B. E. Eggen, 2000)*
**) *Prosjektoppgaver NTNU, 1999/2000*

Tabell F: Laboratorieundersøkelser på sonemateriale

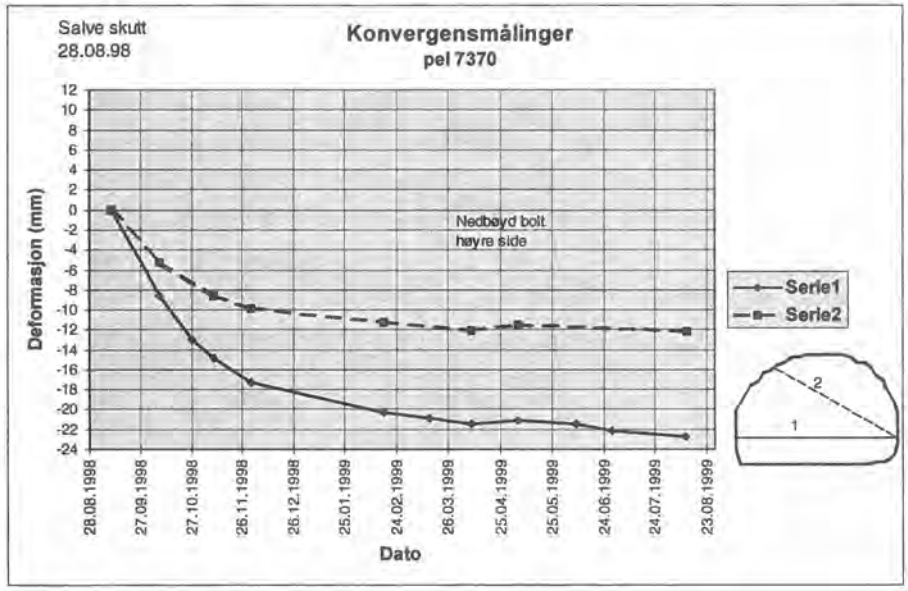
Under hele anleggsperioden er det foretatt konvergensmålinger (deformasjonsmålinger) i svakhetssoner for kontroll av stabiliteten og som grunnlag for vurdering av permanentsikring. Det er målt i til sammen 27 profiler under anleggsdriften (pel 3440 - 3992 - 4003 - 4012 - 4820 - 5033 - 5060 - 5283 - 5419 - 5556 - 5585 - 6480 - 6495 - 6620 - 6630 - 6700 - 6730 - 6778 - 6880 - 6920 - 6938 - 7370 - 7425 - 7920 - 8134 - 8180 - 8240). Montering av bolter kunne ikke gjøres for nært opp til stuffen da det var stor fare for at måleboltene skulle skades av lastemaskinen, og derfor er ikke hele deformasjonsutviklingen registrert. Men den viktigste informasjonen for å kunne vurdere stabilitet er ivaretatt. Maksimalt ble det registrert konvergens på 23 mm. Første avlesning ble her foretatt 13 dager etter at tunnelstuffen stod ved samme profil, og ut fra forløpet av kurven antas at 10-15 mm uregistrert deformasjon kan ha pågått i løpet av disse dagene.

Deformasjonsforløpet varierte avhengig av sikringsmengde og materialtype/ oppsprekking i svakhetssonene. I stabile partier stoppet deformasjonen noen uker etter at sikring var utført. Andre steder hvor arbeidssikringen ikke var tilstrekkelig som permanent sikring hadde man et relativt jevnt deformasjonsforløp en periode på noen måneder, deretter avtagende hastighet men uten å stoppe helt opp. Se eksempel i figur 1 som viser konvergens i områder som ble sikret med 20-30 cm sprøytebetong, systematisk bolting og sålestøp.

Avlesninger ble foretatt relativt hyppig like etter at målebolter var satt inn i et profil, ca en gang pr uke. Frekvensen avtok etterhvert og kunne mot slutten være opptil flere måneder.

På permanent basis er det lagt opp til kontroll i følgende profil:
5555 - 5586 - 6480 - 6730 - 6920 - 6940 - 7920 - 8180 - 8240.

Sprekker i sprøytebetongen ble holdt under observasjon ved konvergensmåling eller ved å smøre gips over sprekker for kunne å observere eventuelle utvidelser.



Figur L: Resultat fra konvergensmålinger, pel 7370

For å belyse stabilitetsforholdene ved varierende type tung sikring i en typisk svakhetssone har NGI foretatt numerisk modellering med UDEC (Norges Geotekniske Institutt, 1998). Analysen gir en verifikasjon av valgt sikring for den typiske fjellkvaliteten i området der sikringsmetoden er brukt. Ved lokalt forverret fjellkvalitet må sikringen endres (tettere bolting, armerte sprøytebetongbuer eller støp). I modellen er sonen ved pel 4000 valg som typisk sone, og inngangsparametre i modellen er valgt ut fra kartlegging, studie av borkjerner fra hele denne sonen samt NGI's befaring i tunnelen.

Analysen er foretatt i to faser med forskjellige sikringsvarianter:

1: a) 25 cm sprøytebetong + bolter 1,5 m x 1,5 m + sålestøp innlagt en del senere enn den øvrige sikringen

b) 25 cm sprøytebetong + bolter 1,5 m x 1,5 m + sålestøp innlagt samtidig med den øvrige sikringen

c) 25 cm sprøytebetong + bolter 1,5 m x 1,5 m (ingen sålestøp)

2: d) 25 cm sprøytebetong + bolter 1,5 m x 1,5 m + sprøytebetongbuer (c/c 2 m) + sålestøp innlagt en del senere enn den øvrige sikringen

e) Full utstøping + sålestøp innlagt en del senere enn den øvrige sikringen

I modellen er det lagt opp til at all sikring, med unntak av sålestøp, settes inn etter at det er utviklet 10-12 mm deformasjon. I denne bergmassen kan dette tilsi et tidsaspekt på 1-2 timer etter utsprengning. Resultatene fra beregningene kan oppsummeres som følger:

I tilfelle a) blir det en maksimal deformasjon på 17,5 mm, og det oppstår heftbrudd mellom sprøytebetong og fjell og boltene belastes maksimalt 88% av flytegrensen. Maksimal belastning i aksial retning på sprøytebetongen er 1,1 MN/m, dvs. 4,4 Mpa ved 25 cm betongtykkelse. Heftbrudd er studert både ved 0,5 og 1,0 MPa kohesjon. Det er usikkerhet hva heftbrudd vil bety i praksis. Friksjonen mellom betong og fjell er imidlertid fortsatt ventet å være høy. Videre vil samvirke mellom sprøytebetong og bolter sikre en bedre heft som modellen ikke tar hensyn til.

I tilfelle b) er forholdene bedre. Maksimal deformasjon blir 14,4 mm. Det er fortsatt noe heftbrudd mellom sprøytebetong og fjell, mens boltene belastes kun 37% av flytegrensen.

Tilfelle c) gir en maksimal deformasjon på 21 mm og et totalt heftbrudd, mens maksimal boltebelastning er på flytegrensen.

I tilfelle d) er maksimal deformasjon 17,1 mm og boltebelastning generelt lavere enn i tilfelle A. Med unntak av ett lokalt tilfelle overstiger den ikke mer enn 49% av flytegrensen. Maksimal belastning i aksial retning på sprøytebetongen er 0,88 MN/m, dvs. 3,5 MPa.

Tilfelle e) gir en maksimal deformasjon på 17,3 mm og maksimal belastning 1,4 MN/m på betongen.

Resultatet viser at tidspunkt for innsetting av sålestøp sett i forhold til den potensielle deformasjonsutviklingen er viktig. Sålestøp bidrar til mindre deformasjon og derved lavere belastning på den øvrige sikringen. De relativt kraftige buene som er modellert synes å gi minst like god sikkerhet som full utstøping.

Som ledd i et forskningsprosjekt utførte NGI tunnel seismikk ved en stor svakhetssone (pel 6940-6841) i anleggsperioden (Norges Geotekniske Institutt, 1999).

For å vurdere heftstyrke mellom berg og betong (sprøytebetong og full utstøping) ble det utført direkte strekkmålinger på syv utborede kjerneprøver fra tunnelen. Det ble også foretatt mikroskopiering av tynnslip fra skjøten mellom berg og betong på to av prøvene (SINTEF, 1999).

6.5 Stabilitetsproblemer

Mellom svakhetssoner har det ikke forekommet problemer med stabilitet unntatt enkelte blokkutfall hvor sprekker har hatt en ugunstig orientering i forhold til tunnelen. I svakhetssoner ble det lagt vekt på å unngå store utfall som kunne resultere i et ujamt profil med svekket stabilitet, og derved økt behov for sikring. Dessuten var man opptatt av å unngå en situasjon med fare for rasutvikling.

For å sikre mot utfall ble det konsekvent benyttet redusert salvelengde og forbolting i svakhetsoner. Salvelengden har da variert mellom 2 og 4 m, og det ble benyttet Ø 32 mm forbolter, som regel 6 m lange, med 0,25-0,5 m senteravstand. Et annet viktig poeng ved forboltene er at de skal sikre mot at ukontrollert rasutvikling fra selve stuffen får anledning å utvikle seg oppover.

I forbindelse med forbolting er innfesting i bakkant av boltene svært viktig. Den enkleste form for innfesting var ved hjelp av fjellbånd mellom radielle bolter som ble montert med 1-1,5 m senteravstand. For å hindre at bolteendene fikk bevege seg og derved løsne, ble det ved en del tilfeller sprøytet betong over fjellbåndene og

bolteendene. Dessuten ble det ved noen tilfeller benyttet armert sprøytebetongbuer i bakkant av forboltene som innfesting og fjellsikring.

Tiltakene har gitt godt resultat. I enkelte situasjoner har en likevel fått så store utfall i deler av profilet at tunnelen måtte sikres med støp på stuff. Slike problemer har forekommet i partier med noe vannsig og/eller i forbindelse med kryssing av leirsoner med ugunstig orientering og gjerne glatte sprekkeflater. Det har likevel ikke forekommet fullstendig kollaps av profilet eller pågående rasutvikling som gjorde det nødvendig å støpe igjen stuffen.

6.6 Sikring

6.6.1 Sikring i drivefasen

Mellom svakhetssonene er det generelt utført sikring av heng og vederlag med min. 5-6 cm fiberarmert sprøytebetong og bolting med varierende boltetetthet. På noen korte strekninger med meget godt fjell er sprøytebetong utelatt og sikring utført kun med spredt bolting. Det er for det meste benyttet CT-bolt som vanligvis ble gyst på stuff. På partier med lite behov for bolting er det brukt enkelte polyesterforankrede bolter. Vegger på strekningene mellom svakhetssoner ble sikret sporadisk.

I svakhetssoner ble det i tillegg til forbolter (ref. kap. 6.4) som et minimum sikret med 12 cm sprøytebetong, systematisk bolting samt raster av innsprøytet fjellbånd cc 1,5 m. Denne metoden ble benyttet ved varierende forhold med sprøytebetongtykkelse nær opptil 30 cm, og maksimalt er det brukt 13 bolter/lm (gjennomsnittlig bolteavstand 1,2 m). På flere strekninger er sprøytebetongen forsterket med ribber av armeringsjern eller pantexbuer som er sprutet inn.

Underveis ble det tatt i bruk alkaliefri sprøytebetong der det var behov for å legge på tykke lag i en omgang. En annen fordel med denne sprøytebetongen er at groper og hakk etter utfall i stor grad kan fylles igjen slik at et jevnt (avrundet) og stabilitetsmessig gunstig profil kan etableres. Videre at betongen har den egenskapen at den flyter noe ut etter at den er kommet på fjellet slik at den fyller godt rundt armeringsjern og fjellbånd. Betongen blir dessuten mer homogen enn "vanlig" sprøytebetong som må legges på i flere lag. I tillegg har en oppnådd økt sikkerhet under driving på grunn av tidligere herding med alkaliefri aksellerator.

Full utstøping er utført i de vanskeligste sonene der det har vært stabilitetsproblemer under driving. Før man kunne stille opp støpeskjold og gjøre klar til støp har man sikret hele tunnelprofilet med 10-20 cm fiberarmert sprøytebetong og dessuten min. 6 cm på stuff-flaten. Videre er det også benyttet en del bolter og fjellbånd som oppheng for forboltene.

I de dårligste sonene er det utført sålestøp, dels som følge av problemer med å bygge vegbane og dels som statisk sikring mot innpressing av såle og vegger ved at sålestøpen sammen med øvrig betongsikring i tunnelprofilet danner en hel betongring.

All breddeutvidelse av profil for å gi plass for tung sikring ble utført samtidig med salve. Med unntak av forbolter inngår all sikring i drivefasen i den permanentsikringen.

6.6.2 Prinsipper for valg av permanentsikring

I forbindelse med ingeniørgeologisk oppfølging er all arbeidssikring som inngår i permanentsikringen registrert og tegnet inn på tunnelkart (flatekart) sammen med geologi og bergmasseklassifisering. Dette dannet et viktig grunnlag for å bestemme endelig permanentsikring.

I svakhetssoner som ble sikret med sprøytebetong er stabiliteten kontrollert ved hjelp av deformasjonsmåling (konvergensmåling). Disse målingene var også en del av grunnlaget for bestemmelse endelig permanentsikring.

Dersom det fra entreprenørens side hadde vært ønskelig å ta med seg permanentsikring under driving, ville det fra byggherrens side vært relativt enkelt å avklare dette. Ved et slikt opplegg måtte det uansett foretas en kontroll av utført sikring etter gjennomslag og eventuell supplering på steder med skader eller utilfredsstillende kvalitet på sikring. Det kan også tenkes at valg av sikring kunne blitt noe konservativ, da en ikke ville dra nytte av observasjon av deformasjonsutviklingen.

Selv om det ikke ble tatt endelige avgjørelser, begynte man å planlegge for permanentsikring en tid før gjennomslag. Etter gjennomslag ble først sikring i svakhetssonene bestemt ut fra klassifisering og deformasjonsmåling samt registrering av sprekker i sprøytebetong.

Deretter ble endelig sikring av tunnelen mellom svakhetssonene bestemt, dels ut fra tidligere registreringer, men hovedsakelig på bakgrunn av inspeksjon i heng. Et viktig moment i denne sammenheng var bomdannelse på sprøytebetongflater som ble sjekket ved banking med spett. Partier med oppbomming ble sikret med supplerende bolter. På partier med oppsprekking av sprøytebetong i kombinasjon med bomdannelse ble det bestilt rensk av løs betong og supplerende sprøytebetong, vanligvis med supplerende bolter utenpå denne. I tillegg var det strekninger hvor det var satt svært lite eller ingen bolter som arbeidssikring, og hvor det var viktig å plassere et minimum antall bolter for å ta vare på eventuelle blokker som kunne avgrenses med de aktuelle enkeltsprekker og sprekkesystem i området.

Permanentsikring av vegger på strekninger mellom svakhetssonene ble bestemt ut fra fjellkvalitet. Sprøytebetong, som regel i kombinasjon med bolter utenpå, ble valgt i områder med leirslepper eller forvitrede soner. For øvrig ble det valgt spredt bolting hvor boltene ble satt for å sikre kiler eller sprekkeavgrensede blokker.

Omfang av permanentsikring er som følger:

- Støp bak stuff: 53 m
- Armerte sprøytebetongbuer: 82 stk
- Fiberarmert sprøytebetong: 2060 m^3
- Uarmert sprøytebetong: 416 m^3
- Innstøpte bolter: 8800 stk

Kostnadene for dette utgjør 16 % av total sikring.

Nivå på utført arbeidssikring er sammenlignet med sikringen som Q-systemet angir. Det er bra samsvar mellom kurvene for "utført" og "anbefalt" sikring. Likevel går det fram at det har vært behov for en del tilleggssikring. I forbindelse med valg av permanent sikring har Q-systemet som nevnt vært til støtte for vurderingene uten at det er fulgt ukritisk. Spesielt i de dårligste partiene er det lagt vekt på ikke å undersikre i forhold til Q-systemet. I bedre fjell er det være flere strekninger hvor en ikke har funnet behov for å supplere opp til "Q-systemets nivå".

Tar en hensyn til at en stor del av ovennevnte permanentsikring skyldes spredt vegg-sikring, og et relativt stort antall bolter skyldes bomdannelse i sprøytebetong, kan nivået på endelig permanentsikring (fjellforholdene tatt i betraktning) sies å være i tråd med Q-systemet og norsk praksis.

tabell g viser en oversikt over forskjellige sikringsmetoder langs tunnelen (seksjoneringen er den samme som i tabell 7). For mer detaljert informasjon vises til tunnelkart som viser utført fjellsikring sammen med ingeniørgeologisk kartlegging. Disse foreligger som DAK-tegninger i målestokk 1:500, og vil bli gitt ut i et eget hefte.

Område (pel - pel)	***Sikringsmetode, permanent***
Hitra-stuffen	
3000-3380	5-10 cm Fiberarmert Sprøytebetong og Bolting i heng/vederlag. Spredt i vegger
3380-3470	10-16 cm Fiberarmert Sprøytebetong og Bolting
3470-3979	5-12 cm Fiberarmert Sprøytebetong og Bolting i heng/vederlag. Spredt i vegger
3979-4022	Støp 5 m / 6 stk Armerte Spr.bet.buer (12 m) / 30 - 35 cm Fib.arm. Spr.bet. og Bolting. Sålestøp gjennom hele sonen
4022-4117	6 - 8 cm Fiberarmert Sprøytebetong og Bolting i heng/vederlag. Spredt i vegger
4117-4149	Støp m/sålestøp gjennom hele sonen
4149-4438	5 - 9 cm Fiberarmert Sprøytebetong og Bolting i heng/vederlag. Spredt i vegger
4438-4505	Støp m/sålestøp gjennom hele sonen
4505-5003	5-15 cm Fiberarmert Sprøytebetong og Bolting i heng/vederlag. Spredt i vegger
5003-5080	6-23 cm Fiberarmert Sprøytebetong og Bolting
5080-5197	6 - 9 cm Fiberarmert Sprøytebetong og Bolting i heng/vederlag. Spredt i vegger
5197-5210	Støp 10 m / 15 - 17 cm Fib.arm. Spr.bet. og Bolting
5210-5265	5-13 cm Fiberarmert Sprøytebetong og Bolting i heng/vederlag. Spredt i vegger
5265-5304	15 cm Fiberarmert Sprøytebetong og Bolting
5304-5535	5-14 cm Fiberarmert Sprøytebetong og Bolting i heng/vederlag. Spredt i vegger
5535-5641	Støp 50 m / 5 stk Armerte Spr.bet.buer (15 m) / 14 - 32 cm Fib.arm. Spr.bet. og Bolting
Frøya-stuffen	
8279-7925	5-19 cm Fiberarmert Sprøytebetong og Bolting i heng/vederlag. Spredt i vegger. 5 stk Armerte Spr.bet.buer (15 m)
7925-7910	5 stk Armerte Spr.bet.buer (15 m) / 21 cm Fib.arm. Spr.bet. og Bolting
7910-7420	5-10 cm Fiberarmert Sprøytebetong og Bolting i heng/vederlag. Spredt i vegger
7420-7420	3 stk Armerte Spr.bet.buer (9 m) / 16 - 20 cm Fib.arm. Spr.bet. og Bolting
7420-7390	16 cm Fiberarmert Sprøytebetong og Bolting.
7390-7350	Støp 20 m / 5 stk Armerte Spr.bet.buer (16 m) / 29 - 34 cm Fib.arm. Spr.bet. og Bolting. Sålestøp gjennom hele sonen
7350-6940	6-14 cm Fiberarmert Sprøytebetong og Bolting i heng/vederlag. Spredt i vegger
6940-6841	32 stk Armerte Spr.bet.buer (99 m) / 20 - 35 cm Fib.arm. Spr.bet. og Bolting. Sålestøp 65 m
6841-6768	9-23 cm Fiberarmert Sprøytebetong og Bolting
6768-6675	Støp 29 m / 13 stk Armerte Spr.bet.buer (43 m) / 16 - 26 cm Fib.arm. Spr.bet. og Bolting
6675-6640	7-9 cm Fiberarmert Sprøytebetong og Bolting i heng/vederlag. Spredt i vegger
6640-6610	Støp 15 m / 26 cm Fib.arm. Spr.bet. og Bolting
6610-6550	16-18 cm Fiberarmert Sprøytebetong og Bolting
6550-6418	Støp 10 m / 22 stk Armerte Spr.bet.buer (66 m) / 14 - 32 cm Fib.arm. Spr.bet. og Bolting
6418-6350	8-18 cm Fiberarmert Sprøytebetong og Bolting i heng/vederlag. Spredt i vegger
6350-6325	Støp 23 m / 18 - 24 cm Fib.arm. Spr.bet. og Bolting
6325-5770	0-15 cm Fiberarmert Sprøytebetong og Bolting i heng/vederlag. Spredt i vegger
5783-5646	Støp 23 m / 25 stk Armerte Spr.bet.buer (62 m) / 16 - 26 cm Fib.arm. Spr.bet. og Bolting. Sålestøp 25 m

Merknad: Overgangssoner mot svakhetssoner ikke medregnet

Tabell G: Oversikt over sikringsmetoder på forskjellig strekninger

6.6.3 Sammenligning av kostnader for alternative sikringsmetoder i svakhetssoner

I svakhetssoner hvor det har vært nødvendig å drive tunnelen med forbolting og reduserte salver er bergmassen klassifisert til svært dårlig - eksepsjonelt dårlig. Etter Q-systemets sikringsdiagram gjelder dette soner plotter i sikringskategoriene 7 - 9, dvs.:

7) Fiberarmert sprøytebetong og bolting, 12 - 15 cm, Sfr + B
8) Fiberarmert sprøytebetong >15 cm, armerte ribber av sprøytebetong og bolting, eller utstøping; Sfr, RRS + B eller CCA
9) Betongutstøping, CCA

I forbindelse med full utstøping benyttes også sprøytebetong som arbeidssikring og radielle bolter for oppheng av forbolter. En gjennomgang av utført sikring i svakhetssoner viser følgende gjennomsnittlige sikringsmengder og kostnader ved de "tunge" sikringsmetodene (unntatt forbolter og sålestøp):

6.6.3.1 Full utstøping:

- Sprøytebetong 5 m^3/lm
- Bolter 4,9 stk/lm
- Ekstra betong 7,4 m^3/lm
- Kostnad etter kontraktens priser: 39.700 kr/lm

Det er liten forskjell på sprøytebetongmengdene ved støp på og bak stuff. Ved radiell bolting er det brukt henholdsvis 4 stk/lm ved støp på stuff og 8,7 stk/lm ved støp bak stuff. Relativt stort forbruk av sprøytebetong ved full utstøping skyldes at hele stuffen må sprutes p.g.a. at mannskapet arbeider med endeforskaling for støpen helt inntil stuffen. Dessuten har det i enkelte tilfeller vært et ujamt/hakket tunnelprofil som krever ekstra sprøytebetong.

6.6.3.2 Armerte sprøytebetongbuer:

- Sprøytebetong 6,7 m^3/lm (gjennomsnittlig tykkelse 24 cm)
- Bolter 10,3 stk/lm
- Armeringsbuer cc 2,85 m
- Kostnad etter kontraktens priser: 26.400 kr/lm

6.6.3.3 Sprøytebetong, systematisk bolting m/fjellband:

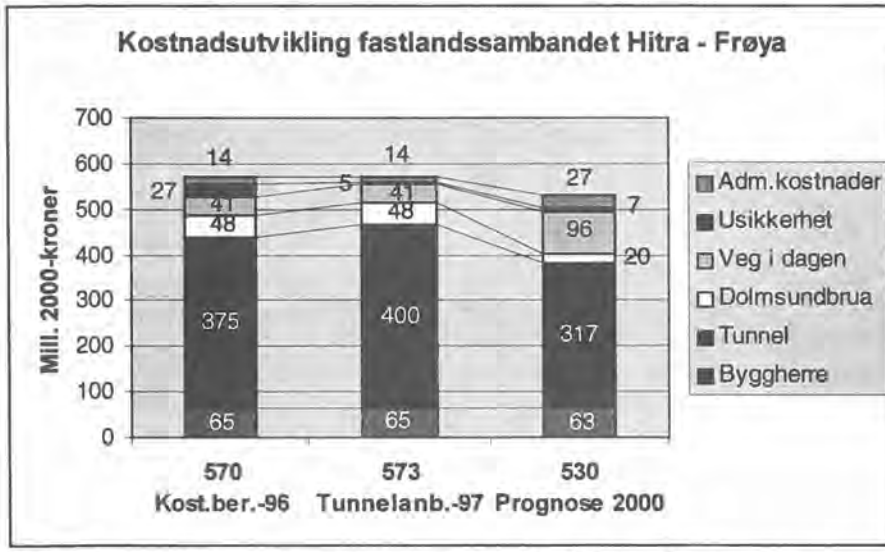
- Sprøytebetong 4,6 m^3/lm (gjennomsnittlig tykkelse 16 cm)
- Bolter 8,4 stk/lm
- Kostnad etter kontraktens priser: 16.400 kr/lm

Gjennomsnittlig forbruk av forbolter er 37 stk pr omgang med 3,9 m innbyrdes avstand mellom hver omgang i de sonene hvor forbolting ble benyttet. Dette tilsvarer en kostnad på ca 11 000 kr/lm i disse sonene. Ved sålestøp har betongforbruket vært 8,1 m^3/lm tilsvarende en kostnad på ca 12 000 kr/lm.

7. KOSTNADSOPPFØLGING

7.1 Sammenligning av overslag, anbud og beregnet sluttkostnad

Anbudet for Frøyatunnelen var noe høyere enn kostnadsoverslaget, men samtidig ble usikkerheten redusert betydelig. Den største delen av usikkerheten var knyttet til markedssituasjonen for tunneler og hvordan anbyder tolket usikkerheten i prosjektgrunnlaget m.h.p. de geologiske forholdene i tunnelen.



Figur M: Beregnet sluttkostnad for sambandet Hitra - Frøya i forskjellige stadier av prosjektet

Selmer ASA har selv understreket at omfanget og detaljeringen av sikringsarbeidene beskrevet i anbudet, krav til beredskap samt en "pessimistisk" undertone, medførte at prisene ble høyere enn de ellers ville blitt. I tillegg var det en viss usikkerhet til hvordan restriksjoner på drift og arbeidstid i tunnelen under bebyggelsen på Frøya ville slå ut kostnadsmessig, samt bebudede endringer i bergforskriften.

Som det går fram av figuren foran, er sluttprognosen for prosjektet lavere enn da anbudssummen ble innarbeidet i sluttprognosen i 1997. Dette skyldes bl.a. at det heldigvis ikke ble nødvendig med frysing slik det var forutsatt i overslaget og beskrevet i anbudet. Sikringsarbeidene ble mindre enn forutsatt, og lekkasjeproblemene var vesentlig mindre enn forventet. Injeksjon som vanntetting ble derfor betydelig redusert i forhold til prognosen. I forhold til prognosen med 700 m utstøping ble det til sammen bare støpt 270 m. Full utstøping ble erstattet med sprøytebetong og derfor avviker likevel de totale betongmengdene lite fra anbudet.

Det er valgt W. Giertsenduk som vann- og frostsikring gjennom hele tunnelen. Dette gir en besparelse på 9 mill. kroner i forhold til anbudet. Anbudet beskriver, i tillegg til duk, også bruk av PE-skum/sprøytebetong, delvis sammen med betongelementer i innkjøringssonene.

7.2 Planendringer på "overtid"

Tunneltraséen hadde to alternativer for linjeføring fra tunnelpåhugget til eksisterende Rv 714 på Hitra. Alternativ 1, om Vettastraumen, og Alternativ 2 med ny bru over Dolmsundet øst for Kvernhusvika der det ligger et skipsverft (se vedlegg 2).

Hitra kommune krevde at Alternativ 2 skulle realiseres straks(!) og Statens vegvesen lovte derfor å komme tilbake med en ny vurdering av alternativene så tidlig at ny bru eventuelt kunne bygges samtidig som resten av prosjektet hvis økonomien i prosjektene tillot finansiering innenfor rammen av faste tilskudd og bompengeinntekter. Det var ingen tvil i Statens vegvesen om at lønnsomheten var god for den marginalinvesteringen dette medførte i stedet for å bygge ny bru ved Vettastraumen og 3,8 km lenger vegtrasé. Svært forenklet kan vi si at det er mer lønnsomt å bruke 80 mill. kroner for å spare 5,8 km veglengde enn å bruke 70 mill. kroner for å spare 2 km.

Det ble utarbeidet en kommunedelplan i samarbeid med Hitra kommune, men helt uventet slo kommune kontra under behandlingen av planen, etter sterkt press fra Kvernhusvik Skipsverft AS, og gikk inn for Alternativ 1.

Saken gikk til Miljøverndepartementet og endte med at kommunen den 27. februar 1996 fikk pålegg om å utarbeide reguleringsplan i samsvar med Alternativ 2 og med 30 m seilingshøyde som ble ansett tilstrekkelig for å ivareta verftets behov.

Etter at Fiskeridepartementet ikke fant grunn til å etterkomme klagen fra Kvernhusvik Skipsverft og Hitra kommune på kryssingstillatelse for ny bru av 5. mai 1998 fra Kystdirektoratet, la Hitra kommune den 25. januar 1999 ned midlertidig forbud mot deling og byggearbeider i deler av reguleringsplan for Rv 714 Melkvika - Vågen i under henvisning til revisjon av kommundelplanen.

Fylkesmannen i Sør-Trøndelag opphevet vedtaket og Statens vegvesen Sør-Trøndelag foreslo at gjeldende reguleringsplan for ny Rv 714 over Dolmøya til kryss med Rv 714 ved Melkvika blir innarbeidet i ny kommunedelplan.

Den 13. april 1999 skriver Miljøverndepartementet i brev til Hitra kommune at det på bakgrunn av Fiskeridepartementets vurderinger ikke er grunnlag for å ta kommunedelplan for ny bru over Dolmsundet til ny vurdering for evt. endring av Miljøverndepartementets planvedtak av 27.02.96.

Den 9. februar 2000 vedtok Hitra kommune kommunedelplan for Dolmsundetsom forutsatte kryssing Dolmsundet 2 km lenger vest enn i tidligere godkjent plan. I vedtaket så kommunen bort fra innsigelsene fra Statens vegvesen Sør-Trøndelag og oversendte saken til Miljøverndepartementet til endelig avgjørelse, uten forutgående mekling hos Fylkesmannen.

Den 6. oktober 2000 forelå vedtaket fra Miljøvernminister Siri Bjerke: "..... *Departementet legger vekt på at konflikten i liten grad berører nasjonale eller vesentlige regionale interesser og at hensynet til kommunens vurderinger veier tyngst. Statens vegvesens innsigelse er etter dette ikke tatt til følge"*

Det er interessant å merke seg at Miljøverndepartementet begrunnelse for Alternativ 2 i 1996 nettopp var at hensynet til nasjonale og regionale interesser måtte veie tyngst. Og videre at departementet tok opp saken på nytt, på tross av sitt eget brev 13. april 1999.

<u>Prosjektlederens postulat</u>: Det er mer forutsigbart å bygge undersjøisk tunnel i dårlig fjell enn å forutse resultatet når det gjelder politiske vedtak!

8. REFERANSER

E. Grimstad and N. Barton (1993):
"Updating of the Q-system for NMT", Proc. of Int. Symp. on Sprayed Concrete - Modern Use of Wet Mix Sprayed Concrete for Underground Support, Fagernes, Norwegian Concrete Assosiation, pp 46-66.

Arnstein Mehlum og Roar Nålsund; Stein Heggstad og Bent Aagaard (1996):
"Analyse av drivemetoder og sikring. Frøyatunnelen".

Roar Nålsund og Stein Heggstad, Fjellsprengningskonferansen 1996, del 33:
"Frøyatunnelen - krevende grunnundersøkelser av berg med løsmassestruktur."

Arild Palmstrøm (1996):
"A new method to characterize rok masses for applications in Rock Engineering", Fjellsprengningskonferansen 1996, s. 38.1-38.21.

Bent Aagaard (1997):
"Driving av Frøyatunnelen - Risikoanalyse."

Bjørn Nilsen, Håkan Stille og Arild Palmstrøm (1997):
"Analyse av drive og sikringsmetoder som grunnlag for kostnadsberegninger, gjennomførbarhet og risikovurdering".

Stig Lillevik, Kristin Holmøy og Jon. E. Lien Fjellsprengningskonferansen 1998, del 32:
"Frøyatunnelen - Passering av problemsoner - erfaring fra med tilstøtende vegnett - Sluttrapport"

Norges Geotekniske Institutt (1998):
"Frøyatunnelen - Numerisk modellering av en svakhetssone", Statens Vegvesen Sør-Trøndelag, Rapport nr. 981040.

Arild Palmstrøm,. (1999):
"Quality control of a sub-sea tunnel project in complex ground conditions"

Kristin Holmøy, Stig Lillevikog Jon. E. Lien, Tunnels & Tunneling, May - June 1999, p. 25:
"Going sub-sea on the brink of the continental shelf."

Norges Geotekniske Institutt (1999):
"Tunnel seismic. Method deskription and field test. Frøyatunnelen", Rapport nr. 521667-4.

SINTEF (1999):
"Måling av heftstyrke på utborede kjerneprøver fra Frøyatunnelen", Rapport nr. 99070-22B198.00.

Jon. E. Lien, Arnstein Mehlum, Lars Erik Moe, Stig Lillevik, Svein Soknes (2000):
"Frøyatunnelen med tilstøtende vegnett - Sluttrapport"

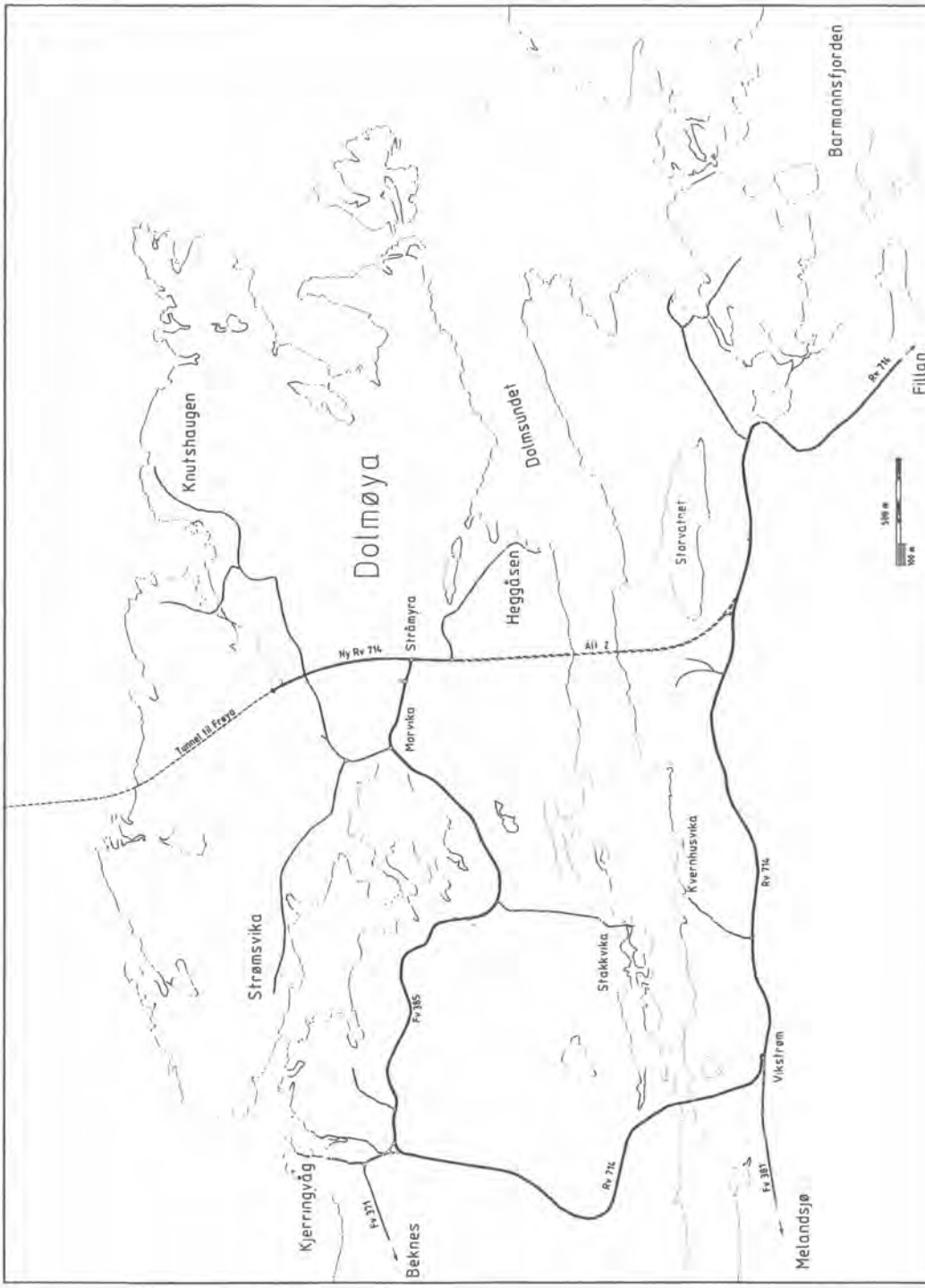
Oversiktstegning - Seismikk og geologi **Vedlegg 1**

Vegnett på Dolmøya etter tunnelåpning **Vedlegg 2**

Oversiktstegning - Seismikk og geologi

Vedlegg 1

Vegnett på Dolmøya etter tunnelåpning **Vedlegg 2**



FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2000

GRUVEDRIFTEN PÅ SVALBARD

Mining on Svalbard

Bergmester Johannes Vik
Bergmesteren for Svalbard

SAMMENDRAG.

I dette historiske kvarteret før lunsj fortelles det om hvordan gruvedriften på Svalbard kom i gang, og om noen av de personer og hendelser som satte preg på virksomheten de første årene. Det gis også en kort beskrivelse av bergverksdriften i dag.

Summary.

This historical 15 minutes before lunch, describes how mining on Svalbard started and about persons and incidents which left its marks on the industry in the first years. There is also a short description of the mining activity to day.

DEN SPEDE BEGYNNELSE

Allerede tidlig på 1600-tallet, like etter at Svalbard, skal vi si ble gjenoppdaget av Willem Barentsz i 1596, kjente man til at det fantes kull på øygruppen. Grunnen til at man oppdaget kullene så tidlig, skyldes de spesielle naturforholdene. Sparsom vegetasjon samt erosjon av breer, elver og hav blottlegger svarte lag i fjellsidene. Det ble raskt fastslått at dette var kull.

Kullene ble etter hvert brukt av overvintrende fangstfolk, til bunkers på båter og noe også fraktet hjem til fastlandet. Kommersiell utnyttelse ble ikke satt i gang før i begynnelsen av det 20. århundrede, etter at ishavsskipper Søren Zakariassen fra Tromsø i 1899 hadde brutt 600 hl. kull på Bohemanneset ved Isfjorden og solgte det i Tromsø

Før Zakariassen forlot øygruppen med sin kullast, fikk han høre at fyrst Albert av Monaco, som på den tiden drev med dybdemåling av fjordene på Svalbard, hadde gått på grunn med yachten "Princesse Alice". Han dro opp for å hjelpe til, men da han kom frem var skipet kommet flott så noe bergingslønn ble det ikke. Derimot bunkret fyrsten noen tonn med kull og for det mottok Zakariassen 1000 kroner, mer enn han fikk for hele kullasten i Tromsø.

Zakariassen var en veteran på Svalbard og kjente kysten og fangstterrengene bedre enn de fleste. Kullene på Bohemanneset hadde han oppdaget på en fangsttur i 1862. Han hadde sterk tro på de muligheter som lå i kulldrift på øygruppen, og kontaktet flere norske forretningsfolk for å danne bergverksselskaper. Rik ble han imidlertid ikke, og han døde

som en fattig mann i Tromsø i 1915. Da var han 78 år gammel og hadde tilbrakt sine siste år som graver på byens kirkegård "til tross for at han led av et ondartet brokktilfelle og samtidig av kreft" som geolog og mangeårig svalbardfarer Adolf Hoel skriver.

Zakariassens initiativ førte til et voldsomt kappløp for å sikre seg de mineralske forekomstene på Svalbard, og det ble satt i gang prøvedrift flere steder. To britiske selskaper var meget aktive i denne tidlige perioden, nemlig The Northern Exploration Company Ltd. og The Scottish Spitsbergen Syndicate Ltd.

ERNEST MANSFIELD OG NORTHERN EXPLORATION COMPANY LTD.

Northern Exploration ble formelt stiftet i 1910, men forhistorien gikk tilbake til 1904. Da var sogneprest og amatørgeolog Frederick Gardner på ferietur til Spitsbergen for å lete etter gull. Om høsten vendte han tilbake til England med en rekke stein og sandprøver som han viste sine venner, bl.a. gruvemannen Ernest Mansfield. Det fortelles at Mansfield hjemme på prestegården hvor stein- og sandprøvene var lagt i hauger utover gulvet, tok en neve med sand og grus i hånden, holdt opp mot lyset, og etter kort tid utrykte med styrke: "Gold, or I'm a Dutchman!"

I årene som kom reiste sognepresten og gruvemannen flere ganger til Svalbard for å lete etter malmer og mineraler. Gull fant de ikke, men derimot en rekke andre interessante forekomster. Da selskapet ble dannet i 1910, ble Mansfield engasjert til å lede det.

Selskapet okkuperte en rekke områder og gikk ganske hardt frem for å sikre seg felter hvor de kunne drive gruvedrift. I Northern Explorations' rapport i forbindelse med "erobringen" av et område som noen tyskere tidligere hadde okkupert står det: "The German shore looked desolate. Once ashore we where confronted with German occupation posts, which we immediatly pulled up and replaced with British substitutes, bearing the following inscription: Northern Exploration Company Ltd. September 3rd 1918."

I et område ved Recherchefjorden som var okkupert av det norske selskapet A/S Kulspids med tanke på asbest, satte Northern Exploration like godt i gang gruvedrift. For å sikre sine interesser ansatte Kulspids bergstudent Jacob Horneman for å passe på feltet og drive undersøkelser. Denne Hornemann, også kalt røde Hornemann pga. av sitt røde hår og skjegg, var litt av en karakter. Han hadde ikke fast ansettelse noe sted og hadde i flere år ført en eventyrlig omflakkende tilværelse på Svalbard både sommer og vinter og var utrolig hardfør. Etter sine år på Svalbard dro han til Galapagos og bosatte seg der.

Det kom til flere sammenstøt mellom Northern Exploration og Hornemann som skriver i sin rapport: " "Etter at jeg var ankommet til Deres felt kom engelskmennene. Jeg protesterte mot at de reiste "Re-newing claim". Trillebårene mine ble styrtet i sjøen. Carl S. Sæther som er selskapets nestkommanderende, kom med grov uforskammethet, hvoretter han bød sine folk å gripe meg samtidig som han rått og brutalt for løs på meg med neveslag. Han krøp i egen person under min seng i håp om å finne noe. Han hadde sett at min båt var meget havarert, likevel tok han min ryggsekk som det var meget vanskelig for meg å unnvære på min lange tur herfra til høsten. Han tok også min øks og vannbøtte".

I et forsøk for å sikre seg asbestfeltet, bygde Northern Exploration en hytte rett inntil bruddet og satte igjen en vaktmann der, men han rømte etter noen dager. Hornemann hadde

nemlig tatt hevn og skutt en salve i bruddet så nært Northern Explorations hytte at flere bord ble slått inn i "snyltegjestenes hus. - Huset står forresten dårlig ..." skriver Hornemann og neste år var det da også hytta falt sammen. Ja slik var det i "No Mans Land". Ingen lover og regler var innført på øygruppen. Den sterkestes rett gjaldt.

Like i nærheten av denne asbestforekomsten, fant Northern Exploration en jernforekomst som det ble knyttet store forventninger til. Det ble hevdet at Kiruna-Gällvare jernmalmprovins i Sverige ikke kunne sammenlignes med jernfjellet ved Rechercefjorden som man mente måtte være den største kjente magnetittforekomst i verden. I sin rapport skriver bl.a. selskapets spesialist: "My unshakeable conviction is that the iron deposit in Recherchefjorden are unexampled in the word, and practically inexhaustible. I said years ago that they were worth the Bank of England, and I say so still. There are millions of tons – millions upon millions of tons ...". Senere ble det fastslått at forekomsten var uten økonomisk betydning. Optimismen var stor!

Northern Exploration's engasjement på Blomstrand like ved Ny-Ålesund er helt utrolig. Der hadde Mansfield funnet "ingenting mindre enn en øy av ren marmor". Fra 1911 ble det etter datidens målestokk, bygd opp et omfattende anlegg som senere ble kalt Ny-London med boliger, verksted, jernbane, kai og mobilt dampkraftutstyr. Hoel uttaler at det er "Det største økonomiske foretagende som har vært satt i gang på Svalbard, nest etter kulldriften". Men det viste seg fort at marmoren var uegnet til bygningsformål. Marmoren ligger i et geologisk sett meget urolig område med mye oppsprekninger. Pga. denne fadesen ble da også Mansfield sagt opp i 1913, men optimismen i selskapet holdt seg. I 1913 ble selskapets aksjekapital forhøyet til 150 000 £, i 1918 til 500 000 £ og et år senere i 1919, til utrolige en million pund, uten at det førte til drift på noen av forekomstene.

Senere på midten av 60-tallet boret Store Norske opp forekomsten og fant at oppsprekkingen forsatte mot dypet.

Hvem var så denne Mansfield som på så få år har satt så markerte spor etter seg på Svalbard? Adolf Hoel syntes lite om ham, men det kan ha vært fordi de begge var interessert i Svalbards mineralrikdommer og okkuperte land i den sammenheng. Hoel hadde sine folk ute som skulle forsøke å finne ut "vor længe den Styge Mansfield riærte der oppe", mens andre anså ham som "tvers igjennom redelig, hjelpsom og raus mot sine ansatte". Vinteren 1911-12 ble en del fangstmenn leid inn for å passe på marmorbruddene. I Ny-London eller "Camp Mansfield", som de etter hvert kalte stedet, hadde vaktstyrken fint hus, rikelig med god mat, tobakk og sigarer, spill, lesestoff, ja til og med en fonograf. "Maken til overvintringsherligheter hadde ikke en norsk fangstmann vært med på tidligere" i følge en av overvintrerne. Mansfield hadde etter avtalen krav på halvparten av vinterens fangst, men "var for raus til å bry seg om slikt. Behold alt sammen, sa han å slo ut med hånden. Han snudde ikke og vendte på skillingen når det gjaldt betaling."

Mansfield's mangeårige norske assistent på ferdene til Spitsbergen skrev bl.a. i nekrologen: "Mansfield var av en storslått karakter med en sterk utviklet poetisk åre og en overdreven innbildningskraft som nettopp ofte kommer tilsyne hos menn som har gjort leting etter nyttige mineraler til sitt livs mål." !

For Mansfield skrev også et par bøker. Han overvinter på nordsiden av Van Mijenfjorden i 1908-09 hvor han skrev "Astria-The Ice Maiden". Mansfield beskriver i begynnelsen av boka om sitt møte med hovedrolleinnehaveren Darie, men legger ikke skjul på at det er

ham selv det dreier seg om. Et lite utdrag av boka kan gi inntrykk av at det må ha vært et langt og meget ensomt vinteropphold for Mansfield:

"I felt my treasure shiver as the wind played around her features (skikkelse) and dashed the snowflakes over her hair to which it clung.
I made her nestle (smyge) her face in my neck, and then twined her hair around her to shield her from the cruel elements which became more trying every moment.
She was getting chilled through want of exercise, so I buried my face in her breasts and warmed her bosom with my breath. (Dristig!)
I knew by the manner of her breathing that she was now delirious (fantaserende), and that her soul was in ecstasy.
I saw in the distance my little snow-covered shanty (koie), which looked like a miniature toy on a Xmas cake. In a few minutes more, we should gain it's shelter.
"Darie – Darie!"
"Yes." I pressed my lips to hers and proudly kissed her. The door glided softly back, and Astra, blushing more deeply, clinging more tightly, and, with eyes more timid, said:
"Daric, this is where I hope to share the joy you have promised me."

THE SCOTTISH SPITSBERGEN SYNDICATE LTD

The Scottish Spitsbergen Syndicate Ltd. var nesten like aktiv som Northern Exploration i begynnelsen av forrige århundrede. De var over alt på Svalbard under ledelse av William Bruce og okkuperte store områder. Flere boringer ble utført blant annet i Gipsdalen hvor de fant relativ store mengder med kull. Bruce var en fremragende forsker og la nok mer nøkternhet i sine undersøkelser og beskrivelser av Svalbards rikdom enn Mansfield, og er dermed heller ikke så interessant å gå inn på i denne sammenheng.

Kullfeltet i Gipsdalen er senere blitt undersøkt av både kanadiere, tyskere, nordmenn og engelskmenn. Finnene, med Outokumpo i spissen har gjort de grundigste undersøkelsene i moderne tid og boret flere hull på midten av 1980-tallet. De konkluderte med at mengdene var for små. Et engelske selskap kalt The Northern Resources Ltd. kjøpte bergrettighetene av finnene på slutten av 80-tallet og fremla også konkrete og detaljerte planer om kullgruvedrift tidlig på 90-tallet, uten at disse ble realisert.

I tillegg til den aktivitet som de britiske selskapene hadde i begynnelsen av forrige århundrede, var det også en god del andre som forsøkte seg. Dalen Portland sementfabrikk og Jacob Kjøde startet opp forsøksdrift på gips i Skansbukta ved Isfjorden og i Tempelfjorden før 1920. Det viste seg imidlertid at gipsen fort gikk over til anhydritt når de kom inn i fjellet. Anhydritt var det ingen anvendelsesområde for og forsøksdriften ble raskt innstilt. Midt på 20-tallet drev det norske selskapet Bjørnøen AS forsøksdrift på bly på Bjørnøya, og det ble tatt ut nærmere 400 tonn blymalm.

KULLGRUVEDRIFTEN STARTER OPP

Rett over Adventfjorden, nord for Longyearbyen, startet det engelske selskapet The Spitsbergen Coal and Trading Company Ltd. gruvedrift på kull og stedet ble i 1905/06 den første "helårige gruvebyen" på Svalbard og fikk navnet Advent City.

Under de første overvintringene i Advent City, hentet selskapet inn en tidligere offiser fra Boerkrigen i Sør Afrika, Mr. Muscamp som vintersjef. Hans lederstil var klart påvirket av hans år i hæren og han behandlet arbeiderne som rekrutter og truet med våpen for å få arbeidet gjort. Det fortelles at Muscamp hadde skrivebordet fullt av revolvere og gevær slik at alle besøkende ikke skulle være i tvil om hvem som var sjefen. Arbeidstiden var 10-12 timer pr dag, lønna 4 kr med trekk på 1,50 for kost og losji. Muscamp var bestemt på å tjene noen kroner på sitt Svalbardopphold. Han konfiskerte skinn fra fangstmenn og arbeiderne måtte kjøpe en viss mengde øl i baren han drev, før de kunne få utbetalt lønn.

Men det skulle bli verre. Etter at Muscamp hadde sparket bakeren og matrasjonen var halvert, gikk arbeiderne til streik. Muscamp svarte med å stenge spisebrakka og kjøkkenet helt. De streikende satt i møte da Muscamp kom inn. I referatet fra møtet står det: "Skjæfen kom nu ind og vilde skjyte os. Skjæfen vil ikke skaffe os nogen kok, jeværet er i fra ham tat". Muscamp ble altså avvæpnet. Etter en del diskusjon om arbeiderne skulle få kokk og mat, noe Muscamp nektet, ble han sendt ut i 25 minusgrader. Der sto han i 3 timer før han gikk med på å åpne kjøkkenet igjen. Etter denne episoden fant Muscamp det sikrest å forskanse seg innendørs fram til første båt.

The Spitsbergen Coal & Trading Co. ble et kortvarig eventyr og i 1916 overtok det norske selskapet A/S De Norske Kullfelter Spitsbergen hus og utstyr og flyttet hele anlegget lengre inn i fjorden til Hiorthamn, hvor det ble drevet mer eller mindre usammenhengende kullgruvedrift fram til 2. verdenskrig.

ARCTIC COAL COMPANY

Den viktigste aktøren før 1. verdenskrig for utviklingen av bergverksdriften på Svalbard var uten tvil det amerikanske selskapet Arctic Coal Co. som startet gruvedrift ved Adventfjorden, der nå Longyearbyen ligger.

Industrimannen John M. Longyear fra Boston i USA besøkte Svalbard og Adventfjorden som turist i 1901 og så allerede da mulighetene for bergverksdrift. I 1906 dannet han selskapet The Arctic Coal Company, og samme året ble anleggsarbeidene satt i gang. I løpet av sommersesongen var fjellheis frem til gruveåpningen kommet på plass og kai påbegynt.

1908-09 var det første ordinære produksjonsåret. Da hadde man fått bygget kraftstasjon, jernbane mellom bebyggelse og kai og taubane mellom gruveåpning og lagringsplass for kull. Ja til og med telefon ble installert i husene for dem som var i posisjon til å få det. Selskapet var i særklasse når det gjaldt omfang og profesjonalitet.

Men etter hvert ble det også her store konflikter mellom selskapets ledelse og arbeiderne. Dette var også tiden da arbeiderne begynte å danne fagforeninger noe ledelsen motarbeidet aktiv. Sommeren 1912 ble det gjennomført en omfattende streik som førte til at 238 arbeidere ble sendt tilbake til fastlandet. Gruvedirektøren til Arctic Coal, Scott Turner var heller ikke en lett mann å ha med å gjøre. Fridtjof Nansen møtte Scott Turner under sin reise til Svalbard i 1912. Han karakteriserte ham som en "ikke overdrevent veloppdragen ung amerikaner" og skriver i sin reiseskildring: "Kanskje var det ikke til å undres på om folk med så lite folkeskikk fikk ugreier med arbeidere.".

Det var en grunnleggende kulturkonflikt mellom de norske arbeiderne og den amerikanske ledelsen. Konflikten var mer en klasseforskjell. Den rommet språk, væremåte og holdninger, ikke minst til arbeid og arbeidsforhold. Longyear sluttet aldri å irritere seg over det han mente var "typisk norsk" som: latskap, ineffektivitet, drikkfeldighet og oppsetsighet, og de mange helligdagene var til konstant irritasjon. Longyear beskrev arbeiderne slik: "De er håpløse sosialister, innstilt på å motarbeide kapitalen ved enhver anledning. Ingen nordmann vil være arbeidsleder og de er mer interessert i å finne ut hvor lite de kan gjøre enn hvor mye. De er uten motstandskraft for alkohol", og landet Norge "led av en epidemi av fridager."

At gruvesjefen Scott Turner også gikk med en stor revolver beltet og førte et grovt språk der setningen "død man bråker ikke" hørte med, og overvåket arbeidsmoralen ved å gjemme seg i vogner og kibber og plutselig hoppe ned over intetanende arbeidere, gjorde heller ikke forholdet noe bedre.

Alternativet for Longyear, som også ble alvorlig vurdert, var å få 200 kinesere over med den transsibirske jernbanen, men kontraktskrav om hjemreise ble for dyrt for Longyear som måtte innrømme at nordmennene var dem som klarte seg best under de ekstreme forholdene på Svalbard.

Tross alle disse problemene var anlegget i 1913 fullt utbygget for en produksjon på ca 50-60.000 tonn kull pr. år. Den 1. verdenskrigen gjorde det imidlertid problematisk for selskapet å forsette. Høsten 1915 ble virksomheten avviklet og bare en mindre vaktstyrke ble igjen i Longyear City som stedet ble kalt.

STORE NORSKE SPITSBERGEN KULKOMPANI AS

Nordmennene var pionerer på Svalbard rundt århundreskiftet. Men selskapene manglet både kapital og ekspertise, og snart overtok utenlandske interesser både de okkuperte landområdene og de norske selskapene. Under 1. verdenskrig derimot, kom Norge sterkt tilbake og etablerte seg som den ledende innen kullgruvedrift, nærmest over natten. Dette økte engasjementet er forklart som et resultat av at krigen skapte betingelser som gjorde norsk industriell ekspansjon mulig. Prisene på kull steg voldsomt og norsk krigsøkonomi blomstrer og brakte frem kapital til oppkjøp og investeringer. I tillegg var det en annen faktor som var meget viktig: Norges økende interesse for Svalbard ut fra politiske motiver.

Nordmennene startet opp helårig kullgruvedrift både på Bjørnøya og i Kings Bay (Ny-Ålesund), men det viktigste som skjedde var nok at Store Norske overtok anleggene til Arctic Coal i 1916. Adolf Hoel hevdet at overtagelsen av Arctic Coal's kullfelter og anlegg var nøkkelen til at Norge senere fikk suvereniteten over Svalbard.

I Longyear City ble det planlagt å utvide produksjonskapasiteten fra 50.000 til 200 000 tonn, og optimismen var stor. Katastrofen inntraff imidlertid 3. nyttårsdag 1920 da en kraftig kullstøveksplosjon raserte selskapets eneste produksjonsgruve og 26 mann ble drept. Det er vanskelig å fatte rekkevidden av den menneskelige tragedie som rammet det lille samfunnet. Her overvintret nesten 300 mennesker, nærmere en tiendedel av arbeidsstyrken var drept, det var midtvinters og aldeles mørkt, og Svalbard var totalt isolert fra omverdenen.

Eksplosjonen var også en katastrofe for Store Norske som bedrift. Nå ble det behov for store investeringer slik at man kunne få i gang en ny gruve så snart som mulig, men da krigen var slutt, falt også kullprisene. Fra å være et selskap med gode overskudd, befant det seg nå i en økonomisk krise. Staten måtte tre støttende til, ikke bare når det gjaldt Store Norske, men også for de andre norske kullgruveselskapene i Kings Bay og på Bjørnøya. Dette kostet den norske stat dyrt, men ga også argumenter for at Norge skulle overta øygruppen. Da Norge fikk suvereniteten over Svalbard i 1925, ble også driften på Bjørnøya nedlagt og Kings Bay Kull Compani AS gikk i driftshvile. Store Norske var det eneste selskapet som klarte å holde hjulene i gang.

Da Store Norske overtok etter amerikanerne i 1916, var det viktig å få tak i gode arbeidere. Det ble etablert et hyrekontor på fastlandet for å sikre rekrutteringen til drifta. Den samme mann som hadde hjulpet Arctic Coal med rekrutteringen, fikk også jobb i Store Norske. Han ga detaljerte opplysninger om hver enkelt: "Denne mand maa ha karakteren MEGET GOD. Jeg vet ingen bedre. Han har vel sine feil, (ja, noe galt måtte det vel være!), men han har en egenskab som er uvurderlig i hans arbeid, idet det er steam i ham.". Om en annen skriver han: "Duelige fyrbøtere kommer høit fortiden, og her er en mand som jeg maa faa anbefale, tiltrods for at han ikke er nogen førsteklasses mand. Han drikker svært og prater for meget, men han har dog kjennskap til kjedlerne i kraftstasjonen og er svært villig og snild...men han er ramp i det stor og hele."! Her gjaldt det å sikre seg!

Store Norske bygget etter hvert opp et helt kartotek hvor karakterstikker som god, dårlig humør, agitator, brysom, lasaron, fyll, alltid utilfreds, matklager, gretten slamp, ualminnelig ubrukbar, grinet, tuselad, osv ikke var uvanlig. Kartoteket ble flittig brukt i det arbeiderne gjerne reiste på slutt når vår og sommer kom, og søkte seg opp igjen på høsten. Da kunne selskapet skille ut dem man ikke ville ha tilbake. Rekruttering skjedde også ved at en velsett arbeider anbefalte noen fra hjembygda si, og da svarte hyrekontoret: "engager dem telegrafisk" og ferdig med det! Dette var gjerne grunnen til at mange fra samme familie og sted, særlig i Nord-Norge arbeidet på Svalbard. Gruveselskapet tok også direkte kontakt med gode arbeider: "N.N. ansettes som lokfører, men kan ikke komme før i september da han skal gifte seg i august.". Men i perioder hvor det var vanskelig å få tak i folk måtte man ta dem man fikk. "Med "Forsete" sendes i dag 15 mand, hvorav ikke halvparten duer til dette arbeidet. Det er beklagelig, men det er en moralsk seier ikke at sende baaten oppover tom for folk.".

Etter at arbeiderne var ansatt var det tre dagers tur i lasterommet til Longyearbyen som byen ble hetende, hvis været var bra. Ellers kunne ta opp til flere uker. Man måtte ha med seg sin egen madrass og sengetøy. Da de kom til Longyearbyen var bo- og vaskeforholdene dårlige. Rommene var avdelt med tynne vegger som ikke gikk til taket for at varmen skulle bre seg over hele brakka. Det var ikke isolasjon i ytterveggene og med en vedovn i brakka, kunne det bli en kald fornøyelse i løpet av vinteren. Det var 3-6 vaskevannsfat til 48 mann og den skitne lompen (arbeidsantrekket) ble hengt i gangen eller på en knagg på rommet. "til jul og påske kunne det hende en fekk vasket seg over hele kroppen." ble det sagt. Og det kunne være så som så med toalettforholdene: En arbeider beskriver det slik: "I vaskerommet brukes vasken som pissoir..... i de største brakkene er det ikke langt fra 50 mann på en WC..... Det ble vasket for sjeldent på WC, bare en gang i måneden og vannet fra vasken går rett utenfor brakkeveggen hvor der ofte blir fæl lukt." Maten var dårlig, særlig om våren før den først båten kom. I tillegg kom isolasjon og mørketid som ekstra stressfaktorer. Mange savnet sine venner og familie på fastlandet.

Selv om det var tøffe forhold, trivdes arbeideren relativt godt etter at Store Norske tok over. Det kom derfor noe overraskende på ledelsen da det brøt ut streik i 1917. Året før var det imidlertid kommet opp en del revolusjonære (syndikalister) til Svalbard som raskt bemannet sentrale plasser i foreningen som arbeiderne hadde dannet. "Longyear City Lokale Samorganisasjon" fikk raskt navnet "Spitsbergen Syndikalistiske Samorganisasjon". Nå var det sikkert ikke vanskelig å få med seg arbeiderne på streiken og situasjonen ble etter hvert temmelig spent. Arbeiderne slukket varmen under kjelen på kraftstasjonen slik at ledelsen ikke kunne bruke radiotelegrafen for å sende beskjed til hovedkontoret i Oslo. Selskapet greidde imidlertid å få to formenn smuglet ut av byen med telegramtekst som skulle sendes fra telegrafstasjonen på Finneset vel 6 mil unna. Teksten var forfattet på fransk slik at ikke arbeidere skulle skjønne det, dersom de fikk tak i telegrammet. Og svaret kom også på fransk. Men man ble ikke enige. Styret la så saken frem for Regjeringen som fant situasjonen så alvorlig at de bestemte å sende opp marinesoldater for å ta seg av oppviglerne. Det var mye is det året, og marinefartøyet måtte legge seg ved iskanten og man gikk på isen til Longyearbyen. Med marinefartøyet hadde regjeringen sendt med en som skulle megle mellom partene, men det hjalp ikke. Det militære tok over, nå skulle bråkmakerne skipes til fastlandet så snart forholdene var såpass at fartøyet kunne komme til kai. For å unngå sammenstøt, ble det i ventetiden opprettet en slags demarkasjonslinje som delte byen i to. På den ene siden befant arbeiderne seg og på den andre siden funksjonærene. Den 26. juli klarte båten å komme seg til kai, de streikende ble ført om bord av de militære med makt og skipet til fastlandet. Slik ble konflikten "løst".

En viktig begivenhet i Store Norskes historie skjedde i 1929, da kom kvinnene til Longyearbyen. "Æ huska da kvinnfolka kom i 1929, det va 10-15 den sommaren. Da slapp vi mannfolka å dans med kverandre. Men æ syntes nesten synd på dem på festan, dem fikk ikkje sett i ro, det var kø for å danse med dem."

Det var arbeiderforeningen i Longyearbyen som fikk kvinnene oppover. Ledelsen var som vanlig skeptisk til nye forslag, men gikk med på en prøveordning. De skulle komme oppover tidlig på sommeren slik at de kunne sendes ned med siste båt hvis dette ikke gikk bra. I juli kom de første 4 kvinnene opp og det må ha godt bra for ikke lang tid etterpå kom 12 til. Det viste seg fort at kvinnene hadde en god påvirkning på miljøet: "Spisesalen blev snart ikke til å kjenne igjen, rent, ryddig, blanke vinduer, pen opdekning, og snart optrådte pikene i hvitt antrekk. Og alt hadde snart sin meget gunstige virkning på spisegjestenes opførsel og utseende." Det ble mindre bråk på messa. Kvinnene var kommet for å bli og de ble respektert av busen. Hvis en av kvinnene fant seg en å være sammen med, respekterte de andre det og de ble gjerne samboere på "Jomfruburet", senere bare kalt "Buret", der jentene bodde.

På høsten, en uke før siste båt gikk til fastlandet, ble alle jentene innkalt til legekontroll. Hensikten med legesjekken var å sjekke om de var blitt gravide. Var de det, måtte de ned med siste båt, ledelsen aksepterte ikke at jentene gikk gravide og fødte i Longyearbyen. Dersom de ble gravide på høsten etter siste båt var gått, kunne de få abort på "sosialgeografisk" grunnlag. Dette må ha vært en spesialordning for Svalbard, for det var meget vanskelig å få abort på den tiden. Kvinner som ble gravid etter jul "beholdt sin graviditet og reiste glade ned til Norge med sin festmann med første båt". En meget stor del av kvinnene som kom til Svalbard, fant seg også en ektemann i løpet av vinteren. Man må vel kunne si at ekteskapsmarkedet for kvinnene var bra i Longyearbyen Som en kar sa: "Om dem va pen eller ikkje, gammal eller ung, gift bei dem".

KINGS BAY KULL COMP. AS

Det okkuperte området rundt Kongsfjorden ble etter hvert overtatt av ishavsreder Peter S. Brandal på Sunnmøre som også eide flere ishavsskuter. Skutene hadde dampmaskiner som var kullfyrte. I forbindelse med krigsutbruddet ble det som nevnt knapphet på kull. Brandal så det derfor som en stor fordel om han kunne gjøre seg uavhengig av kull fra utlandet og Kings Bay Kull Comp. AS ble dannet i 1916.

En av stifterne var Michael Knutsen fra Vigra som i sin ungdom reiste til Alaska og gravde etter gull. Han kom hjem som en meget rik mann og engasjerte seg raskt i gruvedriften i Kings Bay. Dessverre for Knutsen bandt han seg økonomisk så sterkt opp mot gruveselskapet at han etter hvert også gikk konkurs. Motivet for å sette i gang virksomhet mange steder på Svalbard var nok i utgangspunktet økonomisk, men veldig mange ble også så fascinert av landet at de tok større økonomiske sjanser enn de burde.

Bertel Sherdahl var en annen markant person som var med å bygge opp gruveanleggene i Ny-Ålesund som stedet etter hvert ble hetende. Sherdahl tok først krigsskolen og gjennomførte deretter bergstudiet ved Universitet i Oslo på begynnelsen av 1900-tallet. Etter noen år i Norge, dro han til USA og arbeidet som gruveingeniør i åtte år før han ble ansatt som driftsbestyrer i Ny-Ålesund. Der ble han også vertskap for bl. a. Roald Amundsen og Umberto Nobile i forbindelse med polflyvningene med luftskipene "Norge" og "Italia". Etter sitt opphold på Svalbard ble han bergmester ved Kongsberg Sølvverk og senere direktør for sølvverket og Den Kongelige Mynt.

Gruvedriften ble opp igjennom årene utsatt for en rekke kullstøveksplosjoner som krevde mange liv. Den 5. november 1962 skjedde den siste eksplosjonen hvor 21 mann omkom. Dette førte til nedleggelse av gruva høsten 1963. Ulykken fikk store politiske følger og skapte en voldsom strid i Stortinget, og Gerhardsen-regjeringen måtte gå. Regjeringen ble bl.a. kritisert for ikke å ha fulgt opp Stortingets "ufravikelige forutsetning" om forsvarlig drift, og ikke vist tilstrekkelig initiativ til å rette opp de sikkerhetsmessige svakhetene. Regjeringen hadde også ved å sette inn Industridepartementets departementsråd som formann i styret, satt bergmesteren i et avhengighetsforhold som kan ha påvirket hans funksjonen som arbeidsinspektør. Etter ulykken ble det da også bestemt at bergmesteren ikke lenger skulle kontrollere sikkerheten i gruvene og at dette ansvaret skulle overføres til Arbeidstilsynet. Kings Bay-saken bidro til en viktig debatt om arbeidsmiljø og sikkerhet på arbeidsplassene i landet vårt.

I 1968 etablerte Norsk Polarinstitutt seg i Ny-Ålesund. Stedet har senere utviklet seg til et internasjonalt hovedsenter for naturvitenskaplig forskning og miljøovervåking. I 1998 skiftet Kings Bay Kull Comp AS navn til Kings Bay AS og selskapet er i dag ansvarlig for driften av Ny-Ålesund. Flere nasjoner er nå etablert med permanente forskningsstasjoner på stedet.

ANNEN KULLVIRKSOMHET

Det var også andre som begynte med kullgruvedrift på Svalbard. Nederlenderne startet kullproduksjon i Barentsburg på 20-tallet, men solgte rettighetene til det russiske selskapet Trust Arktikugol i 1932 etter at man fra norsk side hadde takket nei. I 1926 kjøpte russerne området rundt Pyramiden av et svensk selskap og produserte kull fra tidlig på 50-tallet helt

frem til 1998, da gruvebyen ble nedlagt av økonomiske grunner. I 1931 kjøpte de også eiendommene ved Grumant på sydsiden av Isfjorden ikke lang fra Longyearbyen og drev kullgruvedrift der frem til tidlig på 60-tallet.

I tillegg til området rundt Adventfjorden, kjøpte Store Norske på midten av 30-tallet svenskenes anlegg i Svea, da gruva måtte forlates pga brann i 1926. Store Norske startet opp drift rett etter 2. verdenskrig da prisene var gode, men måtte snart gi seg. Først i 1970 begynte selskapet å undersøke feltet grundigere og fant da kullag med tykkelse på over 5m, noe man aldri tidligere hadde sett på Svalbard. Man skjønte at her lå fremtiden for norsk kullgruvedrift.

BERGVERKSDRIFTEN I DAG

Kull er det eneste mineralet på Svalbard som det har vært drevet regulær gruvedrift på. I dag er det to selskaper som er aktive. Store Norske produserer kull i Longyearbyen og i Svea. I Longyearbyen er det drift i Gruve 7 med et uttak på 50-60.000 tonn/år. Halvparten går til det stedlige varmekraftanlegget, og halvparten blir eksportert. Man regner med fortsatt ca. 10 års drift i denne gruva.

Like ved den gamle Sveagruva hvor driften ble stoppet i høst, er selskapet nå i ferd med å gå inn i Svalbards til nå største kullforekomst, Svea Nord, for å se om forholdene ligger til rett for storstilt gruvedrift der. Avgjørelsen om å sette i gang ordinær produksjon i Svea Nord, vil bli tatt av Stortinget på nyåret 2001. Dersom drift blir igangsatt, vil det sikre norsk gruvedrift på øygruppen i ytterligere 20-30 år. Produksjonen planlegges til 1,2 mill. tonn/år, noe som skal gi et solid overskudd slik at selskapet ikke lenger blir avhengig av statlige tilskudd. Arbeidstokken vil fortsatt pendle mellom Longyearbyen og Svea. Fordi det ikke finnes noen veiforbindelse mellom bosetningene, må all utveksling mellom tettstedene skje med fly.

Selskapet planlegger omfattende undersøkelser i området mellom Longyearbyen og Svea, hvor man allerede har funnet positive indikasjoner på kull. Miljøsiden har imidlertid de senere årene vokst seg sterk, og ønsker å nedlegge all gruvedrift på øygruppen. Et ledd i dette er å få fredet disse kullpotensielle områdene. Dersom de lykkes med det, vil sannsynligvis norsk kullgruvedrift på Svalbard være slutt om 20-30 år.

Trust Arktikugol driver i dag kun gruvedrift i Barentsburg etter at Pyramiden ble nedlagt våren 1998. Produksjonen er rundt 300.000 t/år, og selskapet har kull for ca. 20 år i gruvebyen som huser ca 900 mennesker. Gruvedriften i Barentsburg har siden 1989 vært utsatt for to kullstøveksplosjoner, den siste i 1997 hvor 26 gruvearbeidere ble drept. Gruva er nå bygd opp igjen og produksjonen kommet opp til samme nivå som før ulykken. Kullene eksporteres i dag hovedsakelig til Europa.

Selskapet har den senere tid boret opp og kartlagt en kullforekomst mellom Colesbukta og Grumant, hvor de også har planer om framtidig bergverksdrift.

OLJE

Jeg vil til slutt kort nevne noen ord om olje og gass. Drømmen om å finne olje på Svalbard er ikke av ny dato. Allerede i 1918 planla Arctic Oil Company å bore, men det ble det ikke noe av. Fra midten av 60-tallet og fram til i dag har det vært boret i alt 17 oljebrønner. Det dypeste hullet var 3.304 m. Selv om det har vært funnet hydrokarboner i flere av hullene, så har ingen av brønnene til nå vist seg å være drivverdige.

12 av brønnen ble boret i perioden 1965-75. Norsk Polar Navigasjon AS var blant pionerene og de mest aktive i den første perioden. Etter hvert kom de store selskapene inn. Caltex boret i nærheten av Svea i 1965-66 og Finagruppen boret på Edgeøya i 1972. Etter et opphold på ca 10 år begynte Trust Arktikugol å bore i Vassdalen 1985 like ved Svea. I 1991 boret Norsk Hydro i Reindalen og på Kapp Laila i 1994, begge gangene i samarbeid med bl. a. Store Norske.

TA fant tidlig på 90-tallet olje øst for Pyramiden. Selskapet ønsker å undersøke funnet nærmere.

Det er mange blant miljøvernerne som hevder at det ser så fælt ut etter oljeboringene på Svalbard. Jeg har vært på alle boreplassene og kan berolige dere med at så ikke er tilfellet. Oljeboringer på Svalbard skjer nå under streng miljøovervåking, og man kan praktisk talt ikke se at det har vært aktivitet der.

AVSLUTNING

Skal man våge å si noe om fremtiden, må det være at kull sannsynligvis vil dominere bergverksdriften i årene som kommer. Det er imidlertid også en viss interesse for barytt, og det er gjort interessante gullfunn like nord for Ny-Ålesund. Store Norske har planer om å kjernebore gullforekomsten. Hva oljefunnet til russerne vil føre til, er vanskelig å si.

56% av Svalbards landareal er i dag fredet og Bjørnøya blir trolig utlagt til naturreservat i nær fremtid. I tillegg til de forslag om vern av de kullpotensielle områdene mellom Longyearbyen og Svea forligger det ytterligere forslag om å verne flere områder som inneholder andre interessante mineralforekomster. Går disse forslagene igjennom, vil mulighetene for fremtidig gruvedrift på Svalbard bli mindre. En ny miljøvernlov som nå er på trappene, vil også gjøre det vanskeligere å sette i gang ny olje- og bergverksvirksomhet utenfor bosetningen.

Referanser:
Thor Bjørn Arlov: "Svalbards historie".
Susan Barr: "Ernest Mansfield, drømmer, svindler, gentleman og eventyrer".
Adolf Hoel: "Svalbard".
Leif Johnny Johannesen: "Hiorthham".
Store Norske – 75 år.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2000

NYHETER FRA NFFS UTVIKLINGSKOMITÉ

News from NFF's development committee

Senioringeniør Ingvild Storås
Statens vegvesen Vegdirektoratet

Sammendrag:
Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk (NFF) er en bransjeforening med ca 800 medlemmer. Foreningen er organisert i seks komitéer med forskjellige ansvarsområder; komitéen for internasjonal kontakt, utviklingskomitén, faglig arrangementskomité, komité for informasjon og samfunnskontakt, økonomikomité og kulturkomité.
NFFs utviklingskomité har ansvaret for forskning og utvikling innen fjellsprengningsteknikk, og er initiativtaker til konkrete utviklingsprosjekter. Av disse skal det løpende arbeides med minst ett prosjekt som kan bidra til økt sikkerhet og bedre miljø. Utviklingskomitéen består av representanter for de ulike parter innen fagfeltet. Hvert år arrangeres det ett utvidet møte med bred sammensetning for å diskutere nye utviklingsprosjekter, og prosjektene gjennomføres som et samarbeid mellom utviklingskomitéen og ulike private eller offentlige aktører.
Resultatene fra prosjektene utgis i form av håndbøker i NFFs håndbokserie. Fire spennende delprosjekter/forprosjekter har vært i gang i år:

- Arbeidsmiljø under jord
- Redningskammer under jord
- Elektronisk adgangs- og sikkerhetssystem i tunnel
- Diesel under jord

Summary:
Norwegian Tunneling Society is an association of the trade with approximately 800 members. The association is organized in six committees in charge of; international contact, development, events of competence, information and public relations, economics, culture.
NFF's Development Committee is responsible for research and development within the field of rockblasting, and initiates development projects. At least one of the projects must always contribute to increased safety and improved environment.
NFF's Development Committee consists of representatives from different parts within this field of competence. Every year the committee invites to one major meeting to discuss future development projects. The projects are carried out in cooperation between the Development Committee and several private companies or public cooperatives.
The results of the projects are beeing published in NFF's series of handbooks.

There are four ongoing projects this year

- Under ground working environment
- Under ground rescue chamber
- Acces and security system for tunnel and mining
- Tunnel diesel emissions

NFFs utviklingskomité

Strategi
NFFs utviklingskomité er organisert med representanter for de ulike parter innen fagfeltet, med medlemmer fra private entreprenører og leverandører, Statens vegvesen og NTNU. Utviklingskomitéen skal være en aktiv pådriver for å fremme den utvikling som ligger i overordnet strategi for faglig virksomhet. Utviklingskomitéen skal være initiativtaker til konkrete utviklingsprosjekter som bransjen kan ha nytte av. Det søkes om økonomisk støtte fra de aktuelle private eller offentlige samarbeidspartnere. Prosjektene kan i tillegg støttes økonomisk av NFF innenfor de økonomiske rammer som til enhver tid gjelder for faglig virksomhet.
Ved valg av utviklingsprosjekter skal det vektlegges at det løpende arbeides med minst ett prosjekt som kan bidra til økt sikkerhet og miljø ved arbeid i tunneler og bergrom og ved fjellarbeider i dagen.
Utviklingskomitéen kan tillegges oppgaver knyttet til høring og kommentarrunder i forbindelse med utarbeidelse av nye standarder og regelverk som berører bransjen.
Utviklingskomitéen kan også anbefale støtte til enkeltprosjekter eller enkeltpersoner utenom komitéens egne prosjekter.

Handlingsplan for utviklingskomitéen
- Arrangere ett utvidet møte årlig med bred sammensetning for å diskutere nye utviklingsprosjekter
- Organisere de prosjektene som skal prioriteres innenfor de gitte økonomiske rammer
- I samarbeid med NTNU legge til rette for bruk av studenter i utviklingsprosjekter (sommerjobb, diplomoppgave)
- Sørge for at resultater og rapporter fra faglig utviklingsarbeid blir tilgjengelig i en egnet form for bruker og som markedsføring av norsk bergteknologi.

Komitéens medlemmer
Fridtjof Andreassen, Aas-Jakobsen (formann)
Knut Erik Netland, Norstone
Lise Backer, NGI
Amund Bruland, NTNU
Bjørn Petterson, Dyno
Pål-Egil Rønn, SRG
Ingvild Storås, Vegdirektoratet
Aslak Ravlo, NFF

Prosjekter
Det har vært jobbet med fire spennende delprosjekter/forprosjekter i år, og rapporter fra disse vil bli utgitt i form av håndbøker i NFFs håndbokserie:

- Arbeidsmiljø under jord
- Redningskammer under jord
- Elektronisk adgangs- og sikkerhetssystem i tunnel
- Diesel under jord

1. Arbeidsmiljø under jord

Håndboken for arbeidsmiljø under jord er utarbeidet etter ønske og i samarbeid med bedrifter som bygger tunneler, for å bidra til at arbeidsmiljøet blir ivaretatt på en betryggende måte. Hensikten med håndboken "Arbeidsmiljø under jord" er blant annet å beskrive de viktigste fysiske og kjemiske arbeidsmiljøfaktorene i tunneler og gi informasjon om hvilke påvirkninger fysiske og kjemiske arbeidsmiljøfaktorer har på arbeidstakerens helse. I tillegg skal den forklare dagens målemetoder, slik at arbeidstakere i samarbeid med verne- og helsetjenesten kan utføre målinger av arbeidsmiljøfaktorer og vurdere effekten av forbedrende tiltak.
Arbeidsgruppen har vært sammensatt av deltakere fra AF gruppen, Statens vegvesen, Sintef, SRG og Direktoratet for arbeidstilsynet.

HMS-styring
Håndboken gir anbefalinger om målemetoder, målehyppighet og tiltak for å bedre arbeidsmiljøet under jord.
For å kunne oppnå best mulig arbeidsmiljø under jord, bør man stille krav til HMS-styringen i organisasjonen, slik at det blir mulig å verne om menneskets liv og helse og forebygge ulykker, skader og tap. HMS er et linjeansvar, og lederne skal aktivt og synbart fremme positive og bevisste holdninger. Alle ansatte har ansvar for å begrense risikoen for

helse- og miljøskader og utnytte muligheter til forbedringer. For å kunne oppnå et godt arbeidsmiljø under jord, er det viktig å:

- utvikle den generelle kompetansen ved å gi enhver arbeidstaker opplæring om arbeidsmiljø og helsefare knyttet til yrke, arbeidsplass og arbeidsoppgaver
- foreta prøvetaking, analyser og vurderinger, slik at relevante tiltak blir planlagt og iverksatt
- rapportere uønskede hendelser, overvåke og evaluere arbeidsmiljø- og helseforhold på en systematisk, regelmessig og dokumentert måte

Fysiske og kjemiske belastninger
Håndboken konsentrerer seg primært om fysiske og kjemiske belastninger, da disse er de mest betydningsfulle med hensyn på liv og helse. Noen av de vanligste yrkessykdommer eller skader grunnet fysiske og kjemiske arbeidsmiljøfaktorer er:

- skader på åndedrettsorganer,
- sykdommer i luftveiene,
- skader på sanseorganer (hørselskader),
- skader på sirkulasjonsorganer (vibrasjonsbetinget),
- muskel- og skjelettproblemer
- skader på nervesystemet.

Kjemiske miljøfaktorer som kan forårsake skader er blant andre gass fra sprengning, gass fra dieseldrift, støv, sot, oljetåke, sveiserøyk, løsemidler og andre kjemikalier. Fysiske miljøfaktorer kan være luftfuktighet, temperatur, støy, vibrasjoner, lys- og siktforhold, trykk grunnet sprengning og stråling.

NO_2, et eksempel på kjemisk forurensning
NO_2 er den farligste gassen tunnelarbeidere utsettes for, og kan forekomme ved forbrenning av diesel, sprengning og sveising. Innånding av 200 til 300 ppm gass kan være **dødelig** i løpet av få minutter. Moderate konsentrasjoner kan forårsake irritasjon i øyne og luftveier. Ved fuktighet reagerer gassen til salpetersyre, som er sterkt etsende. Ved eksponering over lang tid kan man også utvikle emfysem og kroniske bronkitter. Ved langvarig eller gjentatt påvirkning kan innvendige "etseskader" oppstå, noe som kan føre til kjemisk kvelning og lungeødem. Sammen med reduksjon av forurensning, er anbefalt tiltak ventilasjon.

Fysiske og kjemiske belastninger kan forårsake sykdom.

2. Redningskammer under jord

Ved arbeider under jord kan det forekomme utilsiktet røykutvikling som reduserer muligheten for evakuering av bergrommet ut til det fri. For å ivareta sikkerhetsbetryggende tiltak, som er helt nødvendig for personell under slike omstendigheter, benyttes det et redningskammer. Dette er normalt en container i stål, som er utrustet med en flaskebank for pusteluft i ca fire timer.

Utviklingskomitéen i NFF har nedsatt en arbeidsgruppe for å se på dagens situasjon med redningskamre under jord. Arbeidsgruppa har bestått av representanter fra forskjellige brukerbedrifter: NCC, Statens vegvesen, Veidekke og en representant for NFF.
En rapport om arbeidet vil foreligge som håndbok i NFFs håndbokserie i løpet av året.

Dagens situasjon
I dagens norske underjordsmarked benyttes ulike typer kamre, enten egenproduserte eller levert fra forskjellige firmaer. Disse er i hovedsak bygget etter ISO-standard, som dekker design, konstruksjon, materialer, testing og inspeksjon, og vil dokumentert ikke holde mål uten forsterkningsarbeider. Ved rundspørring til leverandører av redningskamre, viser det seg at man har lite eller intet grunnlag for dimensjonering, og at man ikke har standardiserte dimensjoneringskriterier for oppbyggingen.

Sprengningsarbeider
Under bygging av tunnel er det sprengningsarbeidene fra drivingen som gir de største påkjenningene på redningskamrene. Erfaringer viser at standard containere uten forsterkning vil bli ødelagt etter få måneders bruk. Mange vil nok kjenne seg igjen i uttrykket: "Vi har containeren plassert så langt fra stuff at den ikke blir ødelagt av sprengningsarbeidene", det vil som oftest si 200-400 m fra stuff. Når man vet hvor fort røyk kan bre seg i tunnelen, er det stor sannsynlighet for at mange ikke vil rekke fram til redningskammeret før det er for sent. Praksis vedrørende plassering i forhold til stuff er forskjellig, men i hovedsak styrt av den enkeltes anleggsleders erfaringer med hvor hurtig kamrene ødelegges.

Risikoanalyse
Som første del av arbeidet utarbeidet gruppen en risikoanalyse. Analysen tar sikte på å avdekke ulike akutte hendelser, som kan medføre fare for liv og helse ved arbeid under jord.
Gruppen har forsøkt å identifisere de arbeidsoperasjoner eller årsaker som kan medføre at ventilasjonen blir utilstrekkelig og evakuering umulig. I grove trekk kan disse grupperes i følgende hovedgrupper:

- Branntilløp
- Ras eller nedfall
- Annen ødeleggelse av ventilasjonskanalen

Branntilløp
Branntilløp er den hendelsen som er hyppigst representert, herunder er også eksplosjonsartede hendelser ført. Et viktig moment ved risikoanalysen er hvor lang tid man kan forvente at personell kan måtte oppholde seg i kammeret ved en hendelse. Moderne maskiner med mye motorolje, store dieseltanker og store dekk bruker lang tid på å brenne ut. Imidlertid synker temperaturen raskt når man beveger seg fra brannstedet, og det er mulig å oppholde seg i relativt kort avstand fra brannstedet over tid. På dette grunnlag anbefales det at dimensjonerende oppholdstid i kammeret økes fra 4 til 8 timer. Det anbefales også at kammeret skal plasseres i sikker avstand, ca 25 m, fra mulige brannkilder, og bygges i ikke-brennbare materialer.

Ras eller nedfall
Blokkeringsras er meget sjeldne, men kan oppstå, spesielt i gruvedrift og ved dårlige geologiske forhold. Avbøtende tiltak er å få sikringen vurdert av kvalifisert personell og vurdere frekvens på kontroll av utdrevne og sikrede områder. Brann som utvikler sterk varme kan lett føre til nedfall, noe som kan gi en forsterkende effekt i forhold til den eksisterende situasjonen.

Kommunikasjon
Bergforskriften gir pålegg om kommunikasjonsmulighet med dagen, og det er variabelt fra anlegg til anlegg hvordan dette er lagt opp. Man har erfaringer med alt fra vanlig telefonlinje til UHF radioer og GSM telefoner. Hvilket alternativ som velges vil avhenge av hvor anlegget er plassert, hvilket utstyr den enkelte entreprenør har, og hvor komplekst anlegget er med hensyn til å etablere radiobaserte signaler som dekker hele anlegget.
Vanlig telefonlinje inn til redningskammeret er normalt den kommunikasjon som gir størst trygghet ved bruk. Risikoen for teknisk feil på anlegget er liten ved kabellegging i grøft.
UHF-samband ved bruk av en basestasjon i tunnelmunningen og en eller flere innover i tunnelen, er et annet alternativ. Rekkevidde fra basestasjonen er normalt 3 km i begge retninger. Risikoen for teknisk feil er middels.
GSM kommunikasjon ved bruk av basestasjoner innover i tunnelen er et kostbart alternativ, og risikoen for teknisk feil er middels.

Funksjonskrav
På grunnlag av risikoanalysen er det utarbeidet anbefalte funksjonskrav for redningskamre, som vil stå beskrevet i håndboken om redningskamre i tunnel. Det skal også utarbeides prosedyrer for opplæring, bruk og vedlikehold av redningskammeret. Bruk og plassering skal baseres på en risikoanalyse tilpasset det aktuelle anlegget. Anbefalt tiltak ved brann i tunnel normalt er å kjøre viftene på fullt.

Det er utarbeidet anbefalte funksjonskrav til redningskamre.

3. Elektronisk adgangs- og sikkerhetssystem

Bakgrunnen for dette prosjektet er Arbeidstilsynets forskrifter for Brannvern og rømningsveier, som sier at: "Det skal finnes et system som gjør det mulig å vite hvilke arbeidstakere som til enhver tid oppholder seg under jord, og hvor de sannsynligvis oppholder seg". Med dette som utgangspunkt nedsatte utviklingskomitéen i 1999 en gruppe for å vurdere eksisterende elektroniske system og potensiale i alternativ teknologi. Arbeidsgruppen besto av deltakere fra Selmer, Statens vegvesen, NCC, SRG, AF-gruppen og Franzefoss Bruk.
I samarbeid med Telenor ble så teknologi for registrering av elektroniske brikker fra Q-Free testet ut i et forprosjekt i Bragernestunnelen. Forprosjektet konkluderte i desember 1999 med en anbefaling om å gå videre med Q-Free sin teknologi.
Forprosjektet har ledet til et utviklingssamarbeid, organisert som et offentlig utviklingsprosjekt og delfinansiert av SND (Statens Nærings- og distriktsutviklingsfond). Samarbeidspartnerne i prosjektet er Statens vegvesen, Selmer, NFF, Q-Free, Protan og SND. I utviklingsprosjektet skal det installeres to pilotanlegg som vil være i ordinær drift første kvartal 2001.

Beskrivelse av systemet.
Elektronisk adgang- og sikkerhetssystem er bygd rundt en elektronisk brikke som arbeidere i tunnelen kan bære montert på hjelmen. Ved tunnelmunninger eller strategiske punkter inne i tunnelen, skal det monteres kontrollsone for registrering av disse brikkene. Kontrollsonene kan registrere i hvilke retning en brikke beveger seg.
Passeringsdata fra tunnelmunninger og inne i tunnelen innhentes via radiosamband (UHF), som kan formidle både data og analog tale. På anleggskontoret kan man da til enhver tid se på en PC hvor mange som befinner seg inne i tunnelen, og eventuelt hvor i tunnelen. I tilfelle det skjer en ulykke, kan anleggslederen raskt skrive ut en oversikt over personell som befinner seg inne i tunnelen, sortert etter kontrollsoner.

Brikke
Den elektroniske brikken kan plasseres på hjelmen til personer som skal inn i tunnelen eller på kjøretøy og utstyr. Hver brikke har en egen unik ID. Fra produksjon vil brikkene bli levert i såkalt sparemodus, det vil si at den "sover". Brikken aktiveres ved hjelp av en enhet som er tilkoblet en PC på anleggskontoret. Brikkens unike ID blir da logget sammen med navn og ansattnummer på den personen som bærer brikken.
For å oppnå optimal levetid på brikkens batteri, må brikken "sove" en del av tiden, også etter at den er aktivert for bruk. Brikken er "oppe" jevnlig og føler av om den er i radiosignalet (radiobeam) fra en kontrollsone i for eksempel tunnelmunningen. Straks den registrerer radiobeamen fra en kontrollsone, sender den sin egen ID. Dersom batteriet i brikken begynner å få dårlig kapasitet, registreres dette av kontrollstasjonen og fremkommer som alarm på PC'en ved anleggskontoret.

Kontrollstasjon
Kontrollstasjon plasseres i eller ved tunnelmunningen, samt på eventuelle strategiske punkter inne i tunnelen. På den måten kan systemet holde orden på hvor mange som befinner seg inne i tunnelen og hvor mange som befinner seg i hvilke soner.
Kontrollstasjon er tilkoblet to antenner som peker i hver sin retning, inn og ut av tunnelen. Fra antennene dannes det et definert radiosignal-område (radiobeam) i hver sin retning. Når brikken kommer inn i radiobeamen, "våkner" brikken og sender sin unike ID til kontrollstasjonen. På den måten registrerer kontrollstasjonen brikkens bevegelsesretning. I området før og etter kontrollstasjonen monteres også en bevegelsesdetektor for å registrere passering uten brikke. Ved passering uten brikke tennes et rødt lys for å indikere adgang forbudt. Kontrollstasjonen har kapasitet til å lese opp til 20 brikker i en buss som passerer i 80 km/t.

Hovedenhet
Hovedenheten forespør alle kontrollstasjoner for passeringsdata. Passeringsdata blir behandlet, og på PC-skjermen fremkommer hvor mange som befinner seg i tunnel og innenfor hvilke soner. Hovedenhetens PC-skjerm viser også uidentifiserte passeringer, det vil si passeringer uten brikke. Ved en ulykke kan komplett liste over alle personer i tunnel skrives ut på en enkel måte.

Det skal finnes et system som gjør det mulig å vite hvem som til enhver til oppholder seg under jord.

4. Diesel under jord

Bakgrunnen for dette forprosjektet er den oppmerksomhet helseskader ved dieseleksos i tunneler og gruver har fått. Spesielt ga rapporten "Eksponering og obstruktiv lungesykdom hos anleggsarbeidere" (Stami-rapport årg. 1, nr. 1 2000) klart uttrykk for farene ved innånding av dieseleksos. Undersøkelser viser også at frykten for helseskade på grunn av støv og gasser er større enn frykten for ulykker.
Ved tunneldrift i dag brukes det ca en liter diesel pr kubikkmeter utsprengt fjell. Det kreves 1200 kubikkmeter friskluft for å fortynne avgassene fra en liter diesel. Partiklene fra moderne dieselmotorer er svært små, og målemetoder basert på å måle partikkelvekt pr. kubikkmeter, fanger ikke opp den potensielle faren de små partiklene utgjør. Det hersker stor usikkerhet omkring langtidsvirkningene av dieselavgasser.

Forprosjektet (høst 2000 – vår 2001) skal skaffe status, prioritere områder og organisere et hovedprosjekt innen diesel under jord, med fokus på tekniske løsninger og anbefalinger. Forprosjektet er organisert med en styringsgruppe og tre arbeidsgrupper som rapporter til styringsgruppen. Prosjektet er sammensatt av personell fra det norske tunnel- og gruvemiljøet, og i styringsgruppa sitter representanter for Statens vegvesen, Selmer, BNL (Byggenæringens landsforening), Sintef, Direktoratet for arbeidstilsynet, SRG og Norcem. Styringsgruppas arbeidsoppgaver blir blant annet å skape positive holdninger i bransjen, foreslå endringer og forbedringer til forskrifter og standarder, samordne, styre og koordinere prosjektet, og informere om resultatene fra prosjektet.
Det er nedsatt tre arbeidsgrupper som skal jobbe med hver sin del av prosjektet:

Dieselkvalitet og renseteknikk:
Denne gruppa skal skaffe status innen dieselkvalitet, renseteknikk, avgasstemperatur og avgasskrav til maskiner. Avgiftsbelegging påvirker bruken, og gruppa skal utarbeide forslag til avgiftsbelegging. Det skal lages en plan for utprøving av prioriterte rensemetoder, og det skal knyttes kontakter til leverandører.
Undersøkelser viser at oksiderende katalysatorer øker utslippet av nitrogendioksid (NO_2). Partikkelfilter kan anbefales, men krever diesel med lavt svovelinnhold.

Alternative drivstoff og motorer:
Arbeidsgruppe 2 skal skaffe status og beskrive utviklingstrekk på motorer og drivstoff og se på alternative energikilder. De skal knytte kontakter til leverandører av motorer, samt internasjonal kontakt.

Dokumentasjon og målemetoder:
Gruppe 3 skal skaffe status og beskrivelse av nasjonale og internasjonale målemetoder. Prosjektet skal ikke omfatte helseundersøkelser, men bygge på eksisterende undersøkelser. Prosjektet skal komme med faglige innspill og grunnlag for kommende lover, forskrifter, normer og bransjestandarder.

Det hersker stor usikkerhet omkring langtidsvirkningene av dieselavgasser.

FORBOLTING OG SPRØYTEBETONGBUER ERSTATTER FULL UTSTØPNING

Ingeniørgeolog Kristin H. Holmøy
Ingeniørgeolog Bent Aagaard
O. T. Blindheim AS

SAMMENDRAG

Denne artikkelen tar for seg når og hvordan forbolting og sprøytebetongbuer bør brukes for å oppnå en trygg drift i dårlig fjell. Det er diskutert når bolting i kombinasjon med sprøytebetong og eventuelt sprøytebetongbuer kan erstatte full utstøpning. Det er vist eksempler på hvordan utfordringene på Frøyatunnelen ble løst med forskjellige sikringsvarianter i dårlig til ekstremt dårlig fjell. Resultater fra numeriske modelleringer som sammenligner sprøytebetongbuer og full utstøpning er referert.

SUMMARY

This article discusses how and when spiling bolts and reinforced ribs of sprayed concrete should be used to achieve safe progress in poor rock mass conditions. It is discussed when bolting and reinforced ribs of sprayed concrete can replace cast in place concrete as permanent rock support. Examples from the the challenging Frøyatunnel illustrate how this was achieved in poor to extremely poor rock mass conditions. Numerical models comparing sprayed concrete and cast in place concrete are also shown.

Innledning

I norske tunneler har bruken av forbolting, sprøytebetong og sprøytebetongbuer økt de siste 10 årene. En av årsakene kan være at det har vært mange prosjekt med krevende driveforhold, der passering av svakhetssoner har stått sentralt.

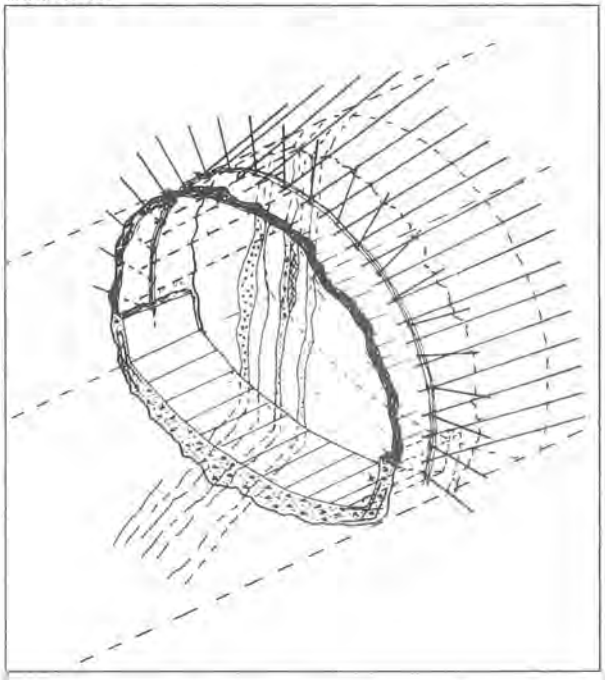
Det har i det samme tidsrommet skjedd en rask utvikling av sprøytebetongen med hensyn på kvalitet. Blant annet er det blitt utviklet en alkalifri akselerator som gir sprøytebetongen høyere tidligfasthet. Alkalifri sprøytebetong har åpnet for påføring av tykkere lag med sprøytebetong i én omgang, og egner seg derfor godt til sikring i svakhetssoner.

I Norge har vi tradisjon for å ha en fleksibel bestemmelse av arbeidssikringen etter hvert som vi driver tunnelene. Det har derfor utviklet seg flere sikringsvarianter for å drive gjennom svakhetssoner. Utviklingen har gått fort, og det er nå viktig å prøve og oppsummere erfaringene med bruken av forbolter og sprøytebetongbuer ved passering av svakhetssoner.

I denne artikkelen vil utviklingen mot at forbolting og sprøytebetongbuer erstatter full utstøpning diskuteres med utgangspunkt i erfaringer fra Frøyatunnelen. Det er gitt noen synspunkt på hvordan forbolting og sprøytebetongbuer kan benyttes ved passering av svakhetssoner. Det er også tatt med noen eksempler på bruk av numerisk modellering for å belyse eventuelle forskjeller mellom virkemåten til sprøytebetong i kombinasjon med bolter/buer og full utstøpning.

Forbolting

Forboltingen blir brukt for å sikre stabiliteten til neste salve. Ved bruk av forbolter reduseres faren for nedfall slik at profilet lettere bevares inntil sikring er etablert. Forboltingen bør derfor brukes når det forventes dårlig stabilitet på neste salve. I mange tilfeller er dette vanskelig å forutsi, og forboltingen blir ofte først tatt i bruk når dårlig fjell har ført til ustabilitet.



Figur 1 – Skisse som viser forbolting i kombinasjon med bolter og band i bakkant, sålestøp er også tatt med her.

I dette foredraget betyr forbolting bolting foran stuff. Den forboltingen som ofte utføres i forbindelse med påhugg, gjøres ut fra samme hensikt, men stabilitetsmessig er dette en helt annen situasjon enn i tunnel. Boltene i tunnel settes utenfor teoretisk sprengningsprofil i en vifteform, oftest med en vinkel på ca. 15° ut i forhold til retningen på tunnelen, se figur 1.

Forboltene er et viktig redskap for å sikre en god kontroll på stabiliteten i dårlige soner. Foran forventede svakhetssoner blir det i de fleste tilfeller sonderboret. Avdekker sonderboringen et dårlig parti foran stuff, bør forbolting bli vurdert.

Figur 2 – Eksempel på forbolting i Frøyatunnelen, det er her skutt en kort salve etter forbolting, en del av forboltene er blottlagt.

Vanlig praksis er at bergmassens kvalitet avgjør hvor tett forboltene skal settes og i hvor stor utstrekning av profilet forboltene skal monteres. Jo dårligere bergmassen er jo tettere bør forboltene monteres. I bergmasser med Q-verdi lavere enn 0,1 bør senteravstanden ikke overstige 0,4 - 0,5 meter. I ekstremt dårlig fjell kan det være behov for å gå ned til 25 – 30 cm i senteravstand. Senteravstanden må tilpasses de stedlige forhold. Dersom en senteravstand på 0,7 meter ikke medfører nevneverdig nedfall kan det stilles spørsmåltegn ved om forboltene har noen nytte i forhold til kostnaden.

Hvor stor del av profilet som bør forboltes må vurderes utfra hvordan man forventer at svakhetssonen vil opptre på neste salve.

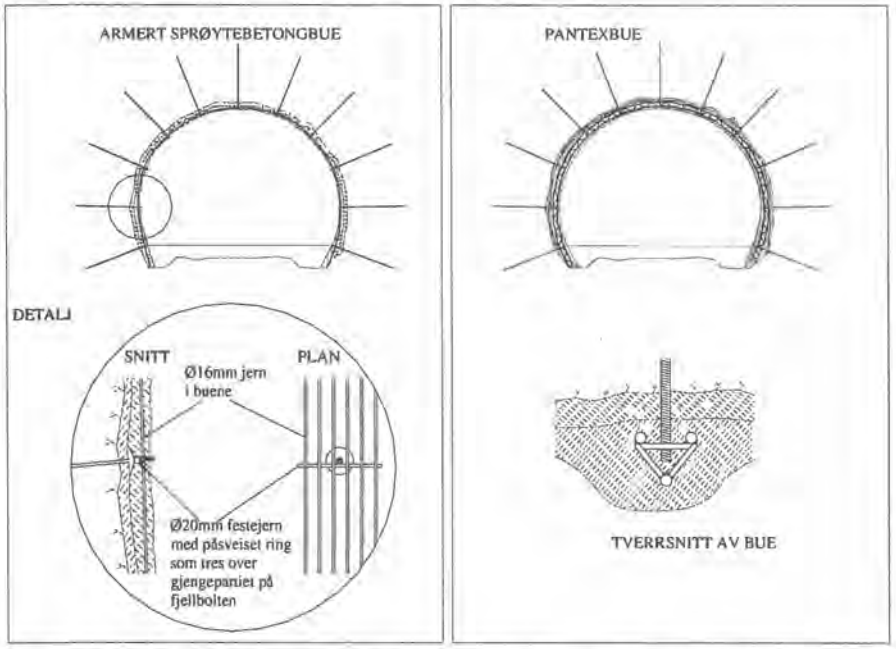
Lengden på forboltene må tilpasses drivingen for øvrig. Det må være et krav at boltene når ca. 2 m lengre enn salvelengden. Dette fører til at det blir minimum 2 meter overlapp med forboltene. Vanligst er det å bruke 6 meters lange forbolter, og salvelengder på 3 til 4 meter. Ved ytterligere redusert salvelengde øker overlappen. Det kan være et alternativ å bruke 8 meter lange forbolter og to salver med salvelengde på underkant av 3 meter. Diameteren på forboltene bør være på 32 mm for å sikre at forboltene ikke bøyes ned fra lasten av ustabile masser.

Ved forbolting er det viktig å sikre at forboltene blir hengt opp i bakkant. Den vanligste måten å gjøre det på er bruke bolter og bånd, som så blir dekt med sprøytebetong. Ønsker man en tyngre sikring med en gang kan man montere en sprøytebetongbue som oppheng for forboltene.

Forbolter er foreløpig kun brukt som midlertidig sikring, og er ikke blitt medregnet i permanentsikringen. Forboltene har derfor vanligvis ikke vært korrosjonsbeskyttet. Det er imidlertid svært konservativt å se helt bort i fra den stabiliserende effekten forboltene vil ha permanent. Skal det være aktuelt å ta med forboltene i vurderingen av permanent sikringen må dette være på basis av hvordan forboltene samvirker med annen sikring. Det må også lages noen retningslinjer for hvordan forboltingen skal utføres og hvordan korrosjonsbeskyttelsen skal være. Foreløpig finnes ingen slike retningslinjer.

Sprøytebetongbuer

De vanligst brukte sprøytebetongbuene, (heretter kalt tradisjonelle sprøytebetongbuer), er armert med 6 stk. Ø16 mm kamstål som bøyes til slik at profilet følges. Avstanden mellom armeringsjernene er 5 til 10 cm. Jernene festes ved hjelp av radielle bolter påsveist et tverrstykke. Typisk avstand mellom boltene er 1,5 meter, det benyttes gyste bolter. Sprøytebetong blir benyttet først til å danne et jevnt underlag der buen skal monteres, og deretter for å dekke armeringen med minimum 5 cm. Det blir ofte brukt en kombinasjon av armert og uarmert sprøytebetong.



Figur 3 - Oppbygging av sprøytebetongbuer, både tradisjonelle og pantex-buer. Kilde: Ingeniørgeolog Stig Lillevik, Statens vegvesen Sør-Trøndelag.

Det finnes flere leverandører av ferdiglaga buer som kan monteres direkte i tunnelprofilet ved hjelp av radielle bolter. Eksempel på denne type sprøytebetongbuer er pantexbuer. Pantexbuene er bygd opp av tre jern som er montert sammen som et fag. Ved bruk av slike sprøytebetongbuer er det svært viktig at buene er tilpasset det aktuelle profilet. De ferdiglaga buene har den ulempen at de kan være vanskelige å tilpasse i profilet like godt som for de tradisjonelle buene, og de er derfor mindre egna dersom profilet har store utfall.

Figur 4 – Pantexbue brukt som oppheng for forbolter, klart for spruting.

Sprøytebetongbuer er riktig å bruke i de tilfeller der fjellet vurderes å være av en slik kvalitet at det er nødvendig med en tilleggsikring utover fiberamert sprøytebetong og radielle bolter, men at det ikke er nødvendig med full utstøpning.

Bergmassens kvalitet avgjør hvor stor avstand det skal være mellom sprøytebetongbuene, vanlig senteravstand er 1,5 til 2,5 meter. Senteravstander over 2,5 meter er uhensiktsmessig hvis det er en gjennomgående sone som skal sikres.

Eksempler fra Frøyatunnelen på bruk av forbolting, sprøytebetongbuer og full utstøpning

I Frøyatunnelen ble forbolting brukt i stor utstrekning ved passering av svakhetssoner. Totalt ble det brukt 10439 stk. forbolter. Det ble mest brukt 6 m lange forbolter, men det ble også i noen få tilfeller brukt 8 m lange forbolter. Alle forboltene hadde 32 mm's diameter.

Under er gjengitt drivemetode for passering av en svakhetssone i Frøyatunnelen med Q-verdi på ca. 0,1 (svært til ekstremt dårlig):

profil nr. 3380 – 3415:

* redusert salvelengde (3 m)
* 6 m lange forbolter, 32-37 stk. Ø32 mm, (dvs. 0,4 m senteravstand), forboltingen går litt ned i veggene, fjellbånd og 12-13 stk. festebolter for å feste forboltene i bakkant
* i tillegg ble det sprutet over fjellbåndene før salve, dette for å sikre at forboltene var godt festet i bakkant
* sprøytebetong, et lag (5-6 cm) umiddelbart etter utlasting
* bolting, totalt ca. 30 stk. ct-bolter pr. salve (inkl. nevnte festebolter) dvs. bolteavstand 1,3 - 1,8 m
* Supplering med 1-2 lag med sprøytebetong når neste salve sprutes, totalt 10 - 15 cm
* Dette gir 3-4 m^3 sprøytebetong pr. lm

I Frøyatunnelen er det flere svakhetssoner med Q-verdier lavere enn 0,1. Full utstøpning på stuff ble også nødvendig i flere svakhetssoner. I en 40 m sammenhengende svakhetssone med ekstremt dårlig til eksepsjonelt dårlig fjellkvalitet, (Q=0,013 med enkelte partier der Q-verdien var ned i 0,004), ble følgende sikring/tiltak utført:

profil nr. 3985 – 4025:

* redusert salvelengde (3 m)
* 6 m lange forbolter, 36 - 64 stk. Ø32 mm, (dvs. 0,25 - 0,4 m senteravstand), forboltingen går litt ned i veggene, fjellbånd og 14 -16 stk. festebolter for å feste forboltene i bakkant
* i tillegg ble det sprutet over fjellbåndene før salve, dette for å sikre at forboltene var godt festet i bakkant
* sprøytebetong, 1 eller 2 lag (6 - 12 cm) umiddelbart etter utlasting, venter ca. 1 time i mellom påslagene
* bolting, totalt 23 - 31 stk. ct-bolter pr. salve (inkl. nevnte festebolter) dvs. bolteavstand ca. 1,5 m
* supplering med 2 - 3 lag med sprøytebetong, totalt 19 - 31 cm
* fare for at veggene kunne komme inn (det ble oppdaget oppsprekking i sprøytebetongen), førte til at det ble nødvendig å sålestøpe nesten hele sonen, totalt ble det støpt 35,5 m i sålen
* en seksjon (5 m) full utstøpning på slutten av sonen, her var fjellforholda så eksepsjonelt dårlige at det ble umulig å få satt inn bolter (gjenrasing av hullet pluss uønsket vann bak sprøytebetong).

I de dårligste partiene ble drivingen utført ved graving med brøyt. I ettertid ble det utført konvergensmålinger for å kontrollere om sikringen som ble utført var tilstrekkelig. Målingene viste at deformasjonene stoppet opp.

Deformasjonsmålingene ble brukt aktivt som en del av grunnlaget for å bestemme endelig permanentsikring. I dette tilfellet ble det konkludert med at full utstøpning ikke var nødvendig. Som permanent sikring ble det i denne sonen montert 5 stk. sprøytebetongbuer med senteravstand 2 m på strekningen nærmest utstøpningen (som var utført på stuff). I resterende deler av sonen ble det lagt på ca. 10 cm ekstra sprøytebetong, i groper ble det påført enda tykkere lag med sprøytebetong.

Sonen som er beskrevet over viser et eksempel på god oppfølging på stuff, med optimalisering av sikringen.

I en 100 m lang svakhetssone med registrerte Q-verdier mellom 0,01 og 0,1, ekstremt dårlig, ble det systematisk montert sprøytebetongbuer på stuff i kombinasjon med forbolter. For å drive gjennom denne sonen ble følgende tiltak/sikring utført:

profil nr. 6840-6940:

- redusert salvelengde (3 m) hele strekningen, delvis graving/pigging av salver uten sprengning.
- 6 m lange forbolter, 26-66 stk. Ø32 mm hver korte salve, delvis ned i vegger (0,3 - 0,5 m senteravstand)
- Ca 15 stk. ct-bolt i kombinasjon med fjellbånd til å feste enden av forboltene, i de dårligste partiene ble det brukt armerte sprøytebetongbuer til å feste enden av spilingboltene
- sprøytebetong, 1-2 lag (á ca. 6 cm) umiddelbart etter utlasting
- bolting, omkring 25-30 stk. ct-bolter pr. salve (inkl. festebolter), gjennomsnittlig 1,3 m bolteavstand
- ytterligere 2 lag sprøytebetong i forbindelse med at neste salver sprutes, dvs. totalt ca. 20 cm
- armerte buer som sprutes inn, cc 2 - 3 m, herav en pantexbue, brukt endel alkalifri sprøytebetong til spruting på armeringsjern
- støpt såle i 20-30 m lange seksjoner frem til stuff, dvs. maks. 10 dager etter driving.
- permanentsikring: Det ble supplert med et lag med 5 cm sprøytebetong for å dekke til noe armeringsjern i buene pluss fordeling mellom buene. I tillegg ble overgangen mellom sprøytebetongbuer og sålestøp forsterket med noe ekstra sprøytebetong. Området med buer ble forlenget med 4 stk. sprøytebetongbuer.

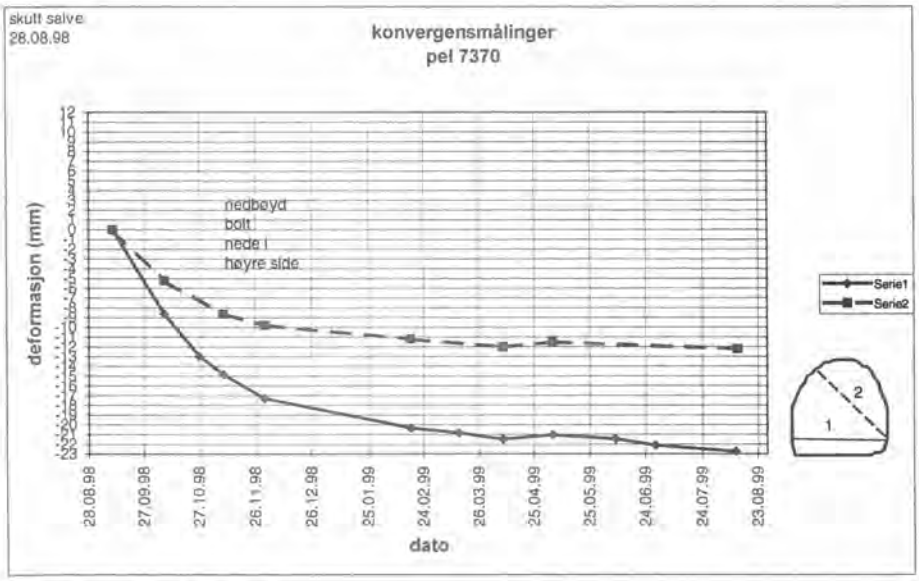
Konvergensmålinger

I Frøyatunnelen ble konvergensmåling utført i alle svakhetssoner der den stedlige ingeniørgeologen vurderte at det kunne være fare for skadelige deformasjoner. Målingene skulle være en del av grunnlaget for vurdering av permanentsikring. En annen viktig hensikt var kontroll av stabilitet i drivefasen.

Montering av bolter kunne ikke gjøres for nært opp til stuffen da det var stor fare for at måleboltene skulle skades av lastemaskinen, og vi har derfor ikke fått med hele

deformasjonsutviklingen. Men den viktigste informasjonen for å kunne vurdere stabilitet er ivaretatt.

Avlesninger ble foretatt relativt hyppig like etter at målebolter i et profil var satt inn, ca en gang pr uke. Frekvensen avtok etterhvert og kunne mot slutten være opptil flere måneder. Maksimal konvergens er målt ved profil 7370; 23 mm. Første avlesning ble her foretatt 13 dager etter at tunnelstuffen stod ved samme profil, og ut fra forløpet av kurven antas at 10-15 mm uregistrert deformasjon kan ha pågått i løpet av disse dagene.



Figur 5 –Kurven viser konvergensmålinger ved profil nr. 7370.

Det ble registrert konvergens i til sammen 27 profiler.

Dersom konvergensmålinger viste at deformasjonene ikke stoppet opp, ble tilleggssikring vurdert. Avhengig av allerede utført sikring og deformasjonsforløpet ble det avgjort hvilke tiltak og når de skulle iverksettes. Tilleggssikring i form av sålestøp og ekstra bolting i vegger ble utført i sonen mellom profil nr. 7390 – 7350 før gjennomslag (i nov. 98) for å bremse deformasjonene. Dette fungerte bra, da deformasjonene stoppet nesten helt opp, kun små deformasjoner ble registrert etter sålestøpen, se kurven for konvergensmålinger i profil nr. 7370, figur 5.

Erfaringer fra Frøyatunnelen

Forbolting fungerte svært godt for å stabilisere neste salve under driving i svakhetssoner. Ved Q-verdier under 0,4 ble forbolter som oftest brukt. Typisk var senteravstanden ca. 0,4 m, men både mindre og større senteravstander ble brukt.

Oppheng av forboltene i bakkant med bolter, bånd og sprøytebetong før skyting ga gode resultat. En kombinasjon med redusert salvelengde til 3 m og bruk av 6 m lange forbolter fungerte bra.

I ekstremt dårlig fjell var kombinasjon med forbolting og sprøytebetonbuer som oppheng for forboltene brukt med godt resultat. I enkelte tilfeller der full utstøpning på stuff er utført har forboltene blitt boret gjennom støpen og dermed festet i støpen, se figur 6.

Figur 6 – Eksempel på forbolting der forboltene er festet i bakkant ved å bore gjennom forrige støp.

Det er montert totalt 17 pantexbuer, erfaringene viser at pantexbuer ikke nødvendigvis gir noen tidsgevinst i forhold til å montere tradisjonelle sprøytebetongbuer (når mannskapet er trent). Pantexbuene er stivere og krever en jevn kontur for at det ikke skal gå med uhensiktsmessig mye sprøytebetong ved montering. Sikring med pantexbuene ble dermed noe dyrere enn med de tradisjonelle sprøytebetongbuene.

Konvergensmålingene sammen med den ingeniørgeologiske kartleggingen og selvfølgelig inspeksjon fra korg, ga et godt grunnlag for å bestemme permanentsikring. Erfaringene fra Frøyatunnelen viser at det er viktig å ha en erfaren ingeniørgeolog på anlegget slik at ingeniørgeologisk kartlegging blir utført før påføring av sprøytebetong. Eventuelle slepper og svakhetssoner som kan skape fare for totalstabiliteten og i verste fall føre til ras kan da bli registrert i tide. Riktige avgjørelser på stuff er kritisk for å oppnå optimale løsninger.

I svakhetssoner med eksepsjonelt dårlig fjell ble sålen oppknust ved trykkpåkjenning, sålestøp ble da montert 15 til 20 meter bak stuff. Sålestøp ble også montert i de svakhetssoner der konvergensmålingene viste at deformasjonene ikke stoppet opp.

Sålestøpen viste seg å være svært effektivt for å stoppe videre deformasjon. Det blir da en bueeffekt som gir betraktelig bedre stabilitet.

Det ble observert noen tilfeller med problemer med heft mellom sprøytebetonglagene. Dette var mest fremtredende nederst i vegger der sprøytebetonglagene var tynnest, men det var også noe heftproblemer i vederlag og heng. Årsaken til heftproblemet var at det var vanskelig å vaske vekk leirstøv før påføring av neste lag med sprøytebetong. Det var spesielt en rødfarget leire i enkelte av svakhetssonene som ga et klebrig leirstøv. Det ble derfor fokusert ekstra på å vaske godt før påføring av neste sprøytebetonglag og unngå at sprøytebetongen ble for tynt nederst i veggene. Dette så ut til å bedre heften.

Når er det riktig å bruke full utstøpning?

Det er vist eksempler på forhold der forbolting og bruk av sprøytebetongbuer er tilstrekkelig også for permanent sikring. Det er imidlertid situasjoner der full utstøpning er riktig løsning.

Store utfall
Hvis man mister konturen er ofte beste løsning å ta full utstøpning. Dette fordi det vil bli behov for uhensiktsmessig mye sprøytebetong for å fylle opp utfall før det lar seg gjøre å montere sprøytebetongbuer. Dette vil bli en svært tidkrevende og dyr løsning. Full utstøpning kan være et riktig alternativ når det er oppstått store utfall og det kan være fare for videre utvikling til ras.

Dårlig feste for radielle bolter
Full utstøpning ble i Frøyatunnelen brukt som sikring på stuff i de tilfeller der bergmassen var så dårlig at det ble problemer å få feste for de radielle festeboltene. I slike tilfeller vil det ikke være mulig å få festet forboltene i bakkant på en tilfredsstillende måte, og det er ikke forsvarlig å drive videre uten full utstøpning. Det er også behov for full utstøpning i de tilfeller der det har oppstått store utfall og totalstabiliteten er trua.

Leire i kombinasjon med vann
Tilstedeværelse av leire blir av mange oppfattet som en avgjørende faktor for å velge full utstøpning som permanentsikring. Men det er ikke bare leirinnholdet i svakhetssonene som er avgjørende, i Frøyatunnelen ble flere svakhetssoner med stort innslag av leire permanentsikret uten full utstøpning. Det har stor betydning hvordan leira opptrer i svakhetssonene. Erfaringer fra Frøyatunnelen viser at soner med stort innslag av kompakt leire ofte var tette, og dette førte til at stabiliteten ble tilfredstillende med forsegling av sprøytebetong og bruk av bolter og evt. sprøytebetongbuer.

I svakhetssoner der leira opptrådte på slepper, innblandet i oppknust bergmasse, gjerne sammen med mineraler som glimmer og kalkspat, var det ofte vann tilstede. Det at det er mindre leire og mer glimmer kombinert med vann fører til lavere stabilitet. Det ble derfor nødvendig å benytte full utstøpning i en svakhetssone på ca. 35 meter der det etter vurdering av kjerneboring og sonderboring ikke skulle være behov for full utstøpning. Det viktigste for å avgjøre når det er nødvendig med full utstøpning på stuff er å være på stuff og få kartlagt fjellet fortløpende. Det er dessuten viktig i vurderingen av stabiliteten å ha en god dialog med de som utfører arbeidssikringen.

Vedvarende deformasjoner
Ved bestemmelse av full utstøpning bak stuff vil konvergensmålingene være avgjørende, i tillegg til visuell observasjon med inspeksjon i korg. Hvis det ikke blir observert sprekker i sprøytebetongen og konvergensmålingene viser at deformasjonene har stoppet opp er det ikke behov for full utstøpning.

Full utstøpning er konkurransedyktig på pris
I tillegg til hensynet til stabiliteten vil byggherren alltid ta hensyn til prisen på de forskjellige sikringsmidlene. Er prisene slik at full utstøpning ikke er dyrere enn sprøytebetongbuer vil en byggherre i et tvilstilfelle ofte velge full utstøpning.

Resultat fra numeriske modelleringer av varianter av sikringsvarianter i svakhetssoner ved Frøyatunnelen og Nordkapptunnelen

Resultat fra UDEC-modellering utført av NGI, ved Frøyatunnelen

Som støtte til å vurdere effekten av forskjellige typer sikring av en svakhetssone i Frøyatunnelen har NGI utført UDEC-modellering. I modellen er sonen ved profil nr. 4000 valgt som typisk sone, og inngangsparametre i modellen er valgt ut fra kartlegging, studie av borkjerner fra hele denne sonen samt NGI's befaring i tunnelen.

Analysen er foretatt i to faser med forskjellige sikringsvarianter:

Fase 1:

A) 25 cm sprøytebetong + bolter 1,5 m x 1,5 m + sålestøp innlagt en stund etter den øvrige sikringen
B) 25 cm sprøytebetong + bolter 1,5 m x 1,5 m + sålestøp innlagt samtidig med den øvrige sikringen
C) 25 cm sprøytebetong + bolter 1,5 m x 1,5 m (ingen sålestøp)

Fase 2:

D) 25 cm sprøytebetong + bolter 1,5 m x 1,5 m + sprøytebetongbuer (c/c 2 m) + sålestøp innlagt en stund etter den øvrige sikringen
E) Full utstøpning + sålestøp innlagt en stund etter den øvrige sikringen

I modellen er det lagt opp til at all sikring, med unntak av sålestøp, settes inn etter at det er utviklet 10-12 mm deformasjon. I denne bergmassen kan dette tilsi et tidsaspekt på 1-2 timer etter utsprengning. Resultatene fra beregningene kan oppsummeres som følger:

I tilfelle A blir det en maksimal deformasjon på 17,5 mm, og det oppstår heftbrudd mellom sprøytebetong og fjell og boltene belastes maksimalt 88% av flytegrensen. Maksimal belastning i aksial retning på sprøytebetongen er 1,1 MN/m, dvs. 4,4 MPa. Heftbrudd er studert ved både 0,5 og 1,0 MPa kohesjon. Det er usikkerhet hva heftbrudd vil bety i praksis. Friksjonen mellom betong og fjell er imidlertid fortsatt ventet å være høy. Videre vil samvirke mellom sprøytebetongen og bolter sikre en bedre heft som modellen ikke tar hensyn til.

I tilfelle B er forholdene bedre. Maksimal deformasjon blir 14,4 mm. Det er fortsatt noe heftbrudd mellom sprøytebetong og fjell, mens boltene belastes kun 37% av flytegrensen.

Tilfelle C gir en maksimal deformasjon på 21 mm og et totalt heftbrudd, mens maksimal boltebelastning er på flytegrensen på 9 tonn.

I tilfelle D er maksimal deformasjon 17,1 mm og boltebelastning generelt lavere enn i tilfelle A. Med unntak av ett lokalt tilfelle overstiger den ikke mer enn 49% av flytegrensen. Maksimal belastning i aksial retning på sprøytebetongen er 0,88 MN/m, dvs. 3,5 MPa.

Tilfelle E gir en maksimal deformasjon på 17,3 mm og maksimal belastning 1,4 MN på betongen.

Resultatet viser at tidspunkt for innsetting av sålestøp sett i forhold til den potensielle deformasjonsutviklingen er viktig. Sålestøpen bidrar til mindre deformasjon og dermed lavere belastning på den øvrige sikringen. Ved sålestøp innlagt samtidig som de øvrige sikringsmidlene ble både deformasjonen og boltebelastningen minst. Det mest praktiske er å sette inn sålestøp en stund etter den øvrige sikringen.

De relativt kraftige buene som er modellert synes å gi minst like god sikkerhet som full utstøpning.

Resultat fra numerisk modellering ved bruk av FLAC ^{3D} i samme sone i Frøyatunnelen, resultatene er hentet fra Stein Vegar Rødseth sin diplom oppgave.

Rødseth har i sin diplomoppgave på NTNU tatt utgangspunkt i NGI sine UDEC-modeller i en sone på Frøyatunnelen. Han har tatt utgangspunkt i de parametrene som NGI brukte i sine studier og tilpasset de FLAC ^{3D}. To sikringsvarianter er modellert, sprøytebetongbuer og full utstøpning, sålestøp ble innlagt noe senere enn øvrig sikring.

Maksimal deformasjon for henholdsvis sprøytebetongbuer og full utstøpning er 3,0 og 3,2 mm. Deformasjonene er en del mindre i FLAC ^{3D}enn i UDEC, dette kan komme av at det er stor forskjell i hvordan programmene FLAC ^{3D}og UDEC er bygd opp. UDEC er todimensjonal og tar ikke hensyn til den tredje dimensjon og deformsjonene vil dermed bli større enn i en 3 dimensjonal modell der innspenningen er mer realistisk.

Resultatene fra FLAC ^{3D}-modellene viser at det er ingen forskjell mellom virkemåten for sprøytebetong og full utstøpning i den aktuelle sonen i Frøyatunnelen.

Resultat fra UDEC-modellering utført av NGI, ved Nordkapptunnelen

NGI har på oppdrag for Statens vegvesen Finnmark utført en modellering av stabilitetsforholdene i Nordkapptunnelen ved hjelp av UDEC. Kun en sikringsvariant er modellert, 25 cm fiber armert sprøytebetong og systematisk bolting, c/c 2 m, med 3 m's boltelengde.

Modelleringen viste maksimalt 19,7 mm deformasjon uten sikring og maksimalt 13,9 mm med fiber armert sprøytebetong pluss bolter. Resultatene viser at sikring med

sprøytebetong pluss systematisk bolting skulle være tilstrekkelig. For å kompensere for dynamiske effekter, anbefalte NGI bruk av sprøytebetongbuer når fjellkvaliteten var på sitt laveste.

I siste del av Nordkapptunnelen ble full utstøpning på stuff erstattet med 25 til 30 cm fiber armert sprøytebetong pluss systematisk bolting, c/c 2 m (supplert med en ekstra bolt i vederlag), med godt resultat.

Videre forskning for å belyse når og hvordan forbolting bør brukes

Det er nødvendig med videre forskning for å kunne gi svar på når og hvordan forbolter bør brukes. Moment som bør diskuteres er:

- Er det mulig å gi retningslinjer for når og hvordan forbolting bør brukes? Hvis svaret er ja, prøve å gi slike retningslinjer, vurdere moment som bergmassekvalitet, vann, utfall på siste salve, sonderboring eventuelt kjerneboring.
- Type forbolter, dimensjon og lengde, innfestningslengde innenfor salve, stålkvalitet/ korrosjonsbeskyttelse
- Oppheng i bakkant, avstand mellom bolter og hvor stor del av profilet som bør forboltes.
- Hvordan virker forboltene i samvirke med annen sikring?

For å finne svar på disse spørsmåla, må man bygge på erfaringer fra prosjekter både i Norge og i utlandet. Et mål med arbeidet kan være å prøve komme frem til retningslinjer for hvordan forbolter skal monteres og brukes for å oppnå en trygg drift i dårlig fjell og for å kunne inngå i permanentsikringen.

Videre forskning for å belyse virkemåten av full utstøpning og sprøytebetongbuer

På de fleste tunnelanlegg kommer det i løpet av driveperioden opp en diskusjon rundt bruken av full utstøpning som sikringsmiddel på stuff. Det blir i den sammenheng ofte diskutert når er det riktig å bruke full utstøpning, og når er det riktig å sikre med sprøytebetong og eventuelt sprøytebetongbuer.

Det blir i disse diskusjonene ofte mye "synsing", for å komme bort i fra det er det nødvendig med forskning. Det er flere spørsmål det vil være naturlig å prøve å finne svar på for å komme videre:

- Samle inn erfaring fra prosjekter i Norge og utlandet, der stabiliteten hav vært utilfredstillende
- Er det mulig å dokumentere lastopptak ved hjelp av spenningsmålinger i full utstøpning og sprøytebetongbuer? Er det forskjell mellom de to sikringsvariantene med tanke på virkemåte?
- Videre studier ved hjelp av numerisk modellering av full utstøpning og sprøytebetongbuer, er det riktig at disse sikringsvariantene er sidestilte? Hvor går yttergrensene for bruk av sprøytebetongbuer i forhold til full utstøpning?
- Er det kvalitetsforskjeller på betongen ved påføring i flere sprøytebetonglag i forhold til en massiv utstøpning? Er det best å redusere antall lag med sprøytebetong?

- Hvilke krav skal man stille til sprøytebetongkvaliteten. Er det forskjell på bestandigheten av sprøytebetong og konstruksjonsbetong?

Bestandigheten til alkalifri sprøytebetong

Ved passering av svakhetssoner og sikring med sprøytebetongbuer vil alkalifri sprøytebetong bli mye brukt i tiden fremover. Det er derfor naturlig å stille seg spørsmålet om alkalifri sprøytebetong er like bestandig som tradisjonell sprøytebetong med vannglass.

Statens vegvesen, Vegdirektoratet, har i forbindelse med "Prosjektet HMS – sprøytebetong", undersøkt akseleratorens betydning for sprøytebetongkvaliteten. Bestandighetstestene ble utført av Norges Byggforskning, prosjektet ble avsluttet høsten 1999.

Resultatene viser at sprøytebetong med alkalifrie akseleratorer ikke gir noen dårligere bestandighet enn med tradisjonell vannglass akselerator. Dette til tross for at en oppnår en adskillig høyere tidligfasthet under ellers like forhold. Generelt synes det som om bruk av alkalifri akseleratorer medfører et mer homogent materiale enn ved bruk av vannglass.

Konklusjon

Forbolting og sprøytebetongbuer kan i mange tilfeller erstatte full utstøpning. Det er vanskelig å sette grenser ved hjelp av Q-verdier for når forbolter skal brukes. Som retningslinje i svært dårlig til eksepsjonelt dårlig fjell kan senteravstander på 50 til 25 cm være et utgangspunkt. Sprøytebetongbuer er en fleksibel sikringsvariant, der det er enkelt å tilpasse avstand mellom buene og variere tykkelsen på sprøytebetongen avhengig av bergmassekvaliteten. De tradisjonelle sprøytebetongbuene er mer fleksible i forhold til montering og fungerer minst like godt som ferdiglaga buer.

For å optimalisere valget av sikring i dårlige soner er det viktig med forsiktig driving, der sonderboring og eventuelt forinjeksjon er en del av drivemetoden. Det er dessuten svært viktig med godt kvalifisert personell på stuff på både entreprenør- og byggherresida. En erfaren ingeniørgeolog bør være tilstede på stuff for å få utført ingeniørgeologisk kartlegging før fjellet blir dekt med sprøytebetong.

I svakhetssoner bør konvergensmåling bli en naturlig del av beslutningsgrunnlaget for å bestemme permanentsikringen. Dette gir en god dokumentasjon av hvordan arbeidssikringen fungerer, og om den er tilstrekkelig.

Det er nødvendig med videre forskning for å finne svar på når og hvordan forbolting bør brukes. I tillegg trengs det forskning for å belyse virkemåten av full utstøpning og sprøytebetongbuer.

REFERANSER.

Fredrik Løset, (1998), NGI, Frøyatunnelen, Numerisk modellering av en typisk svakhetssone, rapport 981040-01.

Stein Vegar Rødseth, (2000), Numerisk analyse av bergsikring, hovedoppgave ved Fakultet for geofag og petroleumsteknologi.

Nick Barton og Karstein Monsen, (1997), NGI, FATIMA – verifikasjon av sikring, rapport 971039-1.

Ingvild Storås, Berit Bakke, Christine Hauck, Bente Ulvestad, Kjell Inge Davik og Anne Britt Moen, (1999), Statens vegvesen Vegdirektoratet, Vegteknisk avdeling, Prosjektet HMS – sprøytebetong, Publikasjon nr. 94.

ALKALIFRI AKSELERATOR – FORDELER OG ULEMPER

Dr. ing. Christine Hauck
Veidekke ASA, Divisjon Anlegg

SAMMENDRAG
Det har skjedd en enorm utvikling innen sprøytebetong de siste 3-4 år, noe som kan gi mange nye teknologiske muligheter og utfordringer for våtsprøytemetoden. Spesielt gjelder dette produkt- og materialteknologi, med utvikling av flytende alkalifri akseleratorer, nye tilsetningsstoff produkter og forbedrede sementtyper. Dermed kan sprøytebetongresepten tilpasses til ønskede arbeidsoppgaver. Alkalifri akselerator har gitt sprøytebetongen nye anvendelses muligheter, men det har vist seg også at de nye mulighetene har sin begrensning.

SUMMARY
There had been quite a development in the sprayed concrete technology the last 3-4 years. This opened for new possibilities and challenges in the wet sprayed method. Especially within new product and material science, development of liquid alcalifree accelerator, plasticizer and cements. With all these special products, sprayed concrete can bee designed for special applications. Sprayed concrete has gained a wider application through the latest developments in alkalifree accelerator, but these new possibilities had shown to have certain limitations.

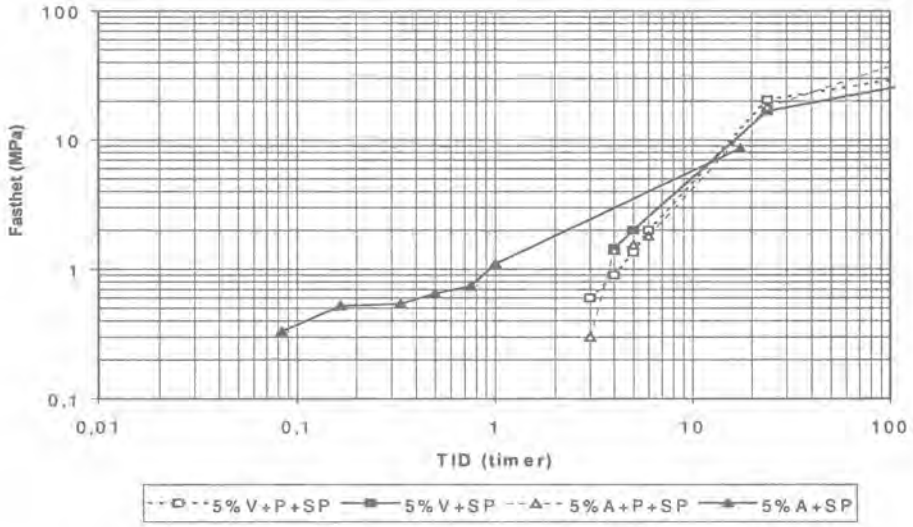
UTVIKLING
Sprøytebetong i Norge er hovedsakelig brukt til fjellsikring sammen med fjellbolter. Spesielt i områder med dårlig fjell og vanninntrengning stilles det store krav til sprøytebetong for å oppnå god arbeidssikring for mannskapet på stuff. Flytende alkalifri akselerator ble introdusert på det norske marked i 1997. Dette skulle gi nye muligheter for anvendelse av sprøytebetong, større påført sprøytetykkelse for hvert påslag, bedre sprøyteegenskaper for innsprøyting av armering og høyere tidligfasthet, sammenlignet med vannglass akselerator. Omtrent samtidig ble det også lansert nyutviklede polymerbaserte tilsetningsstoffer (polymerbaserte SP-stoffer, stabiliserende tilsetningsstoffer (set-retarding), herde- og pumpe forbedrende tilsetningsstoffer) og forbedrede sementtyper. Alkalifrie akseleratorer i væskeform til våtsprøyting tas nå mer og mer i bruk, og erfaring med sprøytebetong tilsatt alkalifri akselerator for stuff sikring er etter hvert bra dokumentert.

OPTIMALISERING AV SPRØYTEBETONGRESEPT – HVA ER MÅLET?
Denne utvikling av flytende alkalifri akselerator til våtsprøyting har åpnet for en rekke nye anvendelsesområder for sprøytebetong. For å utnytte de nye mulighetene optimalt, er det viktig å ha innsikt i betongteknologi og kjenne til akselerator egenskaper og begrensninger. Det må være et mål å utvikle en optimal kombinasjon av delmaterialer i sprøytebetongen (sement, akselerator og tilsetningsstoffer) for å kunne styre sprøytebetongegenskapene i hvert enkelt tilfelle til å bli optimalt tilpasset arbeidsoppgaven, med hensyn til sprøyteegenskaper, sprøytetykkelse, mekaniske egenskaper og sikkerhet, fremdrift og betongens bestandighet (se figur 1).

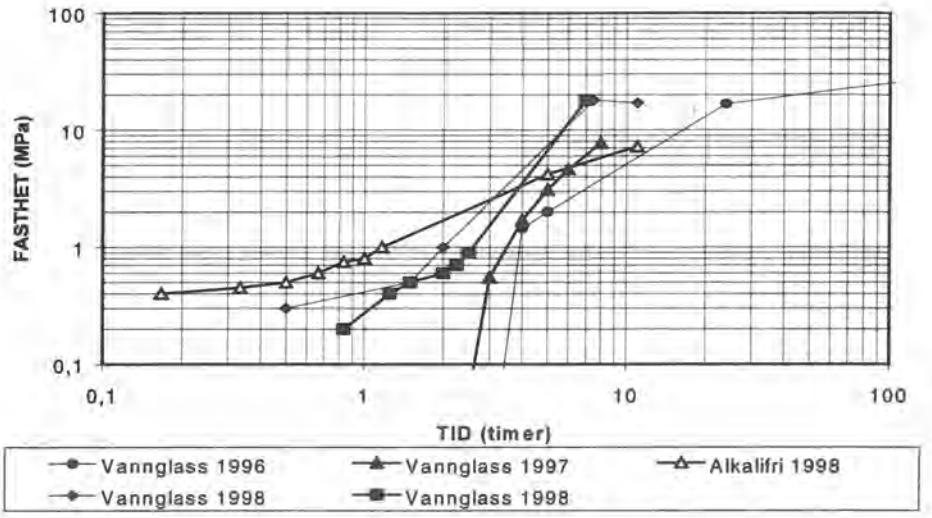
Figur 1: Sprøyting på EPS – bru fundament, prosjekt Gaustadtrikken i Oslo, Veidekke ASA

ALKALIFRI AKSELERATOR: FORDELER OG ULEMPER – I FORHOLD TIL HVA?

Egenskaper til sprøytebetong med alkalifri akselerator sammenlignes stort sett med egenskapene til sprøytebetong med vannglass akselerator. Men, utvikling av alkalifri akselerator og reseptoptimalisering har også ført til en videreutvikling og forbedring av sprøytebetong med vannglass akselerator, slik at også dette forhold har endret seg (se figur 2 og 3). Dessuten har det i de siste årene også skjedd en stor utvikling innen forskjellige typer alkalifri akselerator. Det er viktig å være kjent med egenskapene til alkalifri akselerator, for å dra nytte av fordelene.



Figur 2: Effekt av P-stoff på tidligfasthetsutvikling, for sprøytebetong med både vannglass- og alkalifri akselerator /2/



Figur 3: Effekt av reseptoptimalisering på utvikling av tidligfasthet av sprøytebetong med vannglass akselerator /1/, /2/.

HMS

- ☺ Alkalifri akselerator har en hudvennlig pH på 2-3 (pH for menneskets hud er 5,5) og er derfor mer helse- og miljøvennlig enn vannglass akselerator (pH 11).
- ☺ Under sprøyteutførelsen oppstår det nesten ikke sprøytetåke i tunnelen, og det virker som om prelletapet er betydelig redusert.

Økonomi

- ☹ Alkalifri akselerator er mye dyrere enn vannglass akselerator.
- ☺ Når en ser på totaløkonomien i et prosjekt, kan riktig bruk av alkalifri akselerator bidra til lavere kostnader, til tross for den høye prisen på akselerator: raskere herding, tykkere påslag, raskere fremdrift, etc..

Utstyr

Anvendelse av alkalifri akselerator har hat en positiv effekt på utstyrs utviklingen. Det ble satt fokus på effektiviteten av akselerator innblanding, jevn blandeforhold betongstrøm- og akselerator tilsetning samt måling av akseleratordosering.

- ☺ Utvikling og optimalisering av sprøytespissen og bakstykket for en mer homogen innblanding av akselerator i sprøytebetongen gir en raskere og jevnere fasthetsutvikling (innblanding av akselerator fra flere sider i bakstykket, istedenfor kun en side).
- ☺ Akselerator og luft blandes sammen og tilsettes samlet et stykket før bakstykket. Denne endring gjør det mulig å blande akselerator med oppvarmet luft fra kjølesystemet.
- ☺ Videreutvikling av stempelpumpene har ført til sterk redusert pulsering. Dette gir en jevnere innblanding av akselerator (jevn akselerator- og betongstrøm) og bedre kvalitet på sprøytebetongen.
- ☺ Måleutstyr (datastyrt) for måling av akseleratorforbruk gir en kontinuerlig oversikt over forbruket, og hindrer over- og underdosering.

- 😐 Utstyr og maskindeler som kommer i kontakt med alkalifri akselerator må tåle lav pH (pH-verdi på 2–3), bør være laget av rustfritt stål eller plast.

Forberedende arbeider

- ☺ Mottakskontroll av akselerator og kontrollert lagring og bruk i hht. leverandørens anbefalinger for å sikre kvalitet på sprøytebetongen.
- ☺ Mottakskontroll av v/c tallet og slump, for å sikre riktig vanninnhold og dermed lav akseleratordosering.
- ☺ Krav til dokumentasjon av akselerator forbruk, med hensyn til riktig dosering.
- ☺ Det viktig å ha innsikt i betongteknologi og kjenne til akselerators egenskaper og begrensninger for å utnytte de nye mulighetene alkalifri akselerator gir optimalt. Det må være et mål å utvikle en optimal kombinasjon av delmaterialer i sprøytebetongen (sement, akselerator og tilsetningsstoffer) for å kunne styre sprøytebetongegenskapene i hvert enkelt tilfelle til å bli optimalt tilpasset arbeidsoppgaven
- ☹ Alkalifri akselerator akselererer sementens tidligfasthetsutvikling. Det er dermed viktig å kjenne sementens kjemiske sammensetning og teste nye sementer før de tas i bruk i sprøytebetong med alkalifri akselerator.

Stuff sikring

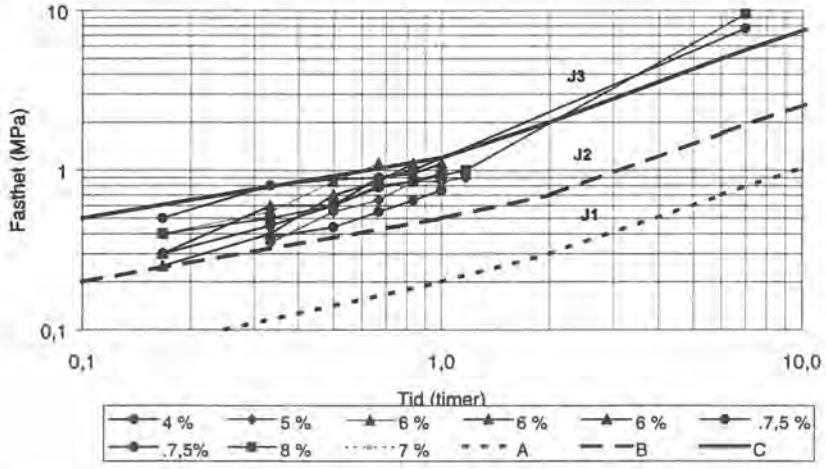
I de felles europeiske retningslinjer (CEN-standarder) stilles det meget strenge krav til sikkerhet på stuff for middlertidig- og permanente sprøytebetongkonstruksjoner avhengig av fjellkvaliteten. Økt dosering av alkalifri akselerator gir økt tidligfasthet opptil et visst nivå der tidligfasthetsutvikling når sitt maksimum.

- ☺ Høy tidligfasthetsutvikling (0,5-1 MPa etter 1 time) på tørr eller overflatefuktig fjell (se figur 4).
- ☺ Utvikling av tidligfasthet gir større sikkerhet for arbeider ved stuff, og økt fremdrift. Oppnåelse av fasthet i løpet av første timen etter sprøyting tillater arbeider slik som f.eks. boring av fjellbolter gjennom nysprøytet betong. Husk: 1 m^2 sprøytebetong med 10 cm tykkelse veier mer enn 230 kilo!
- 😐 Ikke bruk P-stoff i sprøytebetong som tilsettes alkalifri akselerator for å oppnå tidligfasthet. P-stoff og også enkelte SP-stoffer (melaniner, naftalener) retarderer sprøytebetongen på en måte, at heller ikke akselerator får akselerert betongen. Sprøytebetong med P-stoff og tilsatt alkalifri akselerator får drastisk redusert tidligfasthetsutvikling, se figur 2 og 3.
- 😐 Sprøytebetong med alkalifri akselerator er meget følsom for lav temperatur. Alkalifri akselerator reagerer med sement og setter i gang sementhydratisering. Betongen og akselerator bør ha en minimum temperatur på 15 grader C for å sikre at sementreaksjonen kommer i gang.
- 😐 For å oppnå tidligfasthet kort tid etter utsprøyting bør temperatur på sprøytebetong og akselerator ligge på minimum temperatur på 20 grader C.
- ☺ Rask herding og temperaturutvikling sikrer mot nedkjøling av sprøytebetongen, og kan være avgjørende for å hindre kvalitetsforringelse pga. frost, før betongen har oppnådd 5 MPa fasthet.

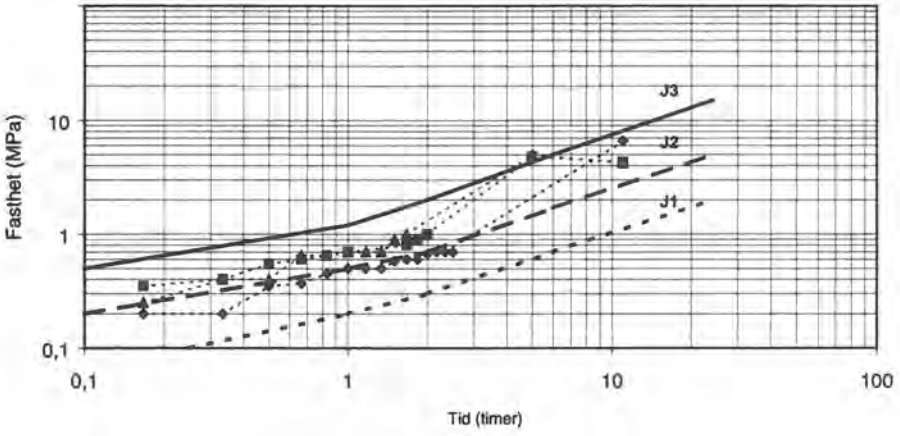
Vannlekkasjer har en forsinkende effekt på tidligfasthetsutvikling. Noen typer alkalifri akselerator påvirkes fasthetsutviklingen kun i beskjeden omfang, andre derimot kommer fasthetsutviklingen kun meget sakte i gang eller flater ut for en lengre periode.

- ☺ God vedheft og komprimerbarhet på våte fjelloverflater med alkalifri akselerator, dersom fasthetsutvikling (hydratisering) kommer i gang se figur 4.

☹ Dårlig vedheft og nedfall på våte fjelloverflater med alkalifri akselerator, dersom ikke fasthetsutvikling (hydratisering) kommer i gang, se figur 5.



Figur 4: Effekt av alkalifri akselerator på sprøytebetongens tidligfasthetsutvikling sprøytet på overflatetørr fjell /3/ (A, B, C - fasthetsutvikling i hht. retningslinjer fra Østerrike 1999)



Figur 5: Effekt av alkalifri akselerator på sprøytebetongens tidligfasthetsutvikling sprøytet på våt fjell /3/ (A, B, C - fasthetsutvikling i hht. retningslinjer fra Østerrike 1999)

Dosering av akselerator

Alkalifri akselerator reagerer som nevnt med sement og setter i gang sementhydratisering, og betongen begynner å utvikle varme. Temperatur utviklingen i betongen på overflaten kommer raskere i gang med høyere akselerator dosering. Alkalifri akselerator tilsetting utover maksimumsdosering kan føre til umiddelbar sementreaksjon inne i sprøytespissen. Vannglass akselerator derimot reagerer med vannet i betongen og gjør betongen stiv, men akselererer sementhydratisering ikke nevneverdig (ingen tidligfasthet). Ved høye doseringer blir betongen fort stiv og tørr. Høye doseringer med vannglass gir derfor økt prelletap.

- ☹ Overdosering av alkalifri akselerator gir en negativ effekt på betongens bestandighet. For høye doseringer kan føre til at betongen "brenner", dvs. utvikler svært høye herdetemperaturer kort tid etter påsprøyting og betongen tørker ut. Betongen kan også brenne seg fast og tette munnstykket.

Sprøytebetong som erstatning for full utstøping

Fjellsikring med sprøytebetong med alkalifri akselerator, som erstatning av full utstøping ble for første gang anvendt under driving av Nordkapp-tunnelen i 1997.

- ☺ Det mulig å sprøyte tykke påslag i en og samme omgang pga. god vedheft og komprimerbarhet (opp mot ½ meter), sammenlignet med vannglass (opp mot 10 cm)

Sprøytebetongens sluttfasthet

Sammenlignet med referansebetongen uten akselerator skal sprøytebetongens fasthet helst ikke reduseres på grunn av akselerator tilsetning. Dette skjer vanligvis ved bruk av vannglass akselerator, særlig ved høye doseringer. Det er betydelig mindre fasthetsreduksjon (forskjell mellom støpte terninger uten akselerator, og utborete sylinder med akselerator) ved bruk av alkalifri akselerator, sammenlignet med vannglass akselerator. Sprøytebetongens sluttfasthet (trykkstyrke) måles på utborete kjerner, i alder mellom 28 og 56 døgn.

- ☺ Det oppnås 28-døgn sluttfasthet for C-40MA på mer enn 40 MPa (helt oppimot 70 MPa) uten nevneverdig fasthetsreduksjon sammenlignet med sprøytebetong uten alkalifri akselerator.

Innsprøyting av stålbuer, bolteskiver og armering

- ☺ Sprøytebetong med alkalifri akselerator er plastisk i øyeblikket den treffer på fjellveggen og komprimeres, slik at den ikke bygger seg oppå armeringen, men flyter rundt og komprimeres også bakom armering, bolteskiver eller stålbuer.
- ☺ Sprøytebetong med alkalifri akselerator gir styrke etter kort tid og hjelper bolten/buen med støtte.

Bestandighet

Bruk av sprøytebetong med alkalifri akselerator bidra betongkvaliteten (betongens bestandighet) opprettholdes eller bedres i forhold til sprøytebetong med vannglass akselerator.

- ☺ Vanninntrengning er mindre eller lik, sammenlignet med sprøytebetong med vannglass akselerator
- ☺ Kapillærsug er mindre eller lik, sammenlignet med sprøytebetong med vannglass akselerator
- ☺ Alkalifri akselerator innholder ikke alkali ioner (Na^+, K^+). Alkaliinnholdet i sprøytebetong med alkalifri akselerator er dermed vesentlig redusert, og utenfor fare for alkaliekisel reaksjoner, sammenlignet med sprøytebetong med vannglass akselerator. Ved valg av lavalkalisement vil sprøytebetong med alkalifri akselerator kunne ligge under grensen på 3 kg alkalier.

REFERANSER

1. C.Hauck. Alkalifri akselerator til sprøytebetong - betydning for funksjon og miljø, Norsk Betongdag 1997, NTNU Trondheim
2. C.Hauck. Alkalifri akselerator i sprøytebetong – Status. Norsk Betongdag 1999, NTNU Trondheim
3. I.Storås, B.Bakke, C.Hauck, K.I. Davik, A.B. Full scale testing of Alkali-free Accelerators - *with special emphasis on working environment, safety and quality*. III Int. Conf. Sprayed Concrete, Gol 1999

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2000

ER VI I FERD MED Å FORBY NATUREN?

Nye normer og krav innen HMS
En frimodig ytring

Professor, dr.ing Tom Myran
SINTEF Bygg og miljøteknikk, avd. Bergteknikk
Institutt for Geologi og Bergteknikk, NTNU

SAMMENDRAG

Nye krav og direktiver utarbeides både nasjonalt og i EU-sammenheng. For vår bransje er EU-direktiv om avfall, vann og luftkvalitet svært viktige. Andre direktiv berører steinmaterialer, bergarter og mineraler. Når man leser enkelte av disse direktivene dukker spørsmålet opp: Er man i ferd med å forby naturen? I foredraget kommenteres noen av disse forhold og de konsekvenser de vil kunne få for bransjen.

SUMMARY

New legislation and directives are continously beeing worked out both nationally and as European Directives. Concerning our industries EU Directives regulating disposals, water and air quality are of special interest and importance. Other directives consider rock materials, minerals and aggregates. Sometime when reading the directives the question arise: Are we trying to outlaw nature? This paper comments on some of the directives and potential concequences for the mining and construction industries.

INNLEDNING

De miljømessige betingelser og rammevilkår vår bransje har å forholde seg til for å kunne utøve tunnelarbeid, bergverksdrift og andre fjellarbeider blir kontinuerlig skjerpet. Dette kommer til uttrykk gjennom strengere krav til den generelle arbeidsmiljøstandard og det ytre miljø, reduserte administrative normer, skjerpede forskrifter og bestemmelser knyttet til utstyr, metoder, prosesser og nå mer og mer også krav knyttet til de produkter bransjen kan levere.

Samtidig fokuserer massemedia, miljøvernere, pressgrupper og andre kontinuerlig på forhold som kan påvirke naboer og omgivelser. Miljøkrav kan være klart driftsbegrensende for tunnelarbeid, og fjellsprengning generelt. Også krav til produktene (pukk, grus, malm, mineral, bygningsstein, naturstein) kan føre til at man faller ut av markedet. En ny "generasjon" direktiver og forskrifter krever dessuten en fornyet tilnærming til HMS-ledelse, dokumentasjon og informasjon.

I den senere tid har ulike mineral- og bergartsprodukter kommet i et negativt helse- og miljømessig søkelys på grunn av sin sammensetning. En del forhold i ulike direktiver knyttet til krav, innhold, begrensninger og null-grenser o.l. i forbindelse med steinmaterialers innhold av asbest, kvarts og radioaktive elementer har naturlig ført til foredragets tittel: Er vi i ferd med å forby naturen? Jeg vil understreke at dette må oppfattes som en personlig ytring.

Hvor trykker skoen – og hvor hardt trykker den? Hvilke konsekvenser kan enkelte forskrifter og direktiver få for bransjen når det gjelder produksjon, salg, eksport og import? I foredraget vil dette bli anskueliggjort med bakgrunn i utvalgte eksempler.

DAGENS SITUASJON

Ser man eksempelvis dagens arbeidsplass for fjellsprengeren i et historisk HMS-perspektiv (f.eks utviklingen de siste 20-30 år) er arbeidsplassene i dag generelt blitt teknisk sikrere – men ikke sunnere. Dette skaper usikkerhet om hvilken helsefare og risiko denne aktiviteten representerer både i arbeidsmiljøsammenheng og også i forhold til det ytre miljø og eksponeringer for tredjeperson/naboer. Usikkerheten forsterkes ved massemedias tendens og evne til å dramatisere og påvirke en opinion. Både overfor massemedia og tilsynsmyndighetene har bransjen et informasjonsproblem som må tas alvorlig.

Kunnskapsoverføring, forståelse og informasjon er avgjørende for sikring av arbeidsmiljøet og det ytre miljø. Dette gjelder miljøbelastninger knyttet til forhold som sprengning/sprengstoffer, drivstoff/dieselolje, bergarter/mineralogi, støv, gass, kjemikalier, lyd, vann, temperatur, radioaktiv stråling m.m. Additive og synergistiske effekter knyttet til kombinasjoner av stoffer som påvirker personer og miljø må fokuseres, og relevante kriterier og prosedyrer for å kontrollere/vurdere utslipp til luft, jord og vann må etableres. Dette omfatter også miljøvennlige injiserings/tetningsstoffer og bruk av hydrogeologi og hydrologi for å sikre det ytre miljø (grunnvann/vassdrag/vannbalanse).

For den delen av bransjen som lever av å selge sine steinmaterialer kommer det stadig mer og mer restriktive krav knyttet til dokumentasjon om sammensetning, merkekrav og produktanalyser. Dette kan skape betydelige problemer for de som ikke tar denne delen av HMS-arbeidet alvorlig.

LOVER OG FORSKRIFTER

Internkontrollforskriften pålegger bransjen systematisk å påse at lover og forskrifter som regulerer virksomheten blir overholdt. Av størrelsesorden må entreprenørene og bergverkene forholde seg til nærmere 200 ulike publikasjoner som i større eller mindre grad berører HMS i videste forstand. Dette er et betydelig antall som det kan være vanskelig å holde en systematisk og praktisk oversikt over.

I tillegg kommer en strøm av EU-forordninger og direktiv som implementeres i de nasjonale lovverk. For vår bransje (fjellarbeider, gruvedrift, tunnelvirksomhet, mineralindustri, pukk- og grusvirksomhet osv.) vil EU-direktiv om avfall, vann og og luftkvalitet være spesielt viktige. Innen disse områder pågår en rekke arbeider med nye EU-direktiv. Hvilke konsekvenser de ulike reguleringer og direktiv vil få, er vanskelig å ha full oversikt over. Det er ofte kompliserte forhold, der krav på internasjonalt samvirkende reguleringer skal formuleres med hensyn på effekter også avhengig av nasjonale og lokale forhold.

Av og til fremheves at enkelte direktiv/forskrifter er for lange og med for byråkratisk, snirklete og tungt språk. Dette kan være et problem ved at de derved blir utilgjengelige/uforståelige for "vanlige" folk (inkl. tilsynsmyndighetene selv), noe som kan drepe et viktig budskap – og redusere kvaliteten i HMS-arbeidet. Fra flere hold hevdes også at mye av lovverket er svært omfattende, og kan omfattes som overbeskyttende. I enkelte tilfeller opplever man også lovverket i enkelte land og innen EU, og som regulerer samme forhold er ulikt. Dette kan føre til konkurransevridning og markedsutestengning. Dette gjelder f.eks noe av asbestlovgivningen i England som er forskjellig i forhold til EU.

Det er også viktig at direktiv og forskrifter i praksis følges opp og håndheves likt av tilsynsmyndigheter både nasjonalt og internasjonalt. I motsatt fall kan dette oppfattes som en "tillatelse" av det man ønsker å forby. Det må unngås at brudd på direktiv/forskrifter, eller også uriktig bruk av disse vil kunne bli et konkurransefortrinn eller kunne føre til markedsbegrensninger eller –utestengning.

Det er viktig og nødvendig at bransjen selv er i konstruktiv dialog med Arbeidstilsynet og andre tilsynsmyndigheter, og bidra med innspill og dokumentasjon som også positivt kan nå frem i EU-sammenheng Dette for å kunne bidra til at nye direktiv/forskrifter og endringer av gamle o.l., både nasjonalt og internasjonalt, blir mest mulig forståelig, samordnet og tilgjengelig – og derved i neste omgang blir det positive hjelpemiddel innen bedriftenes HMS-arbeid som det er ment å være.

De lovgivende myndigheter må sørge for en rimelig balanse mellom risiko og tiltakskostnad. I enkelte sammenhenger ser vi i dag tendenser til at kost-nytte-vurderinger ikke vektlegges nok.

Eksempler på direktiv/forskrifter innen miljøområdet som kan påvirke bransjen

Først et eksempel om gruveavfall som svenskene har sett på. Alle svenske gruver har i dag miljømessige krav på seg når det gjelder drift og avslutning av sine deponier. Om de nye tolkningene i EU's direktiv om avfall blir gjort gjeldende kommer dette til å medføre store kostnader for gruveindustrien. Her definerer man en klasseinndeling for gruveavfall som farlig dersom det inneholder arsenikk, kvikksølv, kadmium eller bly. Dette uavhengig av hvor store mengder eller i hvilken form metallene foreligger. Bare at det inngår i avfallet er tilstrekkelig for å klassifisere det som farlig. Dette vil føre til at så godt som alle gruvedeponier (og samtlige knyttet til sulfidforekomster) klassifiseres som farlig, og vil kreve omfattende tiltak. For svenske deponier vil dette medføre kostnader på flere milliarder kroner. Her glemmer man at de metallene som fokuseres også finnes i naturen.

I England trådte en ny lov mot asbest i kraft i november 1999. Den erstattet loven av 1992. Den nye lovgivningen skal implementere tilsvarende EU-lovgivning. I England sier asbestlovgivningen at det forbud mot import av produkter som inneholder asbest, dvs man har innført en null-grense for asbest. Dette vil berøre en lang rekke mineral- og bergartsprodukter som naturlig fører små mengder asbestfiber.

I EU-direktivet som omhandler asbest sies det også at det er forbud mot import av produkter som inneholder asbest. Men i motsetning til England begrenses importforbudet til produkter hvor asbest er tilsatt med hensikt.

Dersom forbudet i England kun er knyttet til import og bruk av importerte produkter (inklusive mineralprodukter fra Norge), og ikke skal gjelde innenlandske produkter, blir konsekvensene uoversiktlige og uforutsigbare. I tillegg til at dette vil representere en konkurransevridning, og også et juridisk problem.

En null-grense for asbest vil også innebære et analytisk problem, ved at null-grensen må knyttes opp mot en definert og standardisert analysemetode som skiller mellom asbestiforme og ikke-asbestiforme fibre. Mer om dette i foredraget.

I foredraget vil også bli diskutert tilsvarende eksempler knyttet til kvarts i bergarter og mineralprodukter, radon/radioaktiv stråling fra pukk og andre steinmaterialer og elementinnhold/tungmetaller i steinmaterialer. Nye direktiv og forskrifter som er under utarbeidelse bl.a. i EU-sammenheng, vil kunne føre til omfattende krav til dokumentasjon og merking. I neste omgang vil evt. konsekvensene bli at steinmaterialer som ikke oppfyller "kravene" faller ut av markedet.

I noen sammenhenger ser man at EUs regler (f.eks. Maskindirektivet) ikke passer inn i norsk, eller for den del nordisk tunnel- og bergindustri. Dette kan ha sammenheng med at de er skrevet med utgangspunkt i kullgruveindustrien. Det svenske tidsskriftet Arbetarskydd trakk frem dette allerede for flere år siden (nr. 1, 1995). Her ble som eksempel nevnt at et av maskindirektivets krav var at avgassrør på dieselmaskiner som anvendes under jord ikke skulle peke oppover. Dette pga eksplosjonsfaren. Dette var en bestemmelse som kun hadde interesse for kullgruver. Maskindirektivet måtte, ifølge Arbetarskydd endres, slik at det skilles mellom kullgruver og andre gruver og underjordsaktiviteter.

EU-kommisjonen har utarbeidet forslag til direktiv for grenseverdier/administrative normer for arbeidsmiljø, der indikative verdier for NO_2 er 0,2 ppm for 8 timers eksponering og 0,4 ppm for korttidseksponering. Sammenlignes dagens normer for NO_2 (2 ppm ved 8 timers eksponering, som også gjelder som korttidsnorm (takverdi)), er de foreslåtte verdier å anse som dramatiske reduksjoner. Denne grenseverdien vil i praksis trolig være umulig å oppnå ved underjordsarbeider der sprengning og dieseldrift inngår som del av driftsmetoden.

Det må også anføres at det savnes medisinsk dokumentasjon for å kreve så lave verdier som forslaget innebærer. Dette har såvidt jeg har forstått resultert i at forslaget er trukket tilbake. Dette viser at ved positive innspill og praktisk dokumentasjon vil man i mange tilfeller kunne finne forståelse for at endringsforslaget må justeres eller droppes per idag.

MEDIEOPPSLAG

Ikke så sjelden opplever vi at ting overdramatiseres fordi fagekspertene (av ulike grunner) ikke kommer på banen i tilstrekkelig grad. Så også i forbindelse med miljøspørsmål. Og resultatet blir lett at det i offentlighetens bevissthet fester seg et feilaktig bilde gjennom massemedias presentasjoner. Noen nyhetsmedia lager underholdning ved å dyrke frem konfliktstoff. Selv synes jeg en av fagpressens egne representanter har formulert dette ganske treffende hvor det pekes på journalister som badet med vellyst i Romeriksportens vannsprut – tilsatt en god del Rochagilshampo.

Selvfølgelig kan massemedias reportere ikke fritas for sin del av ansvaret. Men den største skylden ligger vel egentlig hos bransjen selv og fagfolk som vet bedre, men holder seg tause. Derved er veien kort fra miljøinformasjon til miljøhysteri. Å komme over mediemuren og bringe frem budskapet er ikke enkelt. Det er viktig at bransjen spiller sine HMS-kort riktig, slik at direkte feilaktige og ødeleggende miljøoppslag i media kan unngås eller begrenses. Det kan ikke understrekes sterkt nok at bransjen må være proaktiv – og sørge for å ligge positivt i forkant av både media og tilsynsmyndigheter. Og at dette tuftes på de tre T-er: Tilgjengelighet, Tillit og Troverdighet.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2000

Gruvesjef Arne Halsetrønning
Rana Gruber

UNDER JORD I RANA GRUBER

Manus ikke levert i rett tid.

UTDANNING AV SKYTEBASER

Education of Blasters
Fagansvarlig eksplosiver Hans-Jørgen Eriksen
Direktoratet for brann-og eksplosjonsvern, DBE

Sammendrag
Det er 19 år siden bruk av sprengstoff, krutt og tennmidler til sprengningsformål fikk egne forskrifter med krav om godkjenning av bruker og utstedelse av sprengningssertifikat. Som et ledd i ønsket om ytterligere faglig heving av status for yrket ble det tidlig på 90-tallet innført krav om fagutdanning innen bygg/anleggsfag før sertifikat kunne utstedes. Erfaringer har vist en del svakheter. Rekrutteringen til yrket er dårlig, den sprengningsfaglige delen i opplæringen er svak og risikoen for skader på tredje person ved sprengningsarbeider er for stor. Dagens skytebas har etter hvert fått en meget tung bør rent ansvarsmessig. Nye tider krever nye løsninger og kompetanse og det arbeides med å få fram hensiktsmessige regler som vil dekke faglige behov og ansvarsmessig plassering ved sprengningsarbeider.

Summary
It is now 19 years since the use of explosives, black powder and ignitors for blasting were regulated through separate legislation, requiring official approval of the user and issuance of a formal certificate.
Early in the 1990's, vocational training within building and construction became compulsory in order to obtain this certificate. This requirement was primarily spurred by a wish to further increase the level of skills within the occupation.
Experience has shown that the legislation has some weaknesses. The trade is facing recruitment problems, the part of training devoted to blasting skills is weak and the risk for third party damages caused by blasting is still too high.
Accordingly, today's blaster is facing an increased burden of responsibility.
New times raise the demand for new solutions and updated competence. The authorities are presently reviewing legislation with the aim of establishing more expedient rules which will cover both skilled requirements as well as adequately place responsibility regarding blasting.

Innledning

Dagens skytebas har en meget krevende jobb på flere områder. Utfordringene er mange og dreier seg bl.a.om krav til utførelse, teknisk løsning, fjellforhold, omgivelsene, økonomi, ansvar, eventuelt forhold til arbeidsgiver, egen sikkerhet osv.. I tillegg kommer at arbeidet kan være fysisk krevende under forskjellige klimatiske forhold ol.

Siden 1989 er det utstedt 7300 A-sertifikater og av disse er 6700 registrert i dag . Om lag 450 personer har fagutdanning som grunnlag for sertifikatet. Gjennomsnittlig alder er 47 år og for nye som kommer til er snittalderen 34 år. I dag vet vi ikke hvor mange som er aktive, men det er grunn til å anta at et stort antall ikke praktiserer.

Tilbakeblikk
Fram til eksplosivloven kom midt på 70-tallet var sprengningsarbeid regulert gjennom bestemmelser i arbeidervernloven og lokale politivedtekter. På slutten av 70-tallet var det en overgangsfase fra de gamle reglene for bruk over til forskrifter for bruk hjemlet i eksplosivloven. Bransjens frontfigurer var aktivt med på utformingen av forskriftene. Et vesentlig punkt var ønsket om rom for praktikerne. De som kunne dokumentere sprengningspraksis og at de ellers var skikket fikk utstede sertifikat. På slutten av 80-tallet kom kravet om fagutdanning som grunnlag for sertifikat. Forholdet til EU er regulert i EØS-avtalen med bestemmelser om kvalifikasjoner dokumentert ved diplom eller eksamensbevis som beskrevet i Rådsdirektiv 92/51/EØF

Dagens regelverk
Basis for å få utstedt sprengningssertifikat er fagutdanning og tilleggsprøve for sprengningssertifikat. Fagutdanningen administreres gjennom skoleverket, mens sprengningssertifikatdelen kommer som et tillegg der skoleverket og Direktoratet for brann- og eksplosjonsvern (DBE) samarbeider. DBE er det faglige organ som forvalter regelverk, utarbeider prøver, utsteder sertifikatene og har sentral oversikt over hvem som har godkjenning. Veien fram til sertifikat har i dag to hovedløp. Det ene er via videregående skole med fagbrev. Det andre er via lov om fagopplæring og såkalt § 20 ordning der en ved å dokumentere praksis og ved avleggelse av yrkesteorieksamen kan få fagbrev. I tillegg kommer et løp for de som gjennom teknisk utdanning og yrkespraksis oppfyller de faglige krav som stilles. Dette siste har sammenheng med den harmonisering som er foretatt i forhold til EU gjennom EØS-avtalen.

Erfaringer
Tilgangen til yrket er svak. Det er svært få skoler med tilbud om studieplass og slik sett er kampen om å få ungdommen interessert i yrket tapt. Dagens skytebas er 34 år i gjennomsnitt når sertifikat utstedes. Det er som regel en han da det kun er et fåtall kvinner med godkjenning. De tre siste årene har tilgangen vært i underkant av 100 personer pr år. Da reformen med krav om fagutdanning kom rundt 1990 antok en at det årlig var behov for om lag 250 nye inn i yrket med en flat aldersfordeling.

Skadebildet ved sprengningsarbeider viser ingen forbedring i forhold til tiden før siste reform. Dette gir grunn til ettertanke. På kompetansesiden ble det gjennomført sprengningsfaglige kurser i størrelsesorden 50000 dagsverk for klasse A og B til sammen. Av dette kunne en forvente resultater ved at det også kom strengere regler for utførelse av sprengningsarbeid og senere regler om helse, miljø og sikkerhet, HMS. Situasjonen er at den sprengningsfaglige delen i opplæringen er svak.. Læreplanene har ikke rom for alle timer som er ønskelig inne alle felt og her har vi og bransjen en utfordring dersom den videregående skolen skal danne basis for den utdanning skytebaser skal ha.
Et annet trekk vi ser er at skytebasen er rimelig isolert med sitt ansvar. Byggherre, entreprenør og arbeidsgiver opererer mer uavhengig av ham enn godt er. Samhandlingen mangler når det gjelder krav til sikkerhetstenkning. Eksempler er manglende risikobetraktninger hos byggherre under planlegging av et arbeide, entreprenør gir pristilbud basert på tilgjengelig utstyr som slett ikke nødvendigvis passer for jobben eller som har rom for sikringstiltak og arbeidsgivere som ikke oppfyller sine plikter overfor skytebasen hva gjelder å legge forholdene til rette slik at denne kan oppfylle sitt ansvar, ref forskrifter om HMS. Spørsmålet om ansvarsplassering er blitt

meget påtrengende. Den vridning i handlingsmønster vi ser gjør seg gjeldende ved sprengningsarbeid setter brukeren i en meget vanskelig situasjon.

Framtidig behov
Sett fra en myndighets synsvinkel er det viktig at funksjonen for skytebasen er definert og at den som skal inneha denne rollen er i stand til å utføre den på en sikkerhetsmessig forsvarlig måte. Ut fra erfaringene vi har med dagens system er det grunn til å tenke grundig gjennom situasjonen før en bestemmer seg. Særlig ansvarsspørsmålet, men også den faglige delen må finne en løsning som gir ballanse i forhold til nødvendig kunnskap og mulighet for å påvirke valg ved utøvelse av sprengningsaktivitet. Vi har under vurdering om det vil være riktig å innføre et nytt nivå som ansvarshavende for sprengningsarbeid. Dette vil i så fall kreve at det utvikles utdanningstilbud i tilstrekkelig omfang.

DBE har ved en del tidligere anledninger stilt spørsmål rundt skytebasfunksjonen. Signalene fra bransjen er svake. Imidlertid har NFF tatt hansken og satt ned en komitee som har gitt innspill ut fra ønske om en alternativ veg der sterkere faglig forankring og et opplæringsløp som kan gjennomføres i bedrift er det bærende.
En faglig styrking av skytebasfunksjonen er nødvendig, men det er ikke sikkert at det er riktig å beholde dagens modell når det gjelder ansvarsforhold ved sprengningsarbeider.

Innen Nordisk Råds regi pågår et prosjekt for å få fram kriterier som skal dekke krav til utdanning for skytebaser som skal kunne arbeide innen Norden. I dette arbeidet er en langt på vei av samme oppfatning når det gjelder krav til faglige kvalifikasjoner som det forslag baskomiteen har kommet med. Når det gjelder EU for øvrig oppfatter vi situasjonen slik at det ennå er et stykke fram før felles godkjenning er en realitet, men dette kan fort endres dersom det besluttes iverksatt direktivarbeid for området.

Når det gjelder hvordan opplæringen skal tilrettelegges bør en søke å opprettholde tilbudet skoleverket gir, men den faglige delen må styrkes. Mulighetene for praktiske løp bør utvides og det faglige og teoretiske innholdet for denne type opplæring bør legge til rette for at det ved endt utdanning kan gis fagbrev.

Regelverksarbeid
DBE har startet arbeidet med å revidere regelverket på området og vi ser et klart behov for grenseoppgang på noen områder som grenser til annen lovgivning. Dette er først og fremst naboforhold, byggherre, plan- og bygningslovgivning og HMS-regelverk. Vi har vært i kontakt med flere andre lands myndigheter som det er naturlig å sammenligne med, for å få oversikt over hvordan dette reguleres der.
Partene i arbeidslivet, bransjens faglige organer og andre myndigheter vil bli tilbudt å være med i utviklingen av et nytt regelverk for sprengningsarbeider.
Vår intensjon er å få på plass et helhetlig regelverk som skal gi anvisning om hvordan sprengningsarbeid kan utføres på en sikker måte.

Vedlegg:
Skisser over utdanningsmoduler med mer.

Fig. 1 Utdanningsmønster for sprengningssertifikat

Fig.2 Forslag fra NFFs baskomitee

Fig. 3 Forslag inkludert Nordisk Råds gruppe

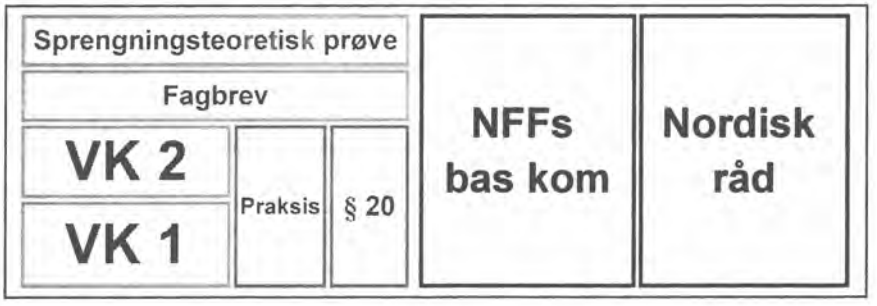


Fig. 4 NFFs forslag samordnet med Nordisk Råds gruppe

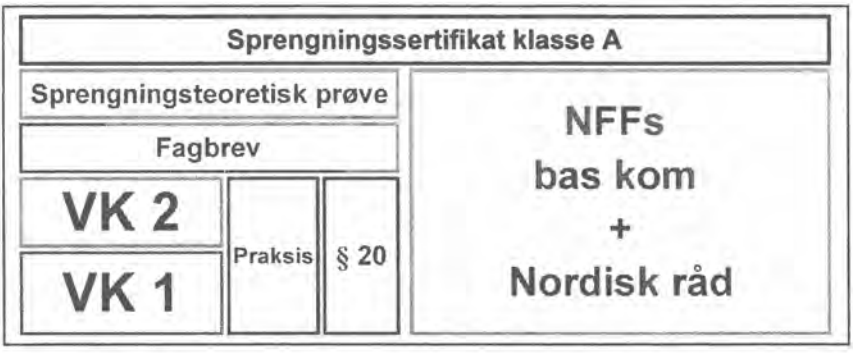


Fig. 5 Forslag inkl. ansvarshavende for sprengningsarbeid

Fig. 6 Tilgrensende lovgivning

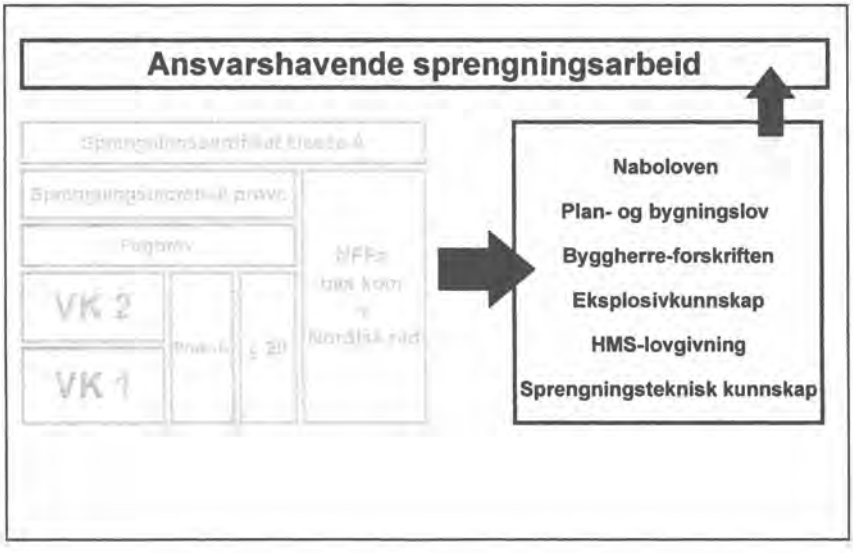
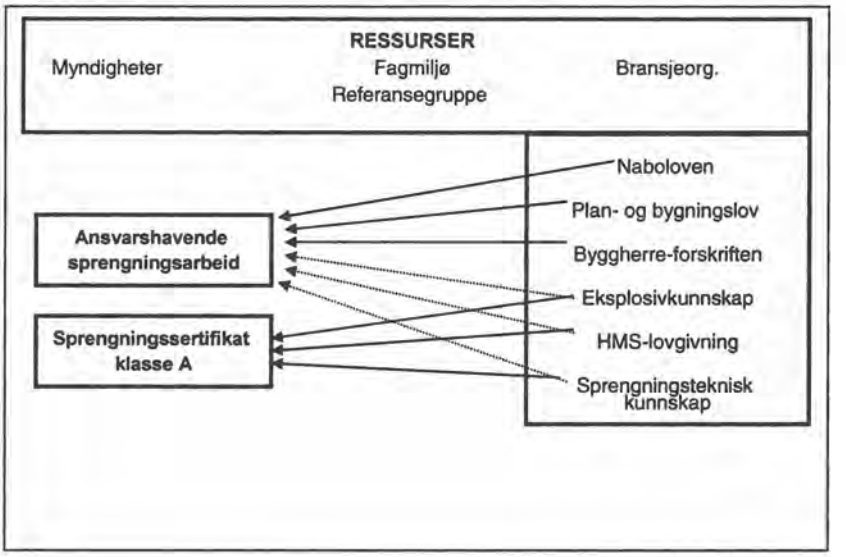


Fig. 7 Regelverksarbeid



FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2000

BANEHEIA - DRIVING, SIKRING, TETTING.

The Baneheia tunnel - construction, reinforcement, grouting

Prosjektleder Egil Tveide
Statens vegvesen Vest-Agder

1. SAMMENDRAG

Tunnelene går i gneis med moderat moderat oppsprekning uten store svakhetssoner.
Selv med fjelloverdekninger på 10 - 40 meter har det gått greitt å bygge tunnelsystemer med planskilte kryss og tilhørende store spennvidder.
I Baneheitunnelene er det gjennomført en vellykket vanntetting med systematisk forinjeksjon med sement. Dette har kostet ca kr 10.000 pr meter tunnel.
Injeksjonsteknikken bør utvikles videre, særlig når det gjelder organisering og utvikling av de maskinelle utstyret. Man bør undersøke hvordan forinjeksjon med mikrosementer innvirker på fjellets stabilitet og dermed det sikringsomfang som er påkrevet.
Det er et problem at injeksjonssement forurenser utslippsvann, og dette problemet må løses.
Min erfaring er at vi burde ha vært mer selektive i metoder for forundersøkelser.
Geologisk overflatekartlegging er svært viktig i tunnelanlegg med liten fjelloverdekning, men geologene må bli flinkere på sprekkeanalyser som kan forutsi injeksjonsomfang.
Vi har også lært at det ikke er nok at vi kan bygge tunneler på en skikkelig måte - politikere og publikum må også ha tiltro til at vi kan det.

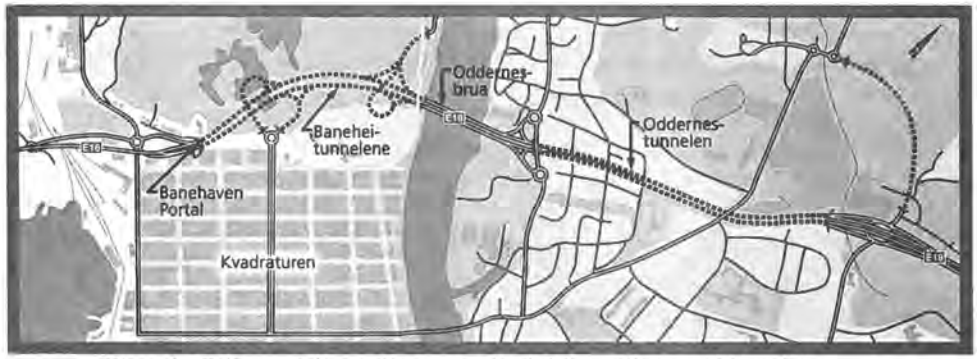
1. SUMMARY

The tunnells are situated in gneiss, fairly good for tunnelling.
Even with only 10 - 40 meter rock overburden we have not experienced problems in tunnelling for a road system with two intersections, and large tunnel spans.
Systematic rock grouting have been carried out ahead of the tunnel face in all parts of the tunnels. With this method, the rock is successfully sealed at a cost of NOK 10.000 per meter tunnel.
The injection skill should be developed, especially in organising the manpower and getting better machinery and equipment.
It should even be looked into how micro cement injected into the rock mass, might influence the rock stability and the need of rock support.
The micro cement contaminate the outlet water. This problem have to be solved.
When tunnelling with shallow rock overburdens, geological mapping is especially important.

The geologists should however learn to map and to interpret joints and fissures better so as to make a more exact prediction of the coming injection work

2. E18-PROSJEKTET I KRISTIANSAND.

Tunnelene i Baneheia er en del av E18-utbyggingen mellom Bjørndalsletta og Gartnerløkka i Kristiansand sentrum. Hele prosjektet har en kostnadsramme på 920 mill kr og skal etter planen stå ferdig innen utgangen av år 2004.



Figur 1. E18-prosjektet i Kristiansand - 3,0 km - 5 kryss - 920 mill kr

Foruten Baneheitunnelene vil jeg nevne disse delene av prosjektet:

- *Ny bru over Otra* hadde en entreprisekostnad på ca 30 mill kr og ble bygd i 1998 av arbeidsfelleskapet Br. Reme/ NCC. Brua er fundamentert på svevende peler, brudekket er uten riss og hensynet til avvikling av E18-trafikken var viktig.
- *Banehaven Bru / portal* er Baneheitunnelenes utløp mot vest. Entreprisen på ca 45 mill kr utføres av PEAB og vil være ferdig høsten 2001. Det benyttes kraftig permanent og midlertidig spunt med omfattende stagforankring. Byggegropa graves til ca 12 meters dyp og entreprenøren har utfordringer med kontroll av grunnvannstand inni og utenfor byggegropa. Støydemping av spuntearbeidene er forsøkt, men entreprenøren er likevel ilagt tvangsmulkt fordi man ikke har klart å holde seg under gjeldende støygrenser. Arbeidene forutsetter omfattende trafikkomlegginger.
- *Oddernestunnelen* går i sand og silt. Den blir ca 1 km lang og har 4 og 6 felt. Dette er det den største og vanskeligste delen av E18- prosjektet med en forventet entreprisekostnad på i størrelsesorden 300 mill kr. Anbudsinnbydelse sendes i disse dager, med arbeidene i marka kan ikke begynne før ved årsskiftet 2001/2002. Entreprenørene får et halvt års regnetid og vegvesenet må ha god tid for å vurdere de innkomne anbud. Her inviterer vi nemlig spesielt entreprenørene til å bruke sin erfaring og kreativitet til å komme med bedre byggemåter enn det som ligger i anbudsgrunnlaget. Alternative anbud skal imidlertid bygge på det designgrunnlaget som er fastsatt i anbudsgrunnlaget. Under byggingen venter vi utfordringer ved støy, grunnvannskontroll, nabobebyggelse m.m. I byggeperioden skal E18-trafikken med ca 30 000 kjøretøyer daglig avvikles, og for å gi plass til dette kan ikke tunnelen bygges i full bredde under ett.

3. OPINION

I Kristiansand er Baneheia det nærmeste tur- og filuftsområdet. Terrenget er ypperlig, og her er fra gammelt oppdemt 4 små vann - først, andre og tredje Stampe og Kristianiafjorden. Tredje Stampe er flittig benyttet til bading om sommeren og skøyting om vinteren.
Under arbeidet med reguleringsplanen for E18 i Kristiansand ble lekkasjeproblemene i Romeriksporten satt i søkelyset. Dette førte til at det oppsto en sterk frykt for hva den planlagte tunnelbyggingen i Baneheia kunne føre til.
Foreningen "Baneheias venner" ble stiftet. Medlemmene var til dels svært dogmatiske, Baneheia ble f.eks. omtalt som et hellig fjell der tunnelbygging skulle forhindres for enhver pris.
Fra vegvesenets side var vi ikke fullt ut forberedt på å møte sterk negativ fokusering og dette kunne lett ha ført til at hele vegprosjektet hadde strandet.
For fremtiden vet vi at man i denne type prosjekter må være forberedt på å overbevise publikum og politikere om at vi behersker de nødvendige byggeteknikker. Det er ikke nok at vi som fagfolk selv vet at vi gjør det.

4. BANEHEITUNNELENE

4.1 Forundersøkelser

Det ble gjort en rekke forundersøkelser som jeg i ettertid vil vurdere nytten av slik:

- Hydrogeologisk kartlegging med tre brønner. Vi har ikke hatt praktisk nytte av dette under tunnelbyggingen eller planleggingsarbeidene, men kartleggingen har vært svært nyttig i forbindelse med publikumsinformasjon. Det tre observasjonsbrønnene ligger så langt unna tunnelene at de har hatt verdi som referanse for normale grunnvannsvariasjoner i fjellet.
- Vannstandsmålinger. For å kunne dokumentere om vannstandsendringer har funnet sted eller ikke, er de systematiske vannstandsmålingene fra flere år tilbake helt nødvendige.
- Akustisk kartlegging av vanndyp. Ingen praktisk nytte når det etterpå ble foretatt systematisk sonderboring.
- Seismikk. Liten nytte når det senere foretas kjerneboringer.
- Sonderboring til fjell. Nyttig under planlegging, gir garanti for fjelloverdekning og nyttig i forbindelse med publikumsinformasjon.
- Kjerneboring gjennom svakhetssoner. Nyttig under planlegging av sikringsomfang/ kostnader, og nyttig i forbindelse med publikumsinformasjon.
- Kjerneboring langs tunneltraseen. Dette hadde liten verdi.
- Vanntapsmåling i kjerneboringshull. Dette hadde liten verdi, antakelig fordi vanntrykket bare var 10 bar.
- Geologisk overflatekartlegging. Det mest nyttige redskap i forbindelse med planlegging og gjennomføring.

Etter erfaringene med Baneheitunnelene med fjelloverdekninger fra 10 til 40 meter tror vi god geologisk overflatekartlegging er det viktigste for å kunne vurdere

gjennomførbarhet, injeksjonsomfang og sikringsmengder. Sonderboringer til fjell og kjerneboringer gjennom svakhetssoner er gode investeringer som også gir handfaste opplysninger til bruk i publikumsinformasjon. For at vanntapsmålinger i kjernehull skal ha verdi, tror jeg man må bruke vanntrykk som er på linje med de injeksjonstrykk som blir aktuelle. Prøveinjeksjon fra kjernehullene burde kanskje prøves ?
Ellers tror vi ikke at geologene er flinke nok når det gjelder sprekkekartlegging og tolkning med henblikk på kommunikasjon mellom sprekkesystemer, vanntransport og injeksjon.
Geologisk institutt ved universitet i Bergen har en hovedfagsstudent i arbeid med dette, etter markstudier i Baneheia. Vi har også en NTNU-student som gjennomfører diplomarbeidet på erfaringene fra injeksjonsarbeidene i Baneheia.

Figur 3. Vannene i Baneheia har et samlet nedslagsfelt på ca 170 mål.

4.2. Vannlekkasjer

I Baneheia har vi å gjøre med et nedslagsfelt på bare 170 mål der vannene utgjør omtrent 1/3 av arealet. Terrenget rundt har mye bart fjell slik at vannene fylles fort opp når det kommer regn, tilsiget avtar også fort i tørrvær. Ut fra det hydrogeologiske undersøkelsene finns det ikke grunnlag for at vannene får tilsig fra kilder med utspring utenfor nedslagsfeltet. Vi vet også at fjellet under vannene lekker lite. NVK Vandbygningskontoret AS har beregnet dette til 25 liter/ min. i forbindelse med en analyse av vannbalansen i Baneheia.
3. Stampe som er det største av vannene kan gjennom året ha vannstandsvariasjoner på 20 - 30 cm. En stor del av dette skyldes avdamping, men i tillegg lekker demningene en del, selv ved lav vannstand.
Lekkasjegrenser i tunnelene ble satt ut fra virkningen på vannene og vi har derfor sett på hvor mye tilleggssenkning av vannene som kan tillates i løpet av en måned uten nedbør. Følgende grenser ble satt:

- 2,5 cm for Tredje Stampe

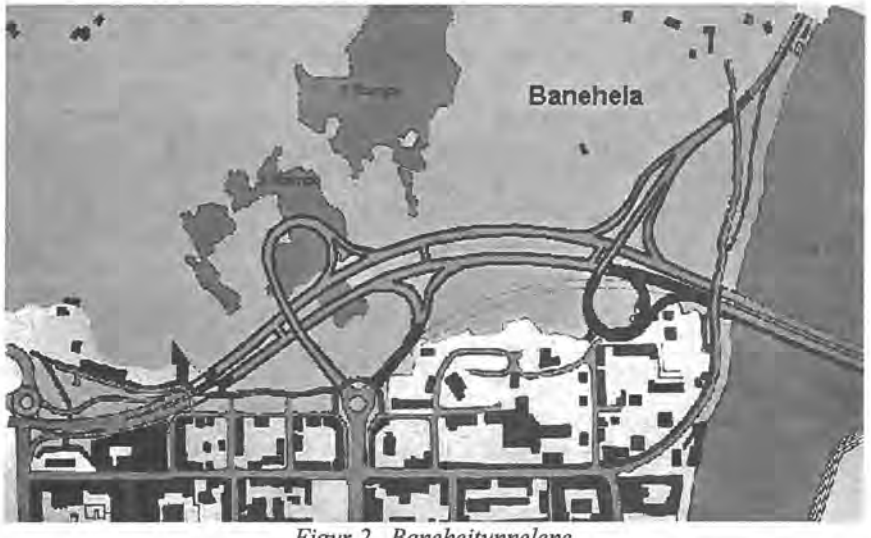
- 3,5 cm for Andre Stampe
- 5 cm for Første Stampe.

For å overholde disse kravene har vi sagt at 500 meter nærmest Stampene ikke skal lekke mer enn 30 l/min (6 l/min pr 100 meter tunnel). 100 meter under 1. Stampe må ikke lekke mer enn 2,5 l/min. Vi har da forutsatt at alt lekkasjevann kommer fra vannene over.
For hele tunnelen sett under ett hadde vi et mer ambisiøst mål - 60 l/min for det tre km lange tunnelsystemet. Dette tilsvarer 2 l/min pr 100 meter tunnel.

4.3. Status

Tunnellene er nå drevet så langt det er mulig før E18- trafikken tas bort fra den gamle Baneheitunnelen. Av til sammen ca 3 km tunnel er 2,5 km drevet i løpet av 12 mndr., og det står det igjen å sprenge ca 500 meter. Det siste sprengningsarbeidet vil bli startet til sommeren.
Arbeid med kummer, drens- og pumpeledninger er utført , vegene er asfaltert og kabling , elektroarbeider og øvrige kompletteringsarbeider pågår.

Etter at de mest ømtålige deler av tunnelene er drevet kan vi konstatere at vannstanden i Stampene ikke er målbart påvirket av tunnelene. Innlekkasje i tunnelene er flere ganger målt til under 2 l/min pr 100 meter tunnel. Vi mener å kunne observere at lekkasjene øker noe i vått vær og minker i tørrvær.
Lekkasjen ligger altså noe under det mål vi ønsket å sikte mot før arbeidene startet, og de er under en tredjedel av det som var satt som lekkasjegrense fra området ved Stampene.



Figur 2, Baneheitunnelene
mørke deler drives etter at trafikken er lagt bort fra gammel tunnel.

4.4 Geometri

Baneheitunnelene skal føre E18 nær inntil sentrum i Kristiansand (Kvadraturen). Øst- og vestførende hovedtunneler er ca 750 meter lange. Det er dessuten to fulle kryss inne i fjellet. det ene betjener Egsveien som fører til fylkessykehuset og det andre betjener Festningsgata sentralt i Kvadraturen. Til sammen er tunnelene omtrent 3 km lange. Tverrsnittene varierer fra utvidet T12 til T5,5. Krav til sikt i kurver gir tunnelbredder på opp til ca 20 m i tilførselstunneler og i områder der tunnelene splittes får vi opp til 30 meters spenn. Mellom kryssende tunneler er det bare 1 - 2 meter fjell, og det har derfor vært nødvendig å drive den øverste tunnelen først og å forsterke fjellet mellom tunnelene før den nederste tunnelen ble drevet.

Tunnelene må gå under andre eksisterende fjellanlegg og det er her lagt inn en fjelloverdekning på minimum 2 meter. Den minste fjelloverdekning til overliggende vann er 18 meter og dette ble ansett som tilstrekkelig for å kunne tette fjellet med forinjeksjon. For å få de nødvendige fjelloverdekningene, er hovedtunnelene lagt med fall slik at vi får et lavbrekk inne i fjellet.

Vi fryktet at fjellet kunne bli ustabilt i områder med store spenn kombinert med liten fjelloverdekning. Dette har ikke vært noe problem etter sikring med systematisk bolting og sprøytebetong. Tunnelkryssingene har også gått greitt.

4.5 Forinjeksjon

All vanntetting er utført ved forinjeksjon og det er ikke brukt kjemiske injeksjonsstoffer.

Vi hadde forutsatt at partier av tunnelen hadde tørt fjell som ikke trengte injeksjon, men det viste seg etterhvert at alt fjell måtte injiseres. Injeksjonsmengden er blitt mye større enn planlagt. Det er til nå gått med 512 kg injeksjonsmasse pr meter tunnel mens det bare var planlagt 180 kg .

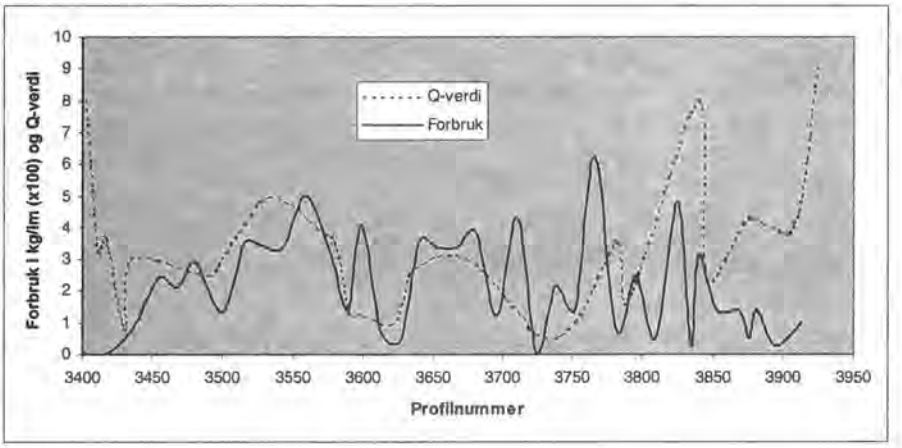
Etterhvert som vi fikk erfaring ble det vanlig å bore en skjerm på ca 35 hull med 24 meters hullengde. Dette var kombinerte sonder- og injeksjonshull og det ble injisert for hver 3. salve. Det ble målt vannlekkasje fra hullene, men vanntapsmålinger ble etterhvert sløyfet fordi alle hull likevel skulle injiseres. Injeksjonen startet i sålehullene og fortsatte oppover ettersom man oppnådde høyt nok trykk og fikk massegjennomgang til andre hull. Det ble vanlig å bruke avsluttende injeksjonstrykk på 50 bar.

Det ble brukt blanderesepter med mikrosement, SP 40 og Grout Aid og med et v/c tall som varierte noe rundt 1. Mikrosement (Scansem 12) var godt egnet i det fjellet vi hadde, men tilsetting av mikrosilika (grout aid) så ut til å forbedre egenskapene hos injeksjonsmassen vesentlig. Thermax ble brukt en gang i mellom for å tette grove utganger. Dette fungerte godt, men utstyret må vaskes i tide. Industrisement ble ikke benyttet.

For å få et vellykket resultat tror vi det er viktig at de som utfører arbeidet i praksis, har anledning til å ta egne avgjørelser under arbeidets gang. Etter min mening er bør man derfor ha stor oppmerksomhet rettet mot organiseringen av injeksjonsarbeidet. Jeg tror det er viktig at beslutninger tas nærmest mulig stuffen, da vil man kunne variere arbeidet slik fjell og andre forhold krever.

Blant folk som arbeider i tunnelen er det vanlig oppfatning at injeksjonssementen tetter sprekker og limer sammen fjellet slik at behovet for annen fjellsikring blir mindre. Dette kan stemme godt med at forbruket av fjellbolter og sprøytebetong er blitt vesentlig mindre enn planlagt.

Fjelloverdekninger på 18 - 20 m slik vi hadde under 2. Stampe skapte ikke problemer og vi kunne nok om nødvendig ha vært enda dristigere. Det var heller ikke noe problem å drive den ene av de to parallelle tunnelene foran den andre. Masseforbruket i den tunnelen som kom sist ble vesentlig mindre. Ellers er det sparsomt med pålitelige sammenhenger mellom forbruk av injeksjonsmasse målbare egenskaper ved fjellet. Sammenholder vi Q-verdi og netto masseforbruk pr tunnelmeter får vi f.eks. disse kurvene:



Figur 4 *Linje B1100- Q-verdi og forbruk av injeksjonsmasse (R. Hellersliens diplomarbeid)*

Tunnelsystemet i Baneheia kunne ha mange stuffer under driving og det var derfor muligheter for å kunne injisere uten å forsinke tunneldrivingen. Det ble likevel klart at injeksjonsarbeidet måtte mekaniseres mer enn tilfellet var i begynnelsen. Sementen ble etter hvert handtert i storsekk og injeksjonsriggen fikk to pumpelinjer - den burde kanskje ha hatt enda flere, og det er ennå mye å gjøre med å bygge opp effektivt og riktig injeksjonsutstyr.

Siden det etter hvert ble injisert systematisk for hver tredje salve med 24 meters hull var 8 -10 meter nærmest stuffen injisert tidligere og inneholdt herdet injeksjonssement. Det viste seg derfor at man kunne bore og sprenge en salve umiddelbart etter avsluttet injeksjon.

Selv om vi slipper ut vann fra tunneldrivingen til Otra som er en robust resipient, stiller fylkesmannen strenge krav til rensing. Med spill fra injeksjon og vask av utstyr er det store problemer med å få fjernet mikrosementen fra avløpsvannet. Sandfilter anlegg fungerer dårlig når sementen legger seg i filteret. Det kreves svært store sedimenteringsbasseng for å få en noenlunde tilfredstillende renseeffekt. Her synes jeg leverandørene av sementer og tilsettingsstoffer bør engasjere seg for å få til bedre løsninger.

4.6. Økonomi

Tunneldriving og sikring vil alltid være arbeider med stor økonomisk usikkerhet. Baneheia har så langt omtrent de kostnadene som er lagt til grunn i gjeldende overslag. Meterprisen for fullt ferdig tunnel vil ligge rundt kr 80.000. Av dette er ca halvparten driving, sikring og injeksjon

Injeksjonen har kostet ca kr 10 000, pr løpemeter tunnel. Dette er vesentlig mer enn planlagt, men det oppveies nesten av at utgiftene til bolting og sprøytebetong er blitt mindre. Vi har videre forutsatt at vannsikring av tunnelene med PE-skum (det brannfarlige) blir mindre jo tørrere tunnelen er.

Totalt behøver det derfor ikke å være dårlig økonomi i systematisk forinjeksjon dersom fjellforholdene tilsier det.

	Mengde		Kostnad
Sonder-injeksjon-kontrollboring	46	m	kr 1 484
Injeksjonsmasse	504	kg	kr 5 306
Faste kostnader, injeksjon			kr 673
Løpende kostnader, injeksjon	1,5	time	kr 1 602
TOTALT			kr 9 065

Tabell 1

	PR. METER TUNNEL	
	Injeksjon	U / injeksjon
Injeksjonskostnader	kr 9 065	kr 0
PE-skum (40/80 % dekning)	kr 9 300	kr 18 000
Sikring bolter / sprøytebetong	☺	☹
Omdømme (PR)	☺	☹
Rensing av prosessvann	☹	☺

Tabell 2

FJELLSPRENGNINGSKONFERANSEN
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2000

MILJØSIKRE OG SAMFUNNSTJENLIGE TUNNELER - STATUSRAPPORT FRA BRANSJEPROSJEKTET

Kjell Inge Davik
Statens vegvesen Vegdirektoratet

Sammendrag

Foredraget presenterer et stort FoU-prosjekt som opprinnelig ble initiert av Norges forskningsråd i 1998/1999. Prosjektet ble initiert på bakgrunn av den negative omtalen rundt Romeriksporten. Det ble lagt opp til et omfattende forprosjekt som ble ferdigstilt i desember 1999. Dette forprosjektet dannet grunnlaget for en søknad til Norges forskningsråd om et omfattende forskningsprosjekt. Støtten fra Norges forskningsråd ble betydelig redusert i forhold det som opprinnelig var forventet. Prosjektet har derfor i år 2000 brukt mye tid og energi for å få på plass en finansiering av et redusert prosjekt.

Dette prosjektet er nå reorganisert og arbeid innen tetteteknikk er i gang. Prosjektet er delt inn i 3 delprosjekter; Forundersøkelser, Samspill med omgivelsene og Tetteteknikk. Innen disse delprosjektene er det definert konkrete aktiviteter, spesielt rettet mot grunnvannsproblematikk. Prosjektet vil avsluttes i år 2003.

Innledning

Med utgangspunkt i den negative omtalen rundt byggingen av Romeriksporten søkte en rekke utdanningsinstitusjoner, forskningsmiljøer mm. i løpet av 1998 Jernbaneverket, Statens vegvesen, Samferdselsdepartementet, Norges Forskningsråd m.fl. om støtte til utredninger i forbindelse med grunnvannsproblematikk ved tunneldrift. Disse forslagene hadde tildels likelydene og overlappende problemdefinisjon.

Med dette som utgangspunkt tok Norges Forskningsråd (NFR) initiativ til å samle bransjen for å komme fram til hvordan en videre prosess skulle gjennomføres. Det var på dette allmøtet enighet om at Statens vegvesen og Jernbaneverket i fellesskap måtte ta føringen i arbeidet.

Jernbaneverket og Statens vegvesen sendte sommeren 1998 ut en felles forespørsel til fagmiljøet om deltagelse i NFR-prosjektet, og disse tilbakemeldingene ble evaluert høsten 1998.

Disse tilbakemeldingene dannet grunnlaget for et stort forprosjekt som involverte hele bransjen. Dette forprosjektet ble avsluttet og rapporter i slutten av 1999 og dette dannet grunnlag for søknaden til Norges forskningsråd for perioden 2000-2003.

Forprosjektet

Prosjektet har igjennom forprosjektet etablert et bredt nettverk av kontakter og relasjoner mellom byggherrer, entreprenører, forskningsinstitutter og utdanningsinstitusjoner, og optimal bruk av dette i gjennomføringen av hovedprosjektet vil være en vesentlig faktor for måloppnåelse.

Målet for forprosjektet har vært å:
Konkretisere satsingsområder, strategi og økonomi i et hovedprosjekt.

Forprosjektet er rapportert i en rapportserie som var ferdig i midten av januar år 2000. Deler av denne ligger som et vedlegg til søknaden til Norges forskningsråd med frist 13. mars 2000.

Forprosjektet ble delt i 4 delprosjekter og disse er rapportert i en serie på 4 separate rapporter og én hovedrapport:

- Intern rapport 2124: Prosjektskisse for hovedprosjekt
- Intern rapport 2128: Delprosjekt A: Forundersøkelser
- Intern rapport 2129: Delprosjekt B: Samspill med omgivelsene
- Intern rapport 2130: Delprosjekt C: Tetteteknikk
- Intern rapport 2131: Delprosjekt D: Organisering

Hovedprosjektet, 2000- 2003.

I gjennomføringen av hovedprosjektet vil majoriteten av problemstillingene dreie seg om byer og bynære strøk og fokusere på miljøriktig håndtering av grunnforhold ved bygging av tunneler for infrastruktur. Her ligger prosjektets sentrale utfordringer ved blant annet å komme fram til riktig nivå på forundersøkelser, hvordan naturmiljø influeres av grunnvannsendringer og hvordan man i tunneler best mulig kan tette mot skadelige vannlekkasjer. Dette grunnlaget er imidlertid også avhengig av de organisatoriske og kontraktsmessige forhold slik at teknologien skal få utløp i praktisk gjennomføring.

Følgende firmaer/etater/ utdanningsinstitusjoner vil utgjøre styret i hovedprosjektperioden:
Jernbaneverket (formannskap)
Statens vegvesen (prosjektledelse)
Samferdselsetaten i Oslo
Norges vassdrags- og energidirektorat
Norconsult AS
Norges Geotekniske Institutt
NCC Anlegg AS
Selmer ASA
Veidekke ASA
NTNU

I tillegg bidrar en rekke firmaer og institusjoner i gjennomføring av de konkrete arbeidsoppgaver i delprosjektene.

Hovedmål for prosjekt:

Tunnelbransjen vil gjennom dette prosjektet oppnå:

- Større sikkerhet mot miljøskader
- Bedret grunnlag for prognostisering av tunnelprosjekter
- Større teknisk og økonomisk sikkerhet ved gjennomføring av tunnelprosjekter
- Styrket tillit i samfunnet

Delprosjekter i hovedprosjektet.

A. Forundersøkelser	B. Samspill med omgivelsene	C. Tetteteknikk
• evaluering av borhull	• Hydrogeologi	• Mikrosementer
• omfang	• Sårbare områder	• Tid og kvalitet
• regional geologi	• Vegetasjonsendring	• Naturlige tettemetoder
• undersøkelsermetoder	• Ferskvannsøkologi	• Vanninfiltrasjon
	• setnings- og skadepotensialer	• Tilpasset injeksjon

<u>Delprosjektene A: Forundersøkelser og B: Samspill med omgivelsene</u> har oppstart i januar 2001. Endelig definisjon, delmål utforming og gjennomføring vil derfor diskuteres med deltagerene før detaljer i dette presenteres.

Delprosjekt C: Tetteteknikk startet høsten 2000 og delprosjektet er i gang.

Delprosjekt C1: *Mikrosementer* har som mål å:

- Dokumentere hvordan sementtyper, kornfordeling, forbehandling, tilsetningsstoffer, blandemetode, temperatur og trykk faktisk påvirker inntrengning og fasthetsutvikling (størkning og herding).
- I samarbeid med leverandørindustrien: Forbedre mikrosementtyper og arbeidsprosedyrer slik at godt tetteresultat kan oppnås i finest mulige sprekker.
- Forbedre beskrivelse, kvalitetsstyring og kontroll av injeksjon i praksis.
- Utnytte resultatene i sammenheng med delprosjektene C2 og C5

Delprosjektetet ledes av SINTEF Bergteknikk og NOTEBY AS.

Delprosjekt C2: *Optimalisering av tid og kvalitet* har som mål å:

- Utvikle utstyr og prosedyrer for optimal forinjeksjonsprosess m.h.p. tidskostnader.
- Utnytte resultatene i sammenheng med delprosjektene C1 og C5

Delprosjektetet ledes av Norconsult AS.

Delprosjekt C3: *Kjemiske utfellinger, naturlige tettemetoder*: har som mål å:

- Øke kunnskap om naturlige tetteprosesser i fjelltunneler/bergrom og dernest utnytte denne kunnskap i tetteprosessen

Delprosjektetet ledes av Aquateam AS og Statens vegvesen.

Delprosjekt C4: *Vanninfiltrasjon* har som hovedmål å:

- Øke kunnskap om erfaringer med vanninfiltrasjon, både i midlertidige og permanente anlegg.
- Utarbeide prosedyrer og krav.

Delprosjektetet ledes av NGI

Delprosjekt C5: *Tilpasset injeksjon* har som hovedmål å:

- Dokumentere erfaringer med forinjisering "på stuff" ved spesielle forhold der anerkjent (tradisjonell) teknologi ikke har gitt gode resultater. Disse forhold kan være av type strenge tetthetskrav, liten overdekning, dårlig bergkvalitet og komplisert tunnelgeometri.
- Utvikle tetningsmetoder som er effektive ved slike forhold.

Delprosjektetet ledes av NVK Vandbygningskontoret AS.

Motivasjon – demotivasjon – optimisme – gjennomføring

Prosjektet har vært igjennom et meget motiverende og godt forprosjekt i 1999. Det ligger klare anbefalinger om videre arbeid på mange områder, innen et vidtrekkende spekter.

Meldingen om et adskillig lavere budsjett en forventet og en ventetid der krefter har vært benyttet på å refinansiere og reorganisere prosjektet, har virket demotiverende på en del. Vi er nå imidlertid over i en fase der byggherrene har tatt et større finansielt ansvar og et revidert prosjektet er i full gang.

Vi ser nå at de involverte parter er optimistiske og har tro på at prosjektet er gjennomførbart selv innen de endrede rammebetingelser. Det er en kjennsgjerning at dette i første rekke vil gå utover bredden i prosjektet. "Dybden" og den langsiktige satsingen på dr.ing studier bli også bli rammet som en konsekvens av nye betingelser, men prosjektstyret arbeider kontinuerlig og kreativt med å finne nye løsninger på dette.

Prosjektet legger stor vekt på at de erfaringer vi til nå har kan kombineres med ny utvikling og utprøves på stuff og i forbindelse med forundersøkelser for konkrete prosjekter. Det er her vi vil høste de reelle erfaringer som i sin tur vil komme bransjen til gode.

Referanser

Davik, K.I 2000, "NFR-prosjekt – Miljø- og samfunnstjenlige tunneler Prosjektskisse 2000-2002", Internrapport nr. 2124. Statens vegvesen Vegteknisk avdeling.

Neeb, P.R & Grøv, E m.fl. 2000, "NFR-prosjekt – Miljø- og samfunnstjenlige tunneler Delprosjekt A: Forundersøkelser – rapport fra forprosjekt", Internrapport nr. 2128. Statens vegvesen Vegteknisk avdeling.

Pedersen, T.S m.fl. 2000, "NFR-prosjekt – Miljø- og samfunnstjenlige tunneler Delprosjekt B: Samspill med omgivelsene – rapport fra forprosjekt", Internrapport nr. 2129. Statens vegvesen Vegteknisk avdeling.

Aasen, O. m.fl. 2000, "NFR-prosjekt – Miljø- og samfunnstjenlige tunneler Delprosjekt C: Tetteteknikk – rapport fra forprosjekt", Internrapport nr. 2130. Statens vegvesen Vegteknisk avdeling.

Klüver, B.H m.fl. 2000, "NFR-prosjekt – Miljø- og samfunnstjenlige tunneler Delprosjekt D: Organisering – rapport fra forprosjekt", Internrapport nr. 2131. Statens vegvesen Vegteknisk avdeling.

Klüver, B.H 2000, "NFR-prosjekt – Miljø- og samfunnstjenlige tunneler Delprosjekt C: Berginjeksjon, Internrapport nr. 2151. Statens vegvesen Vegteknisk avdeling.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2000

UOMSATT SPRENGSTOFF VED TUNNELSPRENGNING; MILJØ- OG SPRENGTEKNISKE ASPEKTER.

Undetonated explosives in tunnel rounds; Environmental and detonics aspects.

Senior forskningsingeniør Jan Vestre
Dyno Nobel Europa

SAMMENDRAG.

Udetonert sprengstoff ved tunnelsprengning er et problem på flere måter. Det kan representere en sikkerhetsrisiko, det er et miljøproblem med "Nitrogen-utslipp" og det er en svakhet at ikke alt sprengstoffet detonerer og bryter fjell som forutsatt. Artikkelen summerer opp tidligere arbeider på dette området, og gir noen midlertidige resultater fra Bragernes prosjektet, der målinger av uomsatt sprengstoff nettopp er avsluttet.
I Bragernes prosjektet ville man undersøke om tennplaner og nøyaktige tennere kunne påvirke mengden uomsatt sprengstoff. Alle dataene er i skrivende øyeblikk ikke ferdig analysert, men vanskelige fjellforhold synes å ha den største betydningen for mengden uomsatt sprengstoff. Alternative bor- og tenningsplaner som skal bedre utnyttelsen av sprengstoffet er foreslått.

SUMMARY.

Undetonated explosives in tunnel rounds represent several problems. First of all, it can represent a safety risk, secondly an environmental problem by releasing too much "Nitrogen" to the environment. It is also a sign of weakness that too little of the explosive energy is used to break the rock. This article sums up earlier work in this field, and gives some preliminary results from the "Bragernes" project, where the field measurements just is finished.
In the "Bragernes" project the intention was to investigate if the ignition sequence and accurate detonators could influence the amount of undetonated explosives. All the data has not been fully analysed yet, but difficult geology seems to have the greatest influence on the amount of undetonated explosives. An ignition pattern that is believed to give less undetonated explosives has been proposed.

1. INNLEDNING.

At det er uomsatt sprengstoff på røysa, er noe man gjennom alle tider har kunnet konstatere. Spesielt med patronerte sprengstoffer kan man se uomsatte patroner og rørladninger på røysa. Ved overgang til bulksprengstoffer som Anfo og Emulsjon er det vanskeligere å oppdage at det finnes uomsatte sprengstoffrester på røysa, men analyser på avrenningsvannet fra tunnel har avslørt at også bulksprengstoffene har uomsatt sprengstoff som havner i røysa. Såvel norske som svenske undersøkelser antyder at mer enn 10% av sprengstoffet ved tunnelsprengning ikke deltar ved sprengningen. (Ved pallsprengning er dette tallet vesentlig lavere, ca.1% ifølge Gustaf Sjölund (1997)) Det er ikke primært, feil

på sprengstoffet som er årsaken til at ikke alt sprengstoffet detonerer. Mulige årsaker til at ikke alt sprengstoffet detonerer diskuteres i denne artikkelen.

2. ER UOMSATT SPRENGSTOFF ET PROBLEM?

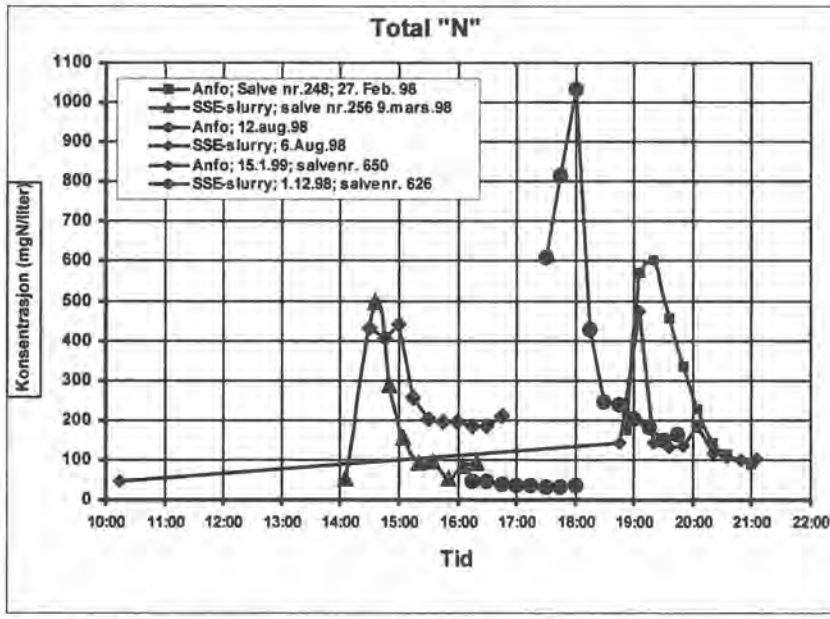
Uomsatt sprengstoff etter sprengning representerer et problem på flere måter.
For det første representerer dette et sikkerhetsproblem både under utlasting, pigging og arealdisponering etterpå. Det er primært "Nitroglyserin-sprengstoffer" og detonerende lunte med Pentritt som er et sikkerhetsproblem. Disse har blitt rapportert å detonere både under rensk på stuff, utlasting, i knusere og ved påboring. Anfo og Emulsjonssprengstoffer er vesentlig mindre følsomme for slag og gir derfor en økt sikkerhet i forhold til sprengstoffer bassert på NG og Pentritt.
For det andre representerer uomsatt sprengstoff et miljøproblem. Hovedbestandelen i alle sivile sprengstoffer er Ammonium nitrat (AN) som også en hovedbestandel i vanlig fullgjødsel. AN er meget lett løselig i vann og vil derfor lekke ut fra uomsatt sprengstoff, og føre til en uønsket "gjødsling" av bekker og vassdrag. På fagspråk kalles dette for eutrofierende. Ved tunnelsprengning benyttes det til dels store mengder sprøytebetong som er alkalisk, hvilket fører til at avrenningsvannet fra tunnel kan ha en meget høy pH-verdi som igjen fører til at Ammonium ionet omdannes til Ammoniakk som er meget "giftig" for fisk, fiskeyngel og andre små dyr som lever i vann. Ammoniakk lukt kan også være sjenerende for personell som jobber på stuff. Anfo, og Emulsjonssprengstoffene i særdeleshet, gir en meget lav pH-verdi når de løses i vann og den høye pH-verdien på avrenningsvannet fra tunnel er forårsaket av sprøytebetongen.
Etterhvert som man har dokumentert at det ofte er mer enn 10% med uomsatt sprengstoff i røysa etter en tunnelsprengning, har man grepet denne utfordringen, og Dyno jobber derfor kontinuerlig med å komme frem til en bedre sprengningsteknikk som kan føre til mindre uomsatt sprengstoff ved tunnel sprengning.

3. HVORFOR FÅR MAN UOMSATT SPRENGSTOFF VED SPRENGNING ?

I utgangspunktet er det mange teorier og en sum av årsaker til at man finner uomsatt sprengstoff på røysa etter en sprengning.
Anfo sprengstoffene er ikke vannfaste og under våte forhold vil alltid noe Anfo bli "vannsykt" og ikke omsette seg. Under selve ladeprosessen vil det ofte med bulksprengstoffer som Anfo og Emulsjon bli litt søl, som også registreres som uomsatt sprengstoff.
En mulig årsak til uomsatt sprengstoff er brukerfeil, der ikke alle borhullene blir opptent, eller at det lades for lite eller for mye i det enkelte borhull. Denne problematikken er mer utførende beskrevet av Jon Dahl (1998).
I tunnel brukes høye Nonel nummere i kontur og ligg, og den store egenspredningen i opptenningstidspunktet for tennere med høyt nummer gjør at disse detonerer enkeltvis i tilfeldig rekkefølge. Derved vil et detonerende borhull kunne ødelegge for nabo borhullet som ikke har detonert. Feil på tenner og sprengstoff kan i sjeldne tilfeller også forekomme og bidrar noe til uomsatt sprengstoff i røysa.
Sannsynligvis er et vanskelig fjell med mange og store slepper en av de viktigste årsaken til at man finner uomsatt sprengstoff ved tunnelsprengning. Dette belyses i artikkelen.

4. RESULTATER AV TIDLIGERE MÅLINGER

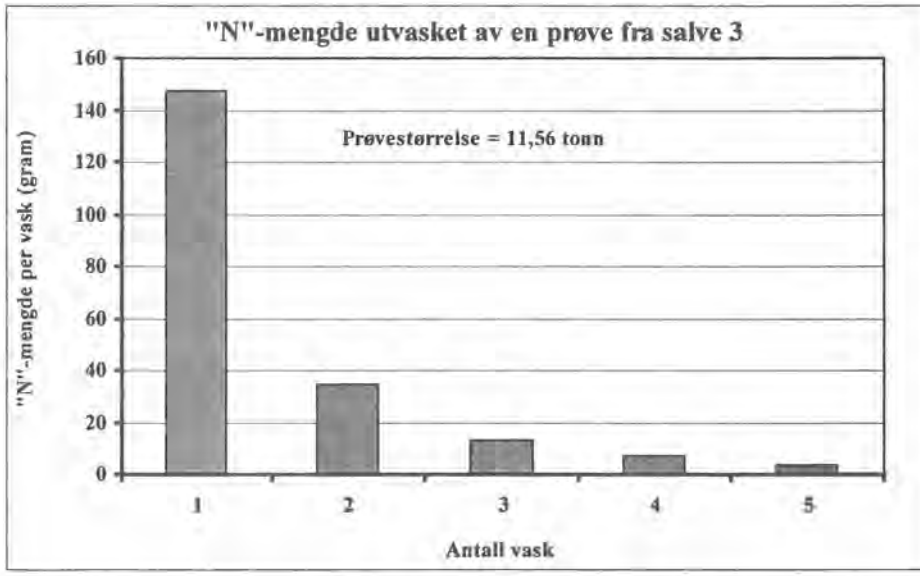
Eksamensarbeidet utført av Gustaf Sjölund (1997) viste at mellom 5 og 18% uomsatt sprengstoff fra tunneldrift der det ble benyttet Anfo og dynamitt. Ved pallsprengning finner man vesentlig mindre uomsatt sprengstoff (ca.1%).
Beregninger utført av Vidar Tveiten (**11**), rådgivende ingeniør i V.A.R., V.V.S. og Byggeteknikk, viser at i Romeriksporten fant man hele 15,1% uomsatt Anfo i avrenningsvannet, regnet som et snitt de 19 første månedene av driften i 1996.
I Hanekleiv tunnelen **(1,2)** og i Oslofjordtunnelen **(3)** er det utført noen få sammenlignende målinger av "nitrogen" avrenningen fra Anfo og SSE-Emulsjon. Disse målingene viser begge at SSE-emulsjonen gir noe lavere "Nitrogen-avrenning" enn Anfo. Figur 1 viser konsentrasjonene i avrenningsvannet fra 3 SSE-salver og 3 Anfo salver.
De 3 Anfo-salven ga følgende maksimalverdier: 1031, 603 og 442 mg"N"/liter.
De 3 SSE-emulsjonssalvene ga følgende maksimalverdier: 500, 475 og 47 mg"N"/liter.
Gjennomsnittlig maksimalverdi for Anfo-salvene ble 692 mg"N"/liter, mens SSE-salvene ga i gjennomsnitt 340 mg"N"/liter. Det vil si at gjennomsnittlig maksimalverdi for Anfo salvene er ca dobbelt så høy som for SSE-emulsjonen.
På Hanekleiv tunnelen ble det i 1996(**1,2**) tatt målinger på avrenningsvannet ved at det ble tatt prøver av avrenningsvannet hver time i 24 timer. Disse målingene viste at SSE-emulsjon ga 84% mindre total "N-avrenning" enn Anfo.



Figur 1. Dette diagrammet viser analyseresultater på avrenningsvannet fra 3 Anfo-salver og 3 SSE-emulsjonssalver på Oslofjordtunnelen. Tunnelen gikk på synk og avrenningsvannet ble pumpet opp i et kar der det ble tatt vannprøver hver kvarter. Resultatene er plottet i samme tidsakse på døgnet, men er altså utført på forskjellige datoer.

Når det gjelder avrenning ved bruk av patronerte produkter så er det så vidt undertegnede kjenner til, ikke utført analyser som forteller noe om hvor stor del uomsatt man finner ved bruk av patronerte produkter, men disse er i dag mindre aktuelle å bruke ved tunnelsprengning på grunn av høyere pris og lengere ladetid.

Mengden uomsatt sprengstoff kan måles ved at en representativ prøve fra en salve vaskes grundig med vann. Ulike vaskemetoder er beskrevet av Sjölund 1997.
I 1998 utførte Vegdirektoratet, Dyno og NIVA et større samarbeidsprosjekt på Elgskauåsen der det ble lagt stor vekt på ta ut en representativ prøve fra en tunnelsalve. En full tunnelsalve ble splittet i 4 deler, ¼ ble tatt vare på og splittet i en ny ¼ som ble tatt vare på, og som til slutt ble splittet i en ny ¼ som ble tømt i en 10 m^3 container og vasket gjentagende ganger med rent vann. Forsøk og resultater er beskrevet i Bækken's NIVA's rapport av 1998 (**4**), og av Vestre i Fjellsprenger'n 1-1999 (**5**).
Denne undersøkelsen viste at sprengstoffrester, selv ved bruk av SSE-emulsjon, lett lar seg vaske ut av sprengstein. En representativ prøve fra 8 tunnelsalver ble tatt ut og alle prøvene ble vasket 5 ganger med nytt rent vann som vist i figur 2.

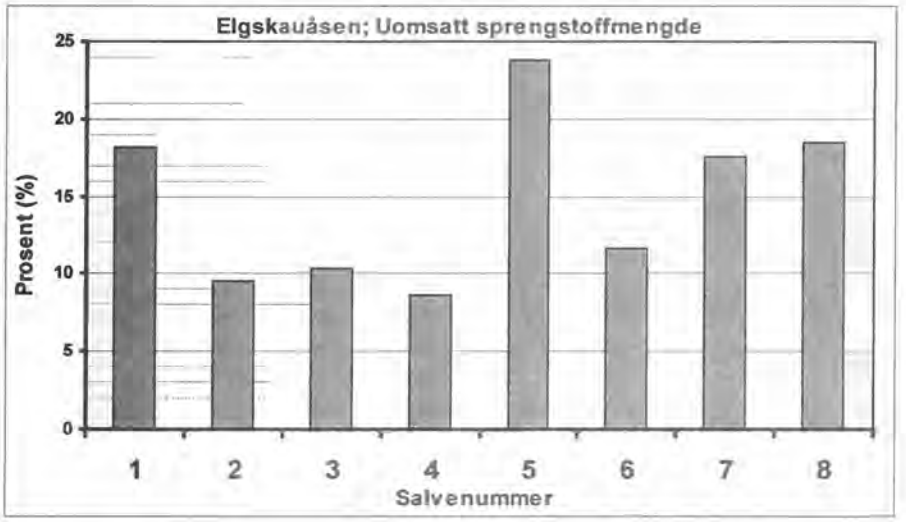


Figur 2. En representativ prøve på 11,56 tonn fra salve 3 ble vasket fem ganger med 1800 liter rent vann. Figuren viser at mesteparten av Nitrogenforbindelsene vaskes ut etter første vask. Det femte vaskevannet inneholder mindre enn 2,5% av "N"-mengden som ble vasket ut i det første vaskevannet, og når man summerer "N"-mengden fra de 5 vaskingene, kan man anta at mer enn 98% av "N"-mengden som finnes i steinprøven er utvasket. Summen av "N"-mengden etter 5 vaskinger er 205,8 gr"N". (72% utvasket i første vask)

Salve 3 hadde en inndrift på 4,8 meter og et teoretisk tverrsnitt på 65 m^3. Når man antar 10% overfjell også er skutt ut, betyr dette at 343,2 m^3 fast fjell er skutt ut i salve 3 som ble

ladet med 592 kg SSE emulsjon. Dette gir en ladefaktor på 1,73 kg/m^3fast fjell utsprengt. Prøven veide 11,56 tonn og med en densitet på fjellet på 2642 kg/m^3 betyr det at prøven representerer 4,38 m^3 fast fjell. Med et sprengstoff forbruk på 1,73 kg/ m^3 betyr det at 7,5 kg SSE emulsjon er benyttet for å "sprenge ut prøven". 1 kg SSE-emulsjon inneholder 261,5 gr "N".
Uomsatt sprengstoffmengde blir da :
(205,8 gr"N"*100)/(7,5 kg*261,5 gr"N"/kg) = 10,5%

Figur 3 viser resultatene av vaskeforsøkene av alle de 8 salvene på Elgskauåsen.



Figur 3. Denne figuren viser hvor mye uomsatt sprengstoff som ble funnet i de 8 salvene på Elgskauåsen. Som tidligere forklart ble en representativ del av hver salve vasket 5 ganger med rent vann. Salve 2, 3, 4 og 6 er alle "normalsalver" der det gjennomsnittlig er funnet i ca 10% uomsatt sprengstoff. Salve 1 er skutt i dårlig fjell med halv salvelengde, hvilket synes å resultere i mer uomsatt sprengstoff i røysa enn i "normalsalvene". Salve 5 er ladet feil med 100% fyllte konturhull, hvilket synes å ha resultert i at hele 23,8% av sprengstoffet gjenfinnes som uomsatt. Salve 7 og 8 viser også høyere andel uomsatt enn normalsalvene, og kan kanskje forklares ved at man her har startet på en nisje som er vanskeligere å sprenge ut enn en "normalsalve" og fører til økt andel uomsatt sprengstoff.

Mathiulakis (7) fant i tunnelmasser fra Södra Länken i Stockholm 11% uomsatt sprengstoff, i sprengstein og antar at 2/3 av det uomsatte sprengstoffet finnes i steinmassene mens 1/3 finnes i avrenningsvannet. På Elgsauåsen ble steinmassene ikke spylt på stuff før utlastning, slik at her kan man regne med at mesteparten an de uomsatte sprengstoffet forefinnes i steinmassene og en svært liten andel i avrenningsvannet.

5. Bragernesprosjektet, Bedre miljø og bryting ved tunneldrift.

Etter at man ble klar over de høye andelene uomsatt sprengstoff ved tunnelsprengning, bestemte Dyno seg for å starte et prosjekt der man ønsket å gjøre forsøk på å minske andelen uomsatt sprengstoff ved å endre tennplaner og opptenningsnøyaktighet.
Selmer, Dyno og Statens Vegvesen i Buskerud startet et samarbeidsprosjekt. Bragernes tunnel ble valgt fordi denne med sin beliggenhet hadde en meget stor tilgjengelighet.
Fordi vasking av sprengstein er dyrt og tidkrevende, valgte man denne gangen å måle sprengstoffrester i avrenningsvannet som renner i tunnelen fremfor å ta ut en representativ steinprøve som må vaskes flere ganger.
Målsetningen med Bragernesprosjektet var:

- Komme frem til en døgnkontinuerlig overvåkning sprengstoffrester i avrenningvannet
- Finne måleteknikk og utstyr som tåler å stå i et tunnelmiljø
- Finne faktorer som påvirker mengden uomsatt sprengstoff
- Ha et "verktøy" som kan brukes til å dokumentere "N-avrenningen".

Prosjektet ble delt inn i 3 faser. Første fase besto i å kartlegge avrenningsvanet med vanlig tenningopplegg, i Fase 2 ble det testet et endret tenningopplegg der det ble benyttet millisekund i kutten, og høyeste nummer i kontur på ca 2 sekunder.
I fase 3 ble det benyttet elektroniske tennere i kontur og innerkontur.
I tillegg til å måle sprengstoffrester i avrenningsvannet ble det målt rystelser fra hver enkelt salve.

6. Instrumentering og forsøksopplegg

For å kunne måle mengden uomsatt sprengstoff i avrenningsvannet kontinuerlig, har man ved analyse av data fra forsøkene på Elgskauåsen kommet frem til at det er nødvendig med en instrumentering bestående av følgende deler:

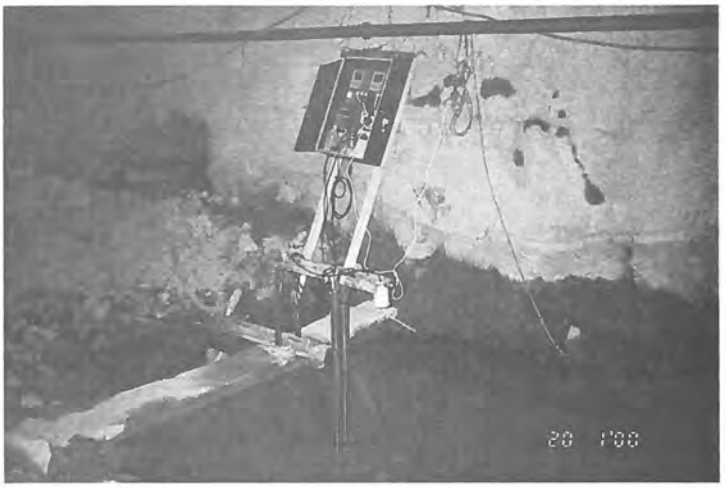
- Ledningsevnemåler
- PH-måler
- Mengdemåler for vann
- Datalogger for registrering av verdiene på de tre førstnevnte målerene.

Dataloggeren registrerer og lagrer målingene hvert minutt, og legger verdiene inn i et internt "minne" som må "tømmes" over til en PC en gang i uken.
Instrumenteringen er vist i figur 4.
Instrumentene kalibreres og beregningsmodellen kalibreres mot vannprøver som taes ut. Ut fra ledningsevne og pH kan man måle "Nitrogen"-konsentrasjonen i avrenningsvannet og når vannmengden som renner er kjent, kan man finne "Nitrogen-mengden" som renner hvert minutt.
Den opprinnelige tanken med prosjektet var at man skulle kunne måle på avrenningsvannet en gitt avstand bak stuff på en tunnel som går stigning.

Bragernestunnelen går de første 1740 meterene på stigning med 1,99%, deretter med et fall på 2,56%. Tunneltversnittet er T9 og med en nesten to meter dyp grøft på venstre side blir tunneltversnittet på 70,5 m^3.

Figur 4. Bildet viser de 4 instrumentene montert inn et beskyttelsesskap. Øverst til høyre ser man ledningsevnemåleren fra Metler, mens pH meteret fra samme firma er plassert oppe til venstre. Nede til venstre står vanmengdemåleren fra Max Sievert, og nede til høyre ser man Mitec dataloggeren fra Instrumentcompaniet. Instrumentene koster ca. 80 000 kroner og kan drives enten med 220 volt eller 24 Volt likestrøm.

De første målingene startet i uke 3 i en støpt fangdemning, 400 meter inne i Bragernestunnelen. På dette tidspunktet var stuffen kommet over 1000 meter inn, slik at vannet måtte renne mer enn 600 meter i den steinfylte grøften i tunnelen. Dette førte til en effektiv blanding av avrenningsvannet fra de ulike salvene, slik at det ikke var mulig å sjeldne de ulike salvene fra hverandre. Figur 5 viser måleoppsettet ved 400 meter.
Målestasjonen ble i uke 7 flyttet inn til en støpt fangdam på pelnr.800 meter. På dette tidspunktet var stuffen på pelnr.1270 meter slik at vannet denne gangen måtte renne 470 meter i den steinfylte grøfta før det kom frem til målestasjonen. Og fremdeles var det stor blanding av vann fra en salve til neste.
Det var først da tunnelen kom på fall og vannet ble pumpet fra stuff over høybrekket og opp i en stålkum at man fikk måleresultater der de ulike salvene kunne skilles fra hverandre.
Med dette måleutstyret kan man få et mål på hvor mye uomsatt sprengstoff som de ulike salvene gir, eller stort "Nitogen-utslipp" anlegget har til enhver tid.



Figur 5. Bildet viser målearrangementet ved 400 meter. I tunnelgrøfta er det støpt en fangdam som er utstyrt med et "V-overløp". Dess høyere nivå det er demningen dess mer vann renner det over "V-overløpet". Nivåhøyden blir målt av en ultralydsonde som sees foran de to målesondene som måler pH og ledningsevne. Tilsvarende målearrangement ble benyttet ved fangdammen montert ved 800 meter.

Figur 6. Bildet viser målearrangementet i stålkaret som vannet ble pumpet opp i etter at tunnelen gikk på synk. Til venstre ved lyskilden sees instrumentkassen, og "V-overløpet" som gir vannmengden. Målesondene for måling av pH, ledningsevne og vannmengde henger i stativet over stålkaret.

7. Resultater og diskusjon

7.1 Resultater fra "demning" ved 400 meter.

Ved "fangdammen" på 400 meter ble det foretatt målinger i uke 3 og 4, stuffen beveget seg i disse to ukene fra pelnr. 1016 meter til pelnr.1122 meter. Det vil si at vannet måtte renne over 600 meter i den steinfylte grøfta i uke 3, og ca 700 meter i uke 4.
Måling av vannmengde viser at vannet trenger ca. 10 timer på renne denne avstanden i den steinfylte grøfta. Det vil si at vannmengden over terskelen på 400 meter fortsetter å synke frem til kl. 16:00 på mandag selv om arbeidene og vannforbruket starter kl. 06:00 på mandag morgen. Steinene i grøfta virker som en stor statisk mikser som blander vannet, slik at med denne metoden var det ikke mulig å skille avrenningsvannet fra salve til salve.
I uke 3 ble det skutt 12 salver med en inndrift på 61 meter, mens det i uke 4 ble skutt 10 salver med en inndrift på 45 meter.
Uke 3 ble det funnet 5,5% av det anvendte sprengstoffet i avrenningsvannet, mens det i uke 4 ble funnet 4,9 % i avrenningsvannet. Trolig er begge disse verdiene noe høye fordi mengden vann som rant over 400 meter terskelen er målt noe for høyt. Dette skyldes at sumppumpen på baksiden av fangdammen til tider ikke fungerte. Derved ble ikke demningen ordentlig tømt, for høyt nivå ble målt, og større vannmengde enn reelt ble målt.

7.2 Resultater fra "demning" ved 800 meter.

Ved "fangdammen" på 800 meter ble det foretatt målinger i slutten av uke 7 til midt i uke 12, stuffen beveget seg i disse ukene fra pelnr. 1237 meter til pelnr.1483 meter. Det vil si at vannet i uke 7 måtte renne ca 450 meter i den steinfylte grøfta, mens vannet i uke 12 måtte renne over 600 meter i den steinfylte grøfta. Også her trengte vannet mange timer på å renne fra stuff og frem til måledam. Målingene viste også tydelig at dersom man skal måle lekkasjevannet inni tunnelen, så må øvrig vannforbruk være avstengt i flere dager før lekkasjevannet kan måles.
Tabell 1 viser hvor mye uomsatt sprengstoff som ble funnet i uke 3, 4 8, 9 , 10 og 11 da man hadde målinger i hele uker.

Tabell. 1 Sprengstofforbruk og % uomsatt

Uke	Tot "N"	Spr. forbruk	Udetonert	Ukeinndrift	Salve	Ladefaktor
Nr.	kg	kg	%	m	Antall	kg/m^3
3	127,8	8 064,6	**5,45**	61	12	2,08
4	88,7	6 965,7	**4,87**	45	10	2,20
8	37,8	1 608,8	**8,99**	10	2	2,28
9	28,57	2 441,9	**4,47**	16	3	2,16
10	67,6	6 088,4	**4,25**	41	8	2,11
11	92,6	9 547,1	**3,71**	62	12	2,18

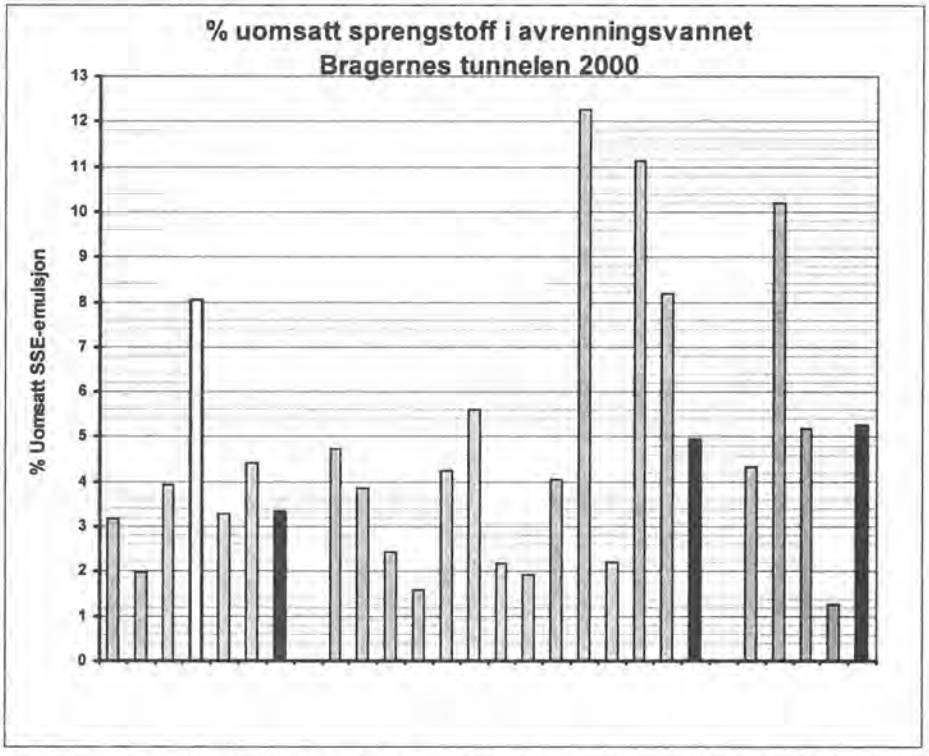
Det interessant å merke seg at den største mengden uomsatt sprengstoff finner man i uke 8 da man hadde et meget dårlig fjell og kun 2 salver. Etterhvert som fjellet blir bedre og

bedre de påfølgende ukene synker mengden uomsatt sprengstoff fra ca. 9 % i avrenningsvannet og ned til 3,7 %.
Dette er også i overenstemmelse med målingene fra Elgskauåsen, som også viste høye verdier når fjellet var dårlig, men man må huske på at på Elgskauåsen var det selve steinmassene det ble målt på, ikke avrenningsvannet som i denne undersøkelsen.

7.3 Resultater fra tunnel på fall

Fra august 2000 ble Bragernes tunnelen drevet på fall (2,56%), og det ble enklere å få målinger som kunne relateres til enkeltsalver. Røysa ble spylt med vann. Etter utlasing, når ny salve ble påbegynt, ble vaskevannet fra siste salve pumpet ut til en stålkum lengere bak i tunnelen. (se figur 6). Regulære salver ble sammenlignet med 6 salver der det ble benyttet "Elektronisk" tennere i kontur og innerkontur og 5 salver der man forsøkte med millisekundtennere i kutten og øvrig tenningsopplegg med maksimal forsinkertid på 2 sekunder. Millisekundserien førte til økte rystelser og redusert inndrift og anlegget var ikke villige til å prøve mer enn 5 salver. Den første og delvis den andre salven gikk tapt på grunn av batterisvikt i en av dataloggerene.
I tabell 2 vises resultatene fra disse målingene, som også er plottet i figur 7.

Salve type	Pelnr.	Tot. "N" kg	Sprengstoff Forbruk (kg)	Uomsatt %	Ladefaktor kg/m^3
Elekr. 1	2047	6,1	742,1	3,16	2,11
Elekr. 2	2052	4,0	767,0	1,99	2,18
Elekr. 3	2057	7,6	735,0	3,93	2,09
Elekr. 4	2133	17,0	809,4	8,04	2,30
Elekr. 5	2143	6,4	752,1	3,27	2,13
Elekr. 6	2148	8,3	722,6	4,41	2,05
Regulær 1	2042	10,4	842,5	4,73	2,39
Regulær 2	2062	7,8	778,4	3,84	2,21
Regulær 3	2067	4,6	730,1	2,43	2,07
Regulær 4	2072	3,2	762,7	1,58	2,16
Regulær 5	2077	8,2	741,3	4,23	2,10
Regulær 6	2082	10,7	729,4	5,61	2,07
Regulær 7	2118	4,6	802,5	2,18	2,28
Regulær 8	2123	3,9	772,8	1,92	2,19
Regulær 9	2128	8,1	766,4	4,05	2,17
Regulær 10	2138	25,3	788,0	12,28	2,24
Regulær 11	2198	4,6	803,2	2,21	2,28
Regulær 12	2203	20,2	693,0	11,14	1,97
Regulær 13	2208	19,4	907,0	8,17	2,57
Ms 2	2168	<8,0	701,1	<4,34	1,99
Ms 3	2173	20,7	773,7	10,21	2,19
Ms 4	2178	9,8	720,8	5,19	2,04
Ms 5	2183	2,4	707,1	1,29	2,01



Figur 7. Figuren viser verdiene i tabell 2, plottet i et stolpediagram. De første 6 stolpene er resultatet av målingene fra salvene med elektroniske tennere i kontur og innerkontur. Den 7.ende stolpen er gjennomsnittsverdien ved bruk av elektroniske tenner. Stolpe nr. 4 er ikke med i gjennomsnittet fordi det for den salven ble rapportert om ladeproblemer og minst 15 kg søl på salven. Alle de regulære salvene er merket med R + pelnr. Salvene med millisekund er merket med ms + pelnr. De høye verdiene ved pelnummer 2138, 2203 og 2208 kommer alle fra områder med vanskelige fjellforhold. Siste stolpe i hver gruppe representerer gjennomsnittsverdien.

Den siste ms-salvene resulterte i en så dårlig brytning at omskytning var nødvendig. Det er interessant å merke seg at manglende brytning har ført til en meget lav andel uomsatt sprengstoff i avrenningsvannet. ("Nedfalsmekanismen" er borte) Ellers skiller disse salvene seg ut med gjennomgående høyere verdier i avrenningsvannet, enn alle de andre salvene. Selv med den lave verdien medregnet, og tatt i betraktning at den første av ms-salvene er høyere enn vist, så gir disse et gjennomsnitt på 5,25% uomsatt, mens de regulære salvene gir et gjennomsnitt på 4,95% uomsatt og elektronikksalvene gir et gjennomsnitt på 3,35% (salven med ladeproblemer ikke medregnet).
Det statistiske grunnlaget er for lite til å si at det er signifikante (vesentlige og reelle) forskjeller mellom de ulike salvetypene.

Det som imidlertid er klart, er at fra såvel målingene ved pelnr.800 meter, som ved måling i tunnel på fall, ser man tydelig at fjellforholdene har meget stor innflytelse på mengden uomsatt sprengstoff i avrenningsvannet. Dette er også konklusjoner som kan trekkes etter forsøkene i Elgskauåsen.

Når det gjelder sammenligning av "N"-mengden funnet på Elgskauåsen ved vasking av stein og på Bragernes med måling på avrenningsvannet, kan det synes å være en rimelig god overensstemmelse.
På Elgskauåsen fant man at etter første vask (all stein helt under vann) at 50-75% av totalt "N-mengde" kommet over i vaskevannet. På stuff kan man ikke vaske så godt, og dersom man antar at ca. 40% av total "N-mengde" kommer i avrenningsvannet, betyr dette ut fra en gjennomsnittsverdi i avrenningsvannet på ca 5 %, at totalt uomsatt blir ca. 12,5 % på Bragernes, hvilket er i nærhet av den samme verdien man fant på Elgskauåsen.

Som illustrert på animasjonen på konferansen så skyldes trolig mye av det uomsatt sprengstoffet som finnes på røysa og i avrenninsvannet, at fjellet ved tunnelsprengning får tid til å falle ned på slepper og stikk under den lange utsprengningsperioden. (og i denne sammenheng er selv 2 sekunder regnet som lang tid)
Dersom man ønsker å redusere mengden uomsatt sprengstoff, bør man kanskje plassere kutten høyt opp mot tunneltaket og deretter sprenge seg nedover mot bunnen. Mindre av salven kan da lades fra sålen, men gevinstene er kanskje større enn tapet ved det lades flest hull fra korga.
Alternativt kan man kanskje åpne med en vertikal "grøft" og så sprenge seg utover mot hver side.

8. Konklusjoner

- Måleutstyret koser ca 80 000,- kroner og har fungert utmerket i tunnel i ca ½ års tid.
- Dataloggeren har det vært noen problemer med, siste modell synes å fungere OK.
- For å få pålitelige resultater, kreves utstyret jevnlig ettersyn og kalibrering av kompetente personer.
- Vannprøver til analyse bør taes ut jevnlig for å "kalibrere" regnemodellen.
- Slam rundt målesondene må unngåes.
- Fjellets beskaffenhet synes å ha den største betydningen på mengden uomsatt sprengstoff.
- Bruk av nøyaktige tennere i kontur og innerkontur synes bare å gi marginalt mindre uomsatt sprengstoff i avrenningsvannet.
- Millisekund i kutten og kortere total intervall ga ingen bedring i mengden uomsatt sprenstoff.

Dersom man ønsker å sprenge tunnel med mindre udetonert sprengstoff i røysa, bør følgende faktorer vurderes:

1. **Optimalisere bor- og tennplan**
2. **Borre korrekt (unngå boravvik og tunge tak)**
3. **Bruke stuffarbeider som har fått den nødvendige trening**
4. **Bruke et vannbestandig sprengstoff**
5. **Ha utstyr som fungerer perfekt**
6. **Unngå søl på stuff.**
7. **Vurdere injeksjon av stuffen ved vanskelige fjellforhold, før boring**
8. **Vurdere nye "prinsipper" for å sprenge ut tunnel**

REFERANSER.

(1) Pål Egil Rønn (1996): Emulsjon som sprengstoff under jord. Fase 4. Institutt for bygg- og annleggsdrift.

(2) Jan Elvøy (1996): Bruk av Slurry i Hanekleivtunnelene, Vestfold. Fjellsprengningskonferansen 1996.

(3) Randi Herman (Mai 1999): Arbeidsmiljø ved bygging av undersjøiske tunneler, Ventilasjonsforsøk under driving av Oslofjordtunnelen; Institutt for bygg- og annleggsdrift, NTNU, Trondheim.

(4) Torleif Bækken (1998): Anrenning av Nitrogen fra tunnelmasse. NIVA rapport LNR 3920-98

(5) Jan Vestre (1999) : Nitrogen i sprengstein, Fjellsprenger'n 1-1999, side 22-24.

(6) Jan Vestre (2000) : Bedre miljø og bryting ved tunnelsprengning, Fjellsprenger'n 1-2000, side 12-13

(7) Emmanuel Mathiulakis (2000): Kväveanalys av sprängstensmassor från NCC Södra Länken; Privat meddelelse.

(8) Gustav Sjölund (1997): Kväveläckage från sprängstensmassor. Examensarbete, Luleå tekniske Universitet. 1997:332 CIV

(9) Jon Dahl (1998) : "Forsakere – utilsiktet detonasjon under utlasting og maskinrensk. Kan problemet unngås ?; Fjellsprengningskonferansen 1998.

(10) Jon Dahl (1998) : "Forsakere – utilsiktet detonasjon under utlasting og maskinrensk. Kan problemet unngås ? ; Fjellsprenger'n nr. 2 – 1998.

(11) Vidar Tveiten (1996) : Utslipp av "Nitrogen" til Alna, Privat meddelelse, okt. 2000

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2000

NYTT ENHETSTIDSSYSTEM FOR TUNNELDRIFT

Unit Time System For Tunnel Excavation

Siv.ing. Baroline Log
Institutt for bygg- og anleggsteknikk, NTNU

Sammendrag

Institutt for bygg og anleggsteknikk har utgitt rapporten 2F-99 TUNNELDRIFT Enhetstidsystem for driving, sikring innredning. Denne tar for seg ekvivaltenttid ved tidsplanlegging generelt, alternativsvurdering, utforming av kontrakter – særlig mot byggetid, regulering av tidsfrister i kontrakter, oppbygging av erfaringsdata og akkordsetting.

Summary

The Department of Building and Construction Engineering has published the report 2F-99 TUNNELLING Unit time system for excavation. The method end data presented in the report can be used in time planning generally, evaluation of alternatives, contracts - especially building time, adjustment of time limits in contracts, of experience data and cumulatation.

Innledning

Institutt for bygg- og anleggsteknikk NTNU har utarbeidet en modell for å beregne tidsforbruk ved tunnelbygging. Modellen dekker konvensjonelt drevne tunneler med tverrsnitt fra 10 – 120 m². Det er utgitt en prosjektrapport om temaet, Prosjektrapport 2F- 99 TUNNELDRIFT Enhetstidsystem for driving, sikring og innredning, samt et dataprogram, IBATUN Tidplaner.

Bakgrunnen for denne modellen var et ønske om å lage et mer omfattende grunnlag for det eksisterende ekvivalenttidsystemet ved regulering av kontrakter etc. Etter hvert ble det en mer komplett modell for beregning og planlegging av byggetid ved tunnelbygging .

Modellen er i helhet basert på tidsstudier utført av Institutt for bygg- og anleggsteknikk. En del av tallene er hentet fra tidligere prosjektrapporter utgitt ved instituttet, se vedlegg, men det er også utført omfattende studier for denne modellen.

Modellen kan brukes til følgende:

- Tidsplanlegging generelt, alternativsvurdering, utforming av kontrakter – særlig mot byggetid
- Regulering av tidsfrister i kontrakter
- Oppbygging av erfaringsdata
- Akkordsetting

Det forutsettes bruk av optimalisert og godt utstyr samt middels til gode fjellforhold. Tidsforbruk og kapasitetstall er hentet fra studier og driftsoppfølging ved norske tunnelanlegg. Alle data er normaliserte og representative for velorganisert drift.

Dataprogrammet IBATUN Tidplaner vil bruke erfaringstallene fra prosjektrapporten, men det vil også være mulig å overstyre disse med egne erfaringstall. Programmet vil gi muligheter for raskt og enkelt å beregne byggetid inkludert driving, sikring og innredning for ulike alternativ.

Beregningsmodellen og datagrunnlaget er for omfattende til å bli presentert her, bare prinsippet og noen eksempler blir vist.

Inndeling av rapporten

DRIVING →
- Start driving
  - Påhugg
  - Innkjøring/treningseffekt
- Driving
- Vekseldrift

SIKRING →
- Bolting
- Sprøytebetong
- Sprøytebetong som alt. til full utstøping
- Forbolting
- Sonderboring
- Kjerneboring
- Injeksjon
- Utstøping
- Frysing
- Geologisk betinget heft

INNREDNING →
- Vann og frostsikring
  - Betonghvelv
  - PE- skum
  - Kombinerte løsninger
  - Luftport
- Kjørebane - kjøreveg
  - Underbygning
  - Drenering
  - Overbygning
  - Bankett
- Elektroarbeid

Forutsetninger

Midlere fjellforhold, DRI = 49 og middels sprengbarhet er brukt som basis i prognosen.

Alle kapasiteter et skiftkapasitet, dvs at tilfeldig tapstid er inkludert. Hvis ikke annet er angitt er denne satt til 6 min pr time (11,1%).

For driving og arbeidssikring er det tatt utgangspunkt i bruk av forskrift nr. 547, fastsatt av Direktorat for Arbeidstilsynet 1997. Kravet i bestemmelsen innebærer et forbud mot alle typer arbeid foran bomfeste når boring pågår. Det er for injeksjon og boltemontering laget et alternativ ut fra tidligere praksis.

Alle tall er basert på skiftordning med 101 h/uke. Det er forutsatt standardbemanning på arbeidsoperasjonene.

Kapasitet er gitt som tidsforbruk i timer pr. meter tunnel.

For sikring er tidsbestemmende faktor antydet. Denne angir hvor stor del av prosessen som er framdriftsbestemmende.

For innredningsarbeid vil framdriftsbestemmende tid avhenge av planlegging og monteringsrekkefølge på det enkelte anlegget. Tidsbestemmende faktor er derfor ikke foreslått.

Beregning av tidforbruk

Alle operasjoner har en gitt:

- mengde M
- enhetstid T_e
- en tidsbestemmende faktor t_f
- evt. korreksjonsfaktor k

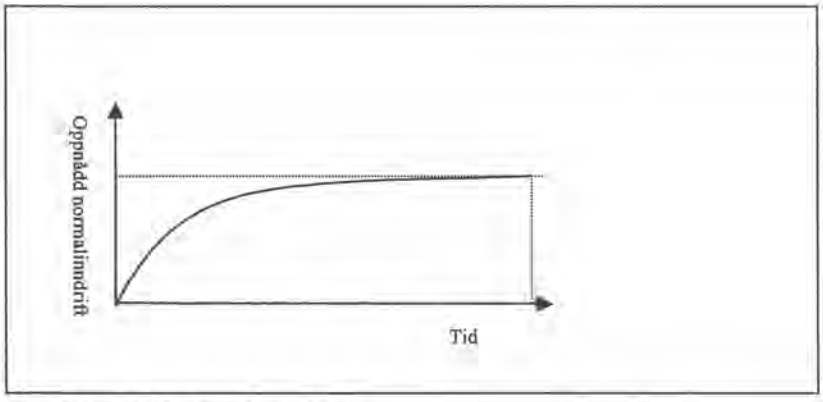
Ekvivalenttid for prosessen beregnes etter følgende metode:

$$T_{tot} = M \cdot T_e \cdot t_f \cdot k$$

Til slutt summeres alle prosessene til en total tid.

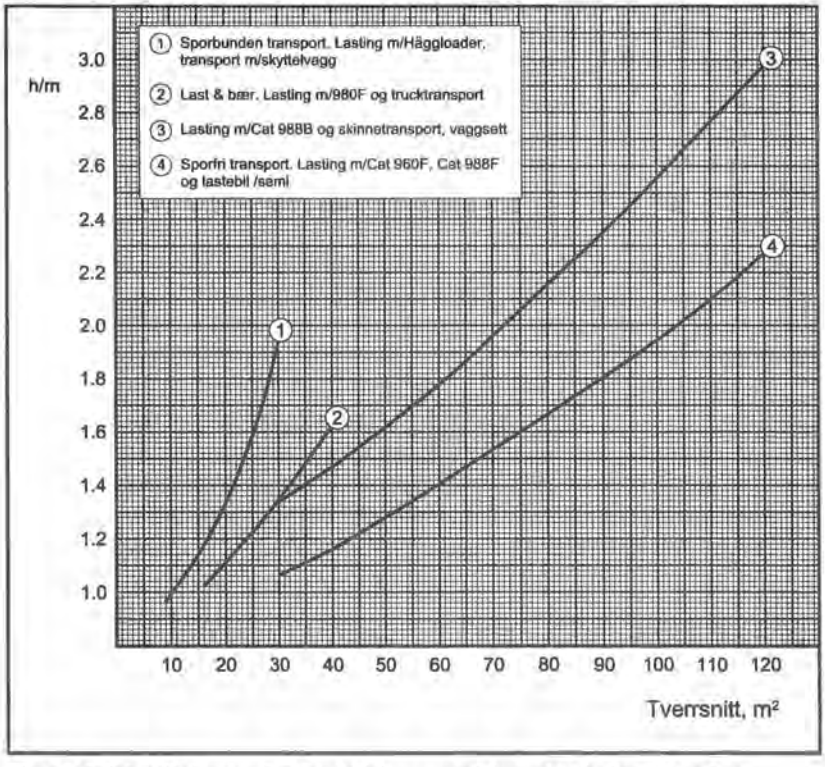
Driving

Ved start driving vil det i innkjøringsfasen være et økt tidforbruk i forhold til normaldrift. Det er beregnet en tilleggstid i uker inntil denne er oppnådd. Se fig 1.



Figur 1: Inndriftsforløp ved start driving

Ved beregning av drivetid er det mulig å velge fire alternative laste- og transportmetoder avhengig av tverrsnitt og hvilke maskinkombinasjoner er brukt. Se fig 2.



Figur 2: Driving til gjennomslag. Inndrift forutsetter 2 bomsrigg for kurve 1 og 2 og 3-bomsrigg for kurve 3 og 4.

Forutsetninger ved driving:

45 mm borhullsdiameter, 102 mm grovhull
boret lengde 5 m
inndrift 95%
mekanisk rensk (piggemaskin)
lading etter endt boring
bruk av slurry

Avviker forutsetningene mye, anbefales prosjektrapport 2B-95 TUNNELDRIFT Prognoser konvensjonell tunneldrift brukt.

Ved vekseldrift av vil en få økt tidsforbruk i forhold til normal enstuffsdrift. Ved vekseldrift beregnes hver stuff separat og økes med en faktor angitt i tabell under.

Utstys-komb.	Tverrsnitt [m^2]													
	10	16	20	25	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
1	*	1,28	*	1,26	*	1,14	-	-	-	-	-	-	-	-
2	1,24	*	1,13	*	1,21	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3	-	-	-	-	1,19	1,15	1,10	1,07	1,09	1,11	1,14	1,16	1,17	1,19
4	-	-	-	-	1,3	1,29	1,31	1,28	1,31	1,28	1,25	1,23	1,21	1,20

Tabell 1:Faktor for beregning av økt tidsforbruk for stuff med vekseldrift. For mellomliggende verdier kan det interpoleres. * Ikke angitt verdi skyldes sprang i utstyrskombinasjoner.

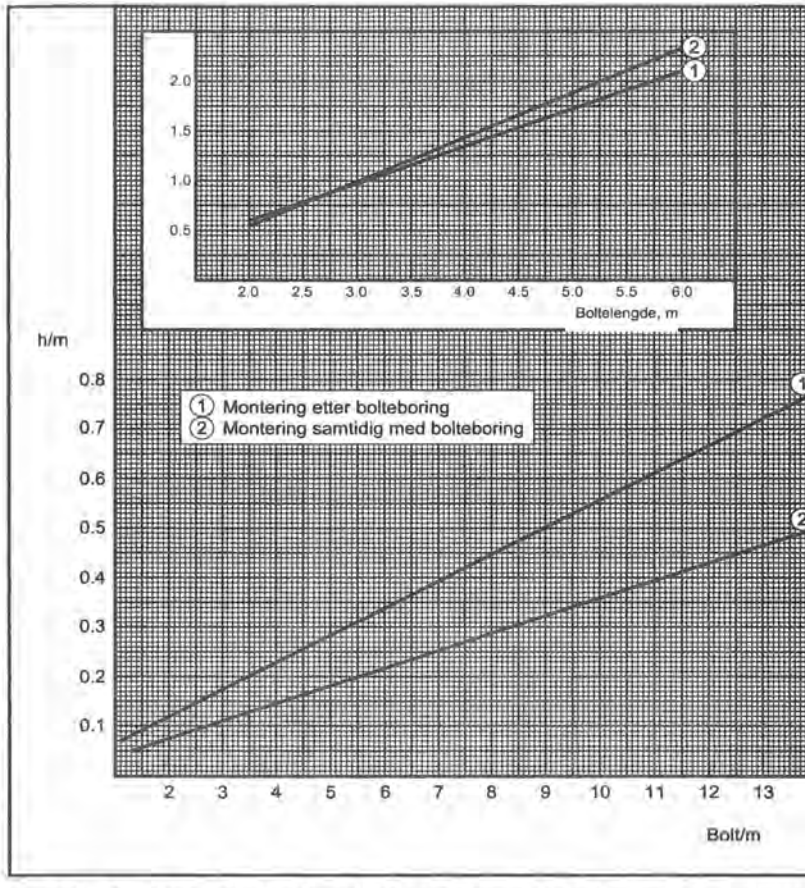
Det er forutsatt at maksimal lengde mellom stuffene ikke blir vesentlig større enn 2000 m.

Sikring

All sikring er forutsatt utført under drivingen og utføres av stufflaget, med unntak av sprøyting. Ut fra praksis er det forutsatt at hoveddelen av sprøytinga skjer om natta utenom ordinær drift. Bolting er i vist i figur 3.

Det er gitt kapasiteter for følgende sikringsmetoder:

- Bolting
- Sprøyting
- Sprøytebetong som alternativ til full utstøping
- Forbolting
- Sonderboring
- Kjerneboring
- Injeksjon
- Utstøping
- Frysing



Figur 3:Tid til bolting. Inkluderer boretid og monteringstid. Det er forutsatt polysterforankrede bolter og basis boltelengde 3,0 m. Korreksjon for boltelengde forskjellig fra 3,0 m er gitt i kurve over. Kurve 1 er i henhold til dagens praksis. Kurve 2 er beregnet ut fra tidligere praksis, dvs montering samtidig med boring av boltehull.

Økt tidforbruk på grunn av geologisk betinget heft legges til som en prosentandel av utført sikring.

Geologisk betinget heft kan være:

- Bore-/ladevansker
- Redusert salvelengde
- Delt tverrsnitt

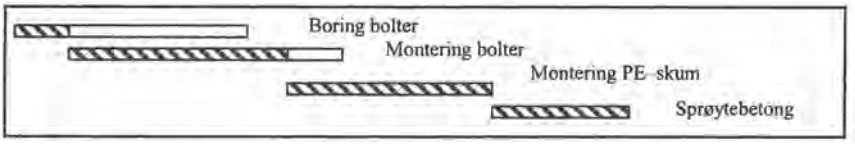
Faktoren vil avhenge av tverrsnitt, fjellkvalitet og de stedlige forhold ellers.

Innredning og komplettering

For vann-og frostsikring er kapasitet bare gitt for tunneler større eller lik T 8,5 (59,5 m^2). Kurvene kan forlenges ned til mindre tverrsnitt, type monteringsutstyr bør da vurderes.

Tidsbestemmende faktor vil variere med monteringsrekkefølge og organiseringen av monteringen og er derfor ikke antydet.

Eksempel på organisering av arbeidet:

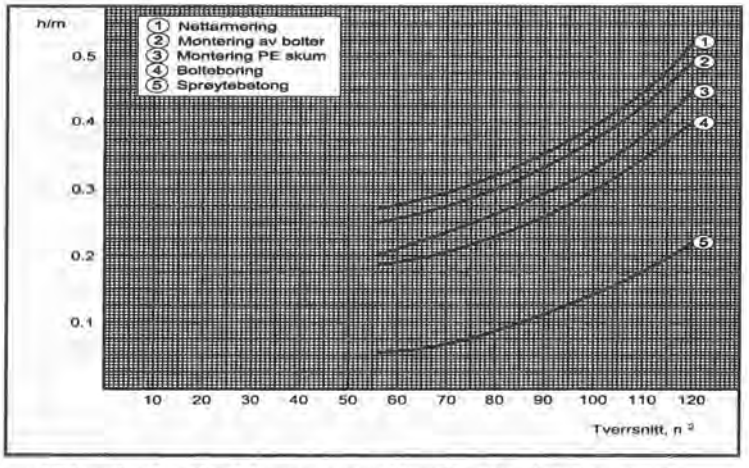


Figur 4: Skraverte områder viser hvor stor del av aktiviteten som er framriftsbestemmende.

Alle kapasiteter er skiftkapasiteter og tilfeldig tap er inkludert. Tilfeldig tap for etterarbeid ligger i størrelsesorden 20 –30%. Kapasitetstall er basert på tidsstudier.

Vann- og frostsikring deles i følgende hovedgrupper:

- PE – skumplater med brannsikring (sprøytebetong)
- Kombinerte løsninger med PE- plater i heng og veggelementer i betong (feks. Ekeberghvelv)
- Betonghvelv bestående av prefabrikerte betongelement



Figur 5: Kapasitet for ulike deloperasjoner ved kombinert løsning. Kapasitet for kombinasjonsløsninger bergenes ut fra hvilke delløsninger som inngår.

Kapasiteten vil variere med monteringsmetode og rekkefølge av monteringen. Kapasiteten er derfor angitt for de enkelte deloperasjonene. Aktiviteter som normalt ikke er tidsbestemmende er ikke inkludert. Aktiviteten med lavest kapasitet vil være tidsbetemmende. Kapasiteten kan økes ved å operere med flere lag for hver aktivitet.

Det er forutsatt bruk av optimalisert utstyr og høy treningseffekt. Forutsatt utstyr er:

- vakuumløfter for monteringen av betongelementer
- Plattformbil med løftearm for montering av PE- skumplater og armeringsnett
- Egen rigg for boring av bolter til PE- skum
- Montering av bolter fra egen rigg

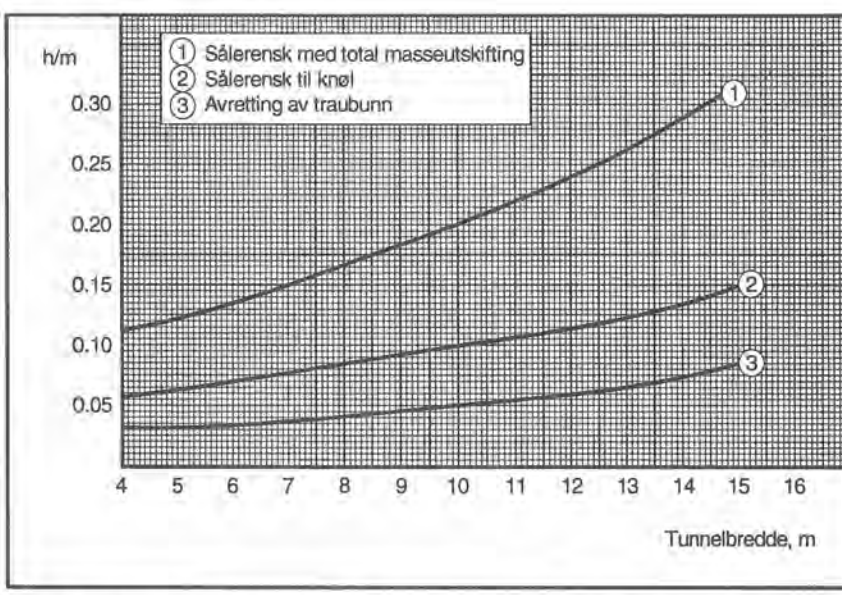
For svært små monteringsmengder må kapasiteten reduseres vesentlig fordi høyt mekanisert utstyr ikke er kostnadsmessig forsvarlig å benytte.

Kjørebane-kjøreveg

Underbygning

Alternativer er:

- Sålerensk med total masseutskiftning
- Sålerensk til knøl
- Avretting av traubunn



Figur 6:Tid til avretting av traubunn, sålerensk til knøl og sålerensk med total masseutskifting.

Drenering

- Stikkrenner. Lengde av hjeølpegrøft bestemmes ut ifra lekkasjemengde.
- Grøft, Inkludert tid til etablering av grøft med kummer og ledninger.

Det er ikke regnet ekstra tid til frostsikring av dreneringssystemet.

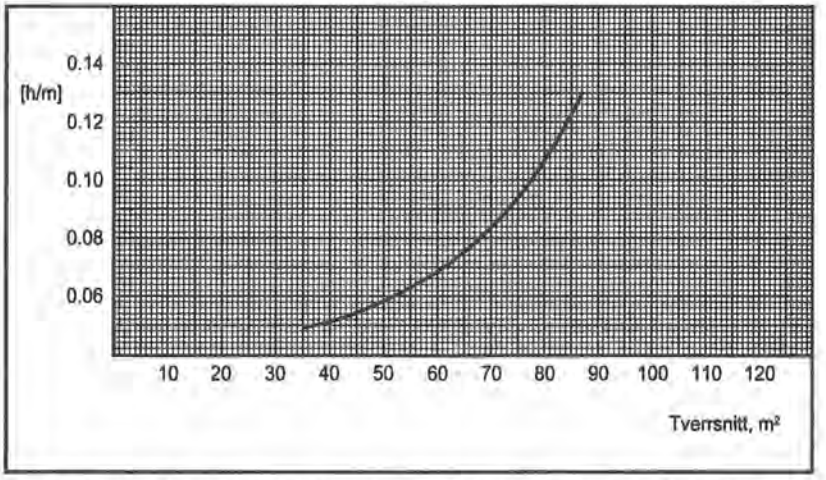
Overbygning
Kapasitet for disse alternativene:

- Frostsikring i vegkroppen
- Halv bredde av tverrsnittet: bærelag, forsterkningslag, drenslag
- Hel bredde av tverrsnittet: bærelag, forsterkningslag, drenslag
- Dekke

Elektroarbeid

Kapasitet for elektroarbeid inkluderer montering av:
- fellesanlegg
- ventilasjon
- belysning
- sikkerhetsutstyr
- overvåkning
- trafikkregulering

For undersjøiske og høy trafikkerte tunneler korrigeres kapasiteten med en faktor på 1,25.



Figur 7:Kapasitet for elektroarbeid : montering av fellesanlegg, ventilasjon, belysning, sikkerhetsutstyr, overvåkning og trafikkregulering

Eksempel på bruk av enhetstidsystemet

Eksemplet er hentet fra rapporten.

Det antas middels vanskelige forhold og geologisk betinget heft settes til 5 %.

Tunnelen er undersjøisk og det er antatt sonderboring underveis. Det er ikke satt av tid til kjerneboring.

TUNNELDATA		
Tunnellengde	l_{tunnel}	4474 m
Tunnellengde med vekseldrift	l_{veks}	0 m
Tunnelprofil		T8
Råsprengt tverrsnitt		56,1 m^2
Skiftordning		101 h/uke
Innredningstype		spredt PE-skum i helt profil
Innredningsmengde		50 % av tunnellengden

OPERASJON	**Mengde**	**Enhetstid** T_e	**Tidsbest. faktor** t_f	**Korr. faktor** k	**Tid** [h]
I. DRIVING					
Start driving					
Påhugg	4 uker	404 h	1,0		404
Innkjøring	4 uker	404 h	1,0		404
Driving	4474 m	1,35 h/m	1,0		6040
Vekseldrift	m	h/m	1,0		0
SUM I					6848

II. SIKRING					
Bolting	15659 bolt	0,2 h/m	1,0		895
Sprøytebetong	5324 m^3	0,165 h/m^3	0,2		176
Sprøytebetong som alt.	m	h/m	1,0		0
Forbolting	100 salver	3,2 h/salve	1,0		320
Sonderboring	22370 bm	0,018 h/bm	1,0		403
Kjerneboring	bm	h/bm	0,2		0
Injeksjon	4474 m	0,23 h/m	0,7	1,7	1225
Utstøping	100 m	4,9 h/m	0,7		343
Frysing	m		1,0		-
SUM II					3362
Geologisk betinget heft	5 %				168

III. INNREDNING						
Vann og frostsikring						
Betonghvelv	m		h/m			0
PE skum	2237 m		0,16 h/m	3,0		1074
Komb.løsning	m		h/m			0
Luftport	m		h/m			0
Kjørebane						
Underbygning	4474 m		0,17 h/m	1,0		761
Drenering	895	4474m	0,2h/m	0,25h/m	0,2	260
Overbygning	4474 m		0,08 h/m	1,7		609
Bankett	4474 m		0,03 h/m	1,0		134
Elektroarbeid	4474 m		0,065 h/m	0,5		145
SUM III						2983

SUM I +II +III +geolo.heft	13361 h
Total tid	133 uker
Andel driving	51 %

Vedlegg 1

	PROSJEKTRAPPORTER FRA ANLEGGSDRIFT, NTNU	Pris
1-81	SJAKTDRIFT	60
5-88	HALLER I FJELL	250
5-88	ROCK CAVERNS	250
8-88	VEGTUNNELER Sprengning- fullprofilboring	150
19-88	TUNNELUTSLAG UNDER VANN	250
19-99	UNDERWATER TUNNEL PIERCING	300
90	FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK Dr.ing. Arne Lislerud	500
18-92	KNUSING AV STEIN TIL ANLEGGSFORMÅL	250
20-93	MASSETRANSPORT MED LASTEBIL Kapasitet og kostnad	150
7-95	DRIVING AV LANGE LODDSJAKTER Konvensjonell sjaktavsenking	250
97	KONVENSJONELL DRIFT AV TUNNELER Dr.ing. Pål-Egil Rønn	500
15A-92	ANLEGGSMASKINER Kostnad, ytelse og driftskontroll	250
15B-92	ANLEGGSMASKINER Kostnadsregning	200
15C-95	ANLEGGSMASKINER Kostnadsliste	60
15D-94	ANLEGGSMASKINER Kostnadsindeks	150
10A-91	TUNNELSIKRING Bolting	150
10B-91	TUNNELSIKRING Sprøytebetong	150
10C-91	TUNNELSIKRING Full utstøping	150
4-79	TUNNELDRIFT Store tverrsnitt	120
17-91	TUNNELDRIFT Ventilasjon	250
22-94	TUNNELDRIFT Vanntunneler - utvidelse ved sprengning	200
2A-95	TUNNELDRIFT Sprengningsplaner	250
2A-95	TUNNELLING Blast Design	250
2B-95	TUNNELDRIFT Prognoser konvensjonell drift	250
2B-95	TUNNELLING Prognoses for Drill and Blast	250
2C-95	TUNNELDRIFT Kostnader konvensjonell drift	250
2C-95	TUNNELING Cost for Drill and Blast	250
2E-95	TUNNELDRIFT Vegtunneler - komplettering og innredning	300
2F-99	TUNNELDRIFT Enhetstidsystem for driving, sikring og innredning	350
16-91	FULLPROFILMASSER Materialegenskaper og anvendelse	150
1-94	FULLPROFILBORING AV TUNNELER	300
1C-96	FULLPROFILBORING AV TUNNELER Forenklet modell - inndrift og kostnad	100
00	HARD ROCK TUNNEL BORING Background and Design Dr.Ing. Amund Bruland	200
1A-98	HARD ROCK TUNNEL BORING Design and Construction	200
1B-98	HARD ROCK TUNNEL BORING Advance Rate and Cutter Wear	200
1C-98	HARD ROCK TUNNEL BORING Costs	200
1D-98	HARD ROCK TUNNEL BORING Geology and mapping	200
1E-98	HARD ROCK TUNNEL BORING Performance Data and Back-mapping	200
1F-98	HARD ROCK TUNNEL BORING The Boring Process	200
13A-98	BORBARHET Testmetoder	100
13A-98	DRILLABILITY Test Methods	100
13B-98	BORBARHETSKATALOG Katalog over borbarhetsindekser	300
13B-98	DRILLABILITY Catalogue of Drillability Indices	300
13C-98	DRILLABILITY Statistics of Drillability Test Results	250
14A-98	FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK Sprengning med restriksjoner	250
14A-98	ROCK BLASTING TECHNIQUE Blasting with restrictions	250
12B-98	STEINBRUDDSDRIFT Sprengningsplaner	250
12B-98	ROCK QUARRYING Blast Design	250
12C-00	STEINBRUDDSDRIFT Pallboring	250
12C-00	ROCK QUARRYING Bench drilling	250

SPRENGNING AV PHILIPS-BYGGET.

Explosives demolition of Philips-bygget.

Ingeniør Nils Ramstad
NOTEBY AS

SAMMENDRAG

Rivingen av det 15 etasjer høye Philips-bygget på Majorstua i Oslo ble foretatt ved en kombinasjon av svekking av betongvegger og dekker med utsparinger og bruk av små, inneborede ladninger med sprengstoff. Det ble plassert sprengstoff i 5 etasjer fordelt oppover i bygget og i tillegg ble bæresystemet svekket i 4 mellomliggende etasjer.

Sprengningen utløste en sammenrasning av bygningen slik at rivemassene kunne håndteres av en gravemaskin.

SUMMARY.

The demolition of a 15 storeys office block known as Philips-bygget at Oslo, Norway was carried out via a combination of preweakening and controlled explosive demolition. Explosives was placed at 5 floor levels throught the height of the building, with non explosive preweakening employed at 4 intermeddiate levels.

The collapsing structure substatially broke up on impact with the basement slab to a level which could then be cleared by excavator.

1. INNLEDNING.

NCC Eiendom kjøpte det gamle Philips-bygget (Sørkedalsveien 6) i den hensikt å restaurere eksisterende bygg til den standarden som kreves av et moderne kontorbygg. I tillegg ønsket man å bygge på 3 etasjer.

Etter en kritisk gjennomgang av bygget, ble det konkludert med at det ikke var aktuelt å restaurere eksisterende bygg:

- Lav takhøyde vanskeliggjorde installasjon av ventilasjonsanlegg, kabling for data og lignende som en leietaker forventer at er i orden i et moderne kontorbygg.
- Rominndeling var ikke hensiktsmessig etter dagens normer.
- Fundamenteringen for bygget var allerede på et kritisk nivå og tillot ikke at bygget ble tyngre enn det allerede var. Forsterkning av nåværende fundamenter ble vurdert som så komplisert at det i praksis var uaktuelt å sette i gang med det.

- Eksisterende bygg hadde hatt problemer med vannlekkasjer gjennom fasadene helt siden det var nytt. Dette skyldtes en konstruksjonsfeil. Problemet var så stort at man etablerte et system med innvendige takrenner. Eneste måten å rette opp dette problemet på, var å montere en helt ny ytterkledning på alle fasadene.

2. TRADISJONELLE RIVEMETODER

Konklusjonen ble derfor at eksisterende bygning burde rives, men hvordan river man et bygg på 15 etasjer der alle bærende bygningsdeler var oppført i plass-støpt betong? Følgende metoder ble vurdert:

- Riving ved hjelp av kran påmontert kule.
- Riving ved hjelp av gravemaskin.
- Demontering av bygget ved oppdeling i småbiter som kunne løftes ned med kran.

En kritisk gjennomgang av disse metodene avdekket følgende problemer/ulemper:

- Risiko for fallskader.
- Risiko for at fallende bygningsdeler kunne skade både egne arbeidere og tilfeldig forbipasserende.
- Vanskelig å beregne vekten på bygningsdeler som ble demontert og løftet ned med kran.
- Et område rundt bygget måtte avsperres av sikkerhetshensyn, noe som innebar sterkt redusert fremkommelighet for naboer og næringsdrivende.
- Riveprosessen ville ta 3-4 mnd.

3. RIVING VED BRUK AV SPRENGSTOFF

Denne metoden ble opprinnelig introdusert som en fleip, men den ble etter hvert mer aktuell fordi andre metoder ble vurdert som meget risikable. Mer seriøse undersøkelser ble derfor igangsatt og det kom for en dag at riving av bygninger ved hjelp av kontrollert sprengning regnes som en meget sikker og rask metode. Hele bygget er nede i løpet av 5 sekunder og fjerning av rivemassene etterpå tar ca. 1 mnd.

Firmaet Controlled Demolition Group ltd. ble kontaktet. Dette er et spesialfirma med base i England og det utfører riveoppdrag over hele verden. De kom på befaring i oktober 1999 og vurderte rivingen av Philips-bygget til å være en middels vanskelig jobb. Ledelsen i NCC ble invitert til en sprengning i Sheffield og var meget fornøyde med det de fikk se. Prosjektansvarlig og HMS ansvarlig hos NCC Bygg, en representant fra DBE, to representanter fra Majorstua politistasjon og undertegnede reiste deretter til Hackney i London for å delta på en sprengning og også følge de siste forberedelser og sikringstiltak. Riveobjektet her var en boligblokk i 20 etasjer med meget kort avstand til nabobygg og en nedgravd gassledning med diameter på 60 cm rett ved siden av riveobjektet.

Det gikk bra! Dermed var det bare å reise hjem og starte forberedelsene for fullt.

4. UTFØRELSE, FORBEREDENDE ARBEIDER

Bygget ble tømt for alt som ikke var betong. Materialene ble sortert for gjenvinning. Rivematerialer som var egnet for gjenbruk, ble tatt spesielt vare på. Store mengder av rivematerialet ble levert til Miljøvernforbundet for gjenbruk. All asbest som var i bygget, ble sanert.

Bilde 1. Vindusglass knuses bak duken og samles på bakken.

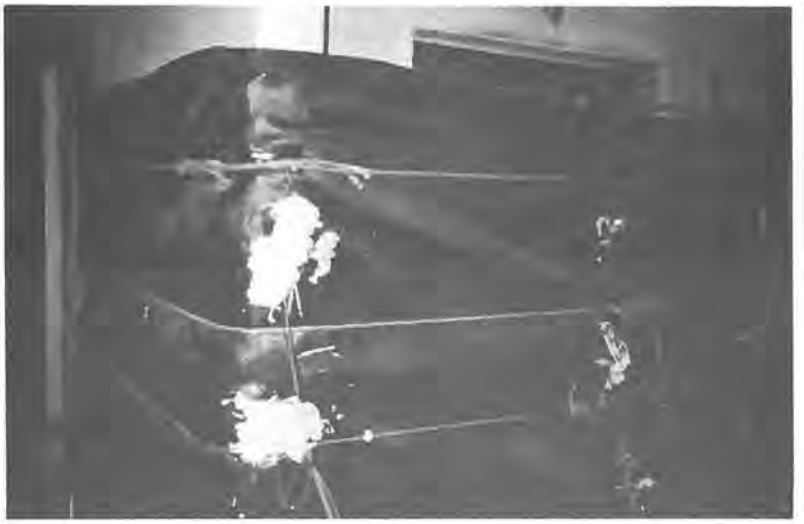
Gjenværende betongkonstruksjoner blir svekket ved at det ble meislet ut større partier etter grundige statiske beregninger.

Bilde 2. Svekking av betongvegger.

For å kartlegge styrken på betongen og derigjennom få et grunnlag for å beregne nødvendig ladningsstørrelse, ble det gjennomført en liten testsprengning. Den skjedde i kjelleren ca. 14 dager før selve nedsprengningen.

Selve nedsprengningen ble bestemt til søndag 30. april kl. 12.00. Ladearbeidet hadde da pågått i 3 dager. For å hindre at uvedkommende tok seg inn på byggeplassen mens ladearbeidet pågikk, ble det satt opp et 2 m høyt gjerde rundt bygget før ladearbeidet tok til. Det ble i tillegg etablert et døgnkontinuerlig vakthold som var i drift helt til nedsprengningen skjedde.

Sprengstoffet ble plassert i borhull i vegger og søyler i 5 etasjer i bygningen. Det var kjeller, 1. etasje, 5. etasje, 9. etasje og 13. etasje. Ladningsmengden ble bestemt etter prøvesprengningen og total ladningsmengde var antatt å bli mellom 75 og 100 kg sprengstoff. Virkelig ladningsmengde ble 62 kg fordelt på 35 kg 40 gram og 60 gram detonerende lunte og 27 kg dynamitt. Til opptenning ble det benyttet Non-el. Totalt antall ladninger var ca. 1000 stk. Alle ladninger ble innstøpt i borehull i vegger og søyler. I veggene ble hullene boret horisontalt i veggens lengderetning med 3 hull i høyden. Alle etasjer ble detonert på samme startintervall, men med forsinkere i etasjeplanet.



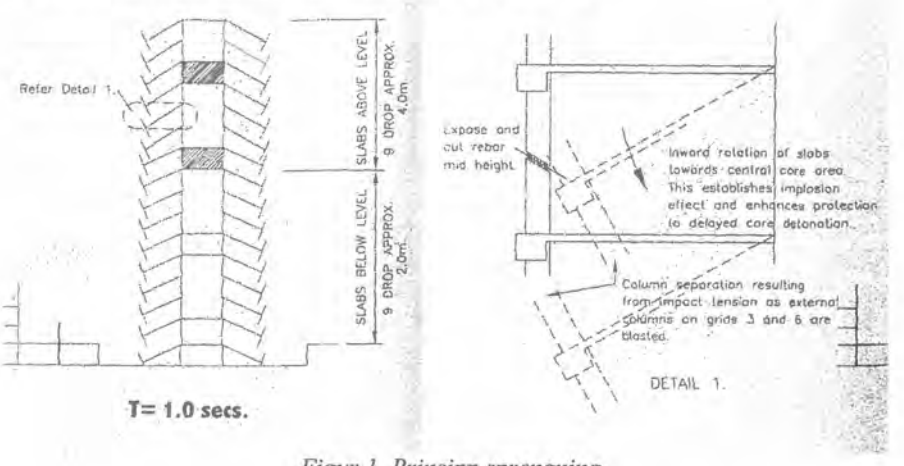
Bilde 3. Innstøping og dekking av ladninger.

Alle veggelementer med sprengstoff ble sikret med nettinggjerde og geotekstil for å unngå sprut. Alle søyler ble i tillegg sikret med bølgeblikk. Fasadene ble i tillegg sikret med geotekstil for å fange opp eventuell sprut.

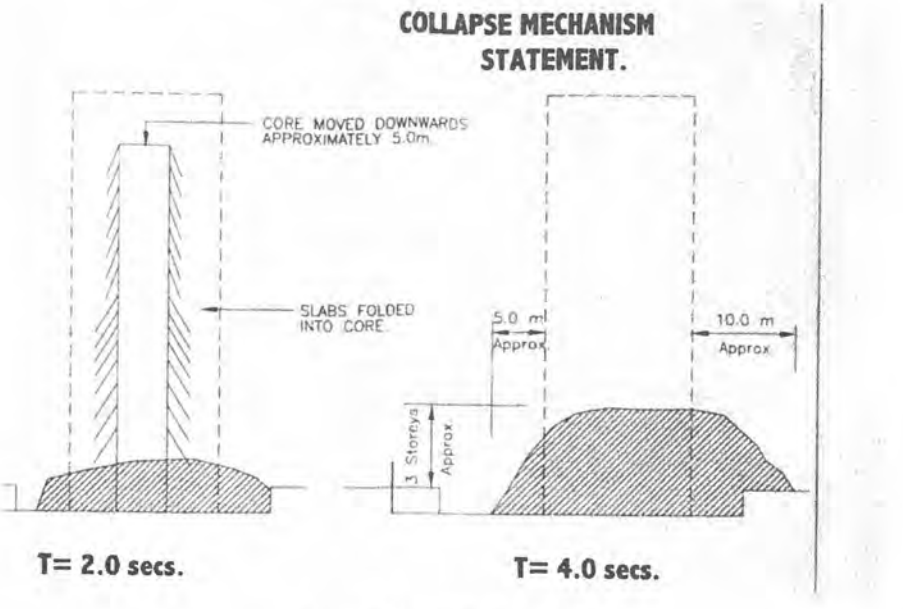
5. RIVEMEKANISMEN

Hele prinsippet for riveprosessen er at de bærende delene i bygningen svekkes ved at deler av betongen meisles vekk. Denne svekkingen skjer etter en nøye beregnet plan som er basert på en kombinasjon av byggets statiske egenskaper og lang erfaring. Det er viktig at bygget ikke svekkes så mye på forhånd at det kan rase sammen ved for eksempel kraftig vind. Sprengstoffets funksjon er å gi bygningen den ekstra svekkelsen som skal til for at den bryter sammen. Nedknusingen av de ca. 12000 tonnene med betong som Philips-bygget besto av, var det bygningens egen tyngde som sørget for.

Resultatet ble en pen betongrøys som hadde en høyde tilsvarende et 3 etasjes hus og en grunnflate som strakk seg 5-10 m utenfor det som tidligere var høyblokka.
Sikringsgjerdet rundt bygget var uskadet etter sprengning.



Figur 1. Prinsipp sprengning



Figur 2. Prinsipp sprengning

5. TILTAK MOT NABOBYGG

Avstanden til fjell er ca. 40 m. Grunnforholdene er silt og til dels bløt leire. Flere av nabobyggene er direktefundamentert. Colosseum kino (Sørkedalsveien 6) har en skjevsetning på ca. 45 cm. Kuppelen består av et betongskall som er bare 8 cm tykt på toppen.

Et usikkerhetsmoment var hvor stor energi 12000 tonn med betong ville tilføre grunnen og hva dette kunne medføre av markvibrasjoner og komprimeringseffekt. For å ha kontroll med eventuelle setninger, ble det montert ca 70 setningsbolter. Colosseum kino var det bygget som var mest utsatt for markvibrasjoner og for å dempe vibrasjons-forplantningen, ble det etablert spuntvegg mot Colosseum.

Det ble montert vibrasjonsmålere på alle nabobygg og i Colosseum kino ble det også montert triaksielle vibrasjonsmålere på kuppelen, både nederst og i toppen. Det ble også montert målere i bakken på begge sider av spuntveggen for å dokumentere hvilken dempningseffekt den hadde. Resultatet av målingene er vist i nedenstående tabell.

Måle -pkt nr.	**Adresse**	**Lokalisering**	**Ca. min. avstand fra røys**	**Måledata (svinge-hast., mm/s, peak)**		
				v_z	v_x	v_y
1	Sørkedalsveien 1	Yttervegg, NV hjørne		1,5		
2	Sørkedalsveien 3	Yttervegg, NV hjørne		7,4		
3	Sørkedalsveien 5	Yttervegg, SV hjørne		6,4		
4	Sørkedalsveien 8	Kjeller, vegg mot SØ, midt på		25,0		
5	Sørkedalsveien 8	På drivstofftank		34,0	11,4	8,8
6	Fr. Nansens vei 8	På fortau		11,6		
7	Fr. Nansens vei 8	Yttervegg, NØ hjørne, midt på		5,8		
8	Fr. Nansens vei 8	Øvre trabulant, mot NØ		6,5	4,8	4,3
9	Fr. Nansens vei 8	Øvre trabulant, mot SV		5,3	4,8	4,5
10	Fr. Nansens vei 8	Topp kuppel		4,3	12,4	8,1
11	Sørkedalsveien 6 (Philips-bygget)	Innsiden av spuntvegg mot SV		31,5		
12	Sørkedalsveien 6	Utsiden av spuntvegg mot SV		17,3		

Måleretninger: v_z – vertikalt

v_x – horisontalt NØ-SV

v_y – horisontalt NV-SØ

Tabell 1. Måledata

Resultatet av vibrasjonsmålingene ble at spuntveggen hadde en merkbar effekt og at vibrasjonsnivået totalt sett var akseptabelt. En interessant effekt var at kuppelen på Colosseum kino hadde større bevegelse horisontalt enn vertikalt.

Kontrollmåling av setninger viste at det ikke hadde oppstått setninger i noen av målepunktene.

Alle nabobygg ble besiktiget både utvendig og innvendig før sprengningen for å dokumentere tidligere bygningsskader. Søndag 30.04. ble i tillegg alle fasader som vendte mot Sørkedalsveien 6, filmet for å få en detaljregistrering av støv og eventuelle nye skader.

Det ble etter sprengningen ikke påvist en eneste bygningsskade som følge av vibrasjoner. Den eneste skaden som oppsto, var to knuste vinduer i Sørkedalsveien 8.

7. TANKANLEGG STATOIL, SØRKEDALSVEIEN 8

Drivstofftankene på bensinstasjonen til Statoil ble vurdert som et problem fordi de var av glassfiber. De lå i løsmassene uten noe oppsamlingsbasseng under. VERA, som hadde levert tankene, opplyste at selv små deformasjoner kunne medføre at de sprakk. Fra et stabilitetssynspunkt ville det derfor være gunstigst at de var omtrent halvfulle med væske ved sprengning. Konsekvensen av å få drivstoff ut i grunnen og sannsynligvis også inn i byggegropa, ville være så stor at det ble valgt å tømme tankene og fylle dem med nitrogengass for å redusere eksplosjonsfaren.

Etter sprengningen ble tankene trykkprøvd i 16 timer. Denne trykkprøvingen ble utført i regi av Statoil. Trykkprøvingen avdekket lekkasje på dieseltanken, de andre var tette. Dieseltanken ble derfor frigravd og de enkelte delene ble testet for seg. Lekkasjen ble da lokalisert til et lite hull på sugeledningen rett under drivstoffpumpa. Denne pumpa står i enden av stasjonen lengst fra Sørkedalsveien 6 og det var åpenbart at lekkasjen ikke hadde noe med rivingen av Sørkedalsveien 6 å gjøre.

7. NABOER, SIKKERHETSKONTROLL

Alle naboer mottok skriftlig informasjon om det som skulle skje og det ble holdt flere informasjonsmøter.

Det ble etablert en sikkerhetssone rundt Philipsbygget, noe som innebar at totalt ca. 160 leiligheter med 243 beboere ble tømt. Av disse ble ca. 150 ble innlosjert på Majorstua skole.

Eldre og funksjonshemmede fikk hjelp av Falken for å komme til Majorstua skole.

Tilstøtende gater ble stengt mens sprengningen pågikk.

Ingen tog inn til Majorstua stasjon da sprengningen skjedde.

Luftrommet over Majorstua blir stengt for fly- og helikoptertrafikk i en radius på 1000 m.

Tyngre anleggsmaskiner sto klare til å rydde gatene dersom det mot formodning blir nødvendig.

Brannbil og ambulanse sto klar.

Figur 4: Kart med sikkerhetssone

8. KONTROLL MED SIKRINGSTILTAKENE

Hele evakueringen ble ledet av Majorstua politistasjon. Det var også de som bestemte størrelsen på sikkerhetssonen i samarbeide med Direktoratet for Brann- og eksplosjonsvern. Totalt deltok nesten 40 vakter fra politiet og et privat vaktselskap i evakuering og vakthold i tillegg til entreprenørens egne kontrollmannskaper.

På rivedagen ble det opprettet en egen kommandosentral med nøkkelpersoner som hadde radioforbindelse til alle vaktposter og også kjente prosjektet så godt at beslutninger kunne tas umiddelbart.

9. RESULTAT

- Sprengningen var meget vellykket.
- Personskader — ingen
- Materielle skader — to knuste vinduer
- Vibrasjoner — som forventet
- Setninger — ingen

Metoden viste seg å være både arbeids- og tidsbesparende og kan absolutt anbefales på høye bygg.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2000

ANVENDT BERGMEKANIKK HAR SPART EN MILLIARD PÅ HEIDRUN

Applied rockmechanics saves one billion kroner at the Heidrun oil field

Dr.ing. Gisle Stjern, Statoil, siv.ing. Per Horsrud, Statoil, siv.ing. Arild Agle, Statoil

Sammendrag

På tross bruken av inhibitivt borelam med høy egenvekt og store pumperater har det tidligere vært vanskelig å oppnå tilfredstillende hullrensing under boring av brønner på Heidrunfeltet, Haltenbanken. Typiske problemer har vært store mengder "cavings" (sprakefragmenter), avpakninger i brønnen med tap av sirkulasjon til formasjonen som resultat. Dette førte til store forsinkelser med ferdigstillelse av brønner og et stort undersøkelsesprogram ble derfor iverksatt for å finne årsak og ikke minst løsning på de problemer som var erfart.

Studiet som omfattet utvidede geofysiske logginger i flere brønner og kjernetaking av den antatt svake lavdensitetssonen i Brygge-formasjonen med påfølgende bergmekanisk testing avdekket flere overraskende resultater; Den antatt svake lavdensitetssonen hadde en styrke som var 2-3 ganger høyere enn normaldensitets-materiale. Kjernetakingen avdekket også at Brygge-formasjonen er gjennomsatt av in-situ knusningssoner, hvor materialet i en slik knusningssone til forveksling kan tolkes som "cavings". "Cavings"-observasjoner tolkes som en kollaps av hullveggen, og dette stabiliseres normalt med en økning i slamvekt. I dette tilfellet vil økt slamvekt kun føre til økt inntrengning av boreslam med tilhørende redusert stabilitet.

Forståelsen av problemet har medført endret strategi for boring (ikke styring) gjennom de typisk problematiske tertiære leirer på Heidrun, videre er slamdesignet sterkt endret både med hensyn på slamvekt, rheologi og saltgehalt.

Undersøkelsesprogrammet har kostet 8 millioner kroner i direkte utgifter. Typiske boreparametre som m/dag og kr/m viser at brønner som er boret etter endrede strategier og med nytt boreslam i snitt er 20 millioner kroner billigere per brønn (ikke hensynstatt tidligere og økt produksjon). Heidrunfeltet har omkring 50 brønner igjen å bore, som resulterer i en prediktert total reduksjon i borekostnader på 1 milliard.

Summary

Despite the use of inhibitive water-based mud (KCl), high pump rates to obtain good hole cleaning and relatively high mudweight, problems with cavings, pack-offs and lost circulation persisted when drilling Tertiary clay formations in the Heidrun field offshore Mid-Norway. A study was therefore initiated, including extensive data collection (logging and coring of the shale) and subsequent core testing, data analysis and evaluation of field experience.

The study showed that the major problem zone was not the low-density zone as

anticipated. However, the core revealed a fractured and crushed zone, which was eventually found to be the main source of the problem. The study has resulted in a new strategy. An improved borehole stability model has been established, and the mud and operational strategy has been revised. The mudweight has been reduced, the salt content of the mud has been reduced, and good hole cleaning is obtained through a low-viscosity mud which is kept close to turbulent flow. Furthermore, wells are now planned without steering in these formations, if possible.

An economic evaluation of the study was also performed, showing a substantial benefit/cost ratio. So far, the cost reduction for an average well is close to 20 MNOK (ca. 2.5 million USD). With more than 50 wells left to drill in the field, the potential for cost-saving is large. Additionally, there is a huge and non-quantified effect from accelerated production.

Introduction

General field information. The Heidrun field was discovered in 1985 and is located in the Haltenbanken area (Fig. 1) offshore Mid-Norway. The field is developed with a Tension Leg Platform (TLP). The platform is anchored to the seabed at 350 m depth using 16 tension legs made of steel. The production and injection of excess gas is performed using wells drilled through a template located on the seabed directly underneath the platform, while water injection is performed through two separate satellite templates in addition to platform injection wells.

At production start in October 1995, ten wells were pre-drilled; nine producers and one gas injection well. According to the current well plan, continuous drilling of new wells will continue until the end of 2014. At present there are 20 oil-production-, 8 water injection- and one gas injection well completed on the field.

The Heidrun field is situated in an environmentally vulnerable area, and drilling was accepted only with water based mud. A KCl-mud has been utilized throughout the drilling phase. The inhibitive KCl-mud systems used have been governed by possible reactive clay formations above the reservoir. As the field is developing, present and future wells are predominantly extended-reach (ERD) wells with sail angles of typically 55-70° (in the 17 1/2" and 12 1/4" sections).

Fig. 1 — Field location map offshore Norway.

Background and scope. During drilling of the first wells a high viscosity mud with a relatively high KCl-content was used. Experience from the pre-drilled wells showed large problems with pack-offs and lost circulation during drilling, typically in the Lower Tertiary (Brygge, Tare and Tang) formations. This was believed to be caused by hole instability, possible thief-zones and poor hole cleaning, despite a pump rate which was typically some 6,000 l/min in the 17 1/2" and 12 1/4" hole sections. A typical response during drilling was to increase the mudweight due to large amounts of cavings reported over the shakers.

As the TLP production drilling started in 1995 the same experience was gathered with troublesome drilling in the Tertiary clay formations. In early 1997 a study was therefore initiated by the drilling department in order to improve hole stability predictions for future wells.

Questions were also raised whether this was a hole instability problem or not, because cavings over the shakers were still reported on several occasions where the mudweight was raised. In addition there was normally no problem running the casing, despite the reported cavings. Another question which was raised: could the high KCl-content in the mud (170-180 kg/m^3) contribute to destabilize the formations?[1]

The study was planned in three steps:

1. Background study and experience summary to decide coming project strategy/work.
2. Extensive logging in three different wells.
3. Coring with subsequent testing of mechanical properties of the clay.

This paper reports key findings and conclusions from the study.

Shale coring and data collection

The background study revealed that there most likely was a thief zone in the Intra Brygge formation. This was also supported by density logs from A-36, showing a bulk density as low as 1.60 -1.70 g/cm^3.

It was decided to perform the project data acquisition in three wells. These wells were A-28, A-22 and A-40, all with different azimuth directions throughout the field, and typically a sail-angle of 45-50° in the troublesome Brygge, Tare and Tang (BTT) formations.

Logging. In the first well (A-28) a 6-armed caliper, multi array sonic log (shear and compressive waves) together with temperature and density logs were run.

The caliper log revealed some key-seating on the low/high-side of the well, but no breakouts. Washouts exceeding the maximum tool response (20") at several locations were observed. An extract of the caliper log from A-40 is shown in Fig. 2.

The density log confirmed earlier findings. Previous wells were examined to determine if the depth of the low-density zone was correlateable throughout the field. The zone appeared to be approximately 30-40 mTVD into Brygge, and it was decided to cut a core in well A-22 at that depth.

In addition it was decided to run the same logging programme to be able to correlate logs with core afterwards.

Coring. To have a reasonable possibility to hit the low density zone it was decided to run two core trips of 90' core barrels. Before coring all involved personnel was informed about the background for this work and also the importance of obtaining intact core material for later testing.

23.5 m were cored in the first run and 21.7 m recovered. 16.5 m were cored in the

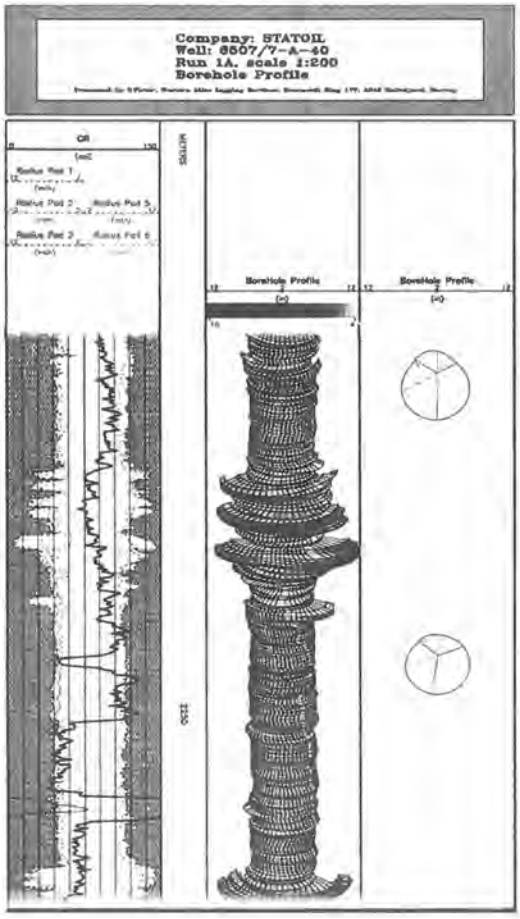


Fig. 2 — Caliper log extract from well 6507/7-A-40.

second run and 6.5 m recovered. Both core-runs were stopped on clear indications of jamming.

The cores were carefully retrieved with reduced tripping speed the last 500 m, and 5 min. per stand the last 100 m. The cores were cut in one meter lengths, chips were taken at both ends and described by the wellsite geologist. The core barrels were topped up with diesel to avoid any further mud contamination or air exposure and were then sent to the laboratory for further testing.

Visual inspection revealed a core with varying diameter, caused by stringers and low ROP which resulted in grinding of the core as the core head was undulating on the stringers. Samples collected along the core showed that the density log was giving correct values.

Visual inspection of the cores showed continuous length of intact rock, and some zones which were heavily fractured (see Fig. 3). Inspection of zones with crushed material showed that this material was in-situ crushed/faulted with a lot of slicken-sided material. Washing of these samples revealed material look-alike with cavings reported over the shakers during

drilling. This material was splintery, with sharp edges. A question was raised if this in-situ crushed material was just flushed/washed away from the formation, without having been degraded by the bit and bottom hole assembly. Most surprising was the finding that the low-density clay was the most intact and homogeneous material of the core.

Analysis of the 6-arm caliper and density logs showed similar results as in previous wells. However, the location of the washouts was not correlateable neither to formation nor depth. Analysis of drilling operations, such as pump rate and steering interval, did not show any correlation with the presence of washouts.

Fig. 3 — Photograph of core material from 2324-2325m MD RKB.

Cuttings. The data collection programme also included sampling of drill cuttings. This was done at 10m intervals, storing the cuttings soaked in the drill mud. Although the water based mud would probably interact with reactive clays, these changes would have occurred already as the cuttings reached the rig floor. Previous work had shown that no further effect on the cuttings would occur when storing the samples in the mud prior to laboratory testing.[2]

Sonic measurements were performed on the rig, using the Continuous Wave Technique.[2] The results from these measurements, compared with the sonic log values, are shown in Fig. 4. As shown by the figure, the CWT measurements consistently underestimate the logged P-wave velocity. There are a number of possible reasons for this, and an exhaustive discussion of error sources is given in Ref. 2. Since this is a deviated well, one could also suggest that velocity anisotropy could be a contributing factor. However, the difference is much larger than the anisotropy found in the laboratory core testing. Although the general trend seems to be reflected in the lower part of the figure, it appears that the cuttings are too much damaged when using PDC bits.

Shale characterization

Samples from selected reference depths of the cores were run through an extensive testing programme, including a number of petrophysical and rock mechanical characterization tests (mineralogy, density, porosity, pore size distribution, cation exchange capacity, specific surface area, consolidated-undrained triaxial tests etc.). Further description of the tests and the procedures can be found in Ref. 3.

The gamma, density and sonic logs for the cored interval are shown in Fig. 5. Indicated on

this figure are also the depths where core samples were tested. Table 1 presents some key parameters from the three depths. Following is a brief summary of the characteristics of the tested core depths.

Table 1–Measured shale properties			
	2312.2 m (MD RKB)	2322.7 m	2339.5 m
Porosity (%)	46.4	27.8	43.2
Bulk density (g/cm^3)	1.72	2.26	1.97
Uniaxial compressive strength (MPa) (estimated from triaxial tests)	18.1	10.3	11.3
Young's modulus (GPa)	2.4	1.9	2.1
Cation exchange capacity (meq/100g)	37.0	43.0	39.1

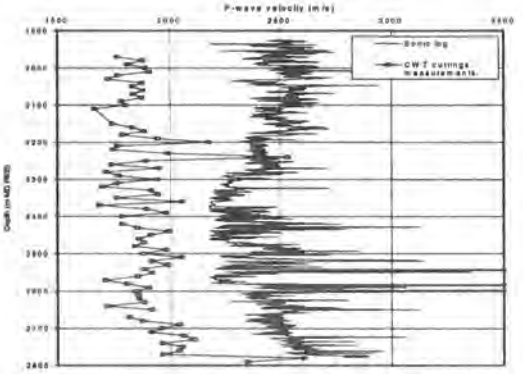


Fig. 4 — Comparison between P-wave velocity from wireline log and CWT measurements on drill cuttings.

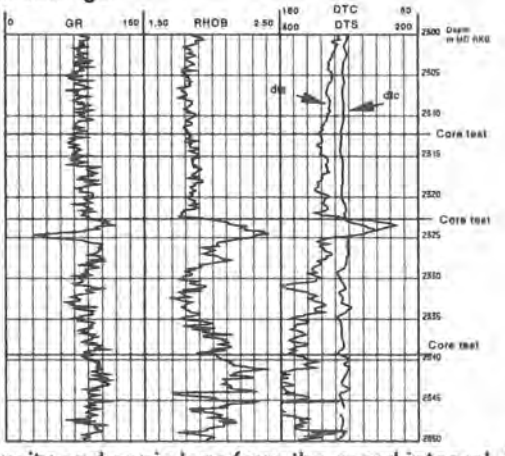


Fig. 5 — Gamma, density and sonic logs from the cored interval, including core test depths.

2312.2 m MD RKB. This depth was selected for testing because it represented the low-density interval. The density of the core was measured to 1.72 g/cm^3 which agreed reasonably well with the density log value of 1.82 g/cm^3. This was believed to be a potential problem zone because of the low density, high porosity (46%) and hence an expected low strength. Quite surprisingly, the core at this depth appeared relatively easy to handle and drill in the laboratory, and the strength was much higher than expected from comparison with shales of similar properties.

This apparent discrepancy suggests that the shale at this depth is non-typical, with some features which causes it to deviate from a "normal" shale. The bulk density estimated from X-ray diffraction (XRD) mineralogy was 2.08 g/cm^3, suggesting that there is non-crystalline (amorphous) low-density material present in the rock. To correct the above density to the measured or logged density requires a significant amount of a low-density constituent (almost as much as 50% of the solid material if we assume 1.9 g/cm^3 for the amorphous mineral). Further analyses by Environmental Scanning Electron Microscopy (ESEM) revealed that the rock at this depth contained an abundance of siliceous microfossils (diatomites, radiolarians etc.). This skeletal material is characterized by a high porosity and low density (Fig. 6) which may still display a considerable strength. This is due to dissolution and cementation effects occurring with compaction and burial. Silica is probably important in the cementation of the material (silicic acid), contributing to the unexpectedly high strength, but due to the high natural silica content it is difficult to single out the cementing agent.

It is also possible that the porosity is underestimated when drying the samples. This is possible if porosity is isolated in the microfossil skeletons. To test this hypothesis, a sample was crushed before further drying. However, there was no additional water loss after crushing. The major mechanism contributing to reduce the density is therefore believed to be the presence of low-density amorphous minerals.

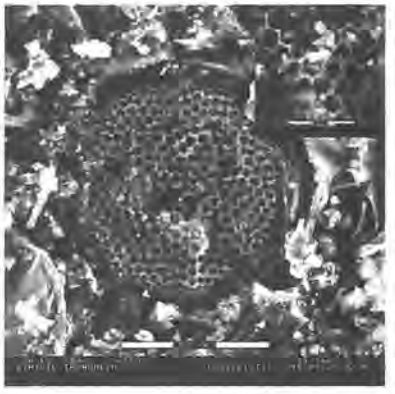


Fig. 6 — Scanning Electron Microscopy image of a sample from 2313 m MD RKB showing a siliceous skeleton.

2322.7 m MD RKB. The rock at this depth had "normal" properties when comparing strength, density, porosity and acoustic velocities. The X-ray diffraction analysis revealed a relatively high calcite content (51.5%), suggesting that this was sampled in a calcite stringer. This was supported by the response of the sonic and density logs, which both had a peak just

below this core depth. There was a difference between the measured and logged density (2.26 vs. 1.97 g/cm^3). This is probably due to a steep density log gradient. Note, however, that scanning electron microscopy revealed that microfossils are present also at this depth, although much less abundant. The density predicted from XRD-analysis was 2.31 g/cm^3, which is fairly close to the measured value (2.26 g/cm^3).

2339.5 m MD RKB. At this depth the core had a high total clay content (85.6%) measured by XRD, and roughly the same strength (11.3 MPa) as the above reference depth. The high clay content is mainly due to a high content of mica/illite (53%). The shale at this depth agreed reasonably well with expected trends, i.e. the strength and other mechanical properties could be estimated with reasonable accuracy from e.g. sonic log values. Again the ESEM analysis showed the presence of microfossils. The density predicted from XRD-analysis was in this case 2.06 g/cm^3, compared to the measured value of 1.97 g/cm^3. The discrepancy is thus much less at this depth, but some effect of the microfossils is still present.

Borehole stability model

Collapse model. There are two elements which are required for a complete borehole stability model: estimation of the collapse pressure or the mudweight required to prevent shear failure, and the fracture gradient or mudweight which should not be exceeded to avoid mud losses. The input required for a borehole stability model includes in-situ stresses, pore pressure and rock strength.

The model used to estimate shear failure is a simple linear elastic model, using the Stassi d'Alia failure criterion. This is a spreadsheet model which is used routinely in Statoil. The Stassi d'Alia failure criterion is written as

$$(\sigma_1-\sigma_2)^2+(\sigma_2-\sigma_3)^2+(\sigma_3-\sigma_1)^2=2(C_o-T_o)(\sigma_1+\sigma_2+\sigma_3)+2C_oT_o \quad \ldots\ldots(1)$$

Note that the tensile strength (T_o) is commonly set equal to zero. This is recommended to avoid unexpected and peculiar effects which may occur if the tensile strength is increased.

This criterion probably overestimates the significance of the intermediate principal stress (σ_2), but to improve the collapse predictions, the criterion was calibrated against experienced collapse problems in two wells.

In situ stresses and pore pressure.

Overburden. A selection of vertical exploration wells with good areal spread was used to provide density logs for estimation of the overburden gradient. The density logs from these wells were quality checked by removing regions with large washouts and/or large corrections resulting in abnormal density values.

The trend from 1000 m and down is essentially the same for all of these wells, with a low density zone appearing at 1800-2000 m. Thus there is a general trend which can be used for the entire field (Fig. 7).

The resulting density log has a relatively high density also above 1000 m (2.1-2.2 g/cm^3). This is higher than what is normally assumed. The topsoil offshore Mid-Norway seems to have higher density, probably due to slower deposition and glacial loads.

This common density log was then integrated, resulting in the overburden gradient for the field.

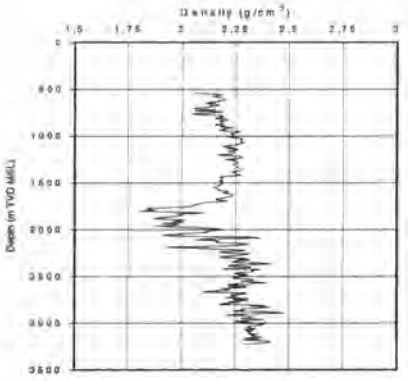


Fig. 7 — Density log for estimation of overburden stress.

Horizontal stresses. Recent work on image logs from Heidrun and other fields offshore Mid-Norway[4] has concluded that stress induced failures are generally found only at depths below 3000 m. This is based on analyses of both caliper logs (breakouts) and image logs (drilling induced fractures). The general stress orientation trend for the deep sections is 100-120° NE, which is believed to be the general stress trend for Heidrun as well. The fact that no stress-induced failures are observed at shallower depths does not necessarily imply that the horizontal stresses are equal. It does however suggest that the horizontal stress anisotropy is small. This is confirmed from drilling experience, as no particular directional trend has been found.

Since horizontal stress anisotropy is likely to be small or absent, the problem is reduced to determination of one horizontal stress magnitude. The data set used for this evaluation included both extended leak-off tests (XLOT) and more conventional leak-off tests (LOT). For both test types, the last recorded pressure in the shut-in phase has been used to establish a final shut-in pressure (FSIP) and a horizontal stress trend based on these points. In most cases where testing is done in low-permeability rocks like shale, this value will be more or less higher than the actual horizontal stress. The reason for this is that in a low-permeability rock, the fracture is most likely not closed at FSIP. Another reason is that in a conventional LOT, the fracture is normally too short to penetrate the stress concentrations close to the borehole.

Pore pressure. Gamma ray and sonic velocity logs from exploration wells (true vertical velocity) and sonic logs from the wells A-28, A-22 (deviation 45°) were used to determine possible over-pressured zones. This showed pressure anomalies starting in lower Kai and reaching a top in the Tare/Tang interface, with an assumed linear decline in the Cretaceous Springar down to reservoir pressure in the reservoir (see also Fig. 9). The prediction methods are based on the theory of undercompaction of continuous and homogeneous formations, where differences in porosity reflect changes in pore pressure.

However, the logs (sonic, density, gamma) and XRD on cuttings revealed material of different characteristics which should indicate that the theory can not be used with one normal trend. Instead, one normal gradient for each type of material should be established. This was however not pursued.

As a practical measure to define the pore pressure curve, a lower envelope curve for mudweights used for the exploration wells on the field was defined. Exploration wells are

normally drilled as close to the pore pressure as possible. Following this strategy a new pore pressure curve was established for the field with some decrease compared to the previous version.

Rock strength. Based on previous testing of a number of shale cores, a database and a set of correlations between various properties of shale have been established.[5] This includes correlations between sonic compressional velocity and mechanical properties of the shale. Such correlations enable prediction of shale mechanical properties from logs. One of the purposes with the core testing reported above was to see if the developed correlations could be used with confidence also at Heidrun.

Shales tend to be anisotropic in their properties due to the natural lamination of the rock. This anisotropy is also reflected in the acoustic velocities of the shale. For the Heidrun samples, the horizontal P-wave velocity is typically 5-10% higher than the vertical P-wave velocity. The correlations are all based on the P-wave velocity normal to the bedding. Since well 6507/7-A-22 is an inclined well (45° at the depth of coring), the logged P-wave velocity should not be used directly in the correlations. However, by assuming a 10% anisotropy and a travel direction along the well for the acoustic wave, the corresponding vertical P-wave velocity can be estimated for a given inclination. Fig. 8 shows the uniaxial compressive strength estimated from these velocity values.

The logs suggest (Fig. 5) that the investigated interval (2300-2350 m MD RKB) is relatively homogeneous, except for the calcite stringer around 2322-2325m. Some variations in the density log appear in the lower 25m. This part of the core had several sections of rubble or core which could not be removed from the liner due to volumetric expansion. The apparent homogeneity in the upper part of the core is, however, not reflected in the strength measurements. The "abnormally" high strength at 2312 m is not picked up by any of the logs or expected correlations. Although there is some uncertainty related to possible depth shifts between logs and cores, this can not explain the large discrepancy. It is obvious that this abnormality is explained by the solid constituents of the rock itself, resulting in a low density and high porosity rock which is still well cemented. Whenever apparent anomalies are discovered, it is thus important that these layers are investigated more in detail.

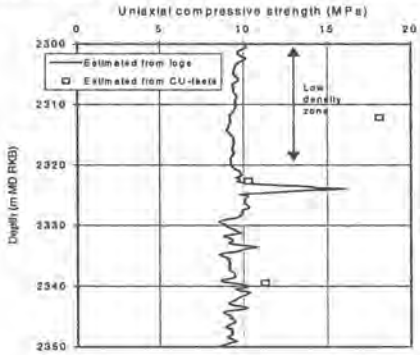


Fig. 8 — Uniaxial compressive strength predicted from the correlation with sonic P-wave velocity. Estimates from consolidated-undrained (CU) triaxial tests are included for the three tested depths. These are based on several CU-tests at different confining pressures, extrapolating back to zero effective confining pressure using a linear failure criterion.

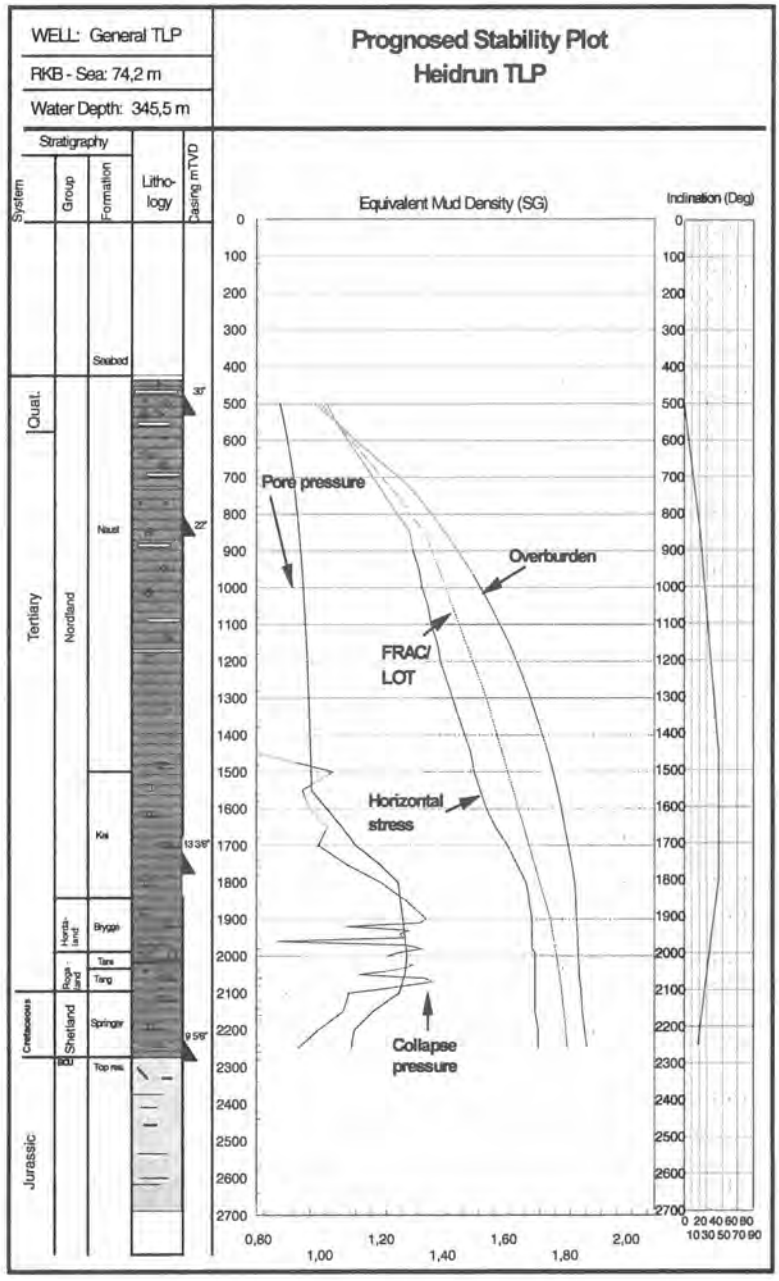


Fig. 9 — Prognosed stability plot for a typical Heidrun TLP well.

Calibration of collapse model. The collapse criterion was calibrated against experienced collapse problems in two wells. The first well provided a calibration point of 1.48 SG mudweight at 2070 m TVD RKB and 80° well inclination. The second well provided a calibration point of 1.43 SG mudweight at 50° well inclination and the same depth. The calibration was made by multiplying the uniaxial compressive strength by this calibration factor. In both cases this factor was found to be 1.35 (see also Fig. 10).

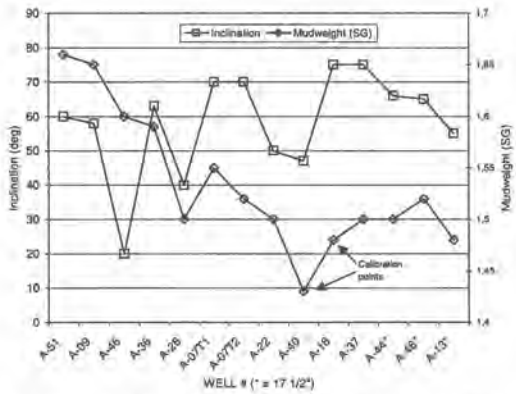


Fig. 10 — Trends in mudweight and well inclination (chronological order).

Fracture gradient. The fracture gradient is commonly based on leak-off pressures. A re-evaluation of available leak-off tests was made, including also leak-off pressures from extended leak-off, but only from the first cycle. It is commonly observed that the leak-off pressure is lower in subsequent cycles. These were omitted to make the data set as consistent as possible.

The suggested fracture gradient represents the first barrier against losses. However, one should realize that once a fracture has been generated, the resistance against further propagation is less. This implies that a fracture will propagate at a pressure less than the fracture initiation pressure. The lower limit of the propagation pressure is the minimum horizontal stress. In operational practice it is therefore recommended to stay below the minimum horizontal stress for static well pressures, while the limit for dynamic pressures is the fracture gradient based on leak-off pressures.

Stability prognosis. The suggested gradients and collapse pressure are shown in Fig. 9, based on a typical well path. Included in this figure are also the mudweights which would be applied in this case.

Mud development

Heidrun TLP-wells are typically drilled in three sections: The 17 1/2" section down into the Kai formation, a 12 1/4" section reaching top of the reservoir and an 8 1/2" section through the reservoir. The drilling performance at the rig was so bad that immediate actions had to be implemented while waiting for the results from this study. As an immediate attempt to cope with the troublesome zones small adjustments to the mud design were initiated.

During the operational changes and optimizations, several PWD runs were carried out. This was done both for calibration of MWD pressure readings and to accurately measure the ECD fluctuations created by the drilling procedures. Finally, the PWD tool was also used to calibrate surface readings with actual downhole pressures during XLOTs.

Mudweight. Based upon the background study during drilling of well A-36, discussions were started about reducing the mudweight, since experience had shown that the amount of cuttings did not decrease with increased mudweight. It was decided to do a stepwise reduction in mudweight along with accurate observations on the shakers. This was done as an attempt to achieve an operational window between mudweight and frac-pressure, allowing small pack-offs without going into lost circulation. Fig. 10 shows the mudweight and inclination trend.

The first well drilled with reduced mudweight was A-07 (despite increased inclination compared to previous wells), with good results. As seen from the plot the mudweight has been gradually decreased down to 1.43 SG as the lowest ever used in A-40 (inclination 47°). In accordance well A-18 was drilled with a mudweight of 1.48 SG with the inclination exceeding 75°. In both well A-40 and A-18, splintery, most likely stress-induced cavings were reported over the shakers during backreaming out of the hole. Based on these observations these two mudweights were set as a lower boundary with respect to borehole stability. Both these wells were used as calibration points for the stability model.

Salt-content. During the background study the question was raised if the KCl-level utilized in the mud was too high, causing shrinkage of the formations which could be a cause of the observed problems.[1] This led to a similar strategy as for the mudweight, starting to lower the KCl-content in controlled steps with accurate observations at the shakers. See Fig. 11 showing the chloride level and potassium (KCl) level in the mud.

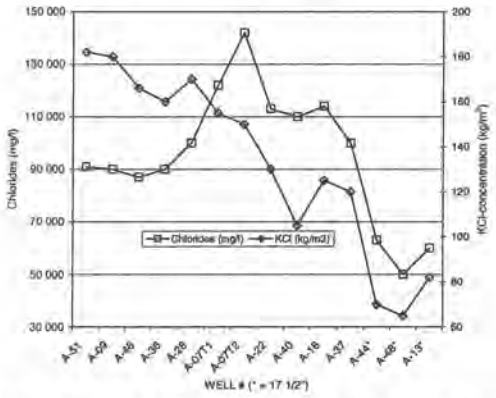


Fig. 11 — Trends in chloride- and KCl-content (chronological order).

As seen for well A-07 there is a distinct jump in chloride content. Well A-07 was drilled close to a salt dome on the field. As an attempt to avoid dissolving the salt, the mud was saturated with NaCl in addition to the KCl salt normally used. Firm cuttings and good hole cleaning were reported for well A-07, which raised the question about the unexpected positive effect of the NaCl content regarding hole condition and cuttings quality (it should be mentioned that cuttings quality is not a measure of or equivalent to good hole conditions).

Based upon the fact that the NaCl could not harm the hole stability, a high NaCl level was kept for the upcoming wells. String-wipers (enhanced performance drill-pipe, EPDP) was also used in the string to enhance hole cleaning. According to mud-engineers on the rig, EPDP was the main reason for the good hole cleaning. When using these string wipers, fresh cuttings, indicating low exposure time to the mud, came over the shakers.

In well A-37 a different approach was tried, using well-graded calcium-carbonate as weight-building additive to improve the filtercake, hence sealing off the thief zones. Experience from this did not show any improvement in hole stability. After well A-37, a new philosophy was launched, lowering the NaCl content similar to sediment settling conditions, i.e. salt water (4%). To seal off the troublesome in-situ crushed zones, it was proposed to lower the KCl level even more than down to ca. 100 kg/m^3 which at that time was best practice. The reasoning behind this was to let the possibly reactive clay minerals swell, and hence seal off the loss-zones.

If one does not believe in swelling in the presence of KCl, one may still argue that lowering the KCl content will at least reduce shrinkage, and thus have an effect which works in the same direction.

During drilling of the 17 1/2" section in A-44 some tight spots in the lower Kai fm. were reported which could be explained by swelling of the reactive clay in those zones which previously had shown reduction in potassium level during drilling. However, lower Kai shows low smectite levels compared to the BTT formations. Smectite levels found from XRD analysis do not always reflect the in-situ swelling potential of the formation, and XRD analysis has to be coupled with other measurements and field observations.

Mud-rheology. During the pre-drilling at Heidrun a high viscosity mud was used. The first wells drilled from the TLP essentially followed this practice, though not quite as high a viscosity as earlier. Before drilling the first challenging ERD well (Well A-07) a simulation was run to optimize hole cleaning. This led to a strategy of using thin mud.

The thin mud philosophy was regarded as local Heidrun best practice, until well A-44 was planned. Along with the recommendation to lower the total salt content in the mud, it was postulated that good hole cleaning was governed by maximum shear force in the annulus, letting the mud flow become as close as possible to turbulent (macro-turbulence) flow. To obtain this there was a need to dramatically lower the viscosity, as shown for wells A-44, A-48 and A-13 in Fig. 12 and 13.

The main strategy is designing the mud to allow cuttings transportation and an ability to "pick up" cuttings in the low-side cuttings bed. Experience from well A-44 has led to the new thin mud philosophy adopted by the Heidrun operations.

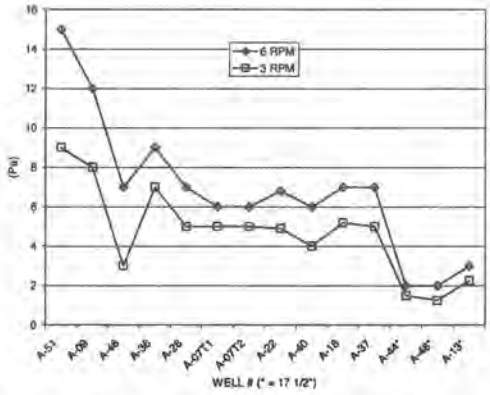


Fig. 12 — Trends in Fann viscosities (chronological order).

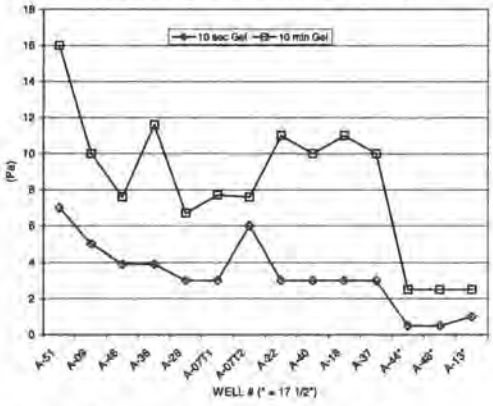


Fig. 13 — Trends in gel properties (chronological order).

Current operational practice

Hole cleaning is found to be the most crucial parameter when coping with the unstable Brygge-Tare-Tang (BTT) formations. Good hole cleaning is achieved by as high a rotational/sliding ratio as possible, hence reducing the steering work and loading of cuttings in the annulus. This is mainly achieved by evaluating different wellpaths and casing designs. If possible, steering work is abandoned in the BTT formations or is just planned with a natural drop during rotational drilling. Furthermore, as steering becomes more challenging with the length of the section, turning-work (azimuth-change) is preferably done shallower/earlier in that particular section. For wells with long 17 1/2" sections (13 3/8" casing set above or into the reservoir), steering is completely omitted.

String wipers or Enhanced Performance Drill Pipes (EPDP) have been used in several wells to improve hole cleaning. It is believed (and reported from the rig) that the melon-like stabilizers on the pipe stir in the cuttings bed on the low side, and bring cuttings back up in the mud stream. The EPDP-pipes have typically been used in longer 12 1/4" and 17 1/2" sections. It is experienced that the EPDP pipes do not reduce the torque in the string, however, it has been seen that they smooth torque fluctuations.

In addition to improved hole cleaning with the new thin mud presently used in the 17 1/2"

and 12 1/4" sections, also low ECD-fluctuations are seen, resulting in less mud invasion and pore pressure buildup in the circumference of the hole. This may have a positive effect on the hole stability by preserving the small but crucial shear strength of the in-situ crushed zones.

Utilizing the thin/low gel strength mud, the risk of barite sag is accepted. However, during pumping (i.e. drilling and backreaming) it is not believed to occur. As an attempt to avoid barite-sag, the rheology is allowed to increase towards the end of the section before backreaming out of the hole.

As an economic and environmental-friendly strategy, the full-body mud used through the BTT formations are reused from well to well. Statoil has made an agreement with the mud-supplier, storing the mud onshore or on boat in-between these sections.

Economic evaluation

During the first 14 months of drilling operations on the Heidrun TLP, totally 5 wells were drilled. Severe problems with hole instability were experienced, resulting in pack-offs, lost circulation and lost rig time.

Average ROP for the first 5 wells was 62 m/day, and the average cost 17,040 NOK/m. Total accumulated rig downtime directly related to hole stability problems was 44 days. Total accumulated cost directly related to hole stability problems was 54.4 MNOK, (this is only drilling related cost, in addition comes much higher numbers for cost of delayed production).

To improve performance and reduce cost, the engineering group started the Stability study after well A-36 was drilled (April -97) and this was finished in the summer -99. Findings have been implemented in the drilling operations along the project path, and full effect of the increased know-how is reflected in the wells drilled in 1999: A-44, A-48 and A-13.

Total cost of the project is ca. 8 MNOK, including all rigtime spent on special coring and data collection requested by the project team.

The final economic effect of the stability study is:

- Increased overall ROP (Fig. 14) from 66.5 m/day (average for first 11 wells), to 102 m/day (average of 3 last wells).
- Reduced overall cost per meter (Fig. 15) from 17,100 NOK/m to 12,300 NOK/m.
- For an average well of 4,000 mMD length, the reduction in cost is approximately 19.2 MNOK (ca. 2.5 million USD).

Heidrun has still more than 50 wells to drill, resulting in a predicted reduction in total drilling cost for the project of ca. 1,000 MNOK. In addition comes the huge economical effect of accelerated production.

The total economic effect of this project is reduced cost, reduced risk, increased deliverability of wells and more predictable and reliable plans.

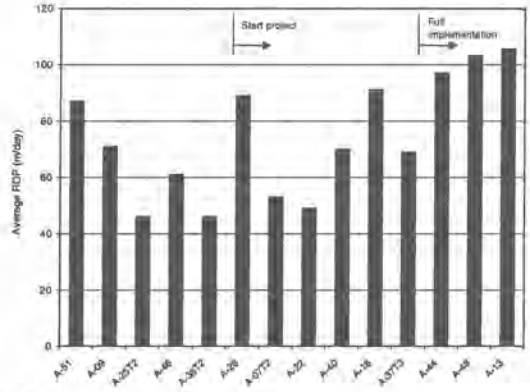


Fig. 14 — Average ROP (m/day).

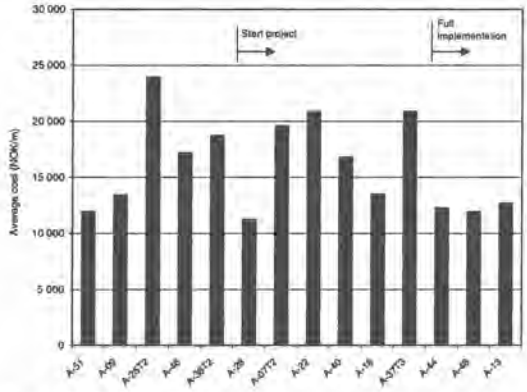


Fig. 15 — Average cost (NOK/m).

Conclusions

A systematic and dedicated approach appeared to be the key to the understanding of the problems. Based on the limited and insufficient information available prior to the study, it was first believed that the source of the problem was a low-density zone. However, the core and the other information revealed that the main problem was in a normal-density fractured zone. This illustrates that there are no shortcuts to the answers. Systematic data collection (logging, coring), core testing, data evaluation and evaluation of field experience resulted not only in the correct understanding and diagnosis of the problem, but also facilitated further optimization of mud properties and operational practice:

- The mudweight has been reduced and is now based on a revised borehole stability model for the field. Excessive mudweights can create large washouts in fractured rocks.
- The salt content of the mud has been reduced to further improve the stability of the fractured shale.
- Hole cleaning is optimized by using thin mud and high pump rates to provide flow close to turbulent.

- To further improve hole cleaning, steering work is minimized in critical sections.

An economic evaluation of the study was also performed, showing a substantial benefit/cost ratio. So far, the cost reduction for an average well is close to 20 MNOK (ca. 2.5 million USD). With more than 50 wells left to drill in the field, the potential for cost-saving is large. Additionally, there is a huge and non-quantified effect from accelerated production.

Nomenclature

C_o = uniaxial compressive strength, m/Lt^2, MPa
T_o = tensile strength, m/Lt^2, MPa
σ_1 = largest principal stress, m/Lt^2, MPa
σ_2 = intermediate principal stress, m/Lt^2, MPa
σ_3 = smallest principal stress, m/Lt^2, MPa

Acknowledgements

We wish to acknowledge all those who have contributed during this study.

IKU Petroleum Research provided most of the laboratory testing of the shale core. Additional laboratory work was performed by Baker Hughes Inteq.

Internally, Tony Boassen provided ESEM images, and further interpretation and understanding was facilitated by Lars Wensaas and Håkon Rueslåtten. We would also like to acknowledge Egil Sunde and Arne Singelstad for their valuable contributions at various stages of the study. Finally, our colleagues at Heidrun are acknowledged, especially Kjell Ruud, Morten Moslet and Erling Mathiassen.

We thank the Heidrun licence (Statoil, Norske Conoco A/S and Fortum Petroleum AS) for permission to publish this paper. The opinions and conclusions presented in the paper do not necessarily reflect the opinions of the partners.

References

1. Horsrud, P., Bostrøm, B., Sønstebø, E.F. and Holt, R.M.: "Interaction between shale and water-based drilling fluids: Laboratory exposure tests give new insight into mechanisms and field consequences of KCl content", paper SPE 48986 presented at the 1998 SPE Annual Technical Conference and Exhibition, New Orleans, Sept. 27-30, Δ p. 215-225.
2. Nes, O.-M., Horsrud, P., Sønstebø, E.F., Holt, R.M., Ese, A.M., Økland, D. and Kjørholt, H.: "Rig site and laboratory use of CWT acoustic velocity measurements on cuttings", *SPE Reservoir Evaluation & Engineering* (Aug. 1998) p. 282-287.
3. Horsrud, P., Sønstebø, E.F. and Bøe, R.: "Mechanical and petrophysical properties of North Sea shales", *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* (1998) **35**, No. 8, p. 1009-1020.
4. Brudy, M.: "Stress orientation from analysis of image logs" Internal Statoil Report 99A0600000451(1), 1999-04-21.
5. Horsrud, P.: "Estimating mechanical properties of shale from empirical correlations", paper submitted to SPE for publication.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2000

TÄTNINGSPROBLEMATIKEN I HALLANDSÅS

The complexity of rock sealing in Hallandsås

Arbetschef, berging. Kenneth Rosell
Banverket Södra Banregionen, projekt Hallandsås

SAMMANFATTNING

Tunnelbygget genom Hallandsås karaktäriseras av extrema svårigheter att uppnå erforderlig täthet mot inträngande grundvatten genom cementinjektering. För både Kraftbyggarna och Skanska har entreprenaderna präglats av utveckling av injekteringsmetoder och injekteringsmedel. I artikeln beskrivs de utvecklingssteg som tagits under entreprenaderna. Utifrån dessa erfarenheter, och en analys om vilka tätheтsnivåer som idag kan åstadkommas med cementinjektering, bedömer Banverket det nästintill omöjligt att uppnå erforderlig täthet enbart med cementinjektering. Om den svenska regeringen beslutar att projektet skall genomföras kommer den permanenta tätningen för resterande tunneldelar att förutsätta någon typ av betonginklädnad.

SUMMARY

Work with tunnelling construction trough the Hallandsås ridge has so far met extreme difficulties. To achieve appropriate sealing by means of cement grouting has not been possible with today's known methods. For the two contractors involved (Kraftbyggarna and Skanska) has the work been marked by trials to develop new methods for grouting and grouting products. The article describes the development steps, which has been taken during the period of these contracts. From these experiences and an analyse about which levels of sealing is possible to achieve, Banverket estimate that it will hardly be possible to achieve appropriate sealing by using only cement grouting methods. If the Swedish Government decides that the Project shall continue will most probably the permanent sealing for the rest of the tunnels be done by some type of concrete lining.

INLEDNING

Banverket Södra banregionen bygger tunnlar genom Hallandsås som en del av utbyggnaden av Västkustbanan. Den planerade omfattning av projektet består av två enkelspårstunnlar med vardera längd på 8600 m.

År 1989 startade ett antal geologiska förundersökningar för att fastställa bergets kvalitet. Undersökningarna omfattade berggrundsgeologiska, geofysiska, hydrogeologiska och bergmekaniska undersökningar. Arbetet omfattade även hammar- och kärnborrningar. Undersökningarna sammanställdes och presenterades 1992 i ett förfrågningsunderlag

som primärdata, d v s undersökningsresultatet presenterades utan någon geologisk-bergmekanisk prognos. Undersökningarna indikerade ett berg med varierande kvalitet, bl a med vittrade zoner, berg med hög sprickfrekvens och hög vattenföring. Två stycken enkelspårstunnlar planerades genom Hallandsås, från Båstad i norr till Förslöv i söder.

Svenska Vattendomstolen medgav att inträngande grundvatten fick avledas med maximalt 33 liter/sekund från båda tunnlarna. Fördelat utmed tunnelsträckan blev det 3,5 liter/sekund och 1000 meter dubbeltunnel.

Totalentreprenaden med Svenska Kraftbyggarna AB startade hösten 1992 med förberedelser för tunnelpåslagen. Kraftbyggarna valde att använda en TBM (open gripper hard rock TBM) för tunneldrivningen. Projektet var planerat att slutföras under 1996. Efter ca 2 månader och 13 m borrning, i den norra randzonen, togs beslutet att backa ut maskinen och bygga om den. Planerna var då att driva konventionellt genom norra randzonen och sedan fortsätta borrningen med TBM när man kommit in i bättre berg. Beslutet att helt övergå till konventionell tunneldrivning togs dock i januari 1995. Under 1995 valde Kraftbyggarna Entreprenad AB att bryta kontraktet med Banverket. 18 % av totala tunnelsträckan var då driven.

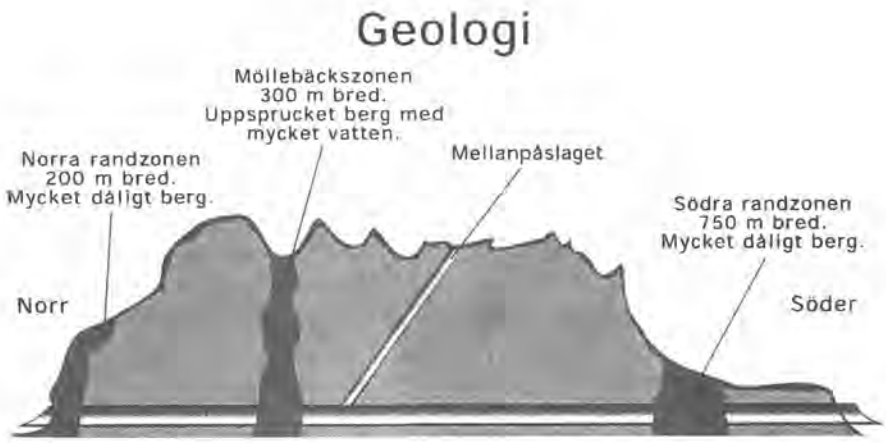


Fig 1 – Hallandsås svagheitszoner.

I samband med upphandling av ny entreprenör, 1995 – 1996, kompletterades undersökningarna med kärnborrhål och geoelektriska mätningar. Samtliga geologiska undersökningar redovisades i en översiktlig bergprognos. I början av 1996 påbörjade Skanska arbetena i en generalentreprenad. Denna gång planerades tunneldrivningen att utföras med konventionell nordisk teknik genom borrning och sprängning. Projektet planerades då att slutföras under 2001. Projektet stoppades i oktober 1997 efter en giftutsläppsolycka men även för att givna vattendomar inte kunde innehållas. Då hade totalt en tredjedel av totala tunnelsträckan drivits.

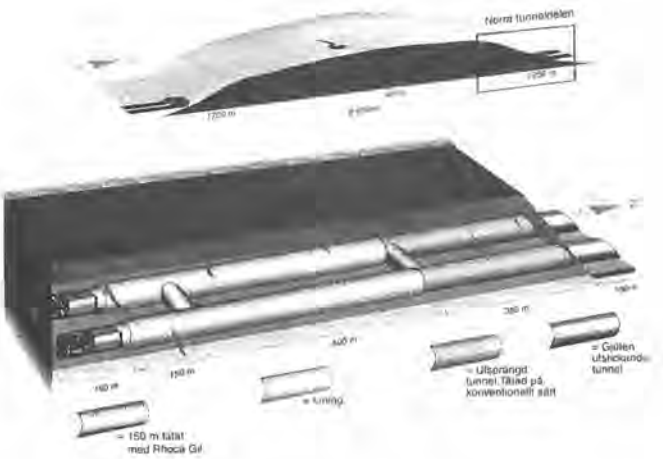
För att klara vattendomens krav på täthet i de redan utsprängda tunnelarna, beslöt Banverket att utföra efterinjektering från södra påslaget. För att täta de mest läckande tunneldelarna från norra påslaget beslöts att det skulle utföras en betonginklädnad. Detta arbete är planerat att avslutas under december år 2000.

Samtidigt fick Banverket av regeringen i uppdrag att utreda om det är möjligt att genomföra tunnelprojektet på ett miljömässigt acceptabelt sätt. Utredningen överlämnades den 14 november 2000 och visar vilka tekniker som kan användas för genomförandet samt vilka konsekvenser teknikvalet får på miljön, både i bygg- och i driftsskedet.

Generellt karaktäriseras de båda entreprenaderna av komplicerad tunneldrivning genom norra och södra randzonerna samt extrema svårigheter att uppnå erforderlig täthet mot inträngande grundvatten genom enbart cementinjektering vid tunneldrivning från norra påslaget. Båda entreprenaderna har därför också präglats av utveckling av injekteringsmetoder och injekteringsmedel.

KORT NULÄGESBESKRIVNING AV PROJEKTET

Idag, november 2000, är tätningsarbetena i stort sett avslutade vid projekt Hallandsås. Det som återstår är inklädnad av tvärtunnel 2 som beräknas bli klart under december 2000.



Figur 2 – Utsprängda tunneldelar samt betonginklädnaden, norra påslaget.

Grundvattenläckaget i tunnlarna är nu under kravet i vattendomen och uppgår enligt följande:

- Södra påslaget: 6 l/s
- Norra påslaget: 18 l/s, varav 10 l/s från saneringsområde, 2 l/s från oinklädda delar och 6 l/s från tvärtunnel 2 som blir färdigställd under december. Läckaget igenom betonginklädnaden understiger idag det mätbara.

En återhämtning av grundvattennivåerna har kunnat registrerats under hösten. Från nivåer ca 15 meter över tunneltak har grundvattennivån idag stigit till mellan 50 och 60 meter över tunneltak.

Den 14 november överlämnades till regeringen projekt utredning Hallandsås slutrapport. Den presenterar vilka drivnings- och tätningstekniker som kan användas för att slutföra projektet på ett miljömässigt acceptabelt sätt. Olika entreprenörers förslag har inhämtats genom en första upphandlingsomgång.

UTFÖRT INJEKTERINGSARBETE

Det är i samband med tunneldrivning från norra påslaget som båda entreprenörerna haft extrema svårigheter att uppnå erforderlig täthet. Ifrån södra påslaget har projekterade traditionella injekteringsmetoder fungerat bättre och erforderlig täthet har åstadkommits med cementinjektering. På norr fungerade inte de projekterade injekteringsmetoderna vilket ledde till utveckling av metoder och medel. Utvecklingsstegen, vid norra påslaget, beskrivs nedan för båda entreprenaderna.

För norden konventionella injekteringsmetoder projekterades för båda entreprenaderna enligt följande:

- 14 – 20 meter långa injekteringsskärmar.
- Tre till fyra sonderingshål för bestämning av injekteringsmetod.
- Primär- och sekundärskärmar med ca 20 hål i varje omgång eller ca 40 hål i en primärskärm.
- Mellan två till tre salvor mellan injekteringsskärmarna.
- Injektering med separationsstabila cementbruk, injekteringscement alt. mikrocement med vct 0,6 – 1 och 2 – 4 % flytmedeltillsats.
- Injekteringstryck mellan 10 – 50 bar över grundvattentryck.
- Kontroll av injekteringsresultat genom mätning i tre kontrollhål.

Injekteringsarbetet under Kraftbyggarnas entreprenad karaktäriserades enligt följande utvecklingssteg:

1. Injekteringsförsök med förprovade injekteringsbruk. Dessa var cementbaserade separationsstabila med låga vct. Vid injekteringarna i det mycket omvandlade berget

utfördes nivåinjektering med olika typer av ventilrör. Eftersom berget var relativt tätt uppkom inga problem med att uppnå täthetskravet. Hållängden var ca 16 meter.

2. Svårigheter med att montera ventilrör och problem med ytläckage ledde till utveckling av ny typ av manschett, TP-packern (ingjuten polyetenslang). Injekteringsarbetet forsatte med Cementas Ultrafin 16 cement, vct= 0,8.

3. Extremt stora problem uppkom med att uppfylla täthetskravet vid övergång från kraftigt omvandlat till mindre omvandlat men kraftigt uppsprucket berg. Utvecklingsarbetet fortsatte med att komplettera injekteringsskärmarna med långa stuffhål (upp till 30 meter) som injekterades inledningsvis samt sekundärskärmar som borrades mellan hålen i primärskärmarna. Denna tätningsmetod orsakade mycket låg framdrift.

4. När täthetsproblemen kvarstod ändrades injekteringsmetodiken till att utföras som nivåinjekteringar. "Standpipe" göts in i stuffarna vari hålen fördjupades med tre till sex meter i taget varpå injektering utfördes för varje nivå. Detta injekteringsarbete var också mycket tidsödande.

5. Inte heller åtgärderna under pkt 4 löste täthetsproblemen. Beslut togs att pröva andra typer av injekteringsmedel. Dels prövades att använda cement med högre vct, dels och framför allt testades kemiska injekteringsmedel. Först prövades de vattenglasbaserade medlen Hardner 1000 och därefter Glyoxal. De kemiska medlen användes först i kombination med cement vilket innebar att hål med stora vattenflöden injekterades först med cement. Försöken visade en avgörande förbättring av injekteringsresultaten med användning av Glyoxal vilket ledde till att användningen av medlet ökade. Utvecklingen ledde till att cement endast användes till den sista pluggningen av hålet, då stopptryck hade uppnåtts med kemmedlet. Medelindriften var under denna fas ca 3,5 meter/vecka

6. Försök gjordes med att gå ifrån nivåinjektering och injektera 14 meter långa skärmar med Glyoxal. Dessa skärmar utformades med 42 st periferihål och 4 st stuffhål som injekterades vid första omgången. Detta koncept visade sig framgångsrikt då täthetskraven i kontrollhålen klarades efter första eller andra omgången. Alla hål injekterades med Glyoxal, cement användes endast vid pluggning av hålen. Medelindriften under denna fas var ca 10 meter/ vecka.

7. Försöken med att helt använda Glyoxal visade sig kostsamt då stora kvantiteter åtgick för att uppfylla stoppkriterierna. Nya försök gjordes med kombinationen cement och Glyoxal, då hål med större vattenflöden än 10 liter/minut injekterades inledningsvis med cement och därefter övriga hål med Glyoxal. Försök gjordes även med olika cementtyper och bruk med högre vct. Skärmlängderna var mellan 14 och 15 meter. Det visade sig att det inte gick att uppnå det goda täthetsresultatet, utifrån mätningar i kontrollhålen, vid dessa försök som tidigare. Medelindriften sjönk under denna fas till ca 5 meter/vecka.

Injekteringsarbetet under Skanskas entreprenad utvecklades enligt följande steg.

1. Försök med injekteringsbruk enligt kontraktet vid de första injekteringsskärmarna. Detta innebar injektering med separationsstabilt bruk, Cementas Ultrafin 16 cement vct=0,8 och 4% flytmedel valdes. Hålen injekterades till ett sluttrycket på 50 bar.

Injekteringsskärmen utformades med 18 – 20 hål, 14 meter långa, i första omgången. Försöket visade att det var svårt att erhålla god inträngning av bruket. Mätningarna av läckage i kontrollhålen visade också på en tätningseffekt långt under förväntad. Erforderlig täthet i kontrollhål lyckades inte uppnås ens efter 3 ominjekteringar

2. Övergång till injektering med högt vct. Cementas Ultrafin 16 cement användes med vct= 3. Bättre inträngning av bruket uppnåddes men fortfarande svårigheter att uppnå täthetskravet i kontrollhålen, även efter 2 ominjekteringar. Denna brukstyp fanns inte med i kontraktet med Skanska, vilket orsakade en del diskussioner om ersättningen mellan Skanska och Banverket.

3. Injektering av 36 – 40 hål i första omgången med cementbruk med högt vct. I andra och tredje omgången injekterades 18 – 20 hål. Bättre täthet uppnåddes efter första omgången men fortfarande svårigheter att uppnå erforderlig täthet i kontrollhålen efter ominjekteringarna. Medelindriften under denna period var ca 10 meter/vecka.

4. Skärmarna kortades till 9 meter och injektering utfördes efter varje salva. Skärmarna utformades så att vartannat hål vinklade 10 grader och vartannat 20 grader med syfte att skära fler vattenförande sprickplan. I övrigt injekteringsmetod enligt pkt 3. Täthetskravet i kontrollhålen uppfylldes i en del skärmar redan efter första omgången. Medelindriften var under denna period 7 meter / vecka. Täthetskravet kunde dock inte uppfyllas för alla skärmar, inte ens efter andra ominjekteringen. "Effektivitetsstudier" visade på höga tätningseffektiviteter efter första injekteringsomgången. Däremot var den andra och tredje omgången mindre effektiva och i vissa fall hade ominjekteringarna motsatt verkan p g a deformerade och sönderborrade stuffar.

5. Försök gjordes med att tillsätta silika (Groutaid) till cementbruken. Syftet var att uppnå separationsstabilitet hos bruk med höga vct och minska riskerna för filterkakebildning vid de höga tryckgradienterna vid injekteringarna. Ingen märkbar förbättring uppnåddes med detta bruk vid fältförsöken. Däremot fanns fördelar ur produktionssynpunkt då utrustningarna var lättare att hålla rena. Medelindriften under denna period var ca 7 meter / vecka.

6. Försök gjordes med det vattenglasbaserade medlet Glyoxal. Utformningen av injekteringsskärmarna behölls från pkt 4. Mycket gott täthetsresultat i kontrollhålen kunde uppnås, ofta redan efter första injekteringsomgången. Medelindriften under denna period var ca 12 meter / vecka.

7. Långtidsbeständigheten hos vattenglas med Glyoxal som härdare blev ifrågasatt. De lyckade injekteringsförsöken med medlet måste därför avbrytas. Sökning av ett beständigt medel med liknande tekniska egenskaper påbörjades. Under tiden återgick entreprenören till tidigare prövade cementbaserade injekteringsbruk.

8. Banverket och Skanska kom inte överens om prissättningen för icke kontrakterade injekteringsbruk, d v s cementbruk med höga vct. Beslut togs att försöka använda de injekteringsmedel som fanns angivna i kontraktet. Under perioden december 1996 till mars 1997 prövades bl a Bolmenbruk, med mycket dålig tätningseffekt. Vidare användes det vattenglasbaserade medlet Gecedral i kombination med cement. Hål med flöde över 20 l/min injekterades med cement och hål under 20 l/min

injekterades med Gecedral. Även denna metod fungerade dåligt ur tätningssynpunkt. Det totala inläckaget i tunnlarna ökade påtagligt under denna tidsperiod, se diagram 1.

9. Nya beständiga kemiska injekteringsmedel prövades. De medel som prövades i fältförsök var RHOCA Gil, Rascoflex och Meyco MP 307. Beslut togs att fortsätta försöken med RHOCA Gil. Inledningsvis testades RHOCA Gil i kombination med cement och sedan utfördes försök med enbart RHOCA Gil varvid mycket gott tätningsresultat uppnåddes utifrån mätningar i kontrollhålen. Medelindriften under denna period var ca 14 meter / vecka.

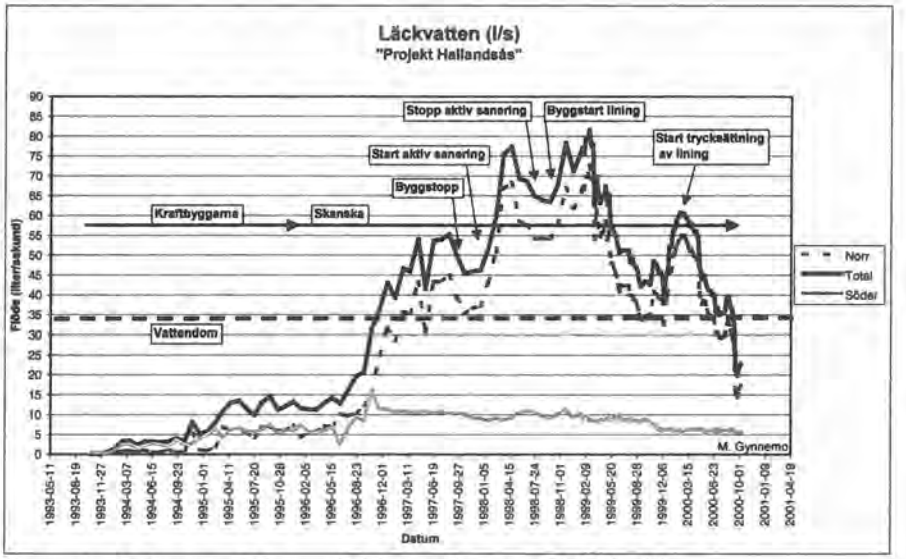
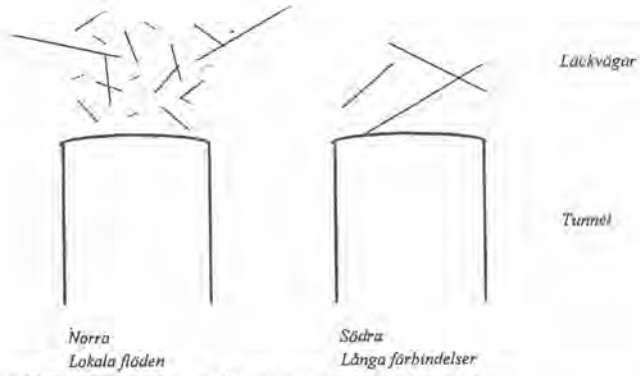


Diagram 1 – Läckagevattenflöden som funktion av tiden för projekt Hallandsås

PROBLEMBESKRIVNING

Det är vid tunneldrivningen från norra påslaget som extrema problem förekommit med att uppnå erforderlig täthet genom injektering. Det är helt klart att dessa problem, framförallt, är orsakade av de geologiska och hydrogeologiska förhållandena. Bergmassan, som är påverkad av rörelsezon, är starkt uppsprucken med en stor andel vattenförande sprickor. Försvårande är dessutom att en del av dessa sprickor är partiellt fyllda med lera.



Figur 4.1 Skillnader i läckvägar för norra respektive södra sidan.

Problemen vid injektering i denna typ av bergmassa är bl a svårigheter att med borrhål träffa alla vattenförande sprickor. Men även få injekteringsmedlet att tränga ut i spricksystemet med små sprickvidder och förträngningar, orsakade av partiella lerfyllnader. Vid injektering i denna typ av berg kan närliggande hål ha helt olika karaktär vad gäller vattenflöde och förmåga att ta emot injekteringsbruk.

Problematiken med att använda cementsuspensioner i denna typ av bergmassa orsakas troligen av att bruket inledningsvis pressas iväg längs större öppna sprickor samtidigt som inträngningen i de små sprickorna är mycket begränsad. När mottrycket i de stora sprickorna ökar och förutsättningar finns för injekteringstryck i de små sprickorna, har oftast filterpluggar bildats i de små sprickorna vilket förhindrar inträngningen av injekteringsbruk. Dessa effekter uppkommer inte vid keminjektering, det förklarar bl a varför injektering med kembruk har gett avsevärt bättre resultat än med cementbruk.

Utöver den ovan beskrivna problematiken med att injektera denna komplicerade bergmassa, innebär det höga grundvattentrycket (6 – 15 bar) att injekteringsbruket måste tränga ut och täta, i princip, alla de vattenförande sprickorna för att erforderlig täthet skall uppnås.

UPPNÅELIGA TÄTHETSNIVÅER

Den hydrauliska medelkonduktiviteten i bergmassan vid Hallandsås är uppskattad till mellan 0,5 -10 x 10^{-6} m/s. Vid mellanpåslaget har en forskargrupp beräknat den hydrauliska medelkonduktiviteten till ca 2,5 x 10^{-6} m/s

I samband med projekt Hallandsås utredningsarbete under år 2000 har olika konsulter och forskare beräknat vilka täthetsnivåer, räknat i hydraulisk konduktivitet i den injekterade zonen, som är erforderliga för att olika täthetskrav skall kunna uppfyllas. Resultaten från dessa beräkningar visar att för att uppfylla vattendomens krav på täthet måste den hydrauliska konduktiviteten i den injekterade zonen sänkas till mellan 1 – 5 x 10^{-9} m/s.

För att tekniskt kunna genomföra en installation av den betonginklädnad som nu har installerats vid norra påslaget måste inläckaget begränsas till 200 l/min och 100 m enkeltunnel, vilket fordrar att den hydrauliska konduktiviteten i den injekterade zonen måste sänkas till 5 x 10^{-8} m/s

Den stora frågan är då vilken täthetsnivå kan åstadkommas med enbart cementinjektering (uttryckt i hydraulisk konduktivitet i den injekterade zonen) ?

Erfarenheter från olika håll pekar på att med normal konventionell cementinjektering sänks konduktiviteten i den injekterade zonen till ca 1 x 10^{-7} m/s. Lägre konduktivitet kan troligen åstadkommas med förfinad cementinjektering, men kan det åstadkommas i produktionsmiljö och i så fall till vilka kostnader ?

Verifierat är dock att en betydligt högre täthetsnivå kan åstadkommas med keminjektering, vilket också överensstämmer med tidigare gjorda erfarenheter. Problemet är att hitta ett medel som både klarar miljökraven och är långtidsbeständigt.

DISKUSSION OCH SLUTSATSER

Projekt Hallandsås är ett av de första undermarks projekten i Sverige där höga täthetskrav har kombinerats med svåra geologiska- och hydrogeologiska förhållanden, i synnerhet då höga grundvattentryck (> 100 m v p). Det har här visat sig, att den i norden framgångsrika tätningsmetoden med cementinjektering, ej fungerat i erforderlig omfattning.

Fortsätter trenden från myndigheter att ställa allt högre täthetskrav på undermarksbyggande innebär det sannolikt att tidigare använda tätningsmetoder med cementinjektering måste kompletteras med inklädnader. Konsekvensen blir att kostnaderna för undermarksbyggande ökas så kraftigt att andra alternativ måste övervägas. Det är därför viktigt att myndigheterna beaktar de generella miljövinsterna med undermarksbyggande mot eventuella miljöbelastningar som en grundvattensänkning kan medföra.

För att klara de allt högre täthetskraven måste också injekteringskoncepten utvecklas, detta gäller både material, utrustning och metodik. Det finns stora utvecklingspotentialer, bl a när det gäller material. Idag tycks det tycks råda ett motsatsförhållande mellan cementbruk med god inträngningsförmåga och bruk med goda täthets- och beständighetsegenskaper. Generellt ger ett bruk med högre vct en förbättrad filtreringsstabilitet (Filtreringsstabilitet är ett mått på brukets förmåga att penetrera en spricka utan att bilda filterplugg) än ett cementbruk med lägre vct (vct < 1) medan detta bruk anses ge bättre egenskaper när det gäller täthet och beständighet.

Eftersom cementsuspensioner alltid kommer att ha en begränsad inträngningsförmåga finns även en stor förbättringspotential av injekteringsarbetet med att utveckla miljösäkra kemiska injekteringsmedel. Eftersom marknaden i norden varit relativt liten för dessa produkter har också utbudet varit litet. T ex i Japan, där det har funnits ett stort behov av dessa produkter, finns idag över 300 olika varunamn för olika vattenglasbaserade injekteringsmedel.

NYTT STUDIEOPPLEGG VED NTNU, OG REKRUTTERING TIL BRANSJEN/UNIVERSITETENE.

A new curriculum at the Faculty of Civil and Environmental Engineering at Norwegian University of Science and Technology, NTNU, and recruitment to the Civil Engineering sector and the universities.

Dekanus, professor Steinar Nordal
Fakultet for bygg og miljøteknikk, NTNU

SAMMENDRAG

Det er grunn til å forvente stor etterspørsel etter og økt konkurranse om dyktige medarbeidere til bygg- anlegg- og eiendomsnæringen. Fakultet for bygg- og miljøteknikk på NTNU er landets suverent største utdanningsinstitusjon hva gjelder sivilingeniører til denne næringen. Fakultetet har opplevd en betydelig svikt i søkertallene fra 1996, og har initiert et omfattende arbeid for rekruttering og profilering. Samtidig arbeides det intensivt med en ny studieplan. Det fokuseres sterkt på at undervisningen skal være av høy kvalitet, være relevant og attraktiv. Kreativitet og nyskapning i forskning og praktisk ingeniørarbeid søkes utviklet gjennom mellom annet varierte læringsformer med vekt på prosjektbasert undervisning. Utviklingen foregår i nært samarbeid med næringen gjennom en aktiv Næringslivsring som har 50 medlemsbedrifter med mange entusiastiske støttespillere. Arbeidet har allerede vist betydelige resultater idet søkertallene steg med hele 34% i år. Likevel ser vi behov for tung satsing videre. En positiv videre utvikling i vår næring er totalt avhengig av solid fagkompetanse og at vi er en magnet på gode medarbeidere.

SUMMARY

An increased competition and a considerable demand for highly qualified employees are about to hit the construction industry and related sectors severely. The Faculty of Civil and Environmental Engineering at NTNU is the leading supplier of Civil Engineers in Norway. The number of students seeking this education has been falling dramatically since 1996. This has initiated a student recruitment campaign with marketing of our education and the related industry. At the same time large effort is made towards developing an attractive learning environment at the Faculty. A new 5-year curriculum with Project Based Learning is used to enhance creativity and relevance of the education. The work is carried out in close cooperation with our "Industrial Network" consisting of about fifty member companies from which many enthusiastic employees actively contribute in task forces. The work has already paid off showing a 34% increase in the number of applications to the Faculty this year. Still, further efforts are required to attract our share of the bright ones out there to the civil and environmental engineering sector.

INNNLEDNING

Bygg, anlegg og eiendomsnæringen (BAE - næringen) har fokusert på rekruttering og kompetanseoppbygging de senere år. Dette har vært helt nødvendig. Vi har hatt store problemer med å rekruttere fagarbeidere så vel som ingeniører og sivilingeniører. Næringslivsringen (NLR) ved Fakultet for bygg- og miljøteknikk ved NTNU (FBM) har sammen med fakultetet tatt tak i deler av utfordringen. Rekord-lave opptakstall til sivilingeniørstudiet ved FBM i 1998 og 1999 viste alvoret i situasjonen. Noe måtte gjøres. Og selv om det nå er tegn på bedring på problemet, er det på ingen måte løst.

Dette foredraget vil ta for seg problemene rundt rekruttering, med vekt på rekrutteringen til Sivilingeniørstudiet og skissere hva vi sammen med næringen gjør for å øke tilstrømningen. Tiltakene går på markedsføring og profilering, men også på endringer av selve studiet for å gjøre dette så attraktivt og relevant som mulig. Endringer og satsinger sikter mot kvalitet i læringsmiljø og forskning. NTNUs strategiske plan mot år 2010 gir stikkordene for arbeidet: Kreativ, konstruktiv og kritisk. Arbeidet er også forankret i fakultetets strategiplan for perioden 2000 til 2004: "Bygg bærekraftig."

VÅR UTFORDRING

Når interessen for en virksomhet synker drastisk bør en vurdere dens relevans. Har behov og rammebetingelser blitt endret så mye at virksomheten må endres drastisk? Eller har virksomheten kanskje blitt overflødig? Har vi bruk for sivilingeniører innen bygg- og miljøteknikk?

La oss løfte blikket litt. Befolkningsveksten på globalt nivå fortsetter. Vi er over 6 milliarder mennesker, et tall som forventes å øke til 10 milliarder før det etter FN's prognoser vil stabilisere seg og kanskje etterhvert synke noe. Stadig flere av disse vil bo i stadig større byer. En utrolig utvikling innen genteknologi og medisin kan gi betydelig høyere levealder. Befolkningen vil bestå av stadig flere eldre. Vi må videre forvente oss en økning i antall og omfang av naturkatastrofer og et tøffere klima som følge av "global warming", noe som gir større belastninger på fysisk infrastruktur. Og hvis vi ikke endrer vår adferd drastisk, vil vi få økt energibruk, mer avfall, økt transportbehov og økt miljøbelastning på naturen som konsekvens av de endringene som forventes.

Også nasjonalt har vi store utfordringer. Vi vet at en vel fungerende fysisk infrastruktur er en forutsetning for vårt eget velferdssamfunn. Vårt bygde miljø må kontinuerlig utvikles gjennom nybygging, ombygging og rehabilitering. Vi må bidra til at samfunnet legger økt vekt på bærekraftig og økonomisk effektiv forvaltning, drift og vedlikehold av den fysiske infrastrukturen. Sunne og energiøkonomiske bygninger er en stor utfordring. Effektiv og trygg transport, og trygt nærmiljø med trivelige og livskraftige omgivelser er andre. Vi skal bygge for økt livskvalitet i vårt land.

To tredjedeler av vår nasjonalformue ligger i vårt bygde miljø. Bygg og anlegg beskjeftiger over 200 000 mennesker, med 42 500 bedrifter som omsetter for 210 milliarder i året. Sammen med offentlig forvaltning og offentlige etater utgjør virksomheten en av landets største næringer.

Fakultetet har et nasjonalt ansvar for innovativ undervisning og forskning innen sitt fagområde, og skal samtidig legge til rette for at BAE-næringens kompetanse kan utnyttes også i et internasjonalt perspektiv. Næringens løsninger skal sikre velstand og trivsel, være bærekraftige og ta vare på naturen for oss og kommende generasjoner. Problemstillingene er derfor sammensatte og krever helhetstenkning, tverrfaglighet og synergitenking. Samtidig økes kravene til teknisk innsikt og forståelse når teknologien anvendes på nye oppgaver og på nye måter.

Det skjer mye på andre fagområder som har betydning for vår virksomhet. Vi står trolig foran bioteknologiens århundre. Vi vil se utvikling av helt nye materialer, noen kanskje biologisk "dyrket"? Informasjons og kommunikasjon teknologien vil virkelig ta av i de kommende år. Vi må følge med i og gjøre oss nytte av utviklingen innen "high tech" feltene som informasjonsteknologi og bioteknologi.

Det er utvilsomt nok av utfordringer og oppgaver for en sivilingeniør innen bygg- og miljøteknikk, både nasjonalt og internasjonalt. Vår oppgave blir å formidle dette til de utdanningssøkende og å utvikle et kreativt lærings og forskningsmiljø på fakultetet slik at vi kan møte utfordringene med relevant kompetanse og sikre gode og framtidsrettede løsninger.

STRATEGIER VED FAKULTET FOR BYGG- OG MILJØTEKNIKK

Fakultet for bygg- og miljøteknikk har utarbeidet en strategisk plan for perioden 2000 til 2004. Den har fått tittelen: BYGG BÆREKRAFTIG.

Planen fokuserer på:
- En attraktiv utdanning
- En kreativ forskning
- **Et nært samarbeid med næringen**

Planen inneholder fem overordnede strategier:

Vi vil:
- **satse sterkt på rekruttering av dyktige studenter.**
- vektlegge ekstern profilering og aktivt samarbeid med næringen.
- sikre, forsterke og fornye prioriterte faggrupper slik at undervisning og forskning preges av kvalitet og relevans.
- styrke fakultetets virksomhet innen informasjonsteknologi
- styrke fakultetets miljøprofil

NÆRINGSLIVSRINGEN

Fakultetet har stor tro å fremtiden. Vi ser store og spennende oppgaver framfor oss. Samtidig har innstramminger på budsjetter og bemanning rammet oss med stor tyngde. Dette gjør det svært vanskelig å satse offensivt. Satsing krever ikke bare vilje, men også ressurser. Vi vil hevde at det er statens ansvar å drive høyere utdanning og grunnforskning i Norge, men ser at vi, spesielt i dagens situasjon, trenger aktiv støtte fra Næringen. Dette har vi fått. Og det er en støtte som varmer og som vi vet å sette pris på.

Næringslivsringen ved fakultetet ble stiftet 12 oktober 1999 og teller i dag ca 50 medlemsbedrifter. Ringen hadde for år 2000 et budsjett på ca. 1,5 mill kr, og siv.ing. Jan Moksnes er ansatt som koordinator i 40% stilling. Ringen har finansiert storparten av våre rekrutteringstiltak siste året og en rekke mennesker i medlemsbedriftene er engasjert i ringens arbeide som utføres i 7 prosjekter, 3 prosjekter rettet mot rekruttering og 4 rettet mot undervisning:

Rekruttering:

R1	Vis skolebarn en spennende BAE næring.
R2	Rekruttering her og nå.
R3	Ta vare på studentene.

Undervisning:

U1	Kartlegging av næringens opplevelser av og forventninger til innhold og kvalitet i undervisningen.
U2	Garanti for sommerjobb.
U3	Bærbar PC til alle studentene.
U4	Bidra til undervisningen.

Detaljert informasjon om hvert prosjekt finnes på næringslivsringens internettsider http://www.bygg.ntnu.no/fakadm/nringen/index.html Betydelig virksomhet er igang innen de fleste av disse prosjektene. I denne sammenheng kan det være nok å trekke fram arbeidet innen R2 Rekruttering, samt å fokusere på U2 og U3, siden de to siste gruppene allerede har bidratt med svært konkrete resultater. Gjennom U2 tok Næringslivsringen sjansen på å garantere alle studentene på fakultetet et tilbud om en sommerjobb i næringen. Dette var svært ambisiøst, men etter iherdig innsats fra Industrikontakten i linjeforeningen, Aarhønen, i samarbeid med U2- gruppa og medlemsbedriftene, kunne vi i slutten av juni 2000 tilby sommerjobb til den siste studenten på lista! Fantastisk! Tiltaket fortsetter neste år og er blitt lagt merke til på NTNU. Oppslaget i Adresseavisen gjengitt i Figur 1 signaliserer at vi skal bruke dette til positiv markedsføring av næringen og i rekrutteringsøyemed.

Figur 1 Næringslivsringen garanterer tilbud om sommerjobb til alle fakultetets studenter (Adresseavisen 10 juli 2000)

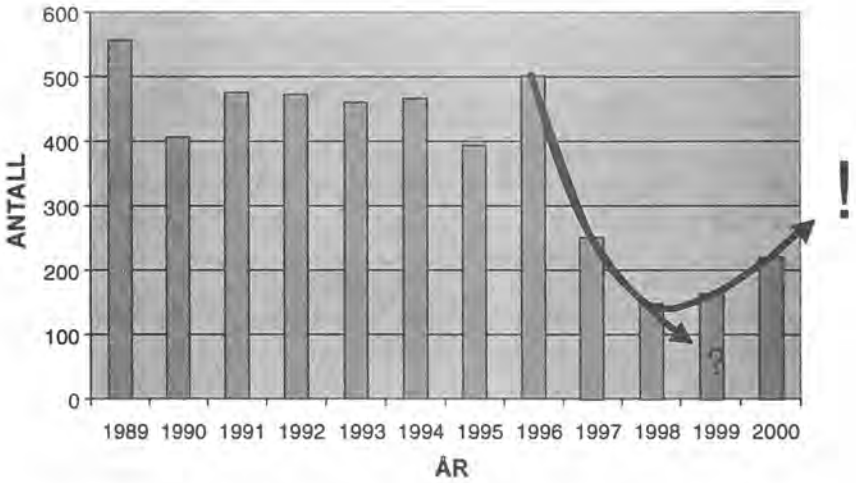
Et annet konkret og spennende tiltak er et tilbud til studentene om bærbar PC delsponset av Næringslivsringens bedrifter, Figur 2. Tilbudet måtte i år begrenses til å gjelde første klasse, der 50 studenter har tatt imot tilbudet. Hver student har kun betalt kr. 9990 for en meget kraftig bærbar PC til en verdi av kr. 19000 inklusive programvare. Dette er et skikkelig tiltak i retning av aktiv PC bruk i undervisning og læring. Fakultetet arbeider hardt for å følge opp på undervisningssiden.

Figur 2 Næringslivsringens bedrifter sponser bærbar PC til studenter på fakultetet

REKRUTTERING

Rekruttering er fakultetets hovedstrategi nummer 1. Tre av Næringslivsringens prosjekter dreier seg om samme tema, selv om det som skisseres i det følgende primært er utført i regi av prosjekt R2 i samarbeid med fakultetet og fakultetets eget rekrutteringsutvalg, der studentene er tungt involvert.

Figur 3 viser antallet primærsøkere til Fakultet for bygg- og miljøteknikk for perioden fra 1989 til 2000. En primærsøker er en søker som har satt fakultetet opp som sitt første og primære ønske når han/hun søkte om plass på universitet eller høgskole, og antallet primærsøkere brukes derfor som et barometer på interessen i søkermassen.



Figur 3 Antall primærsøkere til Fakultet for bygg- og miljøteknikk, NTNU

Som en ser av figuren var søkertallet stabilt høyt fram til og med 1996, hvoretter det sank drastisk i 1997 og 1998. Trendkurven med spørsmålstegnet så skremmende ut, noe som fikk enkelte til å betegne fakultetet som nedleggingstruet. Og selv om noe av forklaringen nok var innføringen av "Samordnet opptak" [1] fra 1997, ga utviklingen grunn til alvorlig bekymring. Tilsvarende trender kunne observeres på flere klassiske ingeniørfakulteter på NTNU (eksempelvis Maskin, Berg og Kjemi), mens studier mot Informasjons og kommunikasjonsteknologi (IKT) og studier i Industriell økonomi og teknologiledelse samt Industriell design hadde økt søkning.

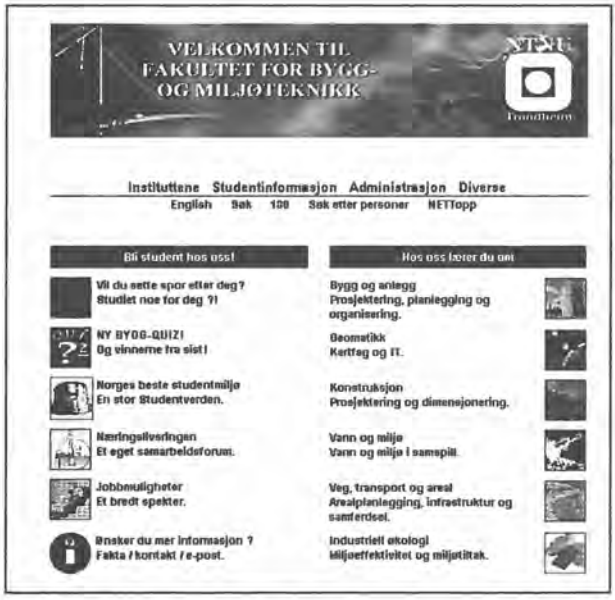
Fokus ble etter søkersvikten i 1998 umiddelbart satt på arbeid med rekruttering og profilering. Det hjelper lite å ha store utfordringer og en spennende næring hvis ungdommene ikke er klar over dette og søker andre veier.

Et nært samarbeid med BAROK 2007 (Bygg og anlegg rekruttering og kompetanseutvikling) ble innledet i 1998 og sammen med fakultetets rekrutteringsutvalg ble det laget en **rekrutteringsbrosjyre med CD,** Figur 4, dekket av BAROK's budsjett. Denne ble såvidt ferdig til utsendelse før søknadsfristen i 1999 og ble så benyttet i en litt oppjustert versjon før søknadsrunden for år 2000. Innhold og opplegg ble i stor grad styrt av engasjerte studenter.

[1] "Samordnet opptak", SO, ble innført fra 1997 og innebærer at søkerne sender en felles søknad til all høyere utdanning i Norge og ikke sender separate søknader til hver institusjon. Primærsøkerne fra før 1997 hadde Fakultet for bygg- og miljøteknikk som sitt førstevalg på NTNU, men kunne ha andre førstevalg ved andre universiteter eller høgskoler. Fra 1997 har hver student kun et førstevalg på de utdanningsinstitusjoner som er med i SO. BI og utenlands-studier er ikke med i Samordnet Opptak.

Figur 4. Forside av brosjyre med innlagt CD, spredt målrettet i 6000 eks. våren 2000

Brosjyren ble sendt ut til alle videregående skoler (VGS), alle ingeniørhøgskolene, folkehøgskoler og til militærforlegninger og spredt på utdanningsmesser. Videre ble den sendt til næringslivet for spredning derfra og til sivilingeniører i NIF i alderen 40 til 45 år, med anmodning om å gi brosjyren målrettet videre!



Figur 5 Fakultetets hjemmeside på Internett fikk layout ut fra rekrutteringshensyn

Det ble videre satset betydelig på å gjøre våre **internettsider**, figur 5, attraktive og informative for nye søkere. En undersøkelse avslørte at over 40% av våre nye studenter i 1999 mente internettsidene hadde vært viktige for valg av studium! Vi initierte også en konkurranse på nettet med pengepremier betalt av Næringslivsringen. Informasjon om bygg og miljø - konkurransen ble spredd gjennom brosjyre og små adresselapper på VGS.

Vi satte inn **annonser** i Studieguiden, i Dagbladet og i Nationen, samt i studiebilagene til flere av våre største aviser uten at effekten av dette har vært direkte målbar. Vi hadde også våren 2000 en **kinoreklame** i Bergen og Trondheim i en og en halv måned før søknadsfristen 1. april. Vi er usikre på effekten av kinoreklamen, idet få av de som begynte hos oss i høst viser til denne når faktorer av betydning for studievalg listes opp. Lysbildet som ble vist på kino er gjengitt i Figur 6.

Figur 6. Intet skulle være uprøvd: Lysbilde på kino våren 2000.

Studenter fra NTNU oppsøker hvert år så mange videregående skoler som mulig med informasjon om studier ved NTNU. Vi har hvert år noen av våre studenter med her og har spesielt for våren 2001 satset mye på å finne gode ambassadører for fakultetet til denne **skolebesøks**-jobben. Tilsvarende vil vi til våren satse sterkt på **utdanningsmessene** for å nå elevene i videregående skole.

Vi har oppmuntret alle medarbeidere og en rekke studenter til å være aktive i dagspressen. Vi har fått inn en hel del **kronikker, innlegg og reportasjer** i Dagbladet og Aftenposten, men absolutt mest i Adresseavisen. Vi tror spalteplass av denne art er mer fordelaktig enn annonser i rekrutteringssammenheng.

Et meget vellykket tiltak ble lansert våren 2000 og gikk på en systematisk telefonisk kontakt med alle våre søkere. **Telefonaksjonen** ble gjennomført ved at noen av våre studenter ringte søkerne for å gi informasjon om hvordan det var å være student ved fakultetet og for å høre om søkerne hadde spørsmål om studiet vårt.

Tiltakene mot økt rekruttering ser ut til å virke. Primærsøkertallet, figur 3, øke forsiktig med ca. 10 % høsten 1999 og betydelig med 34% høsten 2000. Dette er svært gledelige

tall. En stor del av årets økning er imidlertid knyttet til økt interesse fra ingeniører som ønsker å begynne i 4. årskull for å bygge på med 2 år til sivilingeniør. Økningen i søkere fra VGS er moderat. Og kvinneandelen har faktisk gått noe ned! Vi har fortsatt en betydelig jobb å gjøre.

Fakultetets strategi på rekruttering er å få opp søkertallet betydelig, men i første omgang å begrense opptaket til 150 studenter, slik at det kan bli konkurranse om studieplassene og ennå bedre kvalitet på våre uteksaminerte kandidater. Vi siktet i høst (år 2000) på 120 nye studenter rett fra VGS og 30 fra ingeniørhøgskolene (IH), altså en sum på 150 nye studenter. Vi fikk 121 fra VGS uten å måtte avvise noen og (dessverre) uten å få en karaktergrense på opptak. Vi hadde et betydelig overopptak fra IH (ca en dobling av det planlagte inntaket på 30), noe som skyldes en uventet tilslagsprosent og manglende statistisk grunnlag på dette opptaket. Vi vil trolig holde på en totalramme på 150 nye studenter også for opptaket høsten 2001. Dersom vi etter et par år med lave opptaksrammer har fått opp søkertallet og dermed innført en fornuftig karaktergrense, vil vi øke inntaket til 200 nye studenter hvert år. Prinsippet for dette er ganske enkelt: kvalitet fremfor kvantitet.

NYTT STUDIEOPPLEGG

Alle ingeniørfakultetene på NTNU er i ferd med å implementere siste del av det nye 5 års studiet. Siste diplomkandidater med 4,5 års studietid kommer ut nå i høst. Neste år vil det ikke komme ut nye kandidater til jul. Det neste kullet kommer ut til sommeren 2001 etter en diplom (hovedoppgave) på våren.

10	Hovedoppgave			
9	Ikke-tek 4	Fordypningsemne (prosjekt + fordypn. emner)		
8	Tverrfaglig prosjekt	Ing. annen linje	Tekbas 5	Ing
7	Ing	Tekbas 4	Ing	Ing
6	Ing	Tekbas 3	Ing	Ing
5	Matematikk 4N	Hydromekanikk	BM5 Prosjektering	Tekn.ledelse 1
4	Statistikk 1	Konstruksjonsmek. 2	BM3 Org. og øk.	Geotek., geologi
3	Matematikk 3	Konstruksjonsmek. 1	BM3 Fys. plan	Bygn.materialer
2	Matematikk 2	Fysikk	BM2 Miljø	Ex.Phil. 2
1	Matematikk 1	Kjemi	BM1 GK-Data	Ex.Phil. 1

Figur 7 Skjematisk studieplan for 5 års studiet på Fakultet for bygg- og miljøteknikk.

Implementeringen av den nye 5 års studieplanen ble ett år forsinket ved overgangen fra NTH til NTNU, men følger i hovedtrekk de ideer som Virksomhetskomiteen av 1993 la fram. Dette gikk i korte trekk ut på å lage en utdanning basert på et helhetlig 5 års studieløp med vekt på matematisk naturvitenskapelige fag og teknologiske basisfag som "ikke går ut på dato". Det ble vedtatt å gå for en ganske bred kunnskapsplattform som

grunnlag for livslang læring. Videre ble det lagt opp til en økning i de ikke-teknologiske fag, mer tid til å lære de tunge basisfagene og flere prosjektfag. Ingeniørfag fra første semester skulle introdusere linjens spesialitet slik at de nye studentene ikke druknet i teori uten anvendelser. To semester med Examen Philosophicum dukket opp som et pålegg under NTNU prosessen, noe som er lite populært i ingeniørkretser.

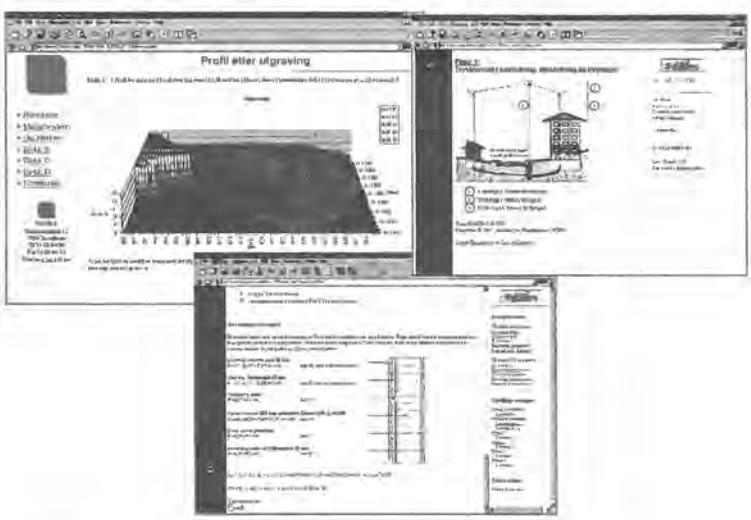
Kandidater fra Ingeniørhøgskolene skal nå kunne tas opp i 4. studieår for en toårig påbygning mot sivilingeniør. Noe usikkerhet råder fortsatt med hensyn til tilpasning og tilrettelegging for dette, og opplegget vil bli evaluert så snart erfaring er høstet.

Figur 7 viser en skjematisk studieplan for det nye 5 års studiet på Fakultet for bygg- og miljøteknikk. De første 4 semestrene har en felles studieplan, hvoretter en kan velge studieretninger eller også et av flere multifakultære studieprogrammer. På fakultetet kan en velge mellom studieretningene:

- Bygg og anlegg (BA)
- Konstruksjon (K)
- Vann og miljø (VM)
- Veg, transport og areal (VTA)

Eller de multifakultære studieprogrammene

- Prosjektledelse
- Industriell økologi (IØK)



- Geomatikk

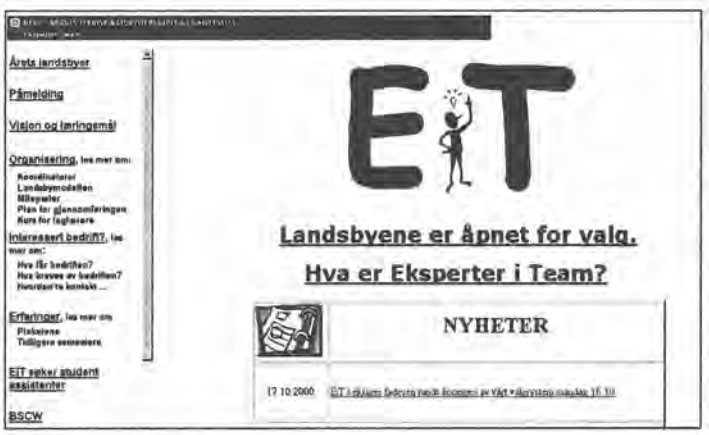
Figur 8 Studentarbeider fra PBL strengen i studiets første del

I figur 7 er PBL strengen i 1. til 5. semester uthevet. PBL er en forkortelse for ProsjektBasert Læring, men også betegnelser som Problem eller Produkt Basert Læring er brukt. Fagene i strengen har som siktemål å introdusere studentene til virksomheten innen bygg og miljøsektoren, gjennom arbeid i grupper på reelle problemstillinger i fra praksis. Bruk av datamaskin og relevant programvare samt informasjonsutveksling over

internett er sentralt i PBL strengen. Strengen er under konstant utvikling og er i disse dager ferd med å omarbeides noe, delvis fordi studentene som nå kommer inn kan mer datateknikk enn tidligere og delvis for å justere ut fra erfaringer om hva som kan bli bedre. Oppgavene har vært knyttet til aktuelle prosjekter i Trondheim som RIT 2000, (Det nye regionsykehuset). Eksempler er analyse av trafikkforholdene rundt RIT på Øya, vurdering av vann og avløpssystemet i samme område, samt prosjektering av en ny barnehage på samme sted. Nye Lerkendal stadion er et annet tema. Figur 8 viser noen av problemstillingene som har vært nyttet i Bygg og miljø 1 og 2, (BM1) og (BM2).

Studentene legger mye arbeid i PBL strengen og hevder å ha stort utbytte, selv om det alltid vil være en spenning mellom innsats i gruppen og innsats individuelt i andre fag. PBL strengen er en utmerket ramme for nært samarbeid med næringen på undervisningssiden.

I figur 7 er også et tverrfaglig prosjekt i 8. semester uthevet. Prosjektet kalles også "Eksperter i Team" og innebærer at studenter fra ulike linjer eller studieretninger i grupper på 4 skal samarbeide om å løse en oppgave og bidra som "ekspert" på sitt eget felt. Etter betydelig planlegging lanseres det hele for første gang våren 2001. Alle sivilingeniørstudiene på NTNU med sine 1300 studenter totalt vil delta.



Figur 9 "Eksperter i Team" er en stor - satsing på gruppebasert undervisning på NTNUs sivilingeniørlinjer, med kommunikasjon over nettet

Studentene skal samarbeide i grupper innenfor en "landsby" på 9 grupper og en felles problemstilling. Fakultet for bygg- og miljøteknikk har ansvaret for seks (?) landsbyer som går på:

1. Aluminiumskonstruksjoner
2. Kystutvikling 2015
3. Avløpsvann som ressurs
4. Energi og miljøeffektive bygninger

5. Nordre avlastningsvei i Trondheim- planlegging og gjennomføring
6. Bedrifters forbedringspotensiale i et økologisk perspektiv

Eksterne "problemeiere" er koblet inn og bidrar til oppgaveformulering og veiledning i samarbeid med professorer og studentassistenter. Det hele er utvilsomt svært ambisiøst og det blir interessant å se hvordan det kan fungere. Igjen er Internett informasjons-utvekslingskanal, figur 9. Se forøvrig: http://www.ntnu.no/Eksperter_i_Team

Mens prosjekt og hovedoppgave tidligere var delt av sommerferie og kanskje kunne innbefatte en sommerjobb på tilknyttet prosjekt, vil nå fordypningsåret starte med et fordypningsprosjekt med fordypningsmoduler på høsten, for så å føres videre i en hovedoppgave om våren. Eventuell sommerjobb på samme tema må komme i forkant.

AVSLUTNING

Dette foredraget har ensidig konsentrert seg om rekruttering og kompetanseoppbygging sett fra NTNU og Fakultet for bygg- og miljøteknikk. Problemstillingene er imidlertid de samme for mange innen andre utdanningsinstitusjoner. Vi håper og tror at alle som utdanner kandidater til BAE næringen vil ha nytte av andres rekrutteringskampanjer idet vi markedsfører samme bransje eller næring.

Det skjer mye på NTNU og på Fakultet for bygg- og miljøteknikk for tiden. Det arbeides intens med nye rekrutteringstiltak og med oppfølging av de etablerte tiltak. Det arbeides samtidig med en fornyelse av studiet på en rekke fronter. Vi vil fortsatt kreve at en statiker kan sin statikk og en geotekniker sin geoteknikk, men i tillegg håper vi å utdanne en kandidat med evne til samarbeid og til å bruke nye verktøy og til å tenke kreativt og helhetlig. Vi ønsker å utdanne særdeles dyktige medarbeidere for både forskning og praktisk virke. Alene klarer vi ikke å nå alle våre høye mål, men sammen med næringen skal vi få til en hel del.

Vi ser med spenning fram til videre samarbeid med Næringslivsringen og med alle de entusiaster som støtter vår virksomhet.

REFERANSER:

"Bygg bærekraftig" - Strategiplan 2000 – 2004 Fakultet for bygg- og miljøteknikk, NTNU, http://www.bygg.ntnu.no/fakadm/sider/strategi.html

"Kreativ - konstruktiv – kritisk" – NTNU mot 2010, http://www.ntnu.no/strategi/

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2000

HYDROLOGISKE KONSEKVENSER AV TUNNELDRIFT - LEKKASJEKRITERIER OG KONTROLLPROGRAM.

The hydrogeological consequences of tunneling – leakage criteria and monitoring program

Amund Gaut, Statkraft Grøner AS
Bjørn Kløve, Jordforsk
Terje Kirkeby, Statens vegvesen, Buskerud

Sammendrag

Dreneringen mot en tunnel og konsekvensene for omgivelsene, er avhengige både av naturgitte faktorer og hvilke tekniske installasjoner som kan bli skadet. Hvor stor innlekkasje som kan aksepteres, kan til en viss grad beregnes ut fra kunnskap om nedbør, avrenning, vegetasjon og grunnforhold. For brønner kan vannføringen i enkeltsprekker være avgjørende, og det er derfor vanskelig å uttrykke tetningsbehovet som en viss vannmengde pr. m. tunnel. Eventuelle overvåkningsprogram for dreneringseffekter bør starte i god tid før tunneldriften. For brønner til vannforsyning bør det gjøres kapasitetstester både før og etter tunnelarbeidene.

Summary

The consequences of groundwater ingress into a tunnel for the surrounding area is dependent on natural hydrogeological conditions and which manmade structures are within the zone of influence that can be damaged. How much ingress can be accepted can, to a certain extent, be calculated on the basis of precipitation, surface drainage, vegetation and ground conditions. For wells, flow within a single fracture system can be dominant. It is therefore difficult to express maximum leakage criteria in terms of a certain volume of water per metre run of tunnel. Programs for monitoring the effects of groundwater ingress should be started well before tunnel driving commences. For wells used for water supply, yield tests should be undertaken both before and after tunnel construction.

Innledning

Arbeidet med Gardermobanens "Romeriksport" viste at de skader som kan oppstå pga. drenering rundt en tunnel, ikke er begrenset til setningsskader på bygninger. Dette innlegget er basert på erfaringer fra så vel Romeriksporten som flere andre tunneler, bl.a. tunnelen gjennom Bragernesåsen i Drammen, tunnelen som skal gå fra Grua mot Gardermoen (RV 35 Grualia - Bruvoll) og "Hagantunnelen" som skal føre RV 4 under bebyggelsen mellom Slattum og Gjelleråsen i Nittedal.

I konsekvensvurderingen må det tas hensyn både til hydrologiske-, geologiske- og biologiske faktorer og til tekniske installasjoner som brønner og bygninger.

Hydrologiske faktorer

Lekkasje i en tunnel fører primært til en umiddelbar endring i grunnvannstrømningen i berggrunnen over tunnelen. Sekundært kan lekkasjen føre til endringer i vannbalansen med konsekvenser for vannstanden i tjern og myrer og redusert fuktighet i skog og innmark. I siste instans kan konsekvensen være redusert plantevekst og endret dyreliv - eller ødelagte brønner og setningsskader på bygninger.

Generelle ligninger for vannbalanse ligger til grunn for betraktningene som gjøres her:

$$P = E + Q + I$$

P = nedbør
E = evapotranspirasjon
Q = overflateavrenning
I = infiltrasjon til grunnen

$$I = \Delta SW + \Delta GW + L_T$$

ΔSW = avrenning til vassdrag
ΔGW = tilskudd til grunnvannsmagasinet
L_T = lekkasje til tunnel

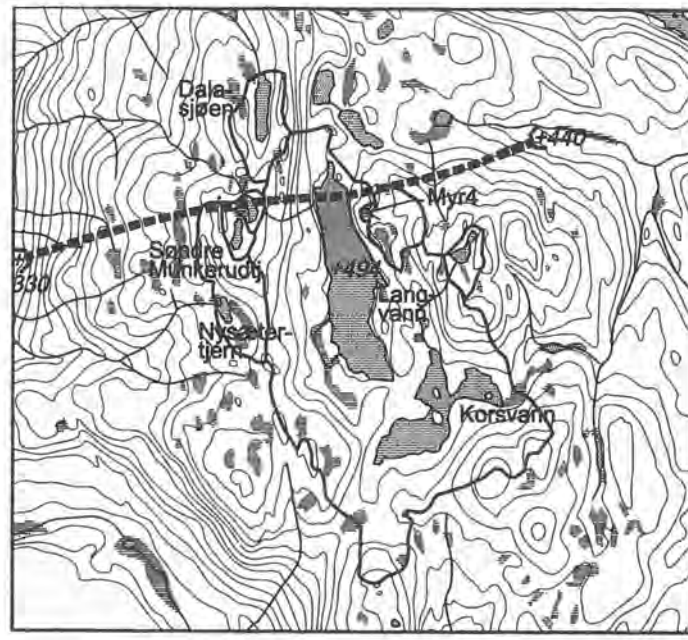
Tunnellekkasje kan føre til økt infiltrasjon fra de permanente utstrømningssonene (myrer og tjern) til det regionale grunnvannet, med redusert overflateavrenning som resultat. En permanent endring i grunnvannstanden kan føre til tørrere markoverflate særlig i perioder med langvarig nedbørsunderskudd. Redusert vannføring i vassdrag vil kunne observeres i tørkeperioder, når det meste av vannet stammer fra grunnvannet. Effekter på årsavrenningen vil i fleste tilfelle likevel være relativt små, da redusert avrenning delvis kompenseres med redusert evapotranspirasjon.

Hvor sårbart et område er for endringer i vannbalansen avhenger av *hydrologiske*, *geologiske* og *biologiske* forhold. I en konsekvensvurdering må det i tillegg tas hensyn til *tekniske installasjoner* som f.eks. brønner.

Det er mange forhold som har betydning for de hydrologiske konsekvensene av drenering mot en tunnel:

- Størrelsen på nedbørsfeltet i forhold til utsatte vann og myrer
- Topografi
- Infiltrasjons- og avrenningsforhold
- Vannets strømningsgradient mot tunnelen
- Dypet til grunnvann vil være avgjørende for om plantene kan nyttiggjøre seg grunnvannet, eller om de vil være uberørte av en ytterligere senkning.

Ved planleggingen av tunnelen fra Grualia - Bruvoll var det naturlig å være spesielt engstelige for drenering av Langvann. Tunnelen vil passere rett under vannet, omtrent slik Romeriksporten passerer under Lutvann (figur 1).



Figur 1 *Tunnel Grualia - Bruvoll:*
Hydrologi og nedbørsfelt.

En vurdering av nedbørsfelt og sannsynligheten for innlekkasje endret imidlertid synet på problemet. Tabell 1 viser sannsynlig lekkasje i forhold til de enkelte delnedbørfelters avrenning, under forutsetning av at lekkasjen begrenses til 10 l/min pr.100 m tunnel.

Tabell 1 *Tunnel Grua - Bruvoll:*
Sannsynlig innlekkasje fra de enkelte nedbørfelt.

Utsatt vann/myr	Årlig avrenning i nedbørfelt (m^3)	Del av tunnel som kan drenere dette nedbørfelt	Årlig samlet innlekkasje på denne strekning (hvis10 l/min pr. 100 m)	Sannsynlig andel fra dette nedbørfelt	Sannsynlig årlig innlekkasje fra dette nedbørfelt	Innlekkasje fra dette nedbørfelt i % av avrenning
Langvann	1 819 712	750 m	39 420	80 %	31 536	2 %
Nysetertjern	189 646	300 m	15 786	20 %	3 157	2 %
Søndre Munkerud-tjern	25 463	500 m	26 280	40 %	10 512	41 %
Myr 4	4 179	100 m	5 265	30 %	1 580	38 %

Tabellen viser at det er liten sannsynlighet for at Langvann vil bli vesentlig påvirket, men selv om det settes ganske strenge krav til tetting, vil mindre tjern og myrer kunne være utsatt, spesielt fordi de ofte ligger i sprekkesoner som kan komme i direkte hydraulisk kontakt med tunnelen.

Søndre Munkerudtjern er et grunt vann som ligger på toppen av en ås høyt over tunnelen, med svært lite nedbørfelt i forhold til vannets areal. Håpet er at berggrunnen i dette området i utgangspunktet vil være så tett at den hydrauliske kommunikasjon mellom vann og tunnel er dårlig. Nysetertjern ligger litt på siden av tunneltraséen, og gradienten mot tunnelden vil bli vesentlig mindre enn for de to andre vannene. Det vil redusere lekkasjen, selv om enkelte sprekkesoner synes å kunne forbinde vann og tunnel.

I utkanten av høyereliggende områder med bratte skråninger nedenfor står grunnvannet ofte nokså lavt, slik at vegetasjonen ikke direkte kan nyttiggjøre seg dette. En grunnvannsenkning her vil derfor neppe få stor betydning.

Geologiske faktorer

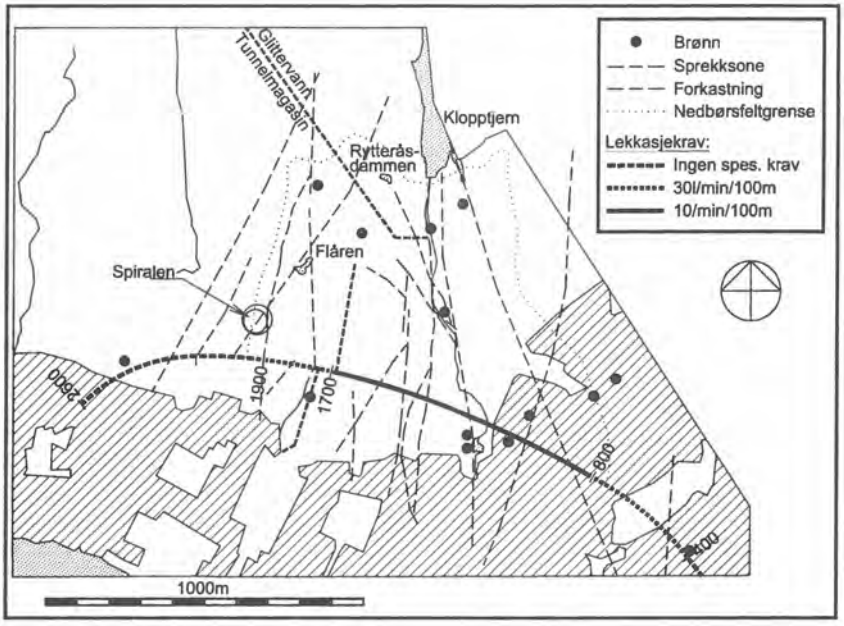
Som det fremgår av ovenstående er geologiske faktorer som *oppsprekning* og *fjelloverdekning* vesentlige for dreneringsforholdene. Oppsprekningen kan være avhengig både av bergartstype og det regionale oppsprekningsmønster. Enkelte lavabergarter skiller seg ut som spesielt oppsprukne, og karstforvitring kan selvfølgelig skape spesielle problemer i kalksteins-områder.

Den nye tunnelen i Bragernesåsen skjærer igjennom den permiske Drammen cauldon, et vulkansk innsynkningsområde hvor det både forekommer permeable lavabergarter og store sprekkesoner (figur 2). Her er problemer med drenering som følge av tunneler godt kjent fra tidligere. Det lille tjernet *Flåren* ved Spiraltoppen forsvant da denne tunnelen ble anlagt (figur 3). Selv om bunnen siden er forsøkt tettet med leire, fluktuerer vannspeilet betydelig, og forsvinner helt i tørkeperioder når tilsiget ikke lenger kan kompensere for økt fordampning fra vannoverflaten. En nesten ubevokst strandlinje tyder likeledes på at *Rytteråsdammen* hadde høyere vannstand før Glittervannverket bygget sitt tunnelmagasin nord i åsen.

For den nye tunnelen er det spesiell grunn til å være bekymret for det populære badevannet *Klopptjern*, som gjennomsettes av flere store sprekkesoner, som også den nye tunnelen skjærer igjennom. Til gjengjeld er det mindre grunn til å bekymre seg om hva som skjer i vest - der har *Spiralen* drenert det meste på forhånd.

Løsmassenes sammensetning er avgjørende for konsekvensene av at grunnvannsnivået i berggrunnen senkes. Man kan forvente at det generelt vil være mindre lekkasjer i tunneler under områder som er dekket av marin leire enn i høyereliggende terreng.

I myrer kan irreversible setninger lett finne sted som følge av en grunnvannsenkning. Det er myrer som grenser til åpne vann og tjern, og myrer i utstrømningssoner, som er mest utsatt for endringer i hhv. vannstandsendringer og grunnvannstilsig. Tappingen av Puttjern over Romeriksporten førte til at også partier med mineraljord raste ut.



Figur 2 Bragernestunnelen. Geologiske strukturer og lekkasjekrav

Figur 3 Tjernet Flåren ble drenert da "Spiralen" ble sprengt ut i Bragernesåsen

For vegetasjonen er jordsmonnets vannlagringsevne vesentlig for vanntilførselen i tørkeperioder. Mektige og lite permeable løsmasser lagrer mye vann og forsinker nedtrengningen til grunnvannsmagasinene. Derved blir vegetasjonen langt mindre utsatt om grunnvannsnivået i berggrunnen senkes.

Biologiske forhold

De biologiske forhold, dvs. hvilke plante- og dyrearter som forekommer, er også avgjørende for konsekvensene av en drenering. Vegetasjon som ikke har spesielt dype røtter vil vanskelig kunne påvirkes av endringer i grunnvannsnivået, dersom dette i utgangspunktet står langt under overflaten. På den annen side vil sumpvegetasjon i regelen være helt avhengig av et høyt grunnvannsnivå, og følgelig være følsomme for drenering.

Hvis dreneringen påvirker dyrkede områder, kan også de økonomiske konsekvensene bli betydelige. Under norske forhold er vanligvis jordsmonnets vannlagringsevne nok for å dekke nytteplantenes vannbehov under normale tørkeperioder på sommeren. Lekkasje til en tunnel kan føre til at vannet blir raskere drenert fra jorda etter snesmeltingen, og skadelig tørke vil kunne forekomme lettere og tidligere på sommeren enn hva som ellers ville være tilfelle. Man skal for øvrig ikke se bort fra at en senkning av et høyt grunnvannsnivå i visse tilfelle også vil kunne virke fremmende på planteveksten.

I alminnelighet vil neppe en begrenset grunnvannsdrenering få vesentlig betydning for den lokale fauna. I spesielle situasjoner kan imidlertid lokale sumpområder være av stor betydning, f.eks. for formering av insektarter. I den tørre Bragernesåsen i Drammen anses det for viktig å opprettholde vannbalansen i de få fuktige sprekkedalene som skjærer igjennom terrenget. Dette er til gjengjeld de eneste naturtypene nær tunnelen som vil være utsatt for drenering.

Hagantunnelen mellom Gjelleråsen til Slattum som skal påbegynnes neste år, går for det meste i en nokså bratt dalside hvor grunnvannsnivået for det meste ligger noen meter under terreng. Det er ingen vann eller store myrområder som ventes å bli påvirket av tunnelen. Innerst på flatere partier vil det likevel kunne være forholdsvis høy grunnvannsstand, og i et boligområde hvor tunnelens tak vil ligge bare 15 m under terreng, vil vegetasjon i visse tilfelle kunne få tørkeskader.

Hensynet til tekniske installasjoner

Tradisjonelt har faren for setningsskader på bygninger og faren for å skade drikkevannsbrønner vært årsakene til at de hydrogeologiske konsekvenser av drenering mot en tunnel er vurdert. Sammenhengen mellom grunnvannsdrenering og setningsskader omtales i andre innlegg på denne konferanse og blir derfor ikke berørt her.

Når det gjelder brønner, er det på forhånd ofte svært vanskelig å si om en brønn vil bli påvirket, og ofte er det også i ettertid vanskelig å avgjøre om en påstått endring i kapasitet

eller kvalitet skyldes en ny tunnel eller noe annet. Hvis det ikke er gjort grundige registreringer av brønnen på forhånd, blir tiltakshaver lett sittende med "Svarte-Per" - uten helt å være sikker på at brønnen i det hele tatt er påvirket.

Det er mange vurderinger som bør gjøres om nærliggende brønner i et tunnelprosjekt:

- Hvilke brønner ligger så nær at de kan bli påvirket av tunnelen ?
- Hvilken kapasitet og kvalitet har disse brønnene ?
- Er det fare for å drenere brønnene ?
- Kan brønnene bli forurenset av daglig trafikk eller tunnelvask ?
- Hva slags registrerings- og kontrollprogram skal utarbeides ?
- Hvilke brønner fortjener et omfattende kontrollprogram, og hvilke skal man i utgangspunktet bare erstatte ?
- Hvordan skal man gjennomføre injeksjonsarbeider for å tette tunnelen best mulig uten samtidig å fylle nærliggende borebrønner med injeksjonsmasse ?

Det finnes ikke fasitsvar på noen av spørsmålene, og rådgivning om disse punkten må baseres på skjønn og erfaring.

For Hagantunnelen er det registrert 40-50 brønner innenfor det området hvor man med rimelighet kan si at det er fare for påvirkning. Av disse ligger 1/5 slik til at de med stor sannsynlighet blir ødelagt av tunnelen, mens ytterligere ca. 20 brønner står i fare for å bli påvirket, i det vesentlige ved drenering.

Lekkasjekriterier

Hvor mye lekkasje som kan tolereres inn i en tunnel, vil som det fremgår av ovenstående, avhenge av mange faktorer. Den drenering som følger av en viss innlekkasje kan vurderes basert på vannbalansen og kunnskap om naturtypene over tunnellen. Det kan imidlertid være stor usikkerhet både knyttet til den lokale hydrologien i et naturområde og til berggrunnens hydrogeologi. Denne usikkerheten kan delvis reduseres med lokale observasjoner over tunnelen før driving. Med et bra datagrunnlag om hydrologi og berggrunnens vannledningsevne vil man ytterligere redusere usikkerheten, delvis fordi økt datagrunnlag gir mulighet til hydrologisk modellering og simuleringer.

I siste instans er det dyr og planters avhengighet av vann, samt menneskers naturutnyttelse og tekniske installasjoner, som avgjør hvor stor lekkasje som kan aksepteres. Lekkasjekriterier må derfor utredes på grunnlag av hvilke problemstillinger som er aktuelle for den enkelte tunnel.

For å beskytte naturområder og vassdrag som er følsomme for endringer i grunnvannet, vil hydrologiske beregninger kunne gi grunnlag for å gi lekkasjekriterier, f.eks. som akseptabel innlekkasje i liter pr. min. pr. 100 m. For brønner er slike angivelser vanskeligere, ettersom de kan bli ødelagt ved drenering av relativt små vannmengder gjennom én enkelt sprekk

Registrerings- og overvåkningsprogram

En tiltakshaver for tunnelarbeider blir lett beskyldt for å ha forårsaket endringer i grunnvannssituasjonen. Mest vanlig - og oftest minst dokumenterbart - er påstander om redusert kapasitet i drikkevannsbrønner. Planlegging og gjennomføring av registrerings- og kontrollprogram for brønner kan være en ganske dyr og omfattende prosess, og må for en stor del tilpasses den enkelte brønn. Det er ikke alltid enkelt å teste kapasiteten av brønner som er i bruk, og for Hagantunnelen er det derfor foreslått en meget enkel testprosedyre: Pump brønnen med full pumpekapasitet i 3 timer, eller helst mer, og noter kapasiteten på slutten av forsøket, og om mulig vannstanden i brønnen før og etter. Dette gir ikke på noen måte visshet om brønnens reelle kapasitet, men om samme prosedyren gjennomføres både før og etter at tunnelen er bygget, kan man si noe om sannsynligheten for en påvirkning. Slike tester kan med fordel gjøres to ganger før tunnelbygging, i én periode med høy og én periode med lav grunnvannsstand. For Østlandsområdet vil det si hhv. i oktober eller april/mai og i juli/august eller februar/mars.

For overvåkning av naturskader bør et basisprogram for hydrologisk overvåking omfatte observasjoner av grunnvann, avrenning, nedbør og markfuktighet. Det er viktig at målingene starter så tidlig som mulig, slik at normalsituasjonen før tunnelarbeidene begynner kan dokumenteres. Ideelt sett skulle man hatt observasjoner i flere år på forhånd, men dette kan delvis kompenseres ved måling av flest mulig komponenter i vannbalansen, slik at resultatene kan sammenlignes med forholdene i andre år. Et godt måleprogram vil også muliggjøre bruken av hydrologiske modeller som gir mulighet til å simulere hvordan ulike tørkeperioder påvirker vanntilførselen til sårbare områder.

Ofte må mange forhold i måleprogram justeres etter de lokale naturforholdene. I myrer vil grunnundersøkelser gi grunnlag for å velge brønntype for registrering av vannivå og strømningsforhold. I rotsonen vil det være mest aktuelt å måle markfuktighet. Fjellbrønner vil vise hva som skjer i berggrunnen og vil indikere hva som blir konsekvensen for overliggende løsmasser. Ettersom løsmasser med liten permeabilitet kan forårsake hengende grunnvannsspeil, vil det ikke alltid være slik at grunnvannsnivået i berggrunnen er det samme som i de øvre jordlag. Derfor vil vannføring i bekker og vannivå i sjøer og myrer ofte kunne gi det beste grunnlaget for å vurdere om dreneringen har medført konsekvenser. For tolkning av data er det viktig at man velger klart avgrensede nedslagsfelt med en viss minimumsvannføring slik at vannføring kan registreres før og etter tunneldrift. For Tunnelen Grualia - Bruvoll gjør fredede barskogsområder det umulig å bore kontrollbrønner i berggrunnen, men det er etablert peilebrønner i løsmassene og vannstands- og vannføringsmålere i utsatte vann og bekker.

For Bragernesåsen er overvåkningsprogrammet i første rekke utarbeidet for å kontrollere at Klopptjern ikke påvirkes. De få brønnene som er registrert, er enten ute av bruk eller står i liten fare for å bli skadet.

Det må imidlertid rettes en viss oppmerksomhet mot Glittervannverkets tunnelbasseng. Det ligger ganske langt fra veitunnelen, men tilnærmet parallelt med denne, og begge tunneler skjæres til dels av de samme sprekkesonene. Magasinet er anlagt i råsprengt fjell uten noen form for tetting. Ettersom forholdet mellom vannmengdene inn i og ut av bassenget ikke kan måles, må man overvåke at grunnvannsnivået er høyere mellom veitunnelen og tunnelmagasinet enn det den er i selve magasinet. Et titalls kontrollbrønner er etablert langs de store

sprekkesonene og på strategiske steder i forhold til tunnelbassenget som vist på nedenstående skisse.

Resultater fra arbeidene i Bragernesåsen

Lekkasjekriteriene som ble fastlagt for Bragernestunnelen fremgår av figur 2. Det meste av sprengningsarbeidene er nå avsluttet. Det har i gjennomsnitt gått med ca 1 tonn injeksjonsmasse pr. meter, og tetthetskravene er stort sett oppnådd. Injeksjonsarbeidene har gått relativt greit. Sprekkene har vært åpne, og med lite leire. Det er benyttet omtrent like mengder mikrosement og vanlig sement.

Hovedbergartene har vært rombeporfyr, basalt og kvartsporfyr. Injeksjonsbehovet i rombeporfyren har variert, mens det i basalten har vært jevnere fordelt. Kvartsporfyren har vist seg å være betydelig tettere enn de to andre bergartene.

Foreløpig har man bare observert klare vannstandsendringer i én kontrollbrønn, som ligger nær en sprekkesone og ca. 80 m fra tunnelen ved pel 1050. Her sank vannstanden ca. 5 m da tunnelen ble sprengt, men den har siden vært stabil.

Klopptjern er tilsynelatende ikke påvirket.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2000

KLASSIFISERING AV TETTHET OG ESTIMERING AV INFLUENSOMRÅDET FOR TUNNELER I TETTBYGDE STRØK.

Classifying tunnel permeability (allowable leakage volumes) and estimating groundwater drawdown for tunnels in urban areas.

Dr. scient. Kevin J. Tuttle, Norconsult AS
Sivilingeniør Per Magnus Johansen, Norconsult, AS

SAMMENDRAG

Artikkelen presenterer kriterier for tetningsstrategi og kriterier for tettekrav ved traséen Jong-Asker, som er utarbeidet for Jernbaneverket Utbygging. Dette arbeidet har fokusert på forholdene ved senket grunnvannsnivå, setningspotensiale og sårbar natur. Rutiner for vurdering av lekkasjerater, grunnvannssenkning og medfølgende influensområde er også lagt fram. Vi viser estimater fra analytiske beregninger, resultater fra en parameterstudie i en numerisk grunnvannsmodell der flere tunnelforhold er undersøkt, og en case study fra en fremtidig tunnel i Tønsberg. Parameterstudiene har vist flere forhold mellom tetning i tunnel og grunnvannsenkning som er presentert og sammenlignet med erfaringstall.

Den analytiske beregningen viser at grunnvannsenkningen øker når forholdet mellom den oppnådde tetthet av den fremtidige injeksjonsskjermen og den opprinnelige bergmassepermeabilitet minker. Det er videre påvist at influensområdet vil være svært påvirket av de geologiske strukturer. Det er viktig at en utfører vannbalanseberegninger når den maksimale tillatte innlekkasje skal defineres.

SUMMARY

The paper presents criteria for the Norwegian State Rail Administration Infrastructure Construction (Jernbaneverket Utbygging) tunnel grouting strategy and criteria for tunnel permeability for the projected rail-tunnel Jong-Asker in southeast Norway. The investigations have focused on the consequences of groundwater drawdown, overburden settlement and nature vulnerability. Procedures for evaluating leakage rates, groundwater drawdown and subsequent groundwater level depression cones are presented. We show estimates from analytical calculations, results from a parameter study employing a numerical groundwater model where several tunnel conditions are investigated, and a case study from a future tunnel in Tønsberg, Norway. The parameter study has shown several relationships between the permeability of the tunnel wall and drawdown that are presented and compared with empirical data.

The analytical calculations show that the groundwater drawdown increases when the difference between the grouted tunnel-wall permeability and the natural bedrock permeability decreases. It is also shown that the groundwater level depression cone is

strongly influenced by the geological structures. Water balance estimates are extremely important in defining the maximum allowed tunnel leakage rate.

INNLEDNING

Etter de siste tunnelanlegg der det har vært store lekkasjer, og medfølgende endringer i naturen, har tunnelprosjektering vært sterkt preget av gjennomgripene tettestrategier forankret i dagens akseptkriterier for anleggets miljøkonsekvenser. Tettningsarbeidene skal sikre miljøet omkring traséen slik at anlegget ikke medfører nevneverdig ødeleggelser i naturen og samfunnet. Dette har selvfølgelig økonomiske konsekvenser, men disse har for tiden måttet vike plass, til en viss grad, for samfunnets akseptkriterier vedrørende nivået på miljøkonsekvensene.

Med det økte fokuset på å redusere tunnellekkasje til et akseptabelt nivå, har behovet for å forstå sammenheng mellom lekkasjerate, berggrunnspermeabilitet, setningspotensial, naturens sårbarhet og tetningsteknikk vært avgjørende. Erfaringsmaterialet gir oss et inntrykk av størrelses orden på de forskjellige parametre, men gir oss *ingen klar forståelse* av deres innbyrdes betydning og sammenheng.

I vårt tettestrategi-arbeid for, blant andre, Jernbaneverket Utbygging, har det vist seg at én bestemt lekkasjerate inn i en tunnel motsvarer en stor variasjon i senkning av grunnvannstanden, og i størrelsen av influensområdet. Dette er avhengig av flere parametre som; grunnvannstand, berggrunnens permeabilitet, tetteskjermens permeabilitet, infiltrasjon til grunnvannsforekomsten, sprekkevolum, lekkasjerate og forholdet mellom permeabilitet tettesjerm / berggrunnen. Med så mange innbyrdes parametre som innvirker på influensområdet, er det vanskelig å gi et estimat på grunnvannsenkning i en grunnvannsforekomst med analytiske ligninger. Ved de første estimatene kan en benytte analytiske ligninger for å gi størrelses orden på konsekvensene ved tettestrategien, men denne metoden vil ikke kunne kombinere alle innbyrdes parametre i en dynamisk modell slik som en numerisk grunnvannssimulator ville kunne. Vårt arbeid med både 2-D og 3-D simulering av lekkasjer i tunnel ved forskjellige tettestrategier har økt vår forståelse av forholdene mellom de kritiske parametrene.

KLASSFISERING OG TETTESTRATEGI

For strekningen Jong – Asker er det lagt opp til en tettestrategi der det utføres en forinjeksjon langs hele strekningen. Omfanget av denne forinjeksjon er avhengig av hvilken tetthetsklasse tunnelstrekningen er plassert i.

Den valgte tetthetsklassen er basert på ømfintligheten for setninger, potensielle skader på natur og forringet bruksverdi ved en eventuell endring av grunnvannsnivået for de enkelte områder. Klassifiseringen er gjort på basis av eksisterende grunnlagsmateriale, generelle erfaringstall og vurdering av setningsfaren ved ulike poretrykksreduksjoner, supplert med et begrenset grunnundersøkelsesprogram og korte befaringer, der en vurdering av bruksverdien av natur er foretatt. I dette arbeidet har en fått innspill fra Norges Naturvernforbund, Avd. Oslo/Akershus.

For å vurdere influensområdet for endring av grunnvannstanden og vurdering av krav til tetthet er det foretatt beregninger ved hjelp av en hydrogeologisk modell, der simuleringene er utført i VisualMODFLOW, og er omtalt i de følgende kapitler.

Tetthetsklassifiseringen er som følger (se figur 1):

Klasse 1 – moderat krav til innlekkasje:	8 – 16 l/min/100 m
Klasse 2 – strengt krav til innlekkasje:	4 – 8 l/min/100 m
Klasse 3 – meget strengt krav til innlekkasje:	< 4 l/min/100 m

Den foreslåtte tettingen består av en forinjeksjon (primærskjerm) med hullengder på ca. 21 - 27 m avhengig av tetteklasse. På basis av innlekkasjemengden i hvert borhull, skal det vurderes om supplerende borhull skal bores før første injeksjonsrunde utføres. Det vil bores minimum 35 hull for strengeste tetthetsklasse.

Kontroll av tettheten vil, foruten måling av innlekkasje i tunnelen og observasjoner av grunnvannstanden, utføres ved at det bores en kontrollskjerm bestående av minimum 8 hull etter at første salve er sprengt/utlastet etter primærskjermen er utført. En supplering av primærskjermen vil da bli utført hvis innlekkasjen i borhullene tilsvarer en for stor verdi.

OBSERVASJONSBRØNNER OG KARTLEGGING AV BRØNNER SOM ER I BRUK

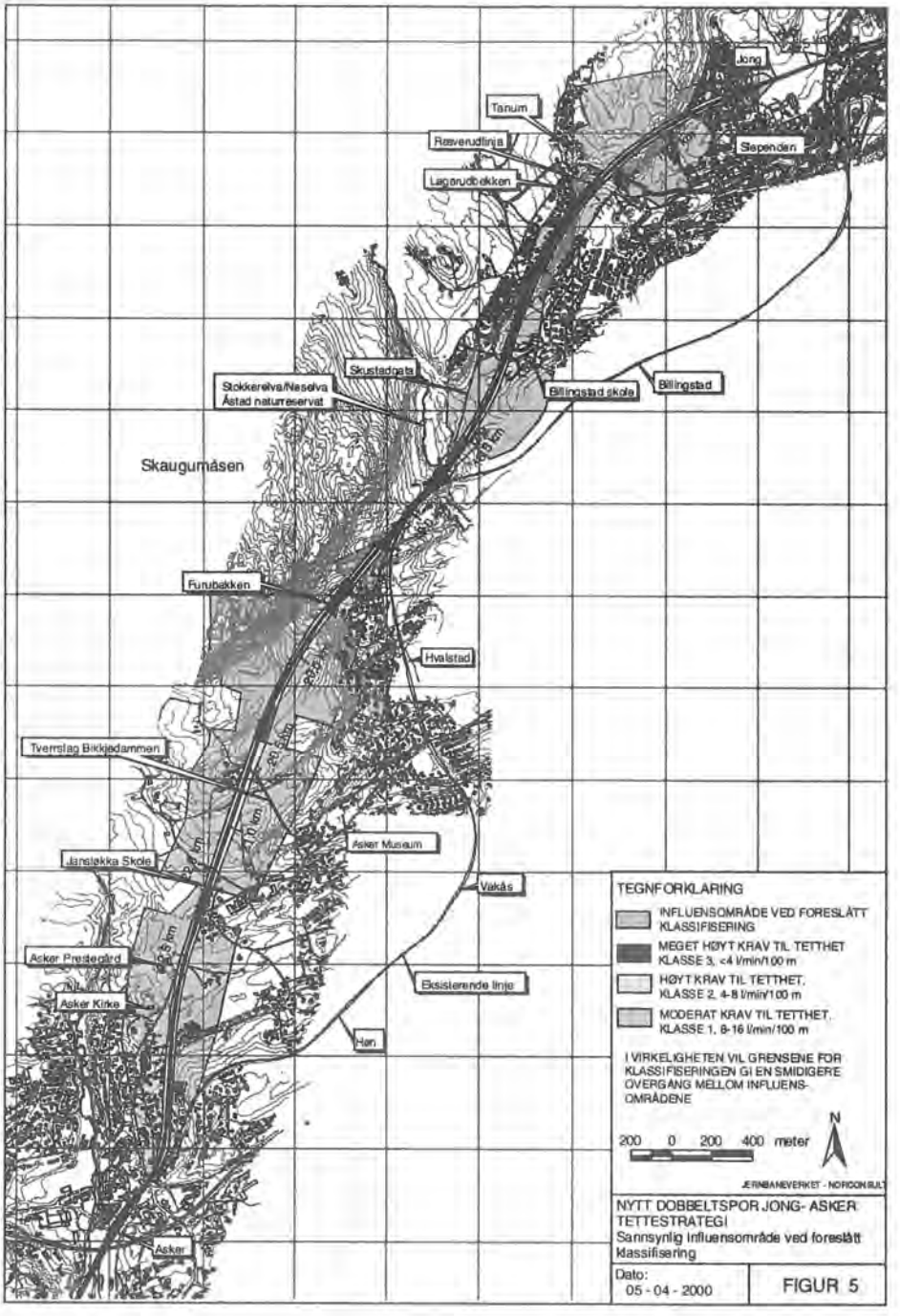
Det er lagt opp til en relativ omfattende registrering av grunnvannstanden. Tilnærmet 55 målepunkter vil bli instrumentert med logger, slik at den naturlige grunnvannstanden registreres i et til to år før anleggsstart. I tillegg vil 10 – 20 manuelle brønner inngå i måleprogrammet.

Likeledes er det utført en kartlegging av eksisterende brønner langs strekningen som er i bruk. Det er registrert mer enn 100 slike brønner. Noen av disse ligger innenfor 10 – 20 m fra den fremtidige tunnel og vil kunne få en sterk reduksjon av kapasitet, samt at kvaliteten av vannet vil bli dårligere i anleggsperioden. Disse brønneiere vil få tilbud om innlagt, kommunalt vann hvis de ikke allerede har det.

Totalt vil det bli opprettet ca. 32 telefonmodemer til de forskjellige brønntypene, slik at grunnvannstanden kan registreres i sann tid. Måleresultatene vil bli vurdert lagt ut på internett, slik at de vil kunne brukes i anleggstiden i det tettestrategiopplegget som er utarbeidet.

INFLUENSOMRÅDET – EN VIKTIG FAKTOR I BESTEMMELSE AV TETTEKRAVET

Influensområdet, dvs. grunnvannsenkning pga. tunnellekkasje, er en viktig faktor for bestemmelse av tettekrav, da det er grunnvannsenkningen som innvirker på omfanget av poretrykksreduksjon i løsmassene, uttørkning av våtområder og reduksjon i brønnkapasitet. Det er mange andre faktorer som må vurderes i en tettestrategi, men influensområdet spiller en avgjørende rolle i flere fagvurderinger.



Figur 1. Soner med tettekrav og estimert influensområdet for Jong-Asker tunnelen.

Ofte snakkes det om tillatte lekkasjerater, sannsynligvis fordi dette er det enkleste parameteret å måle i felt, samtidig er det et parameter som vi kan gjøre noe med. Dette er imidlertid ikke det parameteret som oftest er av mest betydning for tettearbeidet. Blant andre, *Lindblom (1999)* har påpekt at det ikke bør være lekkasjeraten som er dimensjonerende for tettearbeidet men konsekvensene ved en lekkasje i tunnelen.

Da det er vanskelig å beregne lekkasjerater basert på et forhåndsbestemt influensområde (invers modellering), kan man estimere lekkasjerater og deretter tilsvarende grunnvannsenkning (influensområde). Dette bør i første omgang utføres ved hjelp av analytiske ligninger, da disse gir en størrelses orden på lekkasjeratene. Lekkasjeratene kan sammenlignes med erfaringsdata eller beregnes for å anslå størrelsesorden på influensområdet. De beregnede verdiene må ses i sammenheng med en vannbalanse vurdering for å oppnå en helhetlig hydrogeologisk modell.

Dersom de hydrogeologiske forholdene kan avgrenses og grensebetingelsene kan estimeres, er det hensiktsmessig å etablere en numerisk grunnvannmodell som kan ta i betraktning flere parametre samtidig (steady state simulering), samt se på endringene med tid (transient simulering). Det er kun med numeriske modeller man vil kunne gjøre en helhetlig vurdering av samtlige parametre. Numerisk modellering har blitt benyttet under og i etterkant av anleggsfasen i Romeriksporten *(Kitterød m.fl., 1998; Jensen, 1998; Jensen m.fl., 1998; Rudolph-Lund & Jensen, 1998)* og i forkant av anleggsfasen for tunnelen i Frodeåsen, Tønsberg *(Tuttle, 1999; Tuttle, 2000b)* og Jong-Asker *(Tuttle, 2000a)*.

I modellene utført for tunnelene i Tønsberg og Jong-Asker har det vært nødvendig med forenklinger og generaliseringer. Den største forenklingen er at i steden for å simulere grunnvannstrømning i sprekker, er simuleringene utført i et porøs media med omtrent samme gjennomsnitts permeabilitet som gjennomsnittet av sprekkene med bergmassen ("Equivalent porous medium" modell, *(Anderson & Woessner, 1992)*). Dette er en metode benyttet for å simulere grunnvannstrømning i berg når vurderingene skal omfatte en eller flere større områdeenheter og det er ikke nok bakgrunnsdata for å kunne simulere strømninger i enkeltsprekkene *(Committee on Fracture Characterization and Fluid Flow, 1996)*.

Størrelsen på enhetsområdet bør være så pass stort at mindre områder innenfor enheten har omtrent samme gjennomsnittspermeabilitet. Vurderinger av simuleringene kan derfor ikke omfatte en oppløsning mindre enn de mindre "gjennomsnitts-områdene". Denne metoden ved å simulere regional grunnvann i sprekker vha. en porøs-media modell har blitt publisert flere ganger i internasjonale fagtidsskrifter, f.eks. *Gburek, m.fl., (1999), Allen & Michel, (1999) og Pohll, m.fl., (1999)*.

Analytiske beregninger av tunnellekkasjer

Den første metoden for å estimere lekkasjer inn i en råsprengt tunnel og en forinjisert tunnel er ved hjelp av analytiske ligninger. Ligningene forutsetter en horisontal tunnel med sirkulært tverrsnitt samt at tunnelen er under grunnvannspeilet i en homogen,

isotrop, semi-uendelig porøs grunnvannsforekomst med statisk grunnvannstand. Det er minst tre relative like ligninger for å estimere lekkasje inn i en råsprengt tunnel;

(1) Lei ligning $$q = \frac{2\pi K h}{\ln\left[\frac{h}{r} + \sqrt{\left(\frac{h}{r}\right)^2 - 1}\right]}$$ *(Lei, 1999)*

(2) Goodman ligning $$q = \frac{2\pi K h}{2{,}3 \log[2h/r]}$$ *(Freeze & Cherry, 1979)*

(3) Karlsrud ligning $$q = \frac{2\pi K h}{\ln\left[2\frac{h}{r} - 1\right]}$$ *(NFF)*

der:
q = strømning inn i tunnel (m^2/s)
K = hydraulisk ledningsevne eller permeabilitet (m/s)
h = avstand fra senter tunnel til grunnvannstand (m)
r = tunnelens radius (m)

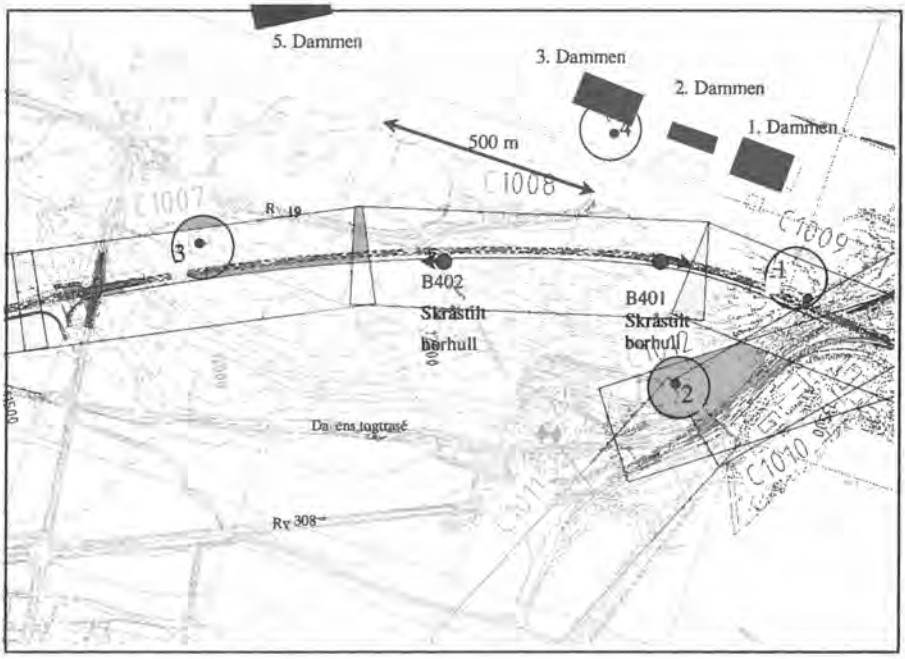
Det ble ut fra dette estimert innlekkasjer ved brønner (datagrunnlaget) som ligger like ved traseen, jfr. figur 2 og tabell 1. Verdiene i tabell 1 kan anses som konservative da K-verdiene (hydraulisk ledningsevne) benyttet i ligningene er de høyeste verdiene for de aktuelle punktene og grunnvannssøylen over tunnelen er den lengste som hittil er målt.

Det er videre estimert lekkasjerater i tunnelen etter at tunnelen er tettet til en hydraulisk ledningsevne på 1,0 0,5 og 0,1 $\cdot 10^{-7}$ m/s. Resultatene er konservative på grunn av en høy utgangsverdi for grunnvannstanden og det faktum at ligningene ikke tar hensyn til senkningen av grunnvannstanden under en lekkasje. Denne ligningen tar hensyn til tetteskjermens tykkelse og hydraulisk ledningsevne;

(4) $$q = \pi K h \frac{2}{\ln\left[\frac{(r+t)}{r}\right]}$$ (NFF)

der:
t = tykkelsen av den injiserte sonen (m)
K = hydraulisk ledningsevne av den injiserte sonen (m/s)

Det er også estimert vannføring inn i tunnelen basert på en gjennomsnittlig innlekkasje (l/min/100m) ved de 4 aktuelle brønnene. Estimatene dekker de sørlige 250 m ved Brønn nr. 1, 250 m i begge retninger fra B401 og B402, samt de nordlige 350 m ved Brønn nr. 3 (se tabell 1).



Figur 2. Plassering av fjellbrønner (Brønn nr. 1, 2, 3 og 4) og kjerneborhull (B401 og B402). Traséen er inntegnet og brønnene 1, B401, B402 og 3 er lokalisert nærmest traséen, henholdsvis fra sør mot nord.

En lavere grunnvannstand vil minske det hydrostatiske trykket slik at innlekkasjen blir mindre enn ved høyere grunnvannsnivå. Brønn nr. 1 og 3 har de høyeste K-verdier, men til gjengjeld er ikke grunnvannstanden ved disse punktene mye høyere enn tunnel-nivå. Lekkasje inn til tunnelen vil imidlertid kunne øke dersom grunnvannspeilet stiger utover målt nivå.

Det bemerkes at noen av lekkasjeratene med tetteskjerm gitt i tabell 1 er høyere enn laveste estimert lekkasjerate uten tetteskjerm. Dette kan forklares med at de laveste estimerte hydraulisk ledningsevne-verdier ved noen av brønnene er lavere enn de mest permeable tetteskjermene. Det bør nevnes at lekkasjeratene som er vist i tabell 1 er ikke fysisk mulig, rett og slett på grunn av det ikke er så mye vann i berggrunnen, i hvert fall ikke over en lengre periode.

Tabell 1. Estimert lekkasje inn i en tunnel ved de enkelte brønnene basert på grunnvannstandsmålinger (eksempel fra Frodeåsen, Tønsberg). Tunnelen er ca. 1600 m lang.

	Brønn nr. 1	B401	B402	Brønn nr. 3
Hydraulisk ledningsevne (m/s)	$2{,}2 \cdot 10^{-6}$	$6{,}5 - 7{,}7 \cdot 10^{-7}$	$1.6 - 5{,}3 \cdot 10^{-6}$	$2{,}5 - 5{,}2 \cdot 10^{-7}$
Vannsøyle over senter-tunnel (m)	5,5	35	34,5	7,5
Lekkasjerater	**Q (l/min./100m)**	**Q (l/min./100m)**	**Q (l/min./100m)**	**Q (l/min./100m)**
Utettet tunnel	500	35 - 300	25 - 775	65 - 1300
Tettet tunnel ($K = 1 \cdot 10^{-7}$ m/s)	18	103	112	24
Tettet tunnel ($K = 0{,}5 \cdot 10^{-7}$ m/s)	9	52	55	12
Tettet tunnel ($K = 0{,}1 \cdot 10^{-7}$ m/s)	2	10	11	3
Traselengde (m)	**250 m fra sørenden Q (l/min.)**	**250 m i begge retninger Q (l/min.)**	**250 m i begge retninger Q (l/min.)**	**Nordlige 350 m Q (l/min.)**
Vannføring/traselengde i tettet tunnel ($K = 1 \cdot 10^{-7}$ m/s)	45	515	560	84
Vannføring/traselengde i tettet tunnel ($K = 0{,}5 \cdot 10^{-7}$ m/s)	23	260	275	42
Vannføring/traselengde i tettet tunnel ($K = 0{,}1 \cdot 10^{-7}$ m/s)	5	50	55	11
Total vannføring fra tettet tunnel (l/min)	for $K = 1 \cdot 10^{-7}$ m/s ≈ 1.200 l/min; for $K = 0{,}5 \cdot 10^{-7}$ m/s ≈ 600 l/min; for $K = 0{,}1 \cdot 10^{-7}$ m/s ≈ 121			

Vannbalanse

Det er nødvendig å gjøre en vurdering av vannbalansen i området, der man tar hensyn til lekkasjerater mot matningen av grunnvannsforekomsten og andre vannresurser som kan bli påvirket av innlekkasjer. Her er parametre som nedbør, evapotranspirasjon, overflateavrenning, infiltrasjon til grunnen, grunnvannstilsig til omgivelser og endret lagringsvolum i grunnvannsforekomsten viktige å ta hensyn til. Selv om en lekkasjerate er små, utgjør den likevel en endring i den naturlige vannbalansen, slik at en ny balanse må innfinne seg over tid. Det er konsekvensene ved denne nye balansen som er en avgjørende faktor for tettekravene.

Parameterstudie med numeriske modeller

Vurdering av tunnelens innvirkning på grunnvann er komplisert dels på grunn av de mange variable parametre som er involvert i det totale bildet, og dels på grunn av vanskeligheten med å kvantifisere parametrene på en praktisk måte. Det er få

kvantifiserte erfaringer fra tidligere anlegg der flere av de innbyrdes parametre er inkludert slik at en bedre forståelse av hver parameters innvirkning kan vurderes.

Hovedfaktorer som er viktig for vurdering av lekkasje i tunneler er som følger:

- Strukturgeologiske forhold
- Grunnvannsnivået over tunnelen og dets variasjon med tid
- Naturlig infiltrasjon av vann til akviferen (grunnvannsforekomst)
- Hydrogeologiske grenser
- Heterogeniteten av akviferen og forståelse av foretrukne strømningsveier (høypermeable soner)
- Permeabilitetsforhold mellom akviferen og tetteskjermen
- Forholdet mellom lekkasjeraten og tetteskjermens permeabilitet og akviferens permeabilitet

Alle hovedfaktorene nevnt over er med på å definere graden av grunnvannssenkning og influensområdet ved en lekkasje i en tunnel, og de kan bli vurdert i numeriske modeller.

Det er gjennomført numeriske beregninger i en 2-D modell for å vurdere innvirkningen av lekkasjer i en forinjeksjert tunnel. Selv om de numeriske beregningene er forenklet, gir de et bilde av grunnvannssenkning og influensområde ved forskjellige lekkasjerater inn i en teoretisk tunnel. For denne vurderingen ble det brukt lekkasjerater på 4, 10 og 24 l/min/100m tunnel. Resultatene ga størrelsesorden på hvor tett tetteskjermen må være for å oppnå de valgte lekkasjeratene og resulterende grunnvannssenkning over tunnelen med influensområdet opp- og nedstrøms tunnelen.

Resultatene fra grunnvannssimuleringer i et homogent, isotropt profil med innlagt tunnel med forskjellige tetteskjermer er vist i tabell 2. Tettingen rundt tunnelen er funnet for en bestemt innlekkasje (4, 10 og 24 l/min/100 m). Modellen er 3000 m lang, parallell med grunnvannstrømningen og er tett i bunnen. En initialgrunnvannstand er etablert ved at det er lagt inn en konstant grunnvannstand på 249 m.o.h. på høyre siden og 100 m.o.h. på venstre siden og gir en grunnvannsgradient på ca. 0,05. Resultatene for influensområdet i tabell 2 tilsvarer avstand fra tunnel til en senkning av grunnvannstand med 1 meter fra initialgrunnvannstanden.

Resultatene er oppnådd etter 3 år med lekkasje. De største endringene skjer innenfor *det første året* etter tunnelen er bygget. Deretter er senkningsraten mye lavere. Dette kan begrunnes med at grunnvannstanden over tunnelen har blitt redusert i løpet av året og derved minker innlekkasjen og man begynner å nå en "steady state".

Tabellen 2 viser resultatene fra simuleringene der berggrunnen har en permeabilitet på $2 \cdot 10^{-7}$ m/s, $5 \cdot 10^{-7}$ m/s og $2 \cdot 10^{-6}$ m/s.

Tabell 2. For berggrunn med permeabilitet lik 2, 5 og 20·10^{-7} m/s og grunnvannsgradient = 0,05. Ingen infiltrasjon. Tid = 3 år.

Tunneldybde	**Lekkasje ≡ 4 l/min/100m**	**Lekkasje ≡ 10 l/min/100m**	**Lekkasje ≡ 24 l/min/100m**
BERGGRUNN MED GJENNOMSNITTSPERMEABILITET CA. 2·10^{-7} m/s			
Dybde ≡ 17 m	Sim. lekk. = 4,4 O.I. = 575 m N.I. = 460 m Senkning = 7,7 m Skjerm-perm. = 0,2·10^{-7}	Sim. lekk. = 10,1 O.I. = 610 m N.I. = 570 m Senkning = 14,6 m Skjerm-perm. = 0,7·10^{-7}	Sim. lekk. = 18,6 O.I. = 645 m N.I. = 621 m Senkning = 25 m (i **tunnel**) Skjerm-perm. = 0,7·10^{-7}
Dybde ≡ 27 m	Sim. lekk. = 4,1 O.I. = 574 m N.I. = 452 m Senkning = 7,8 m Skjerm-perm. = 0,12·10^{-7}	Sim. lekk. = 10,6 O.I. = 615 m N.I. = 560 m Senkning = 11,7 m Skjerm-perm. = 0,4·10^{-7}	Sim. lekk. = 21,9 O.I. = 669 m N.I. = 667 m Senkning = 34 m (i **tunnel**) Skjerm-perm. = 0,7·10^{-7}
Dybde ≡ 57 m	Sim. lekk. = 4,2 O.I. = 573 m N.I. = 460 m Senkning = 7,8 m Skjerm-perm. = 0,06·10^{-7}	Sim. lekk. = 10,6 O.I. = 621 m N.I. = 580 m Senkning = 14,7 m Skjerm-perm. = 0,17·10^{-7}	Sim. lekk. = 24,2 O.I. = 659 m N.I. = 648 m Senkning = 26,3 m Skjerm-perm. = 0,5·10^{-7}
Tunnel-dybde	**Lekkasje ≡ 4 l/min/100m**	**Lekkasje ≡ 10 l/min/100m**	**Lekkasje ≡ 24 l/min/100m**
BERGGRUNN MED GJENNOMSNITTSPERMEABILITET CA. 5·10^{-7} m/s			
Dybde ≡ 17 m	Sim. lekk. = 4,2 O.I. = 3 m N.I. = 2 m Senkning = 1,3 m Skjerm-perm. = 0,14·10^{-7}	Sim. lekk. = 10,2 O.I. = 652 m N.I. = 336 m Senkning = 7,6 m Skjerm-perm. = 0,45·10^{-7}	Sim. lekk. = 24,2 O.I. = 778 m N.I. = 540 m Senkning = 17,2 m (i **tunnel**) Skjerm-perm. = 2,2·10^{-7}
Dybde ≡ 27 m	Sim. lekk. = 4,2 O.I. = 0 m N.I. = 0 m Senkning = 1 m Skjerm-perm. = 0,1·10^{-7}	Sim. lekk. = 9,9 O.I. = 642 m N.I. = 330 m Senkning = 7,1 m Skjerm-perm. = 0,28·10^{-7}	Sim. lekk. = 24,0 O.I. = 767 m N.I. = 530 m Senkning = 15,7 m Skjerm-perm. = 0,97·10^{-7}
Dybde ≡ 57 m	Sim. lekk. = 4,3 O.I. = 0 m N.I. = 0 m Senkning = 1 m Skjerm-perm. = 0,055·10^{-7}	Sim. lekk. = 10,0 O.I. = 641 m N.I. = 334 m Senkning = 6,9 m Skjerm-perm. = 0,14·10^{-7}	Sim. lekk. = 24,4 O.I. = 775 m N.I. = 539 m Senkning = 15,5 m Skjerm-perm. = 0,4·10^{-7}

Forts. tabell 2.

BERGGRUNN MED GJENNOMSNITTSPERMEABILITET CA. $20 \cdot 10^{-7}$ m/s (gang, sprekkesone)			
Dybde ≡ 17 m	Sim. lekk. = 4,1 O.I. = 0 m N.I. = 0 m Senkning = 0 m Skjerm-perm. = $0{,}13 \cdot 10^{-7}$	Sim. lekk. = 10,21 O.I. = 302 m N.I. = 184 m Senkning = 2 m Skjerm-perm. = $0{,}35 \cdot 10^{-7}$	Sim. lekk. = 23,9 O.I. = 826 m N.I. = 713 m Senkning = 6,5 m Skjerm-perm. = $1{,}0 \cdot 10^{-7}$
Dybde ≡ 27 m	Sim. lekk. = 4,4 O.I. = 0 m N.I. = 0 m Senkning = 0 m Skjerm-perm. = $0{,}1 \cdot 10^{-7}$	Sim. lekk. = 10,3 O.I. = 315 m N.I. = 185 m Senkning = 2 m Skjerm-perm. = $0{,}25 \cdot 10^{-7}$	Sim. lekk. = 24,3 O.I. = 829 m N.I. = 705 m Senkning = 6,5 m Skjerm-perm. = $0{,}68 \cdot 10^{-7}$
Dybde ≡ 57 m	Sim. lekk. = 4,0 O.I. = 0 m N.I. = 0 m Senkning = 0 m Skjerm-perm. = $0{,}05 \cdot 10^{-7}$	Sim. lekk. = 10,1 O.I. = 281 m N.I. = 171 m Senkning = 2 m Skjerm-perm. = $0{,}13 \cdot 10^{-7}$	Sim. lekk. = 23,8 O.I. = 814 m N.I. = 703 m Senkning = 6,2 m Skjerm-perm. = $0{,}33 \cdot 10^{-7}$

Merknader til Tabell 2: Sim. lekk. (Simulert lekkasje inn i tunnelen), O.I. (Oppstrøms influensområdet), N.I. (Nedstrøms influensområdet), Senkning (Senkning over tunnelen fra før tunnel - 3 år etter), Skjerm-perm. (permeabilitet av tunnelskjermen, m/s). Influensområde er definert som grunnvannssenkning > 1 m.

Hovedkonklusjoner fra simuleringene:

- Den isotrope, homogene modellen er for enkel til å simulere berg med svakhetssoner, men gir interessante sammenhenger i forhold til gjennomsnittspermeabiliteter.
- Det ser ut til å være små forskjeller i influensområde mot tunneldybde (innenfor det spekteret som er sett på her).
- Influensområdet oppstrøms tunnelen er større enn i nedstrøms retning.
- For å oppnå de valgte lekkasjeratene er det behov for meget lave permeabilitetsverdier i tetteskjermen rundt tunnelen.
- Ved en berggrunnspermeabilitet på mellom 2 - $5 \cdot 10^{-7}$ m/s er det et stort sprang i influensområde ved lave innlekkasjer (4 l/min/100m). Influensområdet i den lavere permeable berggrunnen er flere hundre meter på begge sider av tunnelen i motsetning til tilnærmet intet influensområde i den høyere permeable berggrunnen.
- Influensområdet for fjell med permeabilitet tilsvarende $2 \cdot 10^{-7}$ m/s var stort ved alle lekkasjer, og endret seg lite fra 4 til 24 l/min/100m. Dette kan forklares ved at det er lite grunnvann i fjellet (liten lagringsevne) da berggrunnen er modellert med et sprekkevolum (effektiv porøsitet) på ca. 1%. Når det er lite vann i fjellet og tilstrømningen fra ytterkantene går forholdsvis sakte, vil influensområdet bre seg lenger ut til sidene.

- Stort sprang i influensområdet for lekkasjer fra 4 til 10 l/min/100m for fjell med permeabilitet $5 \cdot 10^{-7}$ m/s og $20 \cdot 10^{-7}$ m/s. Det samme gjelder fra 10 til 24 l/min/100m for fjell med permeabilitet $20 \cdot 10^{-7}$ m/s. Høypermeabelt fjell tåler små lekkasjerater bedre enn lavpermeabelt fjell med hensyn til influensområde. Ved store lekkasjer i høypermeabelt fjell får man det største influensområdet, siden grunnvannet strømmer forholdsvis raskt til og det er fremdeles en begrenset vannlagringsevne i berggrunnen (ca. 1%).
- De tre forrige punktene viser at influensområdet er svært følsomt for forskjell i permeabilitet mellom tetteskjermen og berggrunnen omkring.
- Det var forholdsvis liten forskjell i utbredelsen av influensområdet når det sammenlignes mellom det tetteste og det mest permeable berggrunnen ved høyest innlekkasjerate.

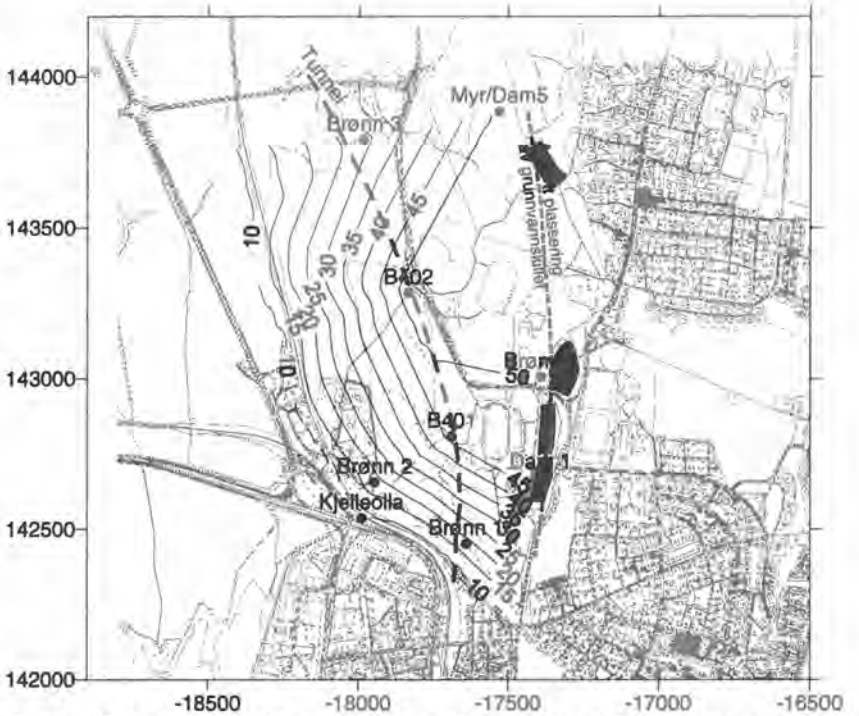
Numerisk grunnvannsmodell av tunnel i Frodeåsen, Tønsberg

Det er etablert en numerisk modell over Frodeåsen for å vurdere konsekvensene ved flere forskjellige lekkasjerater. Den numeriske simuleringsmodellen har blitt etablert for å kunne gjennomføre en helhetlig hydrogeologisk vurdering, der flest mulig av de kritiske parametrene er inkludert. Fordelen med en numerisk modell er at flere parametre kan vurderes samtidig, og over tid. Dette er ikke mulig med analytiske ligninger.

De parametrene som ble vurdert omfatter bl.a. infiltrasjon av nedbør, endring i grunnvannstand, endring i grunnvannsgradienten, heterogene forhold i Frodeåsen, en anisotropi (foretrukket strømningsvei i nord-syd retning), ulike tettehet i tetteskjermen, samt endring i vannføringen i Kjelleolla (kjent og kjært vannkilde i Tønsberg-området) over tid (se figur 3). Alle disse faktorene er viktige for å kunne gi en mest realistisk bilde av konsekvensene av lekkasjer i Frodeåsen tunnel.

I modellen av Frodeåsen har det vært nødvendig med forenklinger og generaliseringer. Den største forenklingen er at det er benyttet en "Equivalent porous medium" modell.

Simuleringene er utført ved hjelp av det internasjonalt anerkjente programmet VisualMODFLOW. Det benytter "Finite Difference Method" til å gjennomføre de numeriske analysene og er bygget opp av mange rektangulære celler i 3-dimensjoner. Modellen av Frodeåsen er satt sammen av 3 horisontale lag i 3 ulike tykkelser. Det midterste laget er plassert mellom 10 og 20 m.o.h., tilsvarende nivået der tunnelen er



Figur 3. Grunnvannskotekart over det aktuelle området på Frodeåsen etter tolkning av grunnvannstandsmålinger tatt 12.01.00, samt anslått grunnvannsnivå nord for Dam 5.

plassert i modellen. Tunnelen er representert ved 10 X 10 X 10 m celler, bortsett for et par steder der oppløsningen er øket til 5 m horisontalt, dvs. 5 X 10 X 10 meter. Grunnvannsforekomsten er representert fra terrengoverflaten og ned til –100 m.o.h., der fjellet er antatt å være forholdsvis tett (ca. 150 m under fjell i dagen).

Permeabiliteten i de 3 lagene, samt interne endringer i hvert lag er definert etter verdiene estimert fra vanntapsmålingene og pumpeforsøkene. Grensebetingelsene er definert ved de forholdsvis tette løsmassene ved foten av Frodeåsen i øst, sør og vest, mens grunnvannsnivået er forhåndsbestemt langs den nordlige grensen. Det er lagt inn en anisotropi i hele modellen der vannet strømmer dobbelt så lett i nord-sør retning, etter hovedretningen til de mest dominerende sprekkene. Infiltrasjon fra nedbør er benyttet som en kalibreringsfaktor og er 255 mm/år (ca. 24 % av nedbøren) over det sentrale området over Frodeåsen. Infiltrasjonen er plassert der det er fjell i dagen og sandig løsmasseoverdekning. Simuleringene er utført under stasjonære forhold.

Det ble simulert 5 forskjellige forhold ved Frodeåsen og disse kan beskrives slik:

1. Dagens forhold (februar 1999) uten tunnel, utgangspunktet for de etterfølgende simuleringene
2. Lekkasjer inn i tunnelen når tunnelen har en tetteskjerm med permeabilitet ca. $1 \cdot 10^{-7}$ m/s
3. Lekkasjer inn i tunnelen når tunnelen har en tetteskjerm med permeabilitet ca. $0{,}5 \cdot 10^{-7}$ m/s)

4. Lekkasjer inn i tunnelen når tunnelen har en tetteskjerm med permeabilitet ca. $0{,}1 \cdot 10^{-7}$ m/s)
5. Lekkasjer inn i tunnelen når tunnelen har tetteskjerm med sektor inndelt permeabilitet på $0{,}1 \cdot 10^{-7}$ m/s i de sørlige 700 meterne og $0{,}5 \cdot 10^{-7}$ m/s i de nordlige 900 meterne

Et simulert grunnvannskotekart for "Dagens forhold" (februar 1999) er benyttet som basis for å vurdere konsekvensene ved de forskjellige tetteforholdene.

Tabell 3 viser estimatene på endring i grunnvannstand for hver brønn ved de forskjellige enhets-permeabilitetene i tunnelskjermen og lekkasjeratene i tunnelpartiene søndre, midtre og nordre. Det søndre partiet strekker seg ca. 250 m fra den sørlige tunnelåpningen, det midtre partiet er ca. 900 m langt, og det nordlige partiet er ca. 500 m langt.

Den femte simuleringen ser på grunnvannssenkningen når den søndre 700 m av tunnelen er tettet til ca. $0{,}1 \cdot 10^{-7}$ m/s og den nordre 900 m er tettet til ca. $0{,}5 \cdot 10^{-7}$ m/s. Lekkasjeratene er også gitt for de samme to partiene, jfr. tabell 3.

Tabell 3. Utgangspunktet for simuleringene ("Dagens forhold") og resultatene av forskjellige permeabiliteter av tetteskjermen rundt tunnelen.

	Simulering 1	Simulering 2	Simulering 3	Simulering 4	Simulering 5
Lokalitet	Dagens forhold	$0{,}1 \cdot 10^{-7}$ m/s	$0{,}5 \cdot 10^{-7}$ m/s	$1{,}0 \cdot 10^{-7}$ m/s	$0{,}1 \cdot 10^{-7}$ m/s S 700m, $0{,}5 \cdot 10^{-7}$ m/s N 900m
	GRUNNVANNSTAND (m.o.h.)				
Brønn nr. 1	18,2	17,7	15,8	14,7	17,5
Brønn nr. 2	17,6	17,1	15,7	14,7	16,5
Brønn nr. 3	29,4	28,5	26,1	24,6	26,2
Brønn nr. 4	50,5	49,8	48,3	47,4	49,2
B401	38,5	35,7	28,1	22,6	34,5
B402	34,7	32,9	28,1	25,1	28,9
Kjelleolla	10,2	10,1	10,0	9,9	10,1
	LEKKASJE (l/min/100m)				
Kjelleolla *(l/t)	304*	300*	291*	283*	296*
Tunnel sør	-	1	3	4	3#
Tunnel midtre	-	3	11	15	-
Tunnel nord	-	2	9	12	12§

*Verdiene er simulert vannføring i Kjelleolla med enhet (l/t)
#Sørlige 700 m av tunnelen med permeabilitet lik $0{,}1 \cdot 10^{-7}$ m/s
§Nordlige 900 m av tunnelen med permeabilitet lik $0{,}5 \cdot 10^{-7}$ m/s

En sammenligning av tabellene 1 og 3, dvs. analytiske og numeriske beregninger, viser at estimatene for lekkasje inn i tunnelen ved forskjellige enhetspermeabiliteter av tetteskjermen rundt tunnelen er i samme størrelsesorden. Estimatene fra de numeriske beregningene tar også hensyn til endret grunnvannstand over tunnelen ved en lekkasje og viser dermed lavere lekkasjerater. Dersom man legger inn grunnvannstandsverdiene som ble brukt i de numeriske simuleringene i de analytiske ligningene, er forskjellen mellom resultatene noe mindre, men likevel viser en dobbelt så stor lekkasje ved en tetteskjerm med permeabilitet $0{,}1 \cdot 10^{-7}$ m/s, 2.9 ganger større med permeabilitet $0{,}5 \cdot 10^{-7}$ m/s, og 3,9 ganger større lekkasjerate med permeabilitet $1 \cdot 10^{-7}$ m/s.

Årsaken til at de analytiske løsningene ikke stemmer med de numeriske er at de ikke er dynamiske, og estimere lekkasjer ved utgangspunktet, dvs. statisk grunnvannspeil.

Tabell 3 viser også at selv ved lite lekkasje inn til tunnelen, vil det påvirke grunnvannstanden med flere meter i området ved B401 og B402. Dette kan forklares ved at berggrunnen i dette området har en forholdsvis lav lagringsevne og at selv små lekkasjer vil påvirke vannbalansen.

Influensområdet ved simulert tunneltetning - Frodeåsen, Tønsberg

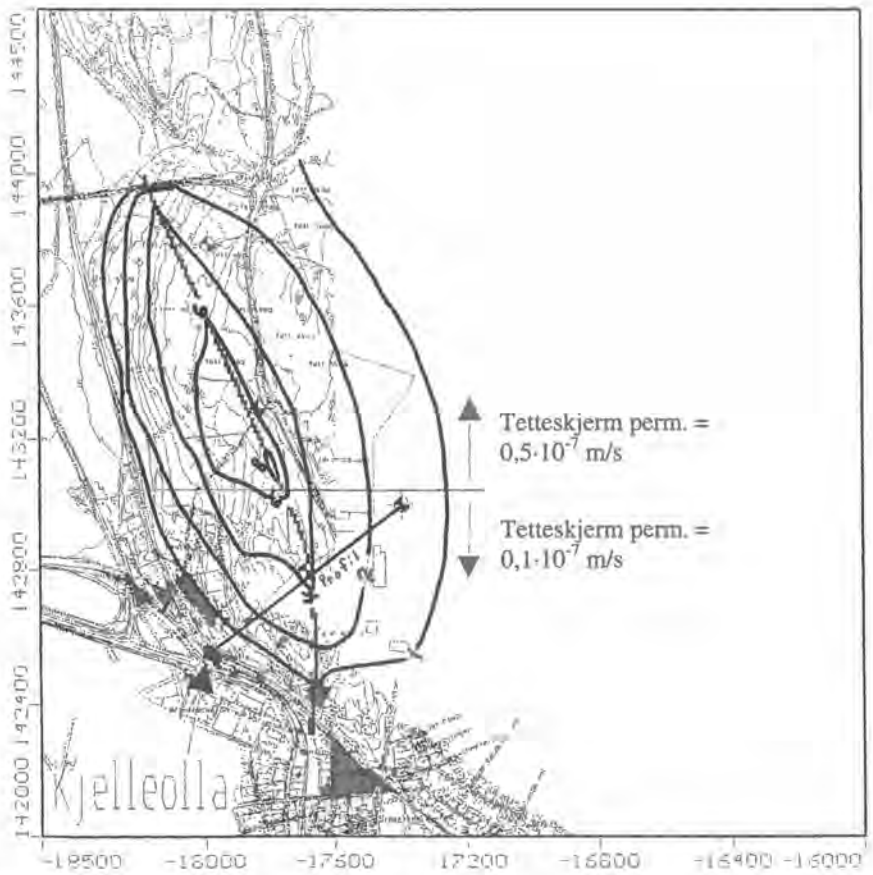
Det er særlig to faktorer som vil påvirke geometrien til influensområdet, nemlig grunnvannsgradienten og anisotropien i berggrunnen (ulike permeabiliteter i forskjellige retninger). Med grunnvannsgradienten rettet mot foten av Frodeåsen vil influensområdet teoretisk sett strekke seg lengst i oppstrøms retning, dvs. mot øst. En motvirkende kraft er en antatt anisotropi i området der berggrunnen antas å ha en foretrukket strømningsretning i nord-sør retning, langs hovedsprekkene.

Influensområder er estimert basert på simuleringene. Her er anisotropien og grunnvannsgradienten forsøkt tatt hensyn til i de numeriske beregningene. Influensområdet, med basis i "Dagens forhold", er i oppstrøms retning ca. 250 m og 550 m (for henholdsvis 0,1 og $1,0 \cdot 10^{-7}$ m/s tetteskjerm-permeabilitet) fra tunnelen ved borhull B401 og bort til 1 m senkningskote. Senkningsområdet langs tunnelen er større på østsiden av traseen for tunnel-permeabiliteter $0,5 \cdot 10^{-7}$ m/s og høyere.

Den femte simuleringen kombinerer to forskjellige tetteskjermpermeabiliteter for å antyde senkningen av grunnvannsstanden ved en slik tettestrategi. Ved å tette de søndre 700 m av tunnelen til ca. $0,1 \cdot 10^{-7}$ m/s (eller en innlekkasje på ca. 3 l/min/100m) og de nordre 900 m av tunnelen til ca. $0,5 \cdot 10^{-7}$ m/s (eller en innlekkasje på ca. 12 l/min/100m), påvirkes grunnvannstand ved Kjelleolla minimalt og vann-reservoarene i øst påvirkes med en senkning ca. 2 ganger større enn årsfluktuasjonen av grunnvannstanden (se senkningskart i figur 4). Influensområdet, med basis i "Dagens forhold", er i oppstrøms retning ca 430 m fra tunnelen ved borhull B401 og bort til 1 m senkningskote.

ERFARINGSTALL FRA ANDRE TUNNELANLEGG

Erfaringer fra VEAS-tunnelen I Oslo/Bærum/Asker- området er sammenstilt i Rapport nr. 2 fra "Arbeidsgruppe for injeksjonsmetoder". Konklusjonene er delvis basert på feltmålinger, beregnede verdier og antakelser. Under anlegg av VEAS-tunnelen, skulle ikke lekkasjerater for tettbebygde strøk i Oslo med overliggende løsmassebassenger overstige 2 - 6 l/min/100m. I områdene med mindre løsmassedekning og med spredt villabebyggelse kunne kravene bli redusert til innlekkasje på ca. 10 l/min/100m.



Figur 4. Senkningskart (m) etter den femte simuleringen som viser modellert influensområdet. Se også figur 3 for orientering.

I Oslo-området ble lekkasjeverdiene målt til mellom 1,5 og 2,5 l/min/100m. Den beregnede permeabiliteten for tetteskjermen lå da mellom $1{,}5 \cdot 10^{-9}$ og $7 \cdot 10^{-9}$ m/s. I flere dyprenner ble imidlertid poretrykket ved fjell redusert med 1- 3 meter. Dette ga begrensede setningsskader på bebyggelsen i området. I rapportens tegning nr. 400, angis det et influensområde. Det antas at influensområdet er tegnet etter erfaring, da antall poretrykksmålere ikke kan forsvare plassering av grensen kun ut fra målerne. Tegningen antyder et influensområdet strekker seg mest i oppstrøms retning og at området ofte kan strekke seg opp mot ca. 500 meter oppstrøms selve tunneltraséen.

Det er samlet forholdsvis mye data fra Romeriksporten, men opprinnelig nivå på grunnvannet i det området som ble mest berørt mangler for sammenligning. Dette gjør en detaljkvantifisering umulig. I området rundt Lutvann - Nordre Puttjern viser grunnvannsmålingene fra 16. januar 1998 en senkningstrakt (influensområde) normalt på tunnelens retning på opp mot 500 meter på begge sider (*Snilsberg, 1998; Kitterød*

m.fl., 1998). *Kitterød m.fl. (1998)* har også rapportert at det ble målt en innlekkasje på ca. 39 l/min/100m samtidig som det ble målt en senkning av grunnvannstand på ca. 12 m over en 48 dagers periode.

Det er publisert et kart over hydrogeologiske påvirkninger fra en tunnel som ble drevet over området Hyljeli Venemo, Vinje kommune. Kartet viser et influensområdet 500 meter på begge sider av tunnelen og i enkelte områder er det antydet påvirkning av grunnvannstand en kilometer fra tunnelen. Denne tunnelen er imidlertid uten tetteskjerm.

Hagen m.fl. (1998) har gjort en sammenstilling av erfaringer og målinger i tunneler i tettbygde strøk og funnet at dersom en tunnel under en dyprenne med leire ikke skal påvirke poretrykket nevneverdig, må tunnelen tettes slik at lekkasjeraten ikke overstiger ca. 2 - 4 l/min/100m tunnel. Basert på erfaringer, har det anslått at influensområdet i en dyprenne vil være i størrelsesorden 100 til 300 m ved en lekkasjerate på ca. 10 l/min/100m tunnel.

KONKLUSJONER

Tettekrav til tunneler i tettbygde strøk bør ha som mål å sikre miljøet mot nevneverdige negative konsekvenser. I så måtte er det nødvendig med en tverrfaglig vurdering som omfatter geologi, hydrologi, "naturmiljø" og hydrogeologiske forhold langs traséen.

Ved å benytte analytiske ligninger for å få et estimat på størrelsesorden av lekkasjer i en tunnel, kan man gjør en grov vurdering av vannets massebalanse i hele systemet.

Numeriske grunnvannsmodeller bør benyttes der det er praktisk mulig for å sette flest mulig parameter i sammenheng. Med slike beregninger er det mulig å kunne forutsi konsekvensene av tunnellekkasjer. Vår erfaring er at der numeriske modellering kan benyttes, gir dette det beste grunnlaget for vurdering av influensområdets utstrekning.

Hovedkonklusjoner fra våre erfaringer med grunnvannssimuleringer er:

- Generelt er influensområdet i oppstrøms retning for tunnelen større enn i nedstrøms retning.
- Dersom berggrunnen har en lav permeabilitet, vil selv små lekkasjer ha forholdsvis store konsekvenser for grunnvannstanden. En relativ høy-permeabel berggrunnen vil kunne tåle større lekkasjer så lenge lekkasjeraten er merkbart lavere enn vannstrømningen forbi tunnelen.
- Dersom tetteskjermen skal bidra til å redusere lekkasjeraten, må den ha en permeabilitet ca. en tier-potens lavere en den omkringliggende berggrunnen.
- Grunnvannssenkningen og influensområdet er hovedsakelig avhengig av forholdet mellom lekkasjeraten og berggrunnens permeabilitet vs. tetteskjermens permeabilitet.

ACKNOWLEDGEMENTS

Vi vil takke Jernbaneverket Utbygging for tillatelse for å publisere data og beregninger. Vi vil også takke våre medarbeider i Norconsult AS for det tverrfaglige samarbeidet som har vært nødvendig i våre tunnelprosjekter og våre vurderinger som er publisert i denne artikkelen.

REFERANSER

Allen, D.M. & Michel, F.A. (1999): Characterizing a faulted aquifer by field testing and numerical simulation, *Ground Water*, v. 37 (5), s. 718-728.

Anderson, M.P. & Woessner, W.W. (1992): *Applied groundwater modeling. Simulation of flow and advective transport*. Academic Press, Inc., San Diego, s. 381.

Committee on Fracture Characterization and Fluid Flow (1996): *Rock Fractures and Fluid Flow: Contemporary Understanding and Application*, National Academy Press, Washington D.C., s. 551.

Freeze, R.A. & Cherry, J.A. (1979): *Groundwater*, Englewood, New Jersey, Prentice-Hall Inc.

Gburek, W.J., Folmer, G.J. & Urban, J.B. (1999): Field data dand ground water modeling in al layered fractured aquifer, *Ground Water*, v. 37 (2), s. 175-184.

Hagen, A.W., Jensen, T.G. & Karlsrud, K. (1998): *Tetting av tunneler i tettbygde strøk. Sammenstilling av erfaringsdata*. Norges geotekniske Institute. Rapport 526521, s. 29 + vedlegg.

Jensen, T.G. (1998): *Modellering av vanninjeksjon i Lutvannsonen fra tunellnisje ved profil 7600.* Norges geotekniske Institute. Teknisk notat 1998-06-05.

Jensen, T.G., Sørlie, J.E. & Kvedsvik, V. (1998): *Forprosjekt: modellering av vanninjeksjon*. Norges geotekniske Institute. Teknisk notat 1998-02-09.

Kitterød, N-O., Colleuille, H., Pedersen, T.S., Langsholt, E. & Dimakis, P. (1998): *Vanntransport i oppsprukket fjell. Numeriske simuleringer av vannlekkasjer i Romeriksporten.* Norges vassdrags- og energidirektorat, Dokument 11, s. 43.

Lei, S. (1999): An analytical solution for steady flow into a tunnel, *Ground Water*, v. 37 (1), 23-26.

Lindblom, Ulf. (1999): *Krav på injektering vid tunnelbyggande*. Foredrag vid Bergmekanik i Stockholm, 1999, s. 59 - 65.

NFF (Norsk forening for fjellsprengningsteknikk): *Fjellinjeksjon; praktisk veiledning i valg av tettestrategi og injeksjonsopplegg*, Håndbok nr. 1, Oslo.

Pohll, G., Hassan, A.E., Chapman, J.B., Papelis, C. & Andricevic, R. (1999): Modeling ground water flow and radioactive transport in a fractured aquifer, *Ground Water*, v. 37 (5), s. 770-784.

Rudolph-Lund, K. & Jensen, T.G. (1998): *Foreløpig/forenklet modellering av vanninjeksjon i Puttjernsonen fra tunnelnisje ved profil 8360*. Norges geotekniske Institute. Teknisk notat 1998-04-24.

Snilsberg, P. (1998): *Vannbalanse Østmarka. Grunnvann i løsmasser og fjell. Statusrapport pr. 30.06.98*, Rapport nr. 48/98, Jordforsk, Ås, 13 s. + vedlegg.

Tuttle, K.J. (1999): *Foreløpig hydrogeologisk rapport. Jernbaneverket Utbygging, Moderisering av Vestfoldbanen, Parsell 7.1 Barkåker-Tønsberg*. Norconsult AS, s. 14 + vedlegg.

Tuttle, K.J. (2000a): *Fagrapport Hydrogeologi. Jernbaneverket Utbygging, Skøyen-Asker, Detaljplan, Parsell Jong-Asker*. Norconsult AS, s. 47 + vedlegg.

Tuttle, K.J. (2000b): *Hydrogeologisk rapport. Jernbaneverket Utbygging, Moderisering av Vestfoldbanen, Parsell 7.1 Barkåker-Tønsberg*. Norconsult AS, s. 24 + vedlegg.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2000

METODIKK FOR BESTEMMELSE AV SETNINGSPOTENSIALE OG LEKKASJE-KRAV I URBANE OMRÅDER

Determination of settlement potential and leakage requirements in connection with tunneling in urban areas.

Teknisk direktør Kjell Karlsrud
Norges geotekniske Institutt

SAMMENDRAG

Dette foredraget presenterer en samlet prosedyre for å fastlegge hva som kan aksepteres av innlekkasje til et tunnelanlegg i fjell omgitt av leirfylte dyprenner og setningsømfintlig bebyggelse slik man ofte finner i sentrale urbane strøk i Norge under den marine grensen. Prosedyren er etablert ved en systematisk bearbeiding av erfaringsdata fra tidligere tunnelanlegg i Oslo-området. Viktige elementer ved prosedyren er også belyst ved den planlagte T-bane ringen mellom Ullevål og Nydalen i Oslo.

SUMMARY

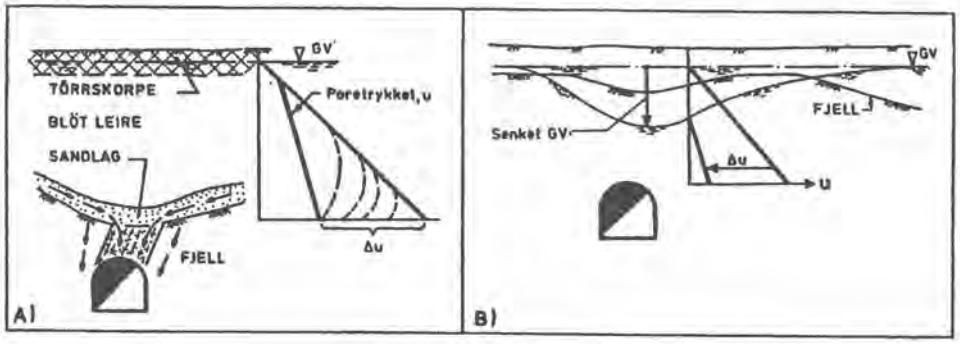
The paper describes a procedure for determination of acceptable leakage into rock tunnels in urban areas where there may be clay filled depressions and potential for subsidence settlements and damage to structures due to dewatering. The procedure was developed on basis of systematic assessment of previous experiences from tunnels in the Oslo region. Some important aspects of the procedure are illustrated by a planned subway tunnel in Oslo.

INNLEDNING

Setninger som følge av innlekkasje til tunnelanlegg har vært en vesentlig aspekt ved alle de tunnelanlegg som er bygget i Oslo regionen til nå, men problemstillingen kan oppstå overalt hvor man bygger fjellanlegg under kompressible løsmasser, og spesielt bløte leiravsetninger.

Problemstillingen er illustrert i fig.1, og har vært behandlet ved mange tidligere anledninger, blant annet ved NIF-kurs og ved den årlige fjellsprengningsteknikk, bergteknikk og geoteknikkdagen.

Dette foredraget forsøker å oppsummere den generelle prosedyre NGI har utviklet for å fastlegge lekkasjekrav. Det vil også belyse anvendelsen ved vurderinger NGI har gjort i forbindelse med Oslo Sporveiers nye tunnel for T-bane ringen mellom Ullevål og Nydalen.



Figur 1 *Virkning av tunnelanlegg på poretrykk og grunnvannstand*

PROSEDYRE FOR BESTEMMELSE AV LEKKASJEKRAV

Den utviklede prosedyren er beskrevet av Karlsrud (1998) og i rapport av NGI (1998). Sistnevnte rapport inneholder også referanser til en serie NGI-rapporter og artikler som sammenstiller data fra alle tidligere tunnelanlegg drevet i Oslo området der det er målt poretrykk og innlekkasje til tunnelanlegg, samt data vedrørende utførte injeksjonsarbeider i de samme anleggene. De aktuelle tunnelanleggene fremgår av tabell 1.

Tabell 1 ***Oversikt over fjelltunneler i Oslo-regionen***

Anlegg	Tid drevet	Lengde tunnel (km)
Holmenkollbanen	1912-16 1926-27	1,4
OTB-Transporttunnel Sentrum stasjon	1968-70	0,3
OTB-Sentrum stasjon Domkirken-Stortinget	1972-75	0,9
NSB-Sentrum stasjon Jernbanetorget-Stortinget	1973-75	0,5
NSB-Vest Abelhaugen- O.K.plass	1973-79	2,0
VEAS kloakktunneler	1976-82	23
OVK kloakktunneler	1975-85	13
OTB-vendesløyfe Sentrum	1982-85	1,1
Oslo-tunnelen, E18 (Fjellinjen)	1987-89	1,4
Rv 160 Granfosslinjen	1990-92	2,0

Anlegg	Tid drevet	Lengde tunnel (km)
Rv 160 Bekkestuatunnelen	1993-94	0,7
Vestbanekrysset	1992-94	0,4
Rælingstunnelen	1995-1996	1,4
Nye Nat.theateret Stasjon	1996-1997	0,8
Romeriksporten	1995-1997	14
Tåsentunnelen	1997-1998	0,9

Prosedyren er begrenset til bestemmelse av lekkasjekrav sett i forhold til mulig påvirkning av et tunnelanlegg på poretrykk og setninger i tilgrensende leirfylte dyprenner, og tilhørende fare for skader på bebyggelse eller andre konstruksjoner.

Prosedyren inneholder følgende elementer eller trinn:

1. Kartlegging av løsmasser og deres setningsegenskaper innenfor tunnelens mulige influensområde. Dette kan innebære områder opptil 5-600 m fra tunnelen.

2. Beregning av forventet lekkasje inn i tunnelanlegget for ulike tettingsopplegg eller grader av tetting. I denne sammenheng er det naturlig å starte med to ekstreme antagelser, henholdsvis minste lekkasje som kan oppnåes ved systematisk forinjeksjon, og lekkasje som kan forventes uten noen tetting i det hele tatt.

3. Vurdering av forventet poretrykksreduksjon i overgang mellom leire og fjell sett i forhold til forventet lekkasje med/uten forinjeksjon.

4. Beregning av forventede konsolideringssetninger innenfor de aktuelle dyprenner som følge av forventet poretrykksreduksjon for de to ekstreme lekkasje tilfellene.

5. På dette grunnlag vurderes antall bygninger/konstruksjoner som kan få skader og tilhørende potensiale for erstatning. Eventuelt vurderes setningene utfra andre akseptgrenser.

6. Potensialet for skadeerstatning vurderes opp mot kostnader forbundet med forinjeksjon på ulike delstrekninger.

7. Hvis forventet skadeomfang blir større enn hva som kan aksepteres selv ved en systematisk forinjeksjon, har man i prinsippet tre ting å spille på:

   - Vanntett betongutforing
   - Permanent vanninfiltrasjon
   - Omfundamentere utsatte bygninger før tunnelarbeidene igangsettes

Det etterfølgende beskriver elementene i prosedyren i noe mer detalj, mens eksempelet til slutt relatert T-baneringen går i noe mer detalj på vurdering av setninger.

KARTLEGGING AV LØSMASSER OG SETNINGSPOTENSIALE

Dette kan være en ganske omfattende oppgave hvis man er i ukjent terreng. Det er man imidlertid sjelden. Man kan få ganske gode pekepinner ut fra studier av kvartærgeologiske kart og terrengformasjoner. Dessuten er det bebyggede områder som er utfordringen, og her vil det nesten alltid foreligge noe grunnundersøkelser fra tidligere.

Bruk av seismikk er klart mest rasjonelt for å danne seg et bilde av dybde og utstrekning av leirfylte dyprenner, men grunnboringer vil være et helt nødvendig supplement, også for å kalibrere seismikken.

Man må for den enkelte dyprenne også skaffe pålitelige data om leiravsetningenes egenskaper. Spesielt viktig er in-situ poretrykkstilstand, om eller i hvilken grad leira er forbelastet, og modultall.

FORVENTET INNLEKKASJE

For tunneler der det er utført *systematisk forinjeksjon* har NGI (1998), etterberegnet hvilken midlere permeabilitet, k_i, som er oppnådd i den injiserte sonen. Beregningene baserer seg på en forenklet strømningsmodell presentert i foredrag/artikkel av Karlsrud (1990), der den injiserte sonen er forutsatt å ha en homogen permeabilitet som er vesentlig lavere en det naturlige fjellet. Hvis man antar at det rundt tunnelen er utført skjerminjeksjon og man har fått sterkt redusert permeabilitet i forhold til omkringliggende fjell, kan lekkasjen beregnes ut fra:

$$Q = \pi k_i h \frac{2}{\ln(\frac{(r_e + t)}{r_e})}$$

der k_i = permeabilitet for injisert sone
h = dybde under grunnvannstand
r_e = ekvivalent radius av tunnelen
t = antatt tykkelse av injeksjonssone

Permeabiliteten, k_i, gjelder i dette tilfelle for den injiserte sonen, og forutsetter at denne er isotrop og homogen. Det antas også at poretrykket i ytterkant av den injiserte sonen er upåvirket og har stigehøyde h. Denne metoden kan betraktes som en enkel måte å normalisere lekkasjeverdiene på for å ta hensyn til effekten av tunnelens dybde under grunnvannstanden og tunnelens diameter. I beregningene er tykkelsen på den injiserte sonen antatt typisk å være 10 m for de større trafikktunnelene og 5 m for kloakktunnelene. For de tunneler der man har oppnådd de laveste permeabiliteter, dvs relativt sett best tetting, er permeabiliteten som vist i fig. 2 typisk :

$$k_i = 2 \rightarrow 6 \times 10^{-7} \text{ cm/s}$$

For en tunnel liggende i isotropt, homogent, permeabelt materiale kan innstrømningen til tunnelen beregnes ut ifra (Karlsrud 1990):

$$Q = \pi k h \frac{2}{\ln(2\frac{h}{r} - 1)}$$

der k = fjellets permeabilitet
h = dybde under grunnvannstand
r = tunnelens radius

For tunnelene der det er utført lite eller ingen injeksjon er det etterberegnet at midlere massepermeabilitet (som kan være representativ for Oslo-feltets sedimentærbergarter) typisk kan ligge i området:

$$k = 0.5 \rightarrow 2.0 \times 10^{-5} \text{ cm/s}$$

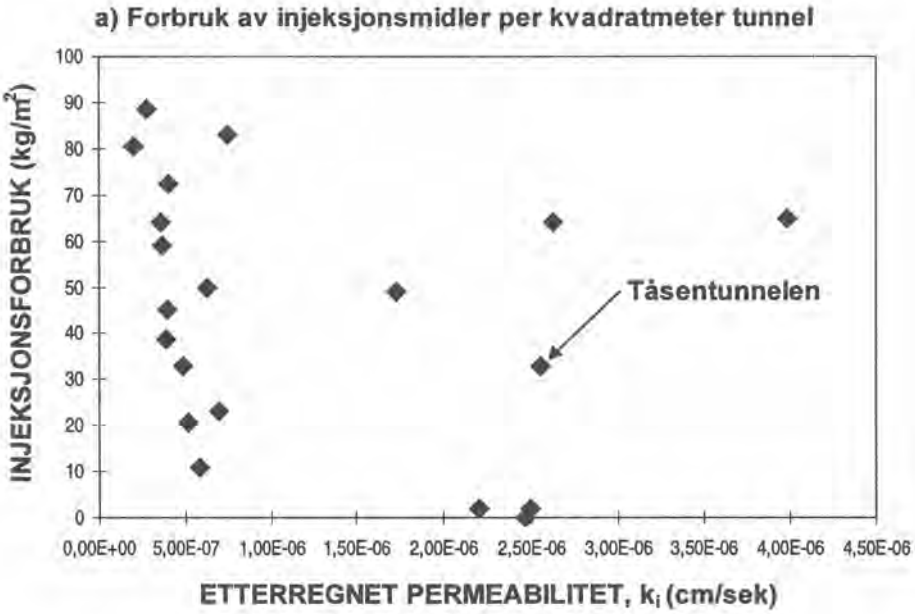
Dette er ca. 25 til 100 ganger større enn hva man har oppnådd i forinjesert sone. Slike verdier er også ganske typiske for de midlere permeabiliteter man har målt ved vanntapsmåling i kjerneborhull. Selv om det ligger klare begrensninger i å representere de store variasjoner man har i konduktivitet i et bergmassiv bestående av komplekse sprekkesystemer med en homogen massepermeabilitet, gir en slik forenklet betraktning likevel en god innsikt i hvilken effekt man kan forvente å få av systematisk forinjeksjon.

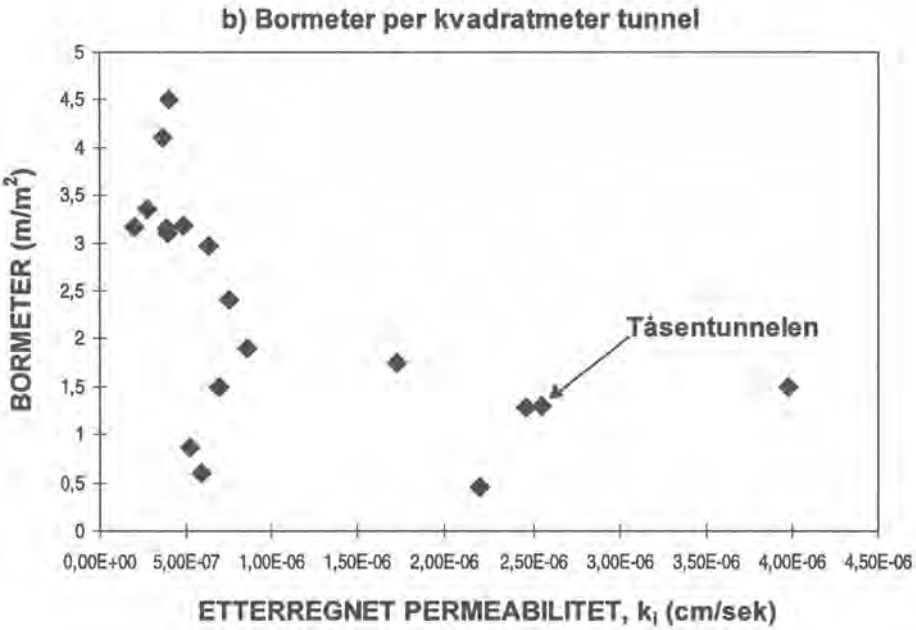
Det knytter seg fortsatt betydelig usikkerhet til hva som i virkeligheten kan oppnås av tetthet ved forinjeksjon. Dette fremgår for eksempel av fig 2 som presenterer etterberegnet permeabilitet i injisert sone sett i forhold til både injisert mengde og antall bormeter pr m^2 tunnelomkrets.

I sammenheng med oppnåelig tetthet ved systematisk forinjeksjon kan det også knyttes noen kommentarer til de siste erfaringene fra Romeriksporten. Som vist av NGI (1998) har man for strekningen ved Hellerud, der man har fått de største setninger og skader, etterberegnet en midlere permeabilitet på ca. $k_i = 9.8 \times 10^{-7}$ cm/s. Hadde man her oppnådd "maksimal tetthet" ved forinjeksjonen, tilsvarende typisk $k_i = 4 \times 10^{-7}$ cm/s, ville dette gitt en forventet lekkasje på ca. 16 l/min pr. 100m. Selv en slik lekkasje vil ut fra de sammenhenger som er gitt i det etterfølgende kunnet gitt poretrykksreduksjon på ca. 3-8 m nærmest tunnelen, og fortsatt medført et betydelig skadepotensiale. Hadde dette vært klarlagt på forhånd ville man kanskje planlagt permanent vanntett utforing på denne strekningen. Grunnvannstrykket eller tunnelens dybde under grunnvannstand var mao en vesentlig årsak til setningsproblemene ved Hellerud, og ikke bare mangelfull forinjeksjon.

At det ligger usikkerhet i hva man kan oppnå ved systematisk forinjeksjon er Tåsentunnelen en bekreftelse på. Her ligger lekkasjeverdiene og etterberegnet permeabilitet høyt ($k_i = 2{,}6 \times 10^{-6}$ cm/s). Dette til tross for bruk av "dagens " injeksjonsteknikk med mye mikrosementer og høyt injeksjonstrykk. Figur 2 antyder imidlertid at årsaken her kan ligge i at det ikke er boret med tett nok hullavstand eller tilstrekkelig overlapp mellom skjermene.

De viktigste forutsetninger for å oppnå et maksimalt injeksjonsresultat er at det bores systematiske skjermer med meget tett hullavstand (ned mot 0,5 m ved ansett), at skjermene må ha god overlapp, og at det injiseres med høyt overtrykk (20-50 bar). Dette i tillegg til bruk av injeksjonsmidler med tilstrekkelig inntregningsevne, noe som oftest vil kreve bruk av mikrosementer.

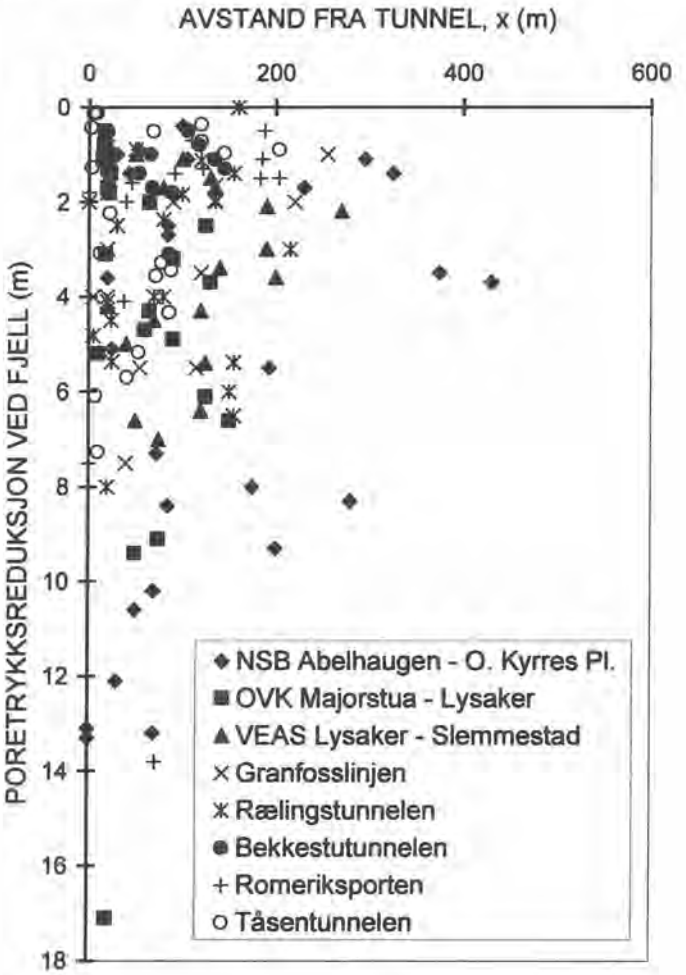




Figur 2 *Etterberegnet permeabilitet i injisert sone for tunneler i Oslo-regionen (fra NGI, 1998)*

FORVENTET PORETRYKKSREDUKSJON

Figur 3 sammenstiller maksimal poretrykksreduksjon målt ved fjell i bunnen av dyprenner, Δu_F, i relasjon til målepunktets horisontale avstand fra tunnelens senterlinje for de tunneler som er drevet i Oslo området frem til i dag (hvis det er to parallelle løp er senterlinjen definert midt mellom løpene). Merk at disse dataene gjelder registreringer gjort *uten påvirkning av noen form for kunstig vanninfiltrasjon.*



Figur 3 *Målt poretrykksreduksjon ved fjell, tunneler i Oslo (fra NGI, 1998)*

Figur 3 viser en klar sammenheng mellom forventet poretrykksreduksjon og avstand fra tunnelen. For hvert enkelt anlegg er det riktignok en god del spredning som kan ha sammenheng med en rekke forhold som gir lokale effekter, blant annet som:

- Forhold som påvirker den naturlige vanntilførsel til dyprennen, slik som dyprennens dybde, bredde og lengde og områdets topografi.
- I hvilken grad det er mer permeable vannførende glasifluviale silt/sandavsetninger eller bunnmorene i overgangen mellom leire og fjell.
- Omfang og orientering av spesielt vannførende sprekkesoner i fjellet (f.eks. diabasganger, knusningssoner eller forkastninger/tensjonssprekker) og i hvilken grad disse er direkte gjennomskåret av tunnelen.
- Reel grad av tetting som er oppnådd i ulike deler av tunnelen, dvs. hvorledes lekkasjene i tunnelen fordeler seg lokalt.

I et forsøk på å etablere enkle modeller for å forutsi forventet poretrykksreduksjon er det sett på sammenhengen mellom lekkasjeverdier og maksimal poretrykksreduksjonen, Δu_F, som er målt i dyprenner vertikalt over tunnelen, dvs i avstand x=0. Som det fremgår av fig. 4 er det som forventet en klar sammenheng her. Spredningen i dataene kan delvis tilbakeføres til:

- De faktorene som påvirker poretrykket og som ble beskrevet ovenfor
- Reel usikkerhet i målte lekkasjeverdier, som kan være ganske stor
- I hvilken grad lekkasje verdiene er representative for den aktuelle strekning poretrykket er påvirket av

I fig. 4 er det også foreslått et karakteristisk område for sammenhengen mellom lekkasje og poretrykksreduksjon rett over tunnelen som kan danne grunnlag for valg av tetthetskrav. Denne sammenhengen representerer bare mindre endringer i forhold til tidligere forslag fra Karlsrud, 1990.

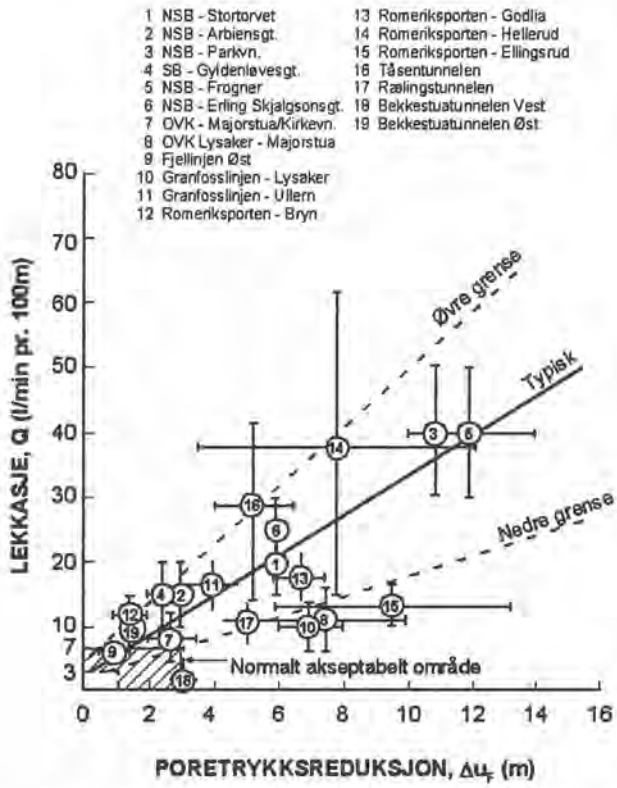
Det fremgår av fig. 4 at hvis man skal være rimelig sikker på at et tunnelanlegg ikke påvirker poretrykket i omkringliggende dyprenner må lekkasjen være mindre en ca.:

$$Q = 2 \rightarrow 4 \text{ l/min pr } 100 \text{ m tunnel}$$

Dette innebærer i praksis at det knapt kan være noen synlige dryp eller rennende lekkasjer i tunnelen.

Et annet viktig aspekt ved fastlegging av tetthetskravet er hvorledes poretrykket varierer med avstand fra tunnelen. Dataene fra de enkelte tunnelanleggene i fig. 3, antyder at poretrykksreduksjonen avtar tilnærmet lineært med avstanden fra tunnelaksen, tilsvarende en reduksjon på 1 til 2 m pr. 100 m avstand fra tunnelaksen. Reduksjonen synes å skje raskest der poretrykksreduksjonen rett over tunnelen er størst. På dette grunnlag er det i fig. 5 anslått

typisk utbredelse av tunnelens influensområde, dvs hvor langt ut til siden man kan forvente poretrykksreduksjon i bunn av dyprenner, sett i forhold til lekkasjenivået i tunnelanlegget.

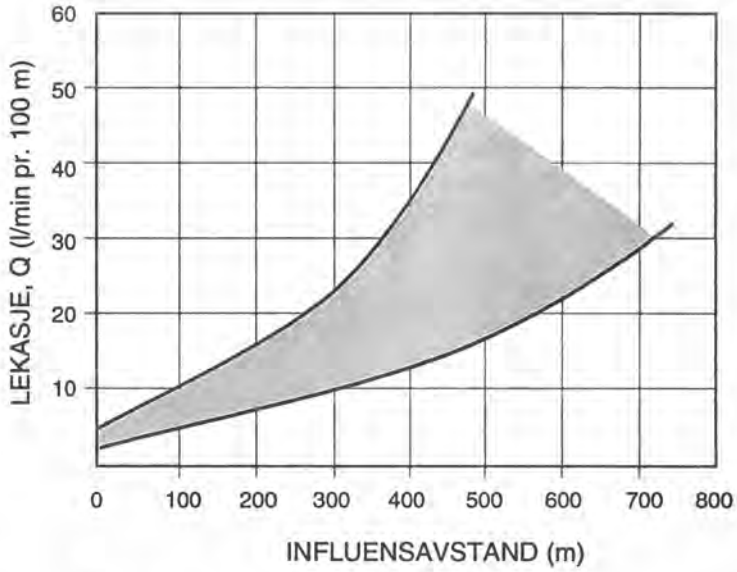


Figur 4 *Sammenheng mellom lekkasje og poretrykksreduksjon rett over tunnelanlegg (Δu_F i $x=0$)*

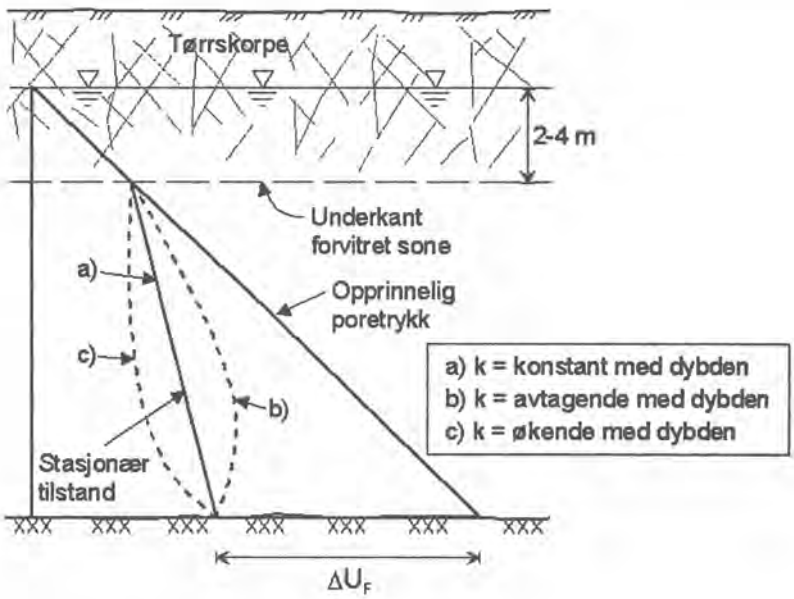
BEREGNING AV SETNINGER

Beregning av forventede setninger og setningsforløp som følge av en gitt poretrykksreduksjon ved fjell er en relativt grei geoteknisk oppgave som løses ved klassisk konsolideringsteori som beskrevet av Karlsrud (1982 a og b, 1987 a og 1990).

Den stasjonære poretrykkstilstanden man vil nå etter lang tid, kan generelt antas å variere rettlinjet fra en dybde 2-4 m under naturlig grunnvannspeil, eller 2- 4 m under underkant av den øverste faste tørrskorpen, og ned til fjell, kfr. illustrasjonen i fig. 6. Årsaken til denne antagelsen er at den øverste tørrskorpen/forvitringssonen har vesentlig høyere permeabilitet enn underliggende uforvitret leire. Har man leire i dybden med varierende permeabilitet, må man være oppmerksom på at den stasjonære fordelingen vil avvike fra den lineære, som vist i prinsipp i fig. 6.



Figur 5 *Sammenheng mellom influensavstand og lekkasje*



Figur 6 *Typisk stasjonær poretrykkstilstand*

SKADEPOTENSIALE

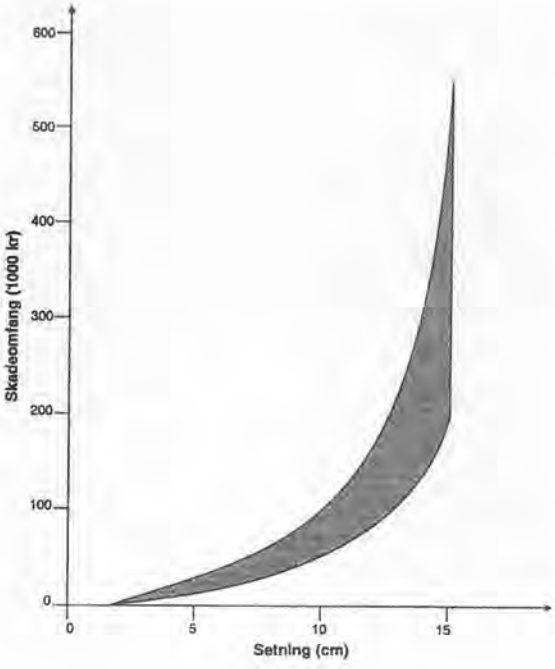
Skadepotensiale for bebyggelse eller andre anlegg i en dyprenne som kan bli påvirket av et tunnelanlegg er oftest et spørsmål om forventede differentialsetninger mer enn absolutt total setning. Det finnes eksempler på at bygårder har satt seg jevnt 20-30 cm som følge av tunnelanlegg uten synlige skader. I andre tilfeller har det oppstått betydelige skader ved setninger på bare 5 cm fordi differentialsetningene har vært like store. Sammenhengen mellom differentialsetning og skadepotensiale for bygninger er det ikke rom for å gå inn på i detalj her, men et gammelt og enkelt kriterium er gitt av Bjerrum (1963).

Skadepotensialet er i praksis også avhengig av bebyggelsens art, og kan også omfatte ledningsanlegg og andre konstruksjoner.

Potensialet for differentialsetninger kan til en viss grad beregnes ut fra variasjoner i dybde til fjell. Poretrykksreduksjonen vil ofte være relativt konstant under et byggverk av begrenset utstrekning, og gi mindre utslag på differentialsetningene.

KOST NYTTE VURDERING

Det er mulig grovt sett å anslå potensielle kostnader forbundet med de setninger og skader som forventes ved lekkasjer med/uten forinjeksjon. Figur 7 viser for eksempel anslag på skadekostnader i relasjon til setninger på eneboliger. Ved en systematisering av skadeutbetalinger fra tidligere anlegg kan man etablere mer pålitelige relasjoner.



Figur 7 Anslått skadekostnad i relasjon setning for eneboliger

I prinsippet kan man holde kostnader ved forventede skader direkte opp mot kostnader ved tetting, og på det grunnlaget bestemme hva som er optimalt rent kostnadsmessig.

Det er imidlertid mer enn tvilsomt om en slik holdning i fremtiden vil bli akseptert av berørte parter og godkjennende myndigheter. Antagelig må tetthetskravet være slik at setningene på bebyggelse uansett ikke overstiger visse terskelverdier.

VURDERING AV ANDRE TILTAK

Det ligger selvsagt en god del usikkerhet ved vurderingene beskrevet over. Man bør derfor være forberedt på å endre krav til tettingsopplegg underveis. Spesielt viktig er det å ta hensyn til mulig behov for vanntett utforing der man er usikker på om tilfredsstillende tetthet kan oppnås ved forinjeksjon. Det innebærer at man under utsprengning av tunnelen bør legge inn rom for en eventuell betongutforing der usikkerheten er størst.

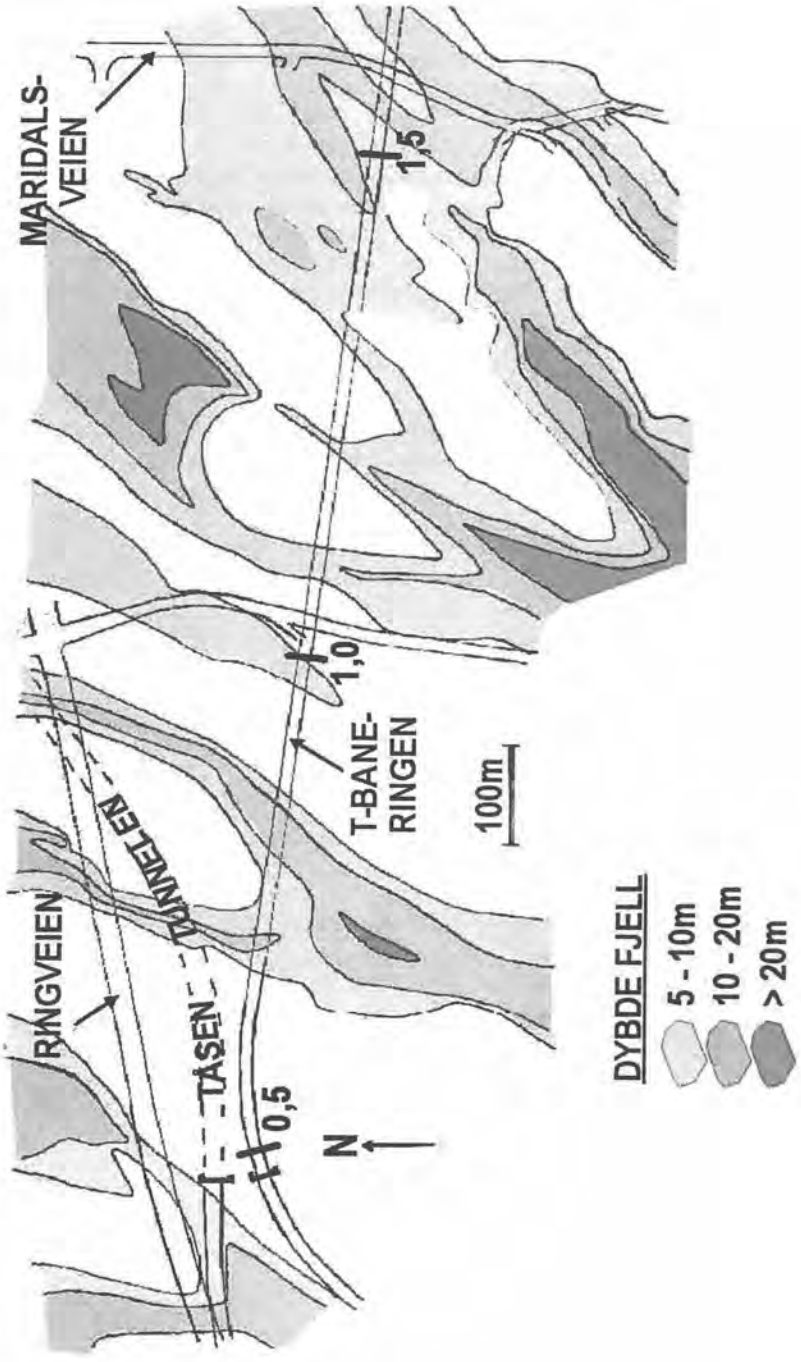
Etterinjeksjon bak stuff er et tiltak som kan bidra noe til å redusere lekkasjer. Nyere erfaringer fra Romeriksporten kan tyde på at man ved et meget omfattende og riktig utført etterinjeksjon kanskje kan komme ned mot permeabiliteter tilsvarende det beste av hva som kan oppnås ved systematisk forinjeksjon alene. Kostnadene ved slik etterinjeksjon er imidlertid svært høye, og kanskje av samme størrelsesorden som vanntett betongutforing hvis dette er planlagt på forhånd. Etterinjeksjon bør derfor bare betraktes som en nødløsning i tilfelle andre tiltak ikke er gjennomførbare.

Vanninfiltrasjon vil det svært ofte bli behov for i en anleggsfase inntil en eventuell vanntett betongutforing er etablert. Dette har også blitt benyttet som et permanent tiltak på enkelte anlegg. Det er imidlertid foredragsholderen's oppfatning at permanent vanninfiltrasjon også er et tiltak man ikke planlegger for på forhånd, men iverksetter i etterkant hvis man ikke har andre løsninger.

EKSEMPEL T-BANERINGEN

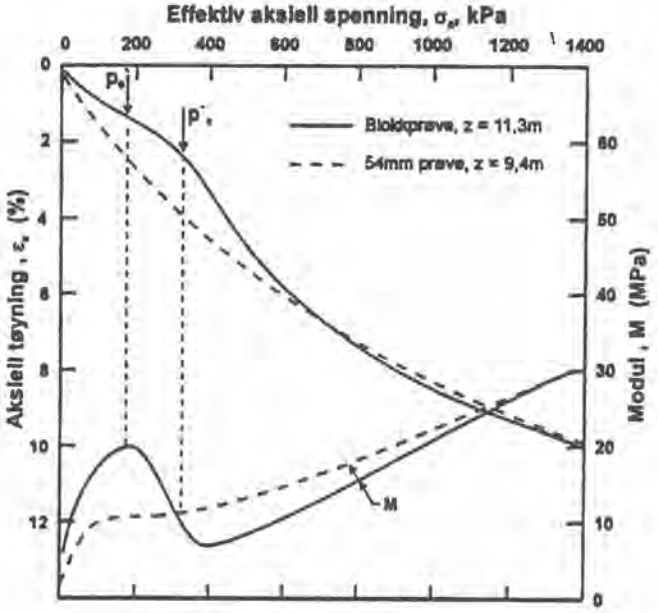
Figur 8 viser traseen for T-bane ringen. I vest går den rett syd for Tåsentunnelen. Dyprennene i dette området var for en stor del kartlagt, men ikke så langt syd som vist i fig. 8. Langs sydøstre del av traseen forelå det også en del grunnboringer som antydet beliggenhet av dyprenner, men ikke i detalj.

For å kartlegge utstrekning og dybde til fjell i dyprennene ble det utført i alt 1700 lm med refraksjonsseismisk profilering fordelt på 11 profiler. Dette også som et ledd i å bedre kartlegge svakhetssoner i fjellet. I tillegg ble det utført i alt 70 totalsonderinger for kontroll av fjelldybdene og kalibrering av seismikken. Dette gjorde det mulig å etablere dyprenne kartet i fig. 8. Som det fremgår er det leirfylte dyprenner innen tunnelens potensielle influensområde langs hele tunnelen. Største dybde til fjell er ca. 30 m. Bebyggelsen i hele området består hovedsakelig av eneboliger, men med enkelte blokker ved Bakkehaugen.



Figur 8 *Situasjonsplan T-baneringen*

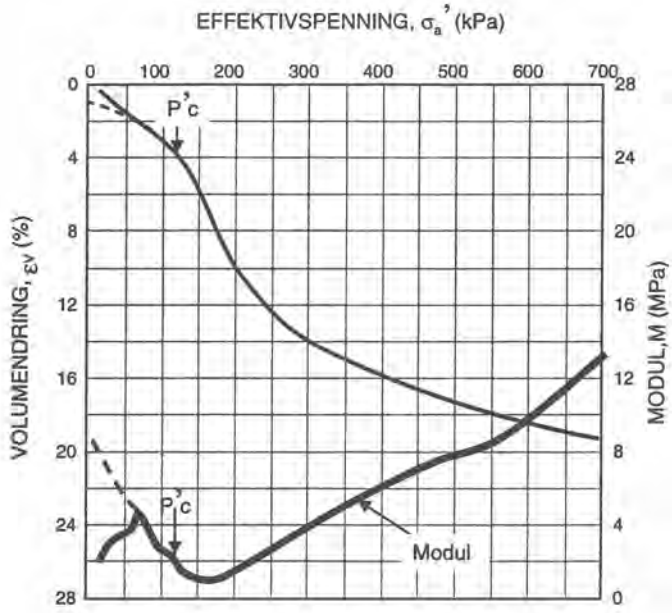
Å kartlegge setningspotensialet i et så vidt stort område er en utfordrende oppgave. Å basere seg på systematisk prøvetaging og ødometerforsøk ville blitt svært kostbart. Basert på NGI's tidligere erfaringer var det også fare for at man ved konvensjonell prøvetaging ikke ville kunne bestemme setningsegenskapene, og spesielt leiras forkonsolideringstrykk, med tilstrekkelig pålitelighet. Figur 9 sammenlikner for eksempel resultat av ødometerforsøk på en konvensjonell 54 mm prøve med resultat av en nærmest perfekt uforstyrret blokkprøve (fra Karlsrud, 1995). For 54 mm prøven er det praktisk talt umulig å bestemme forkonsolideringstrykket. Bruk av NGI's blokkprøvetager i stort omfang på Tåsentunnelen ville blitt kostbart. NGI har imidlertid fra tidligere også gode erfaringer med bruk av en 95 mm tynnvegget prøvetager, forutsatt at prøvene blir brakt inn og testet i laboratoriet innen få timer etter at de er tatt opp. Derved begrenses forstyrrelse og svelling av prøven, og ikke minst at leira "gror fast" til sylinderveggen før den blir skjøvet ut.



Figur 9 *Eksempel på effekt av prøvekvalitet på resultat av ødometerforsøk (prøver fra Eidsvoll)*

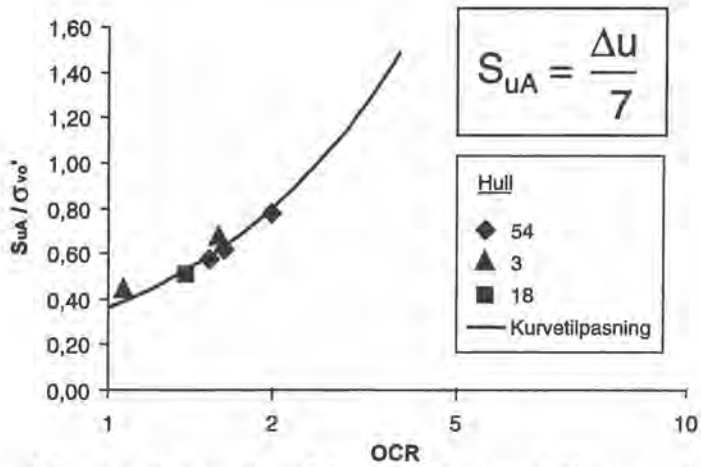
Denne teknikken ble valgt for Tåsentunnlen, men for å begrense antall prøver satset man også på å forsøke å korrelere bestemmelsene av forkonsolideringstrykk på 95 mm prøvene mot resultat av trykksonderinger (CPTU-sonderinger). I praksis ble det tatt 95mm prøver på tre steder. Figur 10 viser et eksempel på at 95 mm prøvene ble av meget god kvalitet.

For å etablere korrelasjoner mellom ødometer forsøkene og CPTU-resultatene valgte man å først bestemme aktiv udreneret styrke fra CPTU-boringene på grunnlag av både på målt poretrykksrespons og spissmotstand i henhold en prosedyre beskrevet av Karlsrud (1995).



Figur 10 *Resultat av ødometerforsøk på 95 mm prøve fra T-baneringen*

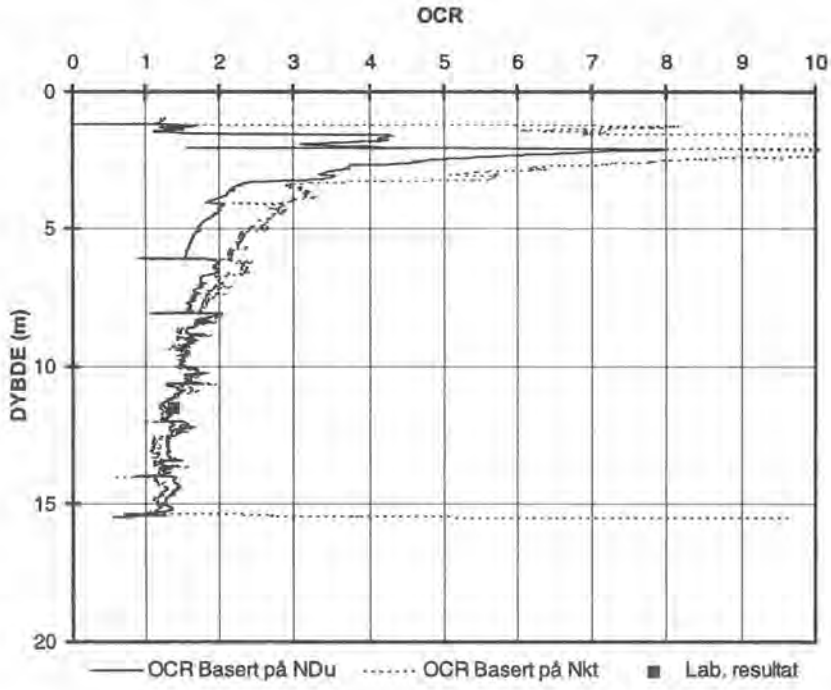
Som vist i fig. 11 gav denne normaliserte aktive styrken god sammenheng med målt overkonsolideringsgrad fra ødometerforsøkene.



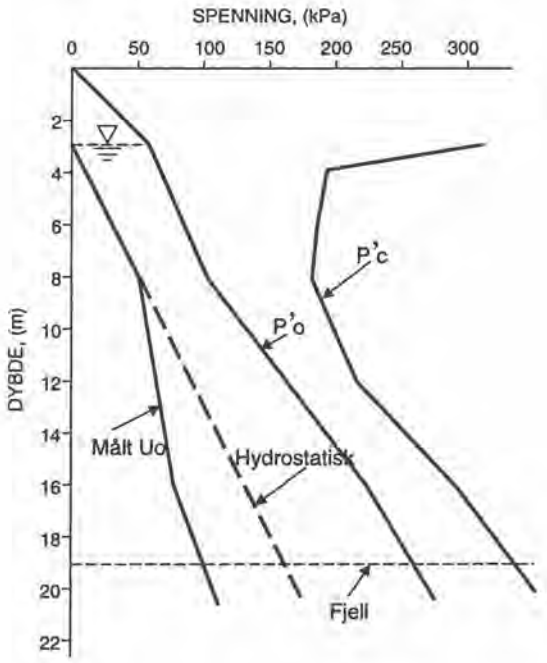
Figur 11 *Relasjon mellom overkonsolideringsgrad og poretrykksrespons fra CPTU (T-baneringen)*

Denne korrelasjonen ble så lagt inn i et beregningsprogram som foretar automatisk bearbeiding av CPTU-sonderinger direkte fra rådata. Figur 12 viser et eksempel på direkte beregnede OCR-profiler slik det kommer ut fra programmet (hull 18, dyprenne D3), mens fig. 13 viser hvorledes utledet forkonsolideringstrykk, p_c', varierer med dybden på det samme stedet. Et interessant tilleggs poeng ved fig. 13 er at installerte poretrykksmålere viste et betydelig poreundertrykk med dybden. Det illustrerer hvor viktig det er å måle poretrykkene ved slike undersøkelser. Dette er dessuten målere man uansett vil trenge som ledd i kontroll under tunneldrivingen.

CPTU-boringene og ødometerforsøkene langs T-bane ringen viste at forkonsolideringsgraden kunne variere betydelig fra en dyprenne til en annen. Dette hadde man på forhånd ingen antydninger om fra terrengformasjoner eller annen kvartærgeologisk kunnskap, men man hadde fått en indikasjon fra observerte poretrykksendringer og setninger langs Tåsentunnelen at det kunne være slike lokale variasjoner.



Figur 12 *Eksempel på OCR profil etablert direkte fra CPTU (hull 18)*

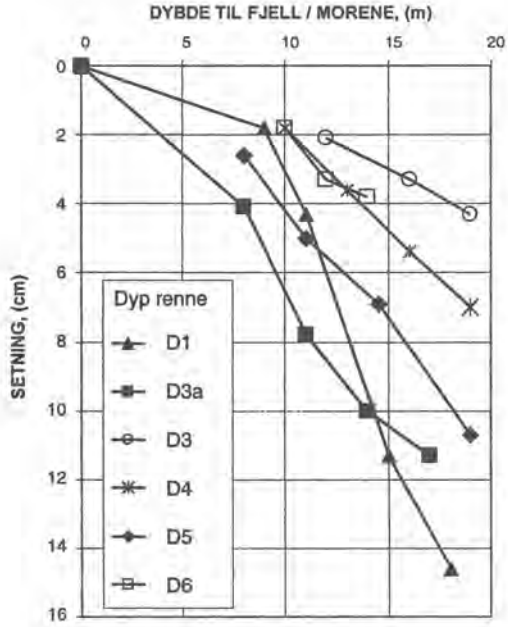


Figur 13 *Utledet forkonsolideringstrykk (hull 18)*

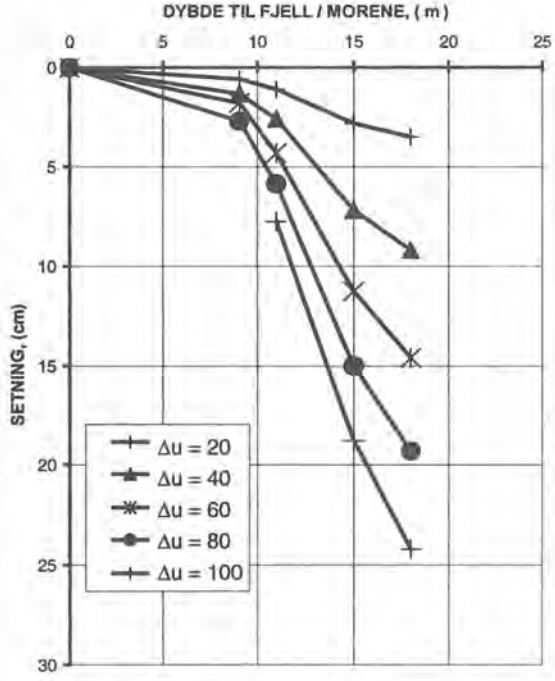
Figur 14 viser at på grunn av relativt store forskjeller i forkonsolideringsgrad, varierer forventede setninger for en gitt poretrykksreduksjon ved fjell ganske betydelig mellom de ulike dyprenner langs T-bane ringen (eksempelet gjelder for 6 m reduksjon).

For hver enkelt dyprenne ble forventede setninger beregnet i relasjon til både dybden til fjell og poretrykksreduksjon som illustrert i fig. 15.

For ulike akseptkriterier med hensyn til setninger forslått av byggherren ble det så beregnet tillatt poretrykksreduksjon langs de ulike deler av tunnelen, og tilhørende akseptabel innlekkasje. De tilhørende lekkasjekravene ble så bestemt ut fra sammenhengene angitt i fig. 4 og 5, men vil ikke bli nærmere presentert i dette foredraget.



Figur 14 *Beregnet setning for Δu_F = 6 m for ulike dyprenner langs T-baneringen*



Figur 15 *Beregnet setning i relasjon til Δu_F for dyprenne D1*

REFERANSER

Bjerrum (1963)
Generelle krav til fundamentering av forskjellige byggverk; tillatte setninger, 17 p.
Norske ingeniørforening NIF. Kurs i fundamentering, Oslo 1963.

Karlsrud, K. (1982a)
Drenasje og setningsproblemer i forbindelse med fjelltunneler i Oslo-området.
Norsk jord- og fjellteknisk forbund. Fjellsprengningsteknikk - bergmekanikk - geoteknikk 1981. Foredrag, pp. 33.1 - 33.24. Trondheim, Tapir.

Karlsrud, K. (1982b)
Setninger i leire ved poretrykksreduksjon ved fjell, en parameterstudie.
Norges Geotekniske Institutt. Intern rapport, 52652-2.

Karlsrud, K. (1987a)
Tetthetskriterier i forbindelse med Fjellinjetunnelen gjennom Oslo.
Fjellsprengningsteknikk - bergmekanikk - geoteknikk. Oslo 1987. Foredrag, pp. 26.1-26.16.

Karlsrud, K. (1987b)
Tetting av bergmasser - erfaringer fra trafikktunneler i Oslo. Norske Sivilingeniørers Forening. Tetting av bergmasser. Gol 1987.

Karlsrud, K. (1990)
Tetting av tunneler i tettbebygde strøk - forundersøkelser, funksjonskrav og alternative tettestrategier.
Norske Sivilingeniørers Forening. Tetting av tunneler, bergrom og byggegroper, Storefjell 1990.

Karlsrud, K. (1995)
Blokkprøvetaging i kombinasjon med CPTU gir nye muligheter.
Fjellsprengningsteknikk, bergmekanikk, geoteknikk 1995. Norsk Jord- og Fjellteknisk forbund.

Karlsrud, K. (1998)
Tetting av tunneler – Funksjonskrav med hensyn til setninger i omgivelsene.
Norske Sivilingeniørers Forening, Berginjeksjon, Fagernes 1998 (også utgitt i NGI-rapport 526521-8).

Norges Geotekniske Institutt (1998)
Tetting av tunneler i tettbygde strøk. Sammenstilling av erfaringsdata.
NGI rapport 526521-1, datert 23 oktober 1998.

Sivilingeniør Hans Fritzvold, Norconsult AS
Leder i Norsk Geoteknisk Forening

LEDERENS 10 MINUTTER

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

LILLE KIRKEHOLMEN, KRAGERØ. ETABLERING AV KUNSTIG KANAL VED HJELP AV SPUNT OG TØRRMURER.

Lille Kirkeholmen, Kragerø.
Construction of an artificial channel by use of sheet piles and stone retaining walls.

Sivilingeniør Hans Jonny Kvalsvik
Statkraft Grøner AS

SAMMENDRAG

Lille Kirkeholmen er en øy i skjærgården utenfor Kragerø sentrum. Her har det i løpet av 1998-2000 blitt oppført 60 sommerboliger med tilhørende infrastruktur. Sentralt i prosjektet stod byggingen av en kunstig kanal gjennom området. I prosjekteringsfasen ble det vurdert å bygge kanalen ved hjelp av tørrmur, betongmur eller spunt.

Det ble valgt å bygge kanalen hovedsakelig med spunt, men det ble også benyttet betongmur på enkelte steder. Tørrmur ble ikke benyttet. Et av de mest interessante temaene i prosjektet var korrosjonsbeskyttelse av spunten. Katodisk beskyttelse med påtrykt strøm ble benyttet til dette.

SUMMARY

Lille Kirkeholmen is a small island in the skerries outside Kragerø. During 1998-2000 60 summer residencies with associated infrastructure were built here. Construction of an artificial channel through the island was a major element of the project. Stone, concrete and sheet piles were the alternatives considered for retaining walls along this channel.

Sheet piles were the option chosen although concrete walls were used in some parts. Stone walls were not used. One of the most interesting aspects of the project was the corrosion protection of the steel sheet piles. Cathodic protection by impressed current was used for this purpose.

1. KORT BESKRIVELSE AV PROSJEKTET

Lille Kirkeholmen er en øy i skjærgården utenfor Kragerø sentrum. Her har det i løpet av 1998-2000 blitt oppført 60 sommerboliger med tilhørende infrastruktur. Det er ikke broforbindelse til øya, slik at all transport til og fra øya skjer via sjøveien.

Prosjektet ble initiert av den lokale arkitekten Kristen Sandaas, og Finvold Prosjekt Consult AS stod for utbyggingen. Prosjektet ble senere overtatt av AS Naturbetong. Grøner AS ble engasjert til prosjektering av grunnarbeider og VA-arbeider, samt prosjekterings- og byggeledelse. Grunnarbeidene ble utført av NCC Eeg-Henriksen Anlegg AS, med Bj. Kynningsrud A/S som underentreprenør for spuntarbeidene.

Sentralt i prosjektet stod byggingen av en kunstig kanal gjennom området. Kanalen gir tilknytning til sjøen fra egen tomt for alle husene på øya bortsett fra 5 som ligger på en liten kolle. 3 broer krysser kanalen og binder sammen de ulike delene av bebyggelsen. Seilingshøyde og kanaldybde er tilpasset slik at kanalen kan trafikkeres av mindre båter.

Lille Kirkeholmen, perspektivtegning

2. TOPOGRAFI OG GRUNNFORHOLD

Lille Kirkeholmen er karakterisert av 2 fjellkoller med et lite dalsøkk i nord/sør retning mellom kollene. På sørsiden av den østre kollen er det et flatt område ned mot sjøen. Det er på dette området at det meste av bebyggelsen er oppført.

I forbindelse med planleggingen av utbyggingen på Lille Kirkeholmen ble det i november 1997 utført grunnundersøkelser i området. Det ble utført 12 totalsonderinger og tatt opp 2 prøveserier. Det ble utført rutineundersøkelser på prøvene, og det ble tatt kornfordelingsanalyser på enkelte prøver.

Løsmassene bestod hovedsakelig av siltig finsand med noen skjellrester og gruskorn. Massene ble grovere med dybden, og ned mot fjell var det fastere masser, trolig grus eller morene. På østsiden av øya var dybden til fjell opptil 20 m. I dalsøkket mellom kollene var det en dyprenne med 10-15 m til fjell. På det flate partiet på sørsiden av øya varierte fjelldybden fra fjell i dagen til over 15 m.

Det har tidligere vært drevet sagbruk på Lille Kirkeholmen. Dette har medført at det på enkelte steder på øya var betydelige mengder sagflis og bakhon fra denne virksomheten. Det var også rester av bygninger og maskiner fra denne virksomheten spredt rundt på området.

Rester etter sagbruksdrift

Fylkesmannens miljøvernavdeling stilte krav om utredning av miljøforhold. Det ble i denne forbindelse foretatt miljøanalyser av prøver fra forskjellige steder på øya for å avdekke eventuell forurensing fra sagbruksdriften. Det ble ikke funnet spor etter noen form for forurensing i noen av prøvene.

3. ALTERNATIVE BYGGEMETODER FOR KANALEN

I prosjekteringsfasen ble det vurdere flere ulike metoder for etablering av kanalen gjennom øya. Kanalens beliggenhet ble også endret underveis. Kanaldybden var i utgangspunktet 2,0 m, men ble senere redusert til 1,6 m. Følgende alternativer ble vurdert for bygging av kanalen:

- *Tørrmur*

I utgangspunktet var det foreslått å etablere en gravitasjonsmur av råkilte granittblokker som kanalvegger. Dette ville medføre at kanalen, samt store deler av byggeområdet måtte graves ut tidlig i byggefasen. Det ble utført prøvegravinger for å undersøke massenes oppførsel ved utgraving. Dette viste at det måtte påregnes at tørrmuren måtte bygges under vann, ettersom grunnvannstanden lå på ca kt 0. Massene var relativt permeable, og det var stort vanninnsig i prøvegropene. Utgraving av kanelen under grunnvannstanden ville medføre slake graveskråninger og stort utgravingsvolum. De

utgravde massene ville sannsynligvis være uegnet til oppfylling på områder for bebyggelse etter å ha vært omrørt. Kanalbyggingen ville dermed legge beslag på store arealer over lang tid, samtidig som fundamenteringen av tørrmuren ville være usikker.

- *Betongmur*

Etablering av betongmur ville ha mange av de samme ulempene som en tørrmur. Omfanget av utgravingen ville bli det samme, og usikkerheten i forhold til fundamentering under vann ville være til stede. På enkelte partier av kanalen var dybden til fjell imidlertid liten, og her ville betongmur på fjell være et aktuelt alternativ.

- *Spunt*

Det siste alternativet for kanalbyggingen var å bruke stålspunt. Dette ville legge beslag på mindre areal ettersom utgraving av kanalen ikke måtte starte så tidlig i byggefasen. Kanalarealet ville dermed være tilgjengelig for entreprenøren til transport og lagring. Usikkerheten i fundamenteringen ville heller ikke være den samme med dette alternativet. Ulempene med spunt var i første rekke høyere kostnader, samt usikkerhet knyttet til korrosjon.

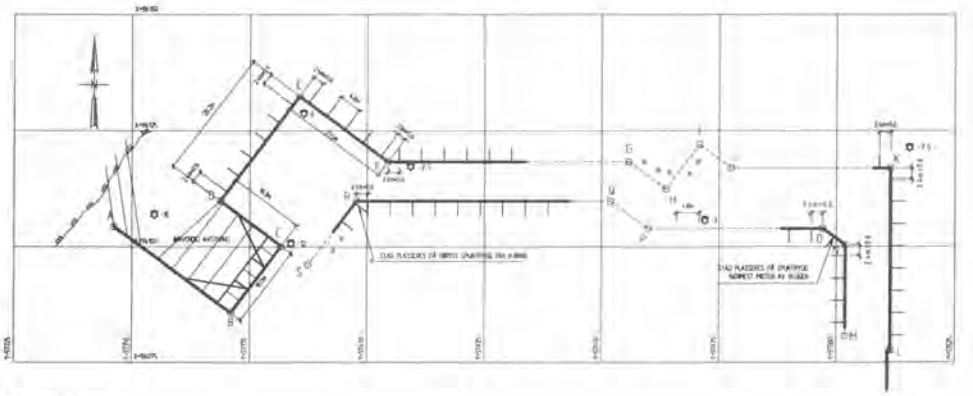
Overgang mellom spunt og betong

4. VALGT ALTERNATIV

Etter vurdering av de forskjellige alternativene ble det valgt å hovedsakelig benytte spunt i byggingen av kanalen. Spunten ble avsluttet ved fjelldybde på kt -2,2. På områder med fjell over kt -2,2 ble betongmur på fjell valgt som byggemetode. Det ble dermed ikke benyttet tørrmur i kanalen.

Avstiving av spunten ble over det meste av kanalen utført med skråstag til fjell. På et parti på vestsiden av området ble det imidlertid valgt horisontal forankring til motstående spunt eller fjell i dagen. Dette skyldtes delvis stor fjelldybde og delvis at spuntentreprenør var bekymret for at stagene skulle treffe hverandre. Det ble sveiset puter (UNP240) på baksiden av spunten, og kamstål og UNP240 ble benyttet som avstiving.

Hovedtall for kanalarbeidene:
Spunt: 1500 m²
Stag: 500 m
Utgraving: 12000 m³
Betongmur: 250 m²



Spuntplan

Dimensjonering
Dimensjonering av spunt og avstivingssystem ble utført med enkle håndberegninger basert på klassisk jordtrykksteori. De beregnede lastene var relativt beskjedne. Nødvendig motstandsmoment for spunten var beregnet til Wx > 120 cm³/m. Det ble benyttet 5,5 m lange spuntnåler med stylter til fjell ved skråstag. Valgt spuntprofil var PU 6 (Wx = 600 cm³/m). Som puter ble det benyttet 2 stk. UNP 240. Det ble videre benyttet forankringsstag, c/c 4,8 m, med 4 lisser á 0,6" som ble forankret 3-5 m i fjell.

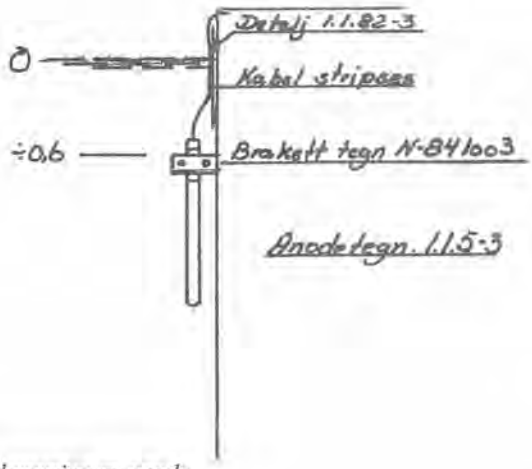
Kanal før og etter bygging av brygger

Korrosjonsbeskyttelse
Faren for korrosjon ble tidligere nevnt som en av ulempene med spuntløsningen. Det ble i tilbudet innhentet pris på overflatebehandling av spunten, samt innstøping av puten. Dette viste seg å være svært kostbart, og det ble derfor innhentet tilbud på anlegg for katodisk beskyttelse.

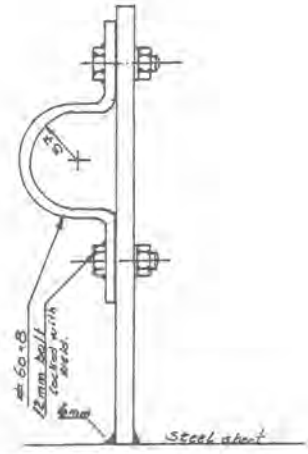
Det ble innhentet tilbud både på korrosjonsbeskyttelse med offeranoder og med påtrykt strøm. Kostnadsmessig var det ikke store forskjeller mellom de to alternativene. Det var uansett vesentlig billigere å benytte katodisk beskyttelse enn å overflatebehandle spunten.

Det er knyttet en del drifts- og vedlikeholdskostnader til et anlegg med påtrykt strøm. Denne typen anlegg har imidlertid lenger levetid enn offeranoder. I tillegg vil offeranodene måtte erstattes fullt ut etter en viss tid, mens det for et anlegg med påtrykt strøm kun vil være snakk om å erstatte eller reparere likerettere og kabler. Kostnadene over anleggets levetid ble avgjørende for valget av et anlegg med påtrykt strøm.

Det ble tilbudt 2 ulike anlegg med påtrykt strøm. I det ene tilbudet var det forutsatt å benytte 1 likeretter til alle anodene, mens det i det andre tilbudet var foreslått flere mindre likerettere spredt rundt langs kanalen. Sistnevnte tilbud ble valgt, både på grunn av lavere pris og på grunn av sikkerheten i å ha flere likerettere som er uavhengige av hverandre. Korrosjonsbeskyttelsen ble levert av Corroteam AS, og det ble totalt benyttet 6 likerettere og 32 anoder i kanalen.



Plassering av anode



Festebrakett for anode

5. LITT OM PROSJEKTET FOR ØVRIG

Bygging av kanalen var nok det mest interessante aspektet i prosjektet sett med geotekniske øyne. Men det var også andre interessante problemstillinger som dukket opp underveis.

Fronten langs sjøsiden var et område hvor det også ble vurdert ulike løsninger. Spunt var uaktuelt her ettersom det ikke var løsmasser å ramme spunten i. Dybden langs bryggekanten var på opptil 5 m. Tørrmur eller betongmur ble vurdert som de mest aktuelle metodene for dette formålet. Det ble valgt å fylle opp med sprengstein til kt - 1,3, som var kravet til dybde foran bryggene. På dette nivået ble det satt ned betongfundamenter, som var produsert på forhånd på land og fraktet ut til øya med lekter. På disse ble det støpt en betongmur. Forskalingen ble laget av trykkimpregnert materiale, og brukt som ishud etterpå.

Bryggefront mot sjøen

Selv om ikke kanalen ble bygget med tørrmur, ble det likevel benyttet mye tørrmur i prosjektet. Bildene nedenfor viser to bruksområder for tørrmur. Tørrmur ble benyttet langs fjorden på de strekningene det ikke skulle være brygge. Bak alle brygger ble det også benyttet tørrmur, da fritidsboligene ligger på et høyere nivå enn bryggene.

Tørrmur og betongmur i fronten mot fjorden

Bebyggelsen på Lille Kirkeholmen består av 3 ulike hustyper, alle med bruksareal på ca 115 m². Det er tatt utgangspunkt i tradisjonelle sørlandshus, og standarden er høy. Det er også oppført et teknisk bygg med vannmagasin og pumpe for vanntilførsel, pumpe for avløpsvann som pumpes til renseanlegg på fastlandet, samt søppelrom og postbokser.

Teknisk bygg

Alle sommerhusene har tilgang til 2 båtplasser, hvorav 1 er ved flytebrygge, og 1 langs bryggene i kanalen og langs fronten mot fjorden. Ettersom det ikke er bilvei til området, har alle huseierne parkeringsplass på fastlandet med mulighet for leie av båtplass og vinteropplag. Fellesarealene er opparbeidet med gressplener, grusveier og langs kanalen med trebrygger. Seilingshøyden under bruene over kanalen er tilpasset slik at mindre båter kan passere.

Mer informasjon finnes på http://www.kirkeholmen.no

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2000

SØRKEDALSVEIEN 6, OSLO – DYP UTGRAVING

Sørkedalsveien 6, Oslo – Deep excavation

Siv.ing Nils Bergersen, NOTEBY AS, Oslo
Siv.ing Anders Bye, NOTEBY AS, Oslo

SAMMENDRAG

Prosjektet "Sørkedalsveien 6" omfatter et nytt forretningsbygg på ca. 22.000 m^2 fordelt på 2 kjellerplan og 18 etasjer over terrengnivå.

Grunnforholdene består av 2-3 m tørrskorpeleire over middels fast til bløt leire. De geotekniske forholdene er for øvrig dominert av dybder til fjell varierende fra 40-50 m innenfor tomten. Grunnvannstanden er registrert til ca. 2.5 m under eksisterende terreng.

Total gravedybde for etablering av kjelleren var i størrelsesorden 7 m, og utgravingen ble sikret med svevespunt, forankret med stag til fjell. For å oppnå tilfredsstillende stabilitet ble det benyttet kalk-sement peler kombinert med seksjonsvis utgraving. Bygget er fundamentert på stålkjernepeler til fjell.

Det måtte tas spesielle hensyn til omkringliggende konstruksjoner.

Denne artikkelen beskriver de tekniske løsningene som kom til utførelse for sikringskonstruksjonene og fundamenteringen, samt en oppsummering av de registreringer som ble foretatt i byggeperioden.

SUMMARY

Sørkedalsveien 6 is an 18 storey office building with 2 basement levels. Total area is 22.000 m^2. The soil conditions at the site consist of 2-3 m dry crust overlying medium stiff to soft clay. Depth to bedrock is in the order of 40 – 50 m.

The general excavation depth for the construction of the basements was 7.0 m. The excavation was secured by sheet pile walls with tie-back anchors to bedrock. Due to very poor global stability, an internal stiffening of the sheet pile walls by lime-cement columns were installed, and the excavation was executed in sections. Special considerations with respect to deformations were made due to the presence of the Colosseum cinema building, which is founded on raft foundations.

The new building was founded on steel core piles drilled and grouted into bedrock.

The present article describes the technical solutions applied during construction with respect to sheet pile walls, lime-cement columns and steel core piles. In addition, observations of pore pressures, settlements and sheet pile wall deflections are reported and commented upon.

INNLEDNING

Prosjektet Sørkedalsveien 6 har i den senere tid vært i fokus i flere medier, først og fremst på grunn av den spektakulære rivemetoden som ble benyttet, men også på grunn av at det første høyhuset som ble bygget i Oslo nå skal erstattes av et nytt og mer moderne forretningsbygg. Det nye bygget vil omfatte et areal på totalt ca. 22.000 m^2, fordelt på 2 kjellerplan og 18 etasjer over terrengnivå. Tomten har beliggenhet på Majorstua i Oslo, og er avgrenset av Fridtjof Nansensvei, Essendropsgate og Sørkedalsveien.

Byggherre er NCC Eiendom AS, med NCC Bygg AS som totalentreprenør. NOTEBY AS har vært geoteknisk prosjekterende for sikringskonstruksjoner og fundamentering samt bistått under utførelsen. Grunnarbeidene begynte våren 2000 og er nå avsluttet.

Den store utfordringen under prosjekteringen av grunnarbeidene lå først og fremst i å utarbeide tekniske og kostnadseffektive løsninger i et område der grunnforholdene består av middels fast leire og store dybder til fjell. I tillegg skulle grunnarbeidene utføres innenfor en meget kort tidsperspektiv. Det måtte også tas hensyn til omkringliggende konstruksjoner som eksempelvis direktefundamenterte Colosseum kino.

Denne artikkelen beskriver de tekniske løsningene som kom til utførelse for sikringskonstruksjonene og fundamenteringen, samt en oppsummering av de registreringer som ble foretatt i byggeperioden.

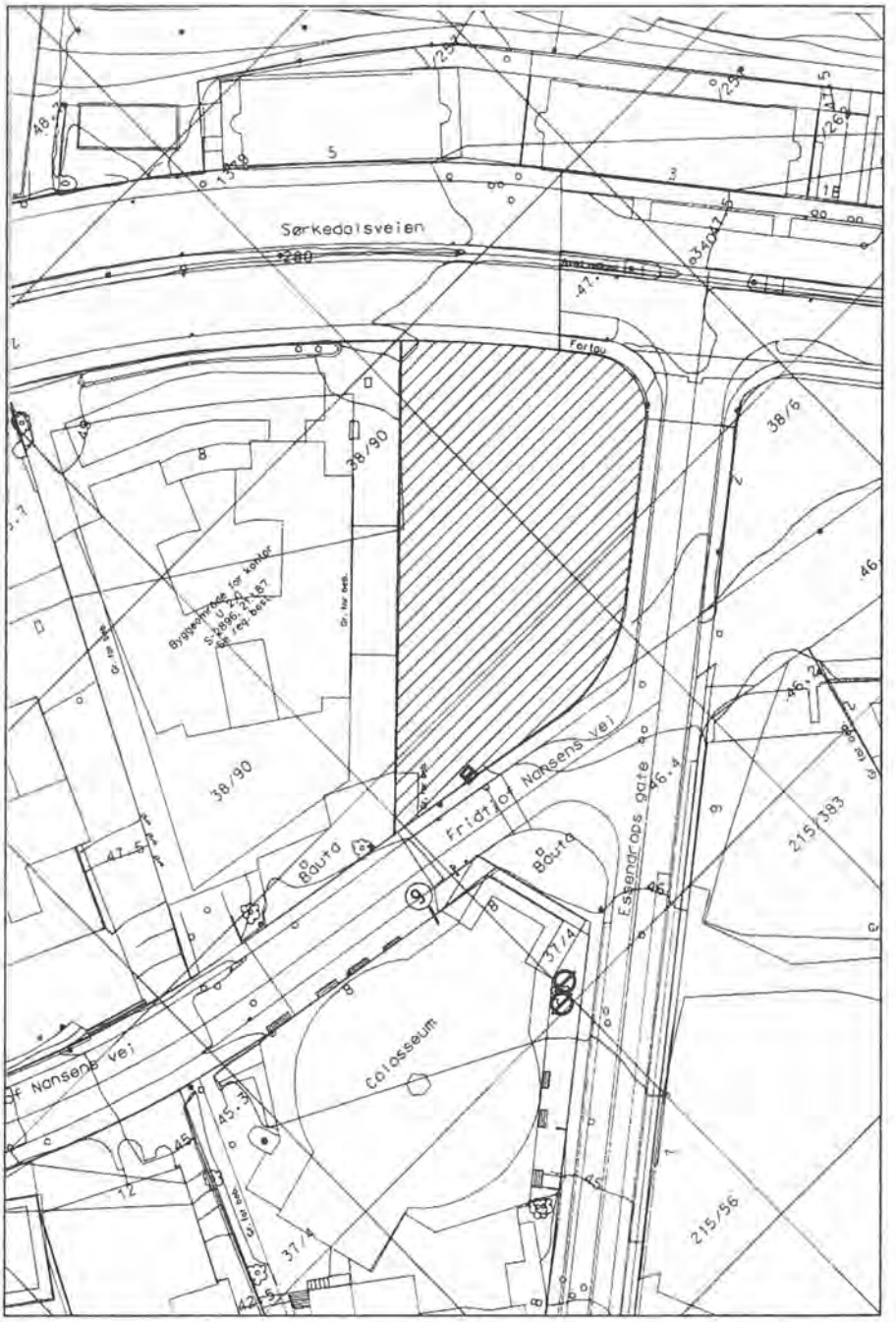
PROSJEKTERINGSFORUTSETNINGER

Det generelle terrengnivået faller svakt fra kt. 47.5 på nordsiden til ca. kt. 46.0 på sydsiden av tomten. Graveplanum for hele gropen ble lagt til kt. 40.5 som tilsvarer en utgraving mellom 7.0 og 5.5 m. For heisgruber ble det gravd ytterligere ca. 2.0 m. Spunten ble rammet i tomtegrensen mot Sørkedalsveien, Essendropsgate og Fridtjof Nansensvei som alle er tett trafikkerte. Mot vest ble spunten rammet om lag 40 cm fra veggliv til nabobygg. Byggegropens utstrekning er vist på figur 1.

De utførte grunnundersøkelsene viste at dybdene til fjell fra eksisterende terreng var opp mot 50 m med forholdsvis flatt forløp, hvilket innebar store boredybder for etablering av fjellstag og peler.

De generelle prosjekteringsforutsetninger ble definert som følger:

- Prosjektet er definert i prosjektklasse 3, som medfører behov for 3. parts verifikasjon og utvidet kontroll.
- Materialkoeffisient i bruddgrensetilstanden; γ_m = 1.4, basert på alvorlig bruddkonsekvens og godt beskrevne grunnforhold.
- Lastkoeffisienter i bruddgrensetilstanden; γ_l = 1.6
- Som karakteristiske terrenglaster er det benyttet q = 3 kN/m^2 på fortau og q = 10 kN/m^2 på trafikkerte arealer



Figur 1 - Oversiktsplan

I tillegg til de rent generelle prosjekteringsforutsetninger, var det også andre faktorer som var styrende for de tekniske løsningene som ble etablert. I første rekke var det byggegropens beliggenhet i forhold til Colosseum kino. Denne spesielle bygningen er direktefundamentert, og har etter tidligere utbygginger i nærområdet fått setninger opp mot 200 mm. Videre var det behov for tekniske løsninger som kunne gjennomføres i henhold til den korte perioden grunnarbeidene pågikk.

GRUNNFORHOLD

Som grunnlag for vurderingen av grunnforholdene ble det i hovedsak benyttet resultater fra grunnundersøkelser utført i forbindelse med dette prosjektet, ref./1/. Videre ble det benyttet resultater fra tidligere grunnundersøkelser på tomten og nærliggende områder.

Sentralt i vurderingen sto en prøveserie og tre trykksonderinger utført i 1999, en prøveserie utført i 1972 samt to prøveserier og syv vingeboringer utført i 1955/56.

For vurdering av lagdeling ble det benyttet resultater fra rutineundersøkelser og trykksonderinger. Rutineundersøkelsene viste at løsmassene i hovedsak består av leire. De øverste 2-3 m er en siltig tørrskorpeleire. Under tørrskorpen er det middels fast leire med varierende innhold av silt. Vanninnholdet og plastisiteten ligger innenfor et normalt område for Oslo-leire.

Ut fra trykksonderingsresultatene kan det synes som om leira i de øverste 10-12 m har betydelig innslag av sand og siltlag, samt en overkonsolidert oppførsel. Under dette er leiren tilnærmet normalkonsolidert.

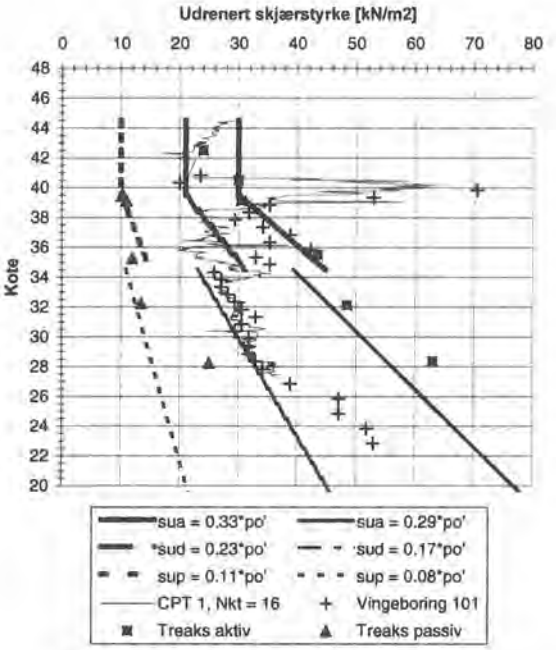
Den generelle grunnvannstanden har beliggenhet 2-2.5 m under eksisterende terreng.

Vurdering av styrkeparametre

Styrkeparametrene er bestemt ut fra følgende:

- Aktive og passive treaksialforsøk
- Vingeborresultater justert til s_{ud}. Det er benyttet forhold: $s_{uv}/s_{ud} = 0.85$
- Trykksonderingsresultater, ved bruk av $N_{kt} = 16$

Karakteristiske profiler for aktiv/passiv og direkte skjærstyrke er vist på figur 2. Det er også tegnet inn tolkede resultater fra treaksialforsøk, justerte vingeboringer og utledet profil fra den ene trykksonderingen. N_{kt}-verdien benyttet for den normalkonsoliderte leira er funnet ved tilpasning mot resultatene fra vingeboringene.



Figur 2 – Dimensjonerende styrkeprofiler

Vurdering av deformasjonsparametre

Deformasjonsparametre er funnet ved bruk av resultater fra treaksialforsøk og empiriske relasjoner. Det er blant annet benyttet et NOTEBY-program, ESPAR, for å finne E-moduler.

Det er benyttet E_{50}/su_d i størrelsesorden 600-700 for alle lagene.

GEOTEKNISKE PROBLEMSTILLINGER, PROSJEKTERING

Den høye bygningskonstruksjonen plassert i et bysentrum kombinert med store dybder til fjell skapte store geotekniske utfordringer. Det ble innledningsvis vurdert en rekke alternative løsninger for både sikringskonstruksjonene og fundamenteringen.

Stabilitet/Sikringskonstruksjoner

Ved vurdering av sikringskonstruksjonene ble det tidlig klart at spunt til fjell krevde alt for store dimensjoner og uforholdsmessig mange stag til fjell, først og fremst på grunn av at skjærstyrken i leira var ikke tilstrekkelig til å oppnå noe resulterende passivt mothold under gravenivå. Det ble derfor valgt å benytte svevespunt med stylter til fjell i stagpunktene.

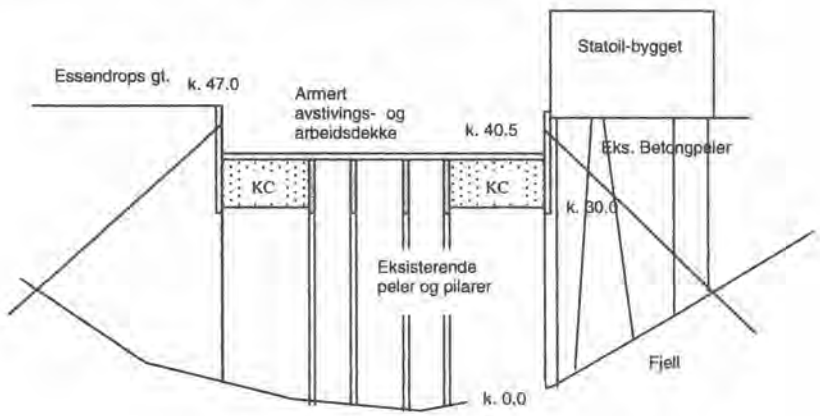
Ved bruk av svevespunt ble det vanskelig å oppnå tilstrekkelig sikkerhet mot grunnbrudd uten bruk av grunnforsterkning. Det ble derfor prosjektert bruk av kalk-sementpeler kombinert med seksjonsvis graving og utstøping av armert arbeidsdekke. De beregningsmessige kreftene i ks-ribbene var av en slik størrelse at det var behov for

å føre de tvers over byggegropen. De eksisterende fundamentrestene, bestående av pilarer/peler var imidlertid plassert slik at det var problematisk å etablere kalk-sement peler tvers over gropen. Det ble derfor etablert et ribbemønster for grunnforsterkningen som inkluderte de eksisterende pilarene. Ks-ribbene ble ført inn mot pilarene som gjennom det støpte arbeidsdekket førte krefter over til den andre siden av gropen. Se figur 3. Løsningen krevde en innfesting av pilartopper inn i arbeidsdekket.

Stabilitetsberegningene ble utført med programmet PLAXIS og STABIL. Spunten ble dimensjonert ved bruk av programmet VEGG. De to sistnevnte programmene er utviklet av NOTEBY AS.

For å begrense deformasjoner på spunten, ble det under prosjekteringen spesifisert enkelte tiltak. De ulike arbeidsoperasjoner ble definert og vurdert med hensyn til risiko for deformasjoner. Blant de kritiske operasjonene var blant annet installasjonen av kalk-sement pelene. Pelene måtte installeres i god tid før utgraving, slik at forutsatt styrke var utviklet ved utgraving. Stagene var i hovedsak ikke satt på installasjonstidspunktet, hvilket medførte fare for en initiell bevegelse av spunt allerede før den virkelige utgravingen var påbegynt. Videre var det usikkerhet knyttet til hvor nærme spunten man kunne installere kalk-sement pelene. Eventuelle soner mellom spunt og ks-pel ville medføre deformasjoner. Det ble vurdert som meget sannsynlig at dette ville inntreffe selv om entreprenøren gjorde hva de kunne for å minimere denne avstanden. Spesielle tiltak ble satt i verk mot Colosseum kino, der spunten ble forankret med stag før installasjon av ks-peler. Stagene måtte spennes opp med såkalte "fuglekasser" da tradisjonelle puter ville hindre setting av ks-peler tett inn mot spunten. For øvrig ble stagene satt i grøfter langs spunten.

Det ble installert 4 inklinometerkanaler jevnt fordelt langs spuntlinjen. Kanalene ble fastmontert på styltene for å kunne ha et pålitelig fastpunkt i fjell samt oversikt over deformasjoner på styltene som var forholdsvis høyt utnyttet.



Figur 3 – Prinsipp for avstivning av byggegrop

Fundamentering

Bygget ble i sin helhet fundamentert til fjell på borede stålkjernepeler med dimensjoner Ø120 mm og Ø150 mm. Horisontale krefter mot bygget skulle tas opp gjennom skråpeler, jordtrykk mot kjellervegger og friksjon under bunnplaten. Kapasiteten av stålkjernepelene ble verifisert gjennom knekningsberegninger. Til dette ble det benyttet programmet Pile2A, som er et program utviklet av NOTEBY AS.

Forutsetninger for peledesign var som følger:

Kun stålkjernen ble regnet som bærende idet foringsrøret vil være utsatt for korrosjon gjennom levetiden.

Påhengskrefter som forventes på grunn av terrengsetninger i området ble forutsatt kun å belaste foringsrøret.

Gysemassen mellom pel og foringsrør ble ikke regnet med i pelens statiske tverrsnitt, men kun som korrosjonsbeskyttelse av kjernen.

I henhold til peleveiledningens tabell 1.4 regnes forholdene som gunstige, det vil si at fa-faktoren ble valgt til 0.9.

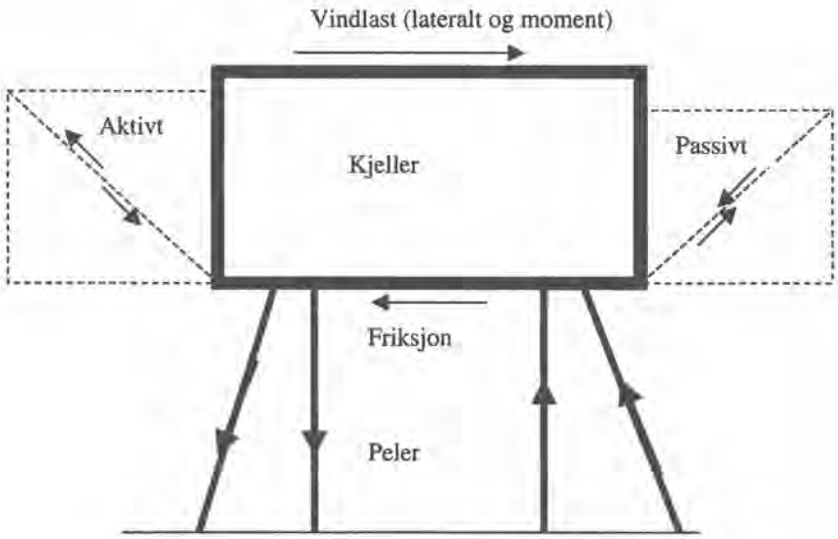
Knekkingskapasitet ble beregnet i en modell med forhåndsutbøyet pel og jordstøtte i form av ikke-lineære fjærer. Dimensjonerende kapasitet ble bestemt i henhold til Peleveiledningen med ekvivalent materialfaktor 1.5. Skjærstyrke for beregning av jordstøtte ble satt lik $0.8*s_{ud}$ på grunn av skjærflate i vertikalplanet.

Fjellfotens bæreevne ble basert på enaksial trykkfasthet på fjell og med normal bærevnefaktor 4.5. Dimensjonerende kapasitet ble beregnet med ekvivalent materialfaktor 1.5.

Prinsipp for opptak av horisontallaster var forutsatt kombinert aksjon fra skråpeler og jordtrykk for kortidslast (vindlast). Det permanente ubalanserte jordtrykk på grunn av nivåforskjell mellom Essendrops gate og kjeller i Statoilbygget ble forutsatt tatt opp som friksjon mellom arbeidsdekke og jord.

I den globale beregningsmodellen for bygget ble effekten av skråstilte peler inkludert. Plasseringen av skråpelene ble gjort slik at vindlasten som påfører bygget et moment resulterer i gunstig endring i aksiallaster og motsatt rettede resulterende horisontallaster.

Videre er det i den globale modellen innført horisontale fjærer på kjellerdekkenivå som representerer mobilisering av aktivt/passivt jordtrykk. Stivhet og kapasitet på disse fjærene ble beregnet ut fra klassisk jordtrykksteori og resultater av triaksialforsøk. De to effektene er vist i prinsipp i figur 4 under.



Figur 4 – Prinsipp for opptak av horisontalkrefter

UTFØRTE GRUNNARBEIDER

I tabell 1 er de vesentligste mengdene oppsummert. Det er ikke differensiert mellom ulike typer spunt, stag eller stålkjernepeler.

Type	Mengde
Spunt	3770 m^2
Stylter til spunt	2100 lm
Stag til fjell	67 stk. 3420 lm
Kalk-sement peler	1560 stk, 18400 lm, 920 tonn ks
Stålkjernepeler	131 stk, 5350 lm

Tabell 1 – Mengder grunnarbeider

UTFØRTE KONTROLLMÅLINGER/VURDERINGER

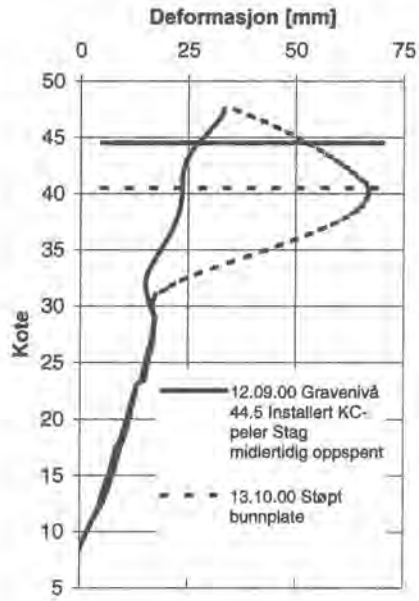
Kontrollmålingene som er utført i og rundt gropa viser at deformasjoner på spunt, poretrykk og setninger så langt er i samme størrelsesorden som forventet. Deformasjoner på spunt er målt i 4 inklinometerkanaler som er installert på stylter som er rammet til fjell. Setninger er målt på alle omkringliggende bygg samt på en del utvalgte terrengpunkter. Poretrykk er målt i et antall eksisterende hydrauliske piezometre, samt i 2 elektriske piezometre installert i Sørkedalsveien.

Inklinometermålinger

Grunnen til at kanalene er installert på styltene er at man på denne måten får et fast referansepunkt på fjell for målingene. I praksis viste det seg at man i tillegg dessverre

også fikk usikkerhet i om målingene fult ut representerte spuntens bevegelse, idet styltene ikke ble sveiset fortløpende til spunten under utgraving. Imidlertid antas det at målingene reflekterer riktig størrelsesorden på deformasjonene. Figur 5 viser deformasjoner på spunt mot Fridtjof Nansens vei og Colossum. Målingene viser at en relativt stor del av deformasjonen inntrådte under installasjon av kalk-sement pelene (ca. 20-30 mm), mens selve utgravingen medførte tilleggsdeformasjoner i størrelsesorden 40 mm.

Største deformasjon på spunt ble målt i inklinometrkanalen mot Sørkedalsveien og var 150 mm. Hovedårsaken til denne store deformasjonen er høyst sannsynlig omrøring under installasjon av kalk-sement pelene, samt at øvre stagrad ikke ble oppspent før kalk-sement pelene ble installert.



Figur 5 – Målte deformasjoner på spunt mot Colosseum

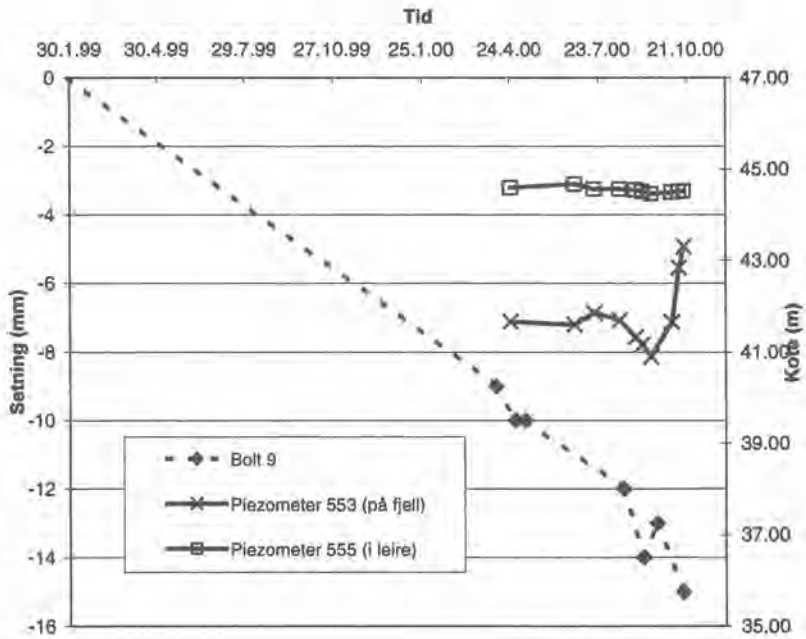
Setningsmålinger

Setningsmålinger ble utført på et stort antall punkter på nabobygg og terreng rundt gropa. En stor del av disse punktene er bolter montert i forbindelse med byggearbeidene for Colosseum Park, slik at det fantes en historikk på setninger i området å sammenligne nye målinger mot, ref. /2/. Målingene utført for prosjektet viser generelt små setninger (mindre enn 5-10 mm), bortsett fra terrenget bak spunten i Sørkedalsveien. Figur 6 viser setninger på Colosseum kino nærmest utgravingen da bunnplaten var støpt ferdig. Målingen viser en tendens til setning, men det er usikkert om tilleggsetningen i forhold til langtidstrenden er 2 eller 4 mm. I alle tilfeller er tilleggssetningen så langt liten. Målingene vil fortsette gjennom bygge perioden.

I tillegg til setningsmålinger utenfor gropa er det også ført kontroll med vertikalbevegelser på graveplanum. Det er ikke registrert heving av planum etter at arbeidsdekket ble støpt i de enkelte seksjonene.

Poretrykksmålinger

Registrering av variasjon i grunnvannsnivået viser at grunnarbeidene har medført kun små endringer. Registrering i to piezometre utenfor Colosseum kino er vist på figur 6. Målingene viser tilnærmet ingen endring for måleren som står med spiss i leire, mens den måleren som står med spiss nær fjell har hatt et fall i poretrykk på ca 1.0 m til ca. kote 41.0 m. Det var forventet et fall i poretrykk over fjell til et nivå tilsvarende graveplanum (kote 40.5 m) mens boring av stålkjernepeler foregikk. Trenden som er vist i figur 6 er tilnærmet lik for alle målerne i området. Da det ble registrert fall i poretrykket på fjell ble det igangsatt vanninjeksjon i en brønn under Sørkedalsveien, og effekten av denne (samt en regnfull høst) kan klart registreres på poretrykkskurven.



Figur 6 – Målte setninger og poretrykk

REFERANSER

/1/ NOTEBY AS, 1999
"NCC Bygg AS Sørkedalsveien 6"
Grunnundersøkelser. Datarapport
Rapport nr. 100573-1

/2/ NGI, 1998
"Setnings- og poretrykksmålinger, målerapport 9"
960103 Colosseum Park, Teknisk notat

FJELLSPREGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2000

LYDLØS OG VIBRASJONSFRI SPUNTING - ERFARINGER FRA REGIONSYKEHUSET I TRONDHEIM.

Silent Piling - experience from The Regional hospital In Trondheim.

Sivilingeniør Rolf H. Røsand
Scandiaconsult AS, Trondheim

SAMMENDRAG

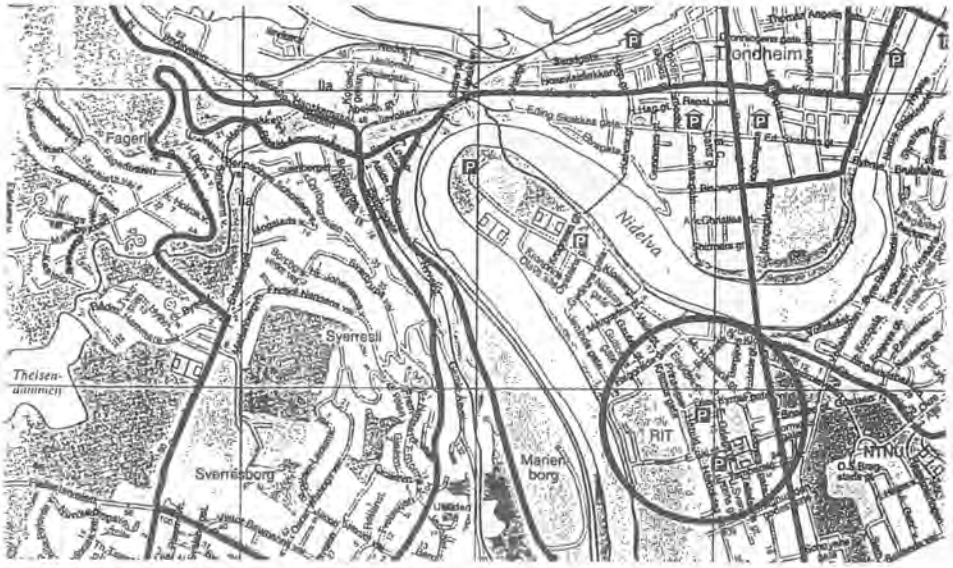
Ved spuntarbeidene for Nye RiT er det benyttet en utradisjonell og miljøvennlig metode for installering av spunt, der spunten presses ned i grunnen ved hjelp av en hydraulisk presseenhet (Silent Piler). Ved å benytte denne metoden kan spunten installeres uten vesentlig støy og helt uten rystelser. Det er installert til sammen 1500 m^2 spunt, fordelt på to spuntvegger. Grunnforholdene består i grove trekk av en sammensatt lagpakke av grus, sand, silt og leire over mer homogen siltavsetning i dybden. Den øvre og svært sammensatte lagpakken er preget av både skredaktivitet og skiftninger i Nidelvas løp i tidligere tider. Presseutstyret som ble brukt er en Silent Piler ZP-150 med en presskraft på 150 tonn. Ved arbeidene på den første spuntveggen (500 m^2) var det litt problemer med stein i grunnen. Dette førte til redusert framdrift, men også til at enkelte nåler måtte avsluttes før prosjektert dybde. For den neste spuntveggen (1000 m^2) gikk arbeidene meget greit, med god framdrift. Erfaringene fra arbeidene ved RiT viser at metoden er godt egnet, spesielt der minimalisering av støy og rystelser er avgjørende suksessfaktor. Nøyaktighet og god kontroll under utførelsen er andre positive erfaringer med metoden. Kostnadene er noe høyere enn for tradisjonelle spuntarbeider. Ved RiT utgjorde forskjellen ca 20 % totalt for alle arbeider med installering av spunten, inklusive spuntleveranse.

SUMMARY

Installation of a sheet-pile wall in the "Nye RiT"-project in Trondheim was performed with an untraditional and environment-friendly method, using a hydraulic-push-unit (Silent Piler). Using this method the sheet piles are installed with very little noise and no vibration. A total of 1500 m^2 of sheet pile-wall was installed (in two separate walls). The soil consists of an upper mixed layer of gravel, sand, silt and clay of varying thickness, and a lower layer of homogenous silt. The upper mixed layer is a result of landslidedeposits and a shifting riverbed ("Nidelva"). The push-unit is a Silent Piler ZP-150 with a max. load of 150 tons. The installation of the first sheet-pile wall (500 m^2) was complicated by stones occurring in the soil. This reduced the workprogress, and in some cases led to sheet-piles being installed at a lesser depth than desired. The second sheet-pile wall (1000 m^2) was installed without major problems, and the workprogress was higher. The experiences from the "Nye RiT"-project promote this method for projects where a minimum of noise and vibration are major factors for success. Other positive experiences are good precision and control during piling. The costs are somewhat higher than with traditional sheet piling. The difference was approximately 20% in the "Nye RiT"-project (materialcosts included).

INNLEDNING

Utbygging av det nye Regionsykehuset i Trondheim (Nye RiT) er et av Norges største utbyggingsprosjekter, og er planlagt å foregå i etapper over en periode på 12 år. Utbyggingen skal foregå inne på eksisterende sykehusområde, med anleggsarbeid tett opp til eksisterende sykehusbygninger som er i full drift. Dette stiller meget store miljø- og sikkerhetskrav både til rivings- og byggearbeidene. RIT 2000, som er utbyggingsorganisasjonen for Nye RiT, legger stor vekt på de miljømessige sidene ved en så stor utbygging, og det er utarbeidet et *Miljøoppfølgingsprogram* som angir ambisjonsnivå og retningslinjer for hvordan hensynet til miljø og sikkerhet skal ivaretas. Det nye sykehuset skal bygges med minst mulig negative konsekvenser, både for sykehusets brukere og omgivelser.



Figur 1 - Oversiktskart

Første byggetrinn er bygging av nytt parkeringshus. Det nye parkeringshuset skal bygges i én etasje under bakken, og ny hovedadkomst til sykehusområdet vil ligge over parkeringshuset. De enkelte senterene på sykehusområdet vil bli knyttet sammen med underjordiske kulverter, både for transport og tekniske installasjoner. Teknisk kulvert var planlagt å ligge en etasje dypere enn gulvnivå i parkeringshuset og kjellernivå i senterene. Spunt er installert for å kunne opprettholde adkomst til eksisterende sykehus i anleggsperioden og for senere utgraving for teknisk kulvert langs parkeringshuset, under framtidig Nevrosenter.

Installering av spunt er en aktivitet som ved tradisjonelle metoder medfører mye støy og rystelser (vibrasjoner) i grunnen. Spuntarbeidene var det første som skulle utføres, og støyende spuntarbeid like foran hovedinngangen til eksisterende sykehus var lite ønskelig både med hensyn til pasienter, ansatte og teknisk sykehusutstyr, og ble sett på som en uheldig start på dette store og spesielle prosjektet. Det ble derfor lagt stor vekt på å

finne alternative løsninger for installering av spunt som er forenlig med utbyggers målsetting om en miljøvennlig utbygging.

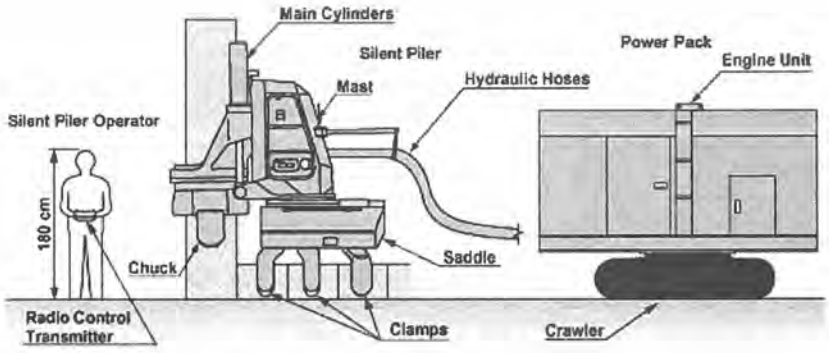
Pressing av spunt (Silent Piler/Still Worker) er en metode som har vært kjent lenge og som har vært mye brukt internasjonalt, men som ikke har vært prøvd tidligere i Norge. Tidligere erfaringer fra Regionsykehuset i Trondheim (RiT) tilsa at det kunne være vanskelig spuntbare masser i området. Det var derfor en del usikkerhet knyttet til om metoden var egnet for de stedlige forhold, og det ble i utredningsfasen utført både teoretiske beregninger og innhentet erfaringer fra utenlandske firma. I utredningsfasen hadde vi god hjelp av firmaet AS Grunnarbeid i Trondheim, som gjennom sin engelske samarbeidspartner Watson & Hillhouse Ltd. bidro med vurderinger av gjennomførbarhet basert på resultat fra grunnundersøkelser. For å få en så sikker vurdering som mulig ble det utført supplerende grunnundersøkelse med såkalt Standard Penetration Test (SPT) boringer i til sammen 3 borpunkter. Engelske firma foretrekker fortsatt SPT undersøkelser for å vurdere "pressbarhet" for massene. På kontinentet er det i dag mer vanlig å tolke massene på grunnlag av trykksonderinger (CPT).

De teoretiske beregningene viste at den presskraft som var tilgjengelig i markedet ville klare å presse spunten ned, men marginen ville være liten. Vurderinger av "pressbarhet" basert på SPT boringer gikk imidlertid i retning av at det pressing pressing ville gå greit med de rådende grunnforhold. Erfaringer i ettertid viste at forutsetningene for de teoretiske beregningene ikke var i overensstemmelse med prosedyrene for nedpressing. Spunten blir ikke presset ned i én operasjon, som forutsatt ved de teoretiske beregningene, men trukket litt opp innimellom for å redusere friksjon langs spuntnåla og hindre at massene "festet seg" til spunten. Basert på en grundig vurdering av teoretiske beregninger praktisk erfaring ble det konkludert med at metoden var gjennomførbar. Kostnaden med pressing ville bli høyere enn for tradisjonelle spuntmetoder, og i utredningsfasen ble forskjellen kalkulert til ca kr 220.000,-. Fordelene i forhold til støy og rystelser var imidlertid så store at det i anbudet ble valgt å gå ut med pressing av spunt som hovedalternativ, men med alternative priser for vibro og fall-lodd.

Anbud ble sent ut samlet for alle arbeider. Som hovedentreprenør ble valgt NCC Bygg AS. Underentreprenør for spuntarbeidene var Kynningsrud AS, som benyttet GIKEN Europe BV som utførende entreprenør for pressing av spunt. Figurene i teksten er hentet fra GIKEN's internettsider http://www.giken-smp.com.

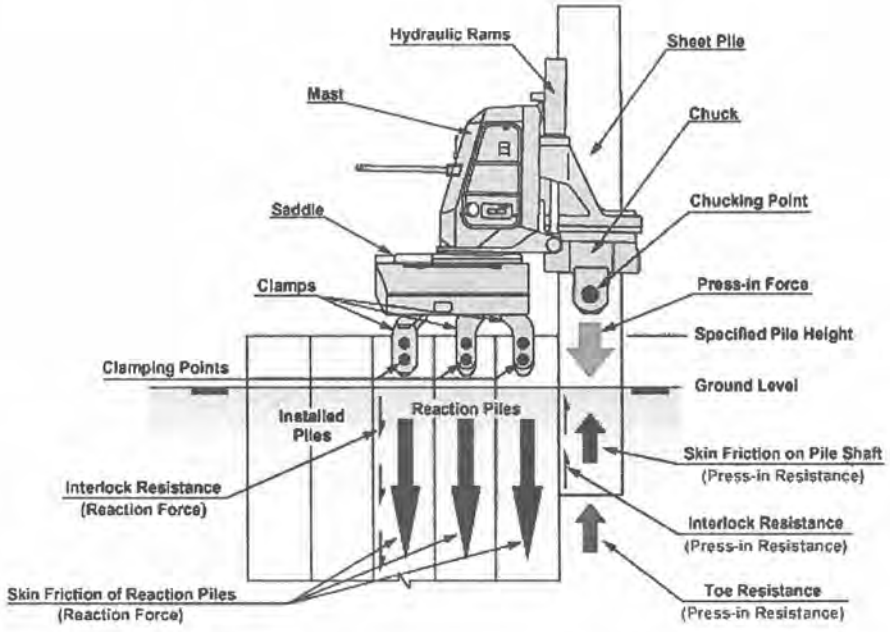
KORT BESKRIVELSE AV UTSTYR, METODER OG UTFØRELSE

Utstyret som ble brukt var en Silent Piler ZP-150 med maksimal presskraft på 150 tonn. Maskinen er utviklet for å presse Z-spunt (de fleste maskiner er fram til nå utviklet for U-spunt, men stadig flere kommer med utstyr tilpasset også Z-spunt). En utstyrspakke består foruten selve presseenheten av et hydraulisk aggregat og en fjernstyringsenhet som vist i figur 2. I tillegg er det behov for tilgang til kran for løfting/flytting av utstyr og håndtering av spuntnåler. Det ble installert til sammen 1500 m^2 spunt fordelt på to spuntvegger. Krav til motstandsmoment for spunten var satt til 2500 cm^3/m. Spunten som ble benyttet var en AZ 26 (W=2600 cm^3/m), som var nedvalset til et motstandsmoment ned mot kravet (AZ $26^{-0,5}$).



Figur 2 - Silent Piler (http://www.giken-smp.com)

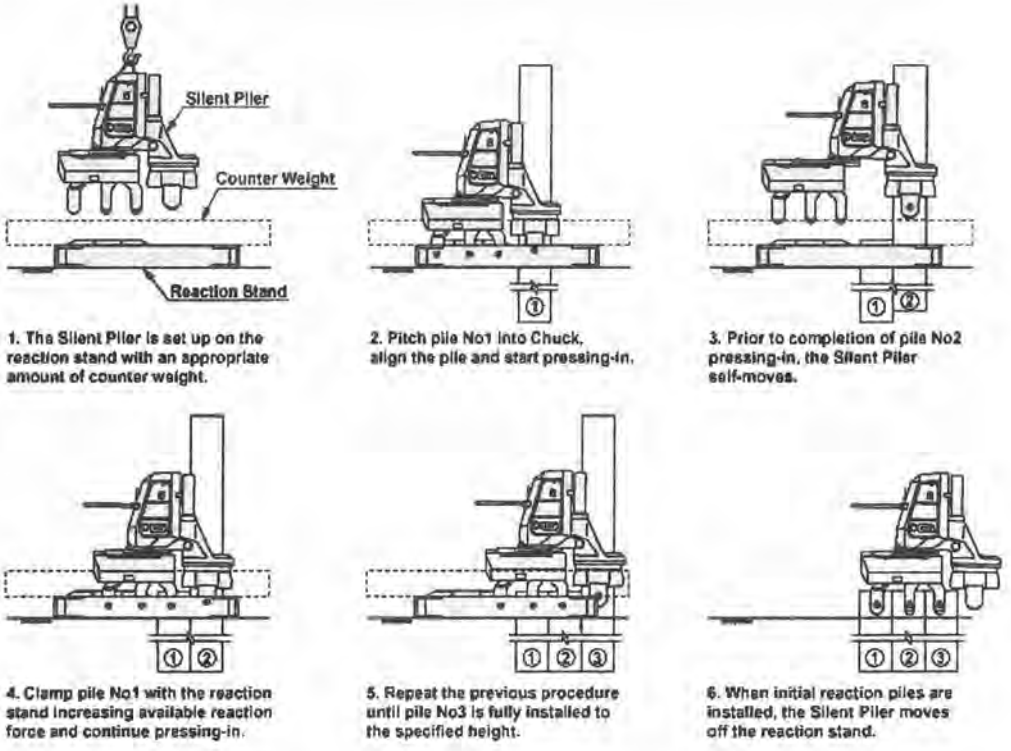
Prinsippet for pressing er at presseenheten benytter de tre siste nåler som mothold for å presse ned den neste.



Figur 3 - Prinsipp for pressing av spunt. (http://www.giken-smp.com)

Ved oppstart benyttes en ramme som legges på bakken og belastes. Presseenheten (Silent Piler) løftes inn med kran og monteres på rammen. Installeringen starter ved at den første spuntnålen presses ned til gitt nivå for topp spunt. Den neste spuntnålen presses halvveis ned, maskinen forflytter seg inn på første spuntnål og presser nål to videre ned. Silent Pileren klatrer selv videre på spunten som er presset ned. Rammen som benyttes til oppstart kan fjernes når tre nåler er presset ned. Figur 4 viser prosedyre for oppstart og nedpressing av spunt.

Når de tre første spuntnålene er presset ned forflytter Silent Piler seg selv langs spuntveggen og rundt hjørner, men den må flyttes med kran hvis det er sprang i høyde for topp spuntvegg eller den skal over på en ny vegg. For den riggen som ble benyttet ved Regionsykehuset i Trondheim var det litt ekstra plunder med forsering av hjørner. Dette ble opplyst å skyldes stor Z-spunt, og at dette var enklere med mindre spunt og med U-spunt. Forsering av hjørner ble løst ved at det ble satt hjelpenåler som etterpå ble trukket. For å få mothold på installerte nåler er Silent Piler avhengig av at toppen av spunten står ca 0,5 meter over bakkenivå. Dette medfører at en enten må beregne spunten lenger eller forgrave ned til 0,5 meter under terreng. For å minske friksjonen i spuntlåsene og for å hindre at de ble fylt med masse ble låsene fylt med bitumen før nedpressing.



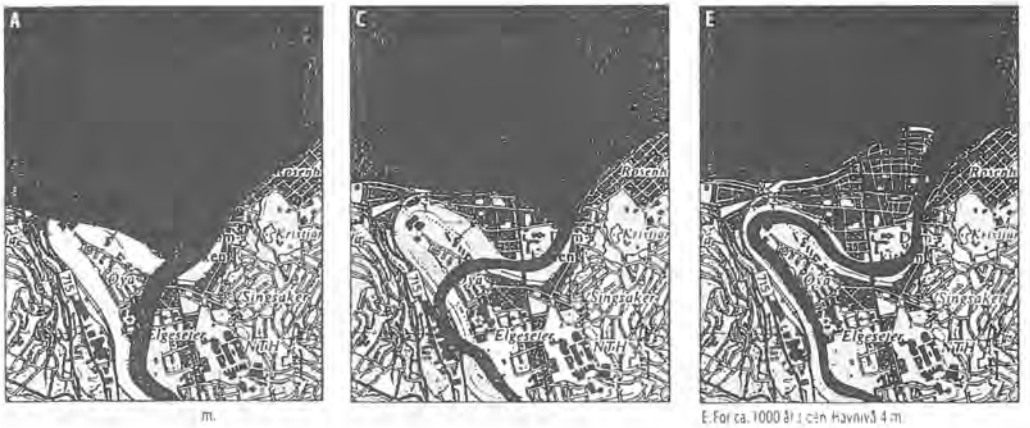
Figur 4 - Prosedyre for oppstart og nedpressing av spunt. (http://www.giken-smp.com)

GRUNNFORHOLD

Det er utført grunnundersøkelse for parkeringshuset. Undersøkelsene har bestått av totalsonderinger, prøveserier (representative og 54 mm uforstyrrede prøver) og poretrykksmålinger. Massene er generelt meget lagdelte og består av grus, sand, silt og leire. Fra ca. 8-10 meters dybde er grunnen mere homogen med hovedandel av silt med soner/lag av sand. En del av leire-/siltavsetningene i øvre lag antas opprinnelig å være marine (havavsatte) og stamme fra rasvirksomhet i ovenforliggende områder eller fra skråninger sideveis i elvedalsida. Den øvre og svært sammensatte lagpakken er relativt fast lagret, og er preget av både skredaktivitet og skiftninger i Nidelvas løp i tidligere tider. Siltmassene (med sand) i dybden antas å være en del av Nidelvas delta mot Trondheimsfjorden. Typisk borprofil er vist i figur 8.

Poretrykksmålinger viser at poretrykket ikke er hydrostatisk med dybden. Målingene sammenfaller med tidligere målinger, og viser at det er såkalte "hengende grunnvannspeil" i området. Dette skyldes lagdeling med tette leire-/siltlag over drenerende lag av sand og grus. Permanent grunnvannspeil ligger fra ca 8 meter til over 10 meter under terreng.

Fjell antas å ligge dypt i dette området, muligens mer enn 100 meter under terreng.



m.

re tider. (2) NGU Gråstein 5

Som tidligere nevnt ble det utført SPT boringer i til sammen 3 punkt. Typisk resultat fra SPT boring er vist i figur 9. SPT-verdien varierer i området fra 6 til 20, med typiske verdier i området 11-16.

Standard Penetration Test er en metode der en prøvetaker rammes ned i grunnen med et lodd med gitt vekt (63,5 kg) og fallhøyde (0,75 m), og SPT verdien er antall slag som skal til for å ramme prøvetakeren 0,3 meter. Prøver tas opp, vanligvis for hver 1,5 meter, og massene beskrives.

UTFØRELSE OG ERFARINGER

Den første spuntveggen (spunt 1) ble satt med orientering langs eksisterende hovedbygg ved RIT (figur 7). Nivå for spunarbeidene var 2 – 2,5 meter under terrengnivå, og spuntnålene hadde en lengde på 10,5 meter. Oppstart av arbeidene var lovende, og de første nålene gikk lett ned. Deretter ble det problem med stein i grunnen. Det var ikke registrert stein ved grunnundersøkelsene, men området ligger innenfor området hvor Nidelva tidligere har hatt sitt løp (figur 5), slik at dette ikke var uventet. Stein i grunnen skapte en del problemer, først og fremst i forhold til framdrift av arbeidene, men også i forhold til at enkelte nåler måtte avsluttes før prosjektert dybde.

Når spuntnåla treffer stein oppstår det fort skader på spunten, og det er lett for at spuntveggen forskyver seg, eventuelt at nålene går ut av lås. Med Silent Piler gikk det greit å trekke spunten opp igjen og fjerne den delen som er skadet, og samtidig rette opp spunten. For oppretting av spunten og kontroll under utførelsen har Silent Piler en fordel framfor vibro og fall-lodd, der nåla etter eventuell opptrekking gjerne vil gå tilbake i samme sporet. Nøyaktighet og kontroll i utførelsen var i det hele meget god, og avvik i plassering var minimal. Det ble benyttet to lasere for nøyaktig plassering av hver spuntnål, en på hver side som markerte ytterkant på nåla, og etter det jeg kunne bedømme lå nøyaktigheten i plassering stort sett innenfor ± 5 mm, hvilket er meget bra for spuntarbeider. Nøyaktigheten vil nok variere avhengig av grunnforhold og dyktighet av operatøren, men erfaringen fra dette prosjektet var meget god.

Figur 6 – Viser utstyret som ble brukt ved RiT. Silent Piler i gang med nedpressing av spunt, hydraulisk aggregat til høyre, og krana skimtes øverst i høyre hjørne.

Etter en del problemer og heft med stein i grunnen for den første spuntveggen gikk arbeidene meget godt for den neste veggen (spunt 2). Denne spuntveggen var orientert ca vinkelrett på den første, langs Olav Kyrres gate. Spunten ble installert fra fundamentnivå for parkeringshuset (4 – 4,5 meter under terreng), og spuntnålene hadde en lengde på 9 meter. Framdriften for denne spuntveggen var meget god, og det ble ikke rapportert om spesielle uforutsette hendelser. Produksjonen lå i gjennomsnitt på opp mot 150 m^2 spuntvegg pr. arbeidsdag.

Silent Piler har en presskraft på 150 tonn. Ved RiT ble det ikke behov for å gå høyere enn 50-60 tonn for "produksjonspressing". Der det var stein i grunnen og spunten sto på stein ble det brukt presskraft på opp mot 90-100 tonn, og det var mer enn nok til å ødelegge spunten. Usikkerheten med hensyn til om spunten lot seg presse ned, førte til at vi valgte å rigge utstyr for høytrykkspyling for å ha det i beredskap dersom spunten ikke gikk ned. Høytrykkspyling nederst på spunten vil være med på å løsgjøre massene foran spissen, samtidig som det vil bidra til redusert friksjon langs spunten. Det ble ikke behov for å ta i bruk dette utstyret, og vi har derfor heller ingen erfaringer med bruken. Pressing av spunten medfører at det ikke blir noen komprimering av massene under nedpressing. Det er derfor meget viktig at spunten også trekkes med tilsvarende utstyr, slik at det ikke oppstår vibrasjoner som kan føre til komprimering av massene.

Pressing ble valgt for installering av spunt ved RiT av hensyn til pasienter/brukere, ansatte og medisinteknisk utstyr. I forhold til støy og rystelser har metoden vært en suksess. Den støyen som var fra det hydrauliske aggregatet var lite sjenerende, og ble for det meste overdøvet av gravemaskiner som arbeidet i byggegropa. Rystelser har det ganske enkelt ikke vært. Som en oppsummering av erfaringer vil jeg si at pressing av spunten har overgått de forventninger vi hadde til metoden på forhånd.

KOSTNADER

Kostnadene med Silent Piler er noe høyere enn for tradisjonell spunting med vibro eller fall-lodd. De økte kostnadene skyldes først og fremst økte riggkostnader, noe redusert framdrift og økt mannskapsbehov. Ved RiT ble utstyret + mannskap (2 mann) hentet fra Tyskland. Dette gir helt klart økte riggkostnader i forhold til tilrigging av utstyr fra Trondheim. Videre er det behov for kran for flytting av utstyr og for å løfte inn spunt, og framdriften er nok noe lavere enn for vibrolodd, spesielt der det var mye stein i grunnen.

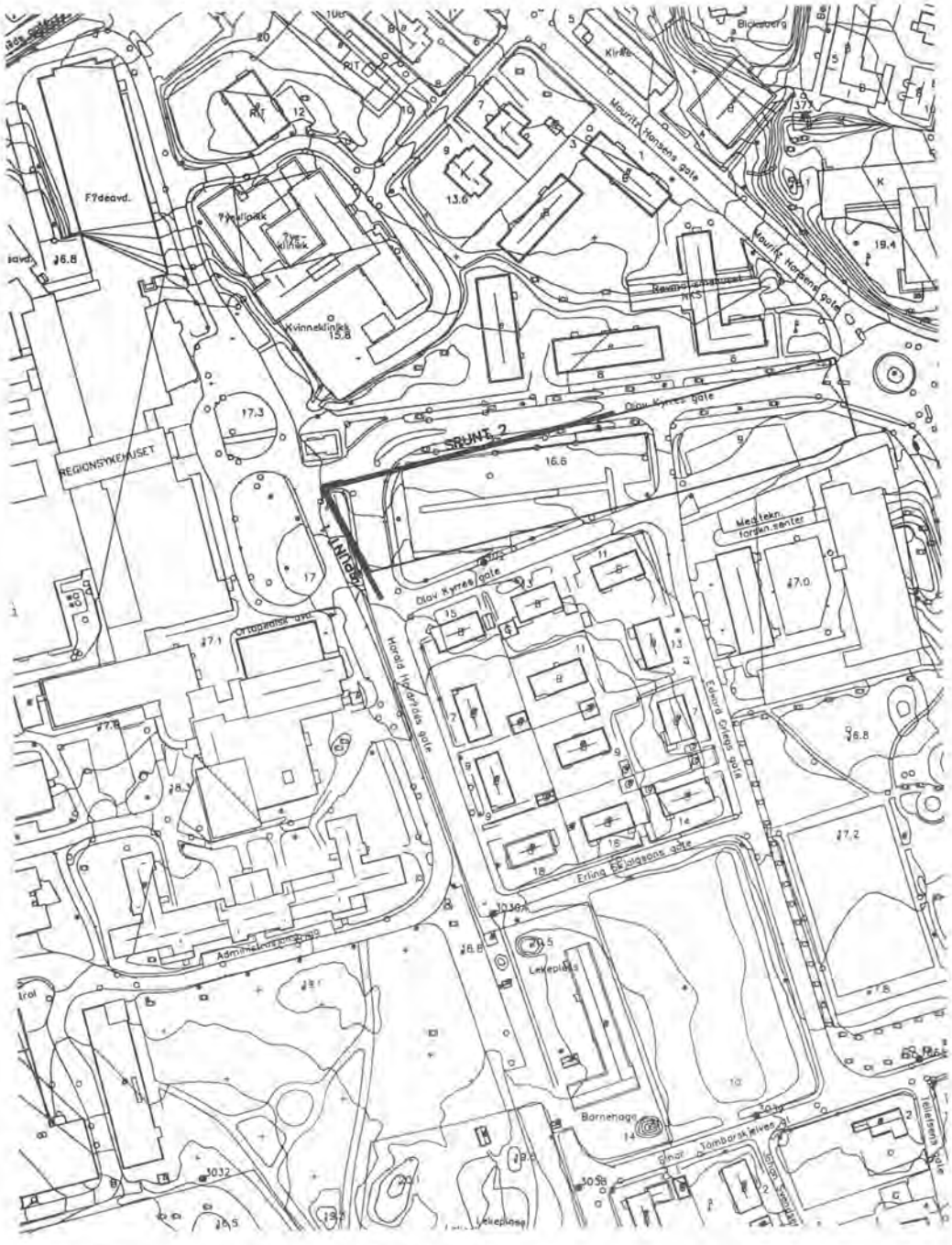
Ved RiT ble det installert til sammen 1500 m^2, og differansen mellom pressing av spunten (Silent Piler) og vibrolodd utgjorde ca 20 % for de fleste anbudene (gjelder alle arbeider, inkl. spuntleveranse). I kostnad utgjør dette i størrelsesorden 350.000,- kroner. Høy riggpost for spuntpressing gjør at differansen vil være avhengig av prosjektets størrelse. Hvis en ser isolert på posten for nedpressing/ramming ligger forskjellen mellom pressing og vibrolodd på mellom 40-50 %, men det må her bemerkes at det er stor variasjon i riggpost og enhetspris for pressing mellom de forskjellige entreprenørene. Enkelte entreprenører har høy riggpris og forholdsvis lavere enhetspris for nedpressing, mens andre har lav riggpris og høyere enhetspris for nedpressing, slik at den prosentvise variasjonen mellom pressing og vibro vil bli stor.

FRAMTIDSVYER

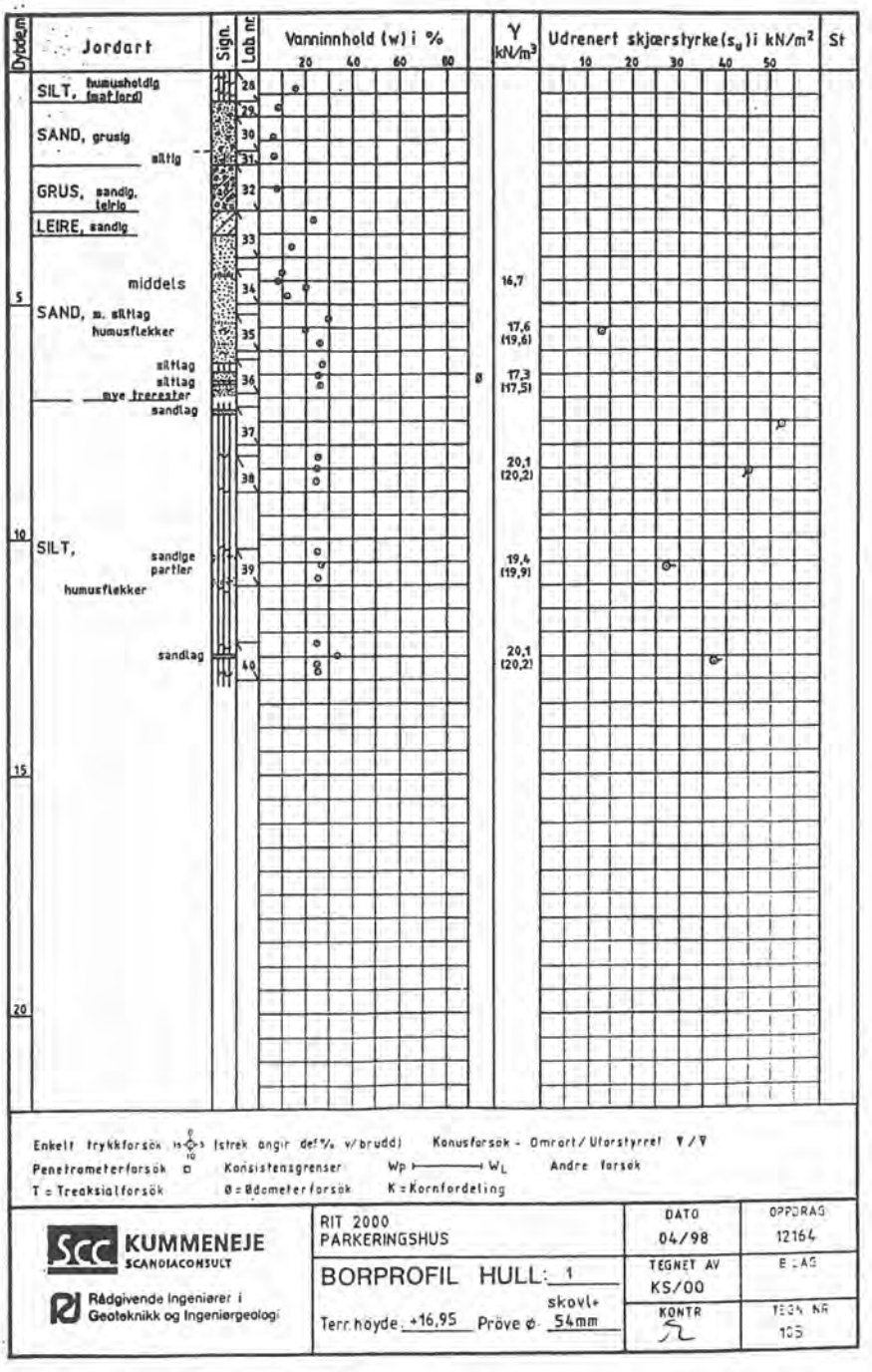
Pressing av spunt ved Nye RiT ble en suksess, både med tanke på de miljømessige sidene som støy og rystelser, men også i forhold til den tekniske gjennomføring av arbeidene. Kynningsrud AS, som utførende entreprenør for spuntarbeidene, har gode erfaringer, og har nå investert i presseutstyr og kjøpt Silent Pileren som var brukt ved arbeidene på RiT.

Helse, Miljø og Sikkerhet (HMS) har de siste årene kommet mer og mer i fokus i byggeprosessen. Når kunnskapen sprer seg om at det finnes mer miljøvennlige metoder for installering av spunt vil det fort komme skjerpede krav fra offentlige myndigheter i forhold til støy og rystelser på omgivelsene som kan føre til at pressing av spunt fort blir eneste alternativ. Byggherre og entreprenør får også fordeler med mindre negativ fokusering, bedre nøyaktighet og kontroll med spuntarbeidene og mindre/liten risiko for skader på tilstøtende bygninger eller installasjoner på grunn av rystelser. Når nå også norske entreprenører investerer i utstyr og får erfaring fra metoden er det grunn til å tro at også kostnadene vil gå noe ned.

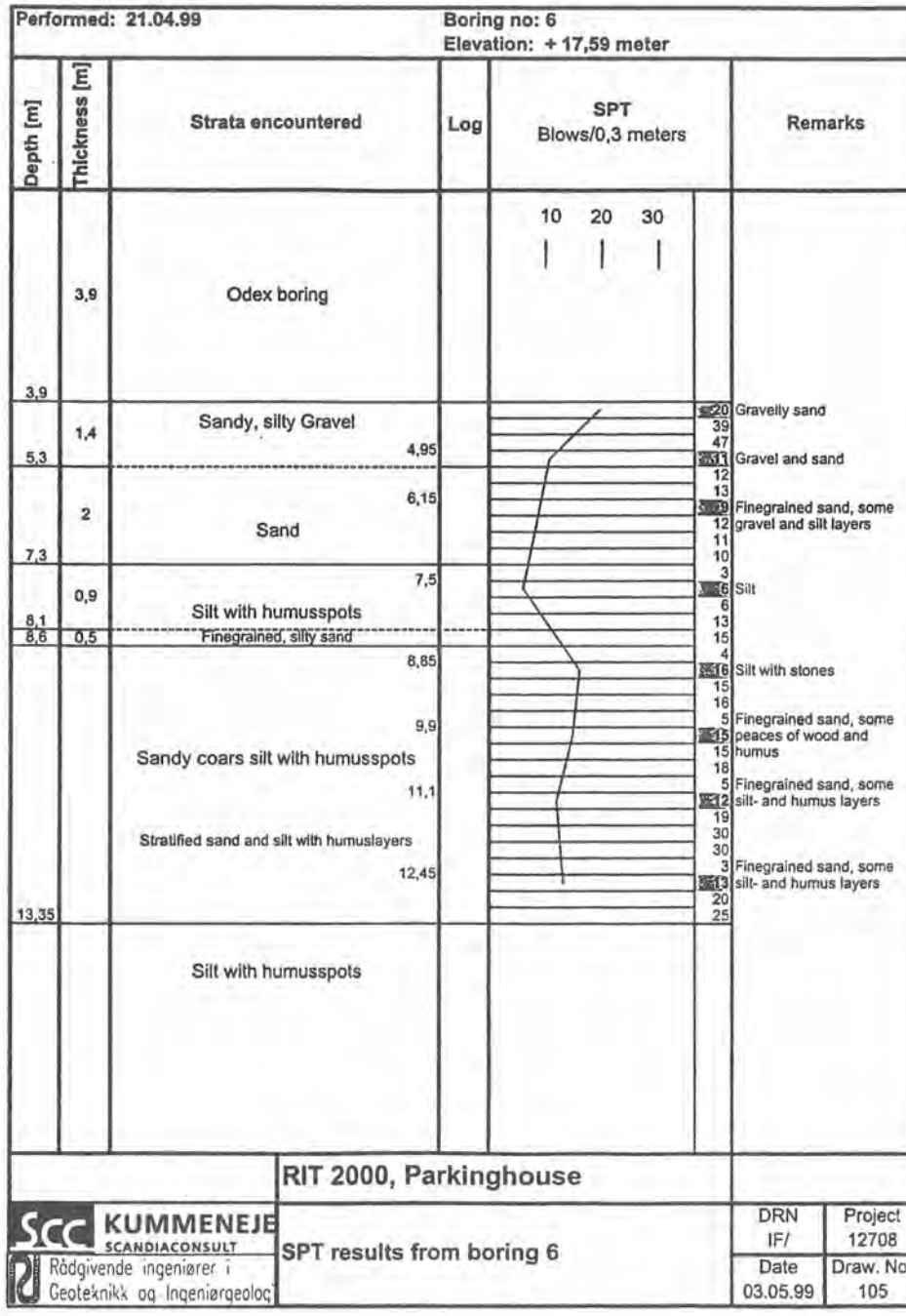
Til slutt vil jeg si at dette har vært et interessant prosjekt å være med på, og jeg er spent på den videre utviklingen for pressing av spunt i Norge. Det kan godt være at dette blir starten på en "ny tid" for spuntarbeider, spesielt med høy tomteutnyttelse i de store byene og i områder som er ømfintlig i forhold til støy og/eller rystelser.



Figur 7 - Situasjonskart som viser plassering av spunt



Figur 8 - Borprofil med resultat fra prøvetaking.



Figur 9 - Resultat fra Standard Penetration Test (SPT).

REFERANSER

1. RIT 2000. *Miljøoppfølgingsprogram. Nytt regionsykehus i Trondheim*
2. Norges geologiske undersøkelse (NGU): *Gråstein 5 (1999). Trondheim fra istid til nåtid - landskapshistorie og løsmasser.*
3. Giken Seisakusho Co., Ltd.: http://www.giken-smp.com
4. SCC Kummeneje AS. Oppdrag 12164 rapport nr 1, 30.04.98: *RIT 2000. Parkeringshus. Grunnundersøkelse – datarapport*
5. SCC Kummeneje AS. Oppdrag 12708 report no 1, 07.05.99: *RIT 2000. Parkinghouse. Standard Penetration Test, STP. Datareport.*

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2000

MILJØUNDERSØKELSER TILKNYTTET E 18 ODDERNESVEIEN LØSMASSETUNNEL I KRISTIANSAND.

E 18 Oddernesveien cut and cover tunnel - environmental investigations.

Senioringeniør Roald Aabøe, Vegteknisk avdeling, Vegdirektoratet
Overingeniør Anne Braaten, Vegteknisk avdeling, Vegdirektoratet

Sammendrag : I forbindelse med forarbeidet til prosjektering av E 18 Oddernes-tunnelen, en løsmassetunnel (1 km lang) i Kristiansand, er det utført prøvespunting med konvensjonelt utsyr, vibro og fallodd. I tillegg er det utført prøvespunting med hydraulisk pressing av spunten ved hjelp av Silent piler.

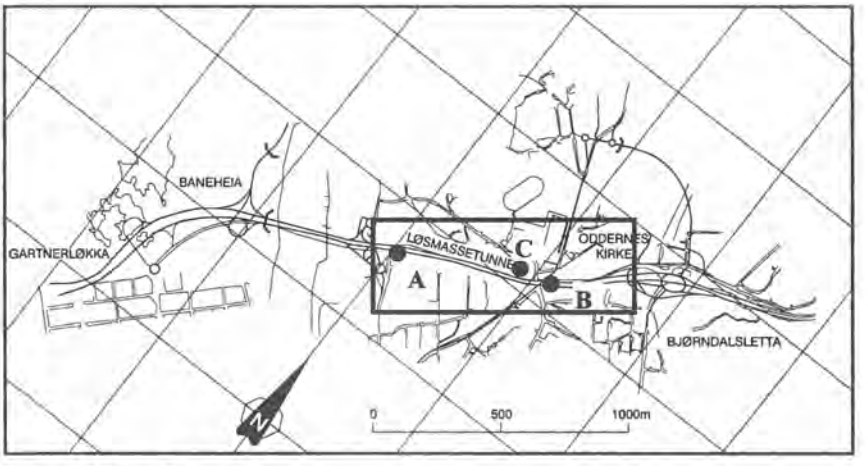
Prøvespuntingen er utført for å få et best mulig grunnlag for valg av rammeutstyr, spunttyper, samt spesielle tiltak i forbindelse med bygging. Det er i hovedsak lagt vekt på forhold omkring rambarhet, vibrasjoner , setninger og støy i forbindelse med ramming / driving / pressing av spunten.

Summary: As part of the preparation for the design of Oddernestunnelen, a 1 km long cut and cover tunnel in the city of Kristiansand, a full scale in situ sheet piling test has been performed with conventional driving equipment (vibro and falling hammer) and hydraulic pressing - Silent Piler. The ground conditions varies from clayey silt to sand and gravel. The full scale test is performed to provide information for an optimum choice of piling equipment and sheet piles. The tests have focused on pile penetration efficiency and resulting ground vibrations, settlements as well as noise emissions.

1. ORIENTERING OM PROSJEKTET

Statens Vegvesen VAgder planlegger ny 4-felts E18 og tilhørende vegsystem sentralt i Kristiansand. På en del av strekningen skal Oddernesveien løsmassetunnel bygges som vist på figur 1.

I forbindelse med prosjektering og utarbeidelse av anbudsgrunnlag for Oddernes-tunnelen ble det høsten 1998 utført prøvespunting for å vurdere rambarhet for ulike spunttyper, samt vibrasjoner, støy og setninger i forbindelse med ramming/driving. I tillegg ble det foretatt utgraving i en spuntgrop for å vurdere massenes brukbarhet for tildekking av forurensede bunnsedimenter.



Figur 1. Oversiktskart

Det ble utført prøvespunting ved tre områder, kalt område A, område B og område C. Lokalisering av disse framgår av oversiktskartet på figur 1.

For å unngå skader på nærliggende bebyggelse under spuntarbeidene er følgende grenseverdier for vibrasjoner foreslått:

- Fallodd v_{topp} = 10 mm/s
- Vibrolodd v_{topp}= 6 mm/s

På bakgrunn av prøvespuntingen som ble utført i 1998 ser det ut til at disse grense-verdiene kan bli overskredet med konvensjonelt utstyr dersom avstand til spuntingen er mindre enn 3 - 4m ved område A, mindre enn 6 - 8 m ved område B og mindre enn 2 - 3 m ved område C.

Figur 2. Prøvespunting med Silent piler.

Under prøvespuntingen i 1998 ble det også utført støy-målinger. Konklusjonen fra målingene var at boligene som ligger inn mot den planlagte Oddernestunnelen vil får et støynivå i spuntingsperioden som er vesentlig over de grensene som vanligvis legges til grunn for anleggsstøy.

Statens vegvesen Vest-Agder ønsket å vurdere driving av spunt ved hydraulisk pressing av spunten og dette ble utført på 2 steder (område A og B) i juni 2000 ved hjelp av Silent-Piler fra Giken.

2. GRUNNFORHOLD

2.1 Område B

Område B ligger nær østre ende av tunnelen, like ved gangvegen som krysser over Oddernesveien øst for St. Olavs vei. Spunten ble rammet på eiendommen til Østerveien 76 ved hus som nå er revet.

Løsmassene ved område B ser ut til å bestå hovedsakelig av sand ned til en dybde på ca. 25m under terreng. Erfaringene fra prøvespuntingen i 1998 tydet på at det var et lag med grus/stein i ca. 7 - 8 m dybde. For å bekrefte, eventuelt avkrefte dette ble det i 1999 tatt opp en prøve-serie i profil 5220-20 mH. Korngraderingsanalysene viser at det hovedsakelig er sand ned til ca. 5m dybde, deretter følger et ca. 3m tykt lag med grusig sand før det igjen er sandmasser.
Grunnvannstanden ble sommeren 1996 registrert ca. 8 m under terreng. Registreringen er ca. 15 - 20 m unna område B.

Før spuntarbeidene ble startet opp ble det utført to trykksonderinger (CPT) i spuntlinja. Trykk-sonderingene viser lag med grovere/fastere masser mellom ca. 5 - 6m dybde og i ca. 8 - 9m dybde.

2.2 Område A

Område A ligger i vestre ende av tunnelen, ned mot Torridalsveien. Spunten ble rammet på eiendommen til Torridalsveien 36 ved hus som nå er revet.

Løsmassene ved område A består av sand ned til en dybde 4 - 5 m under terreng, deretter er det et lag med leirig, sandig silt til ca. 12 m dybde. Under dette ser det ut til at massene blir grovere igjen (antagelig sand og siltig sand). Grunnvannstanden ble sommeren 1996 registrert ca. 4,5m under terreng. Før spuntarbeidene ble startet opp ble det også her utført to trykksonderinger (CPT) i spuntlinja, di

2.3 Område C

Dette området ligger ved høybrekket av traseen og løsmassene ser ut til å bestå hovedsakelig av sand ned til en dybde ca. 8 m under terreng. Videre ser massene ut til å være mer finkornet (siltige sandige masser) med et 4 m tykt fastere lag i ca 14 m dybde. Grunnvannstanden er registrert til 8 m under terreng

3 RAMMING MED KONVENSJONELT UTSTYR I 1998

3.1 Spunt og rammeutstyr

I forbindelse med prosjektet er det på de 3 områdene benyttet 4 ulike spunttyper vist i tabell 1

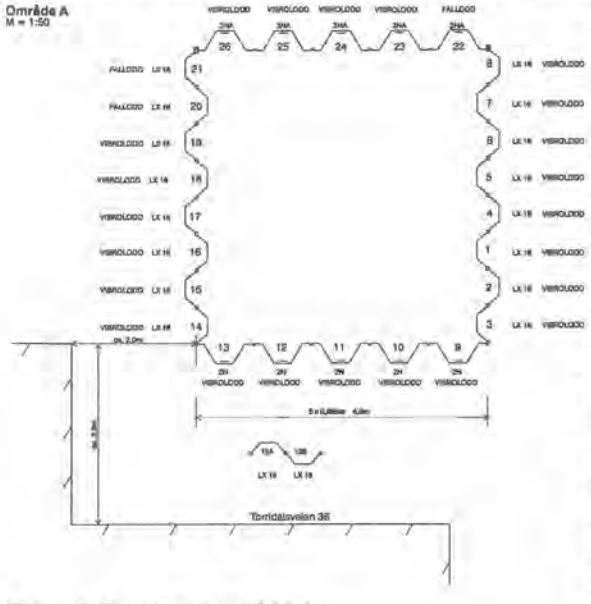
Tabell 1 Spuntdata.

Type spunt	Motstandsmoment (cm^3/m)
LX 16	1641
LX 25	2525
2N	1150
3NA	1690

Det er benyttet et vibrolodd av typen ICE 625 B samt et 4 tonns fallodd.

3.2 Beskrivelse av prøveområdene

Område A.
Ved område A er det rammet en spuntkasse med dimensjoner 4,8 x 4,8 m, spuntnålene er 15 m lange. Det er benyttet 3 ulike typer spunt. På to av sidene i spuntkassen er det rammet U-spunt av typen LX 16, på en side er det rammet Z-spunt av type 2 N og på den siste siden ble det rammet Z-spunt av typen 3 NA. All Z-spunten er rammet som doble nåler. På siden med U spunt ble annenhver spuntlås påført tettemiddel (Eurolan).

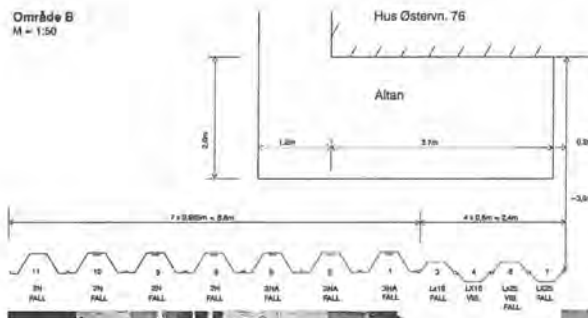


Figur 3. Spunting i område A

Torridalsveien 36 som lå 3 m unna spuntkassen er et 2 etasjers hus over en tykk grunnmur av naturstein og med kjellergulv av betong. Både grunnmur og kjellergulv hadde før spuntingen en del mindre sprekker og riss. Tilbygget er i en etasje og er fundamentert på såle. Både opprinnelig hus og tilbygget er oppført som bindingsverk-konstruksjon

På den eldste delen av huset ble det ikke funnet noen nye skader eller endringer i det skade-bildet som var før prøvespuntingen ble utført. På tilbygget med sålefundament ble to store sprekker 2-3 mm bredere. Ringmursiden mot nabohuset syntes å være nærmest løs etter at prøve-spuntingen var utført, og loddretningen hadde endret seg noe.

Område B.



Ved område B ble det rammet en 9,5 m spuntrad med spuntnåler 15m lange. Det ble her benyttet alle spunttypene som prosjektet omfatter, dvs. LX 16, LX 25, 2 N og 3 NA.

Østerveien 76, 3,5 m unna prøvespuntingen er i 2 ½ etasje med kjeller oppført i

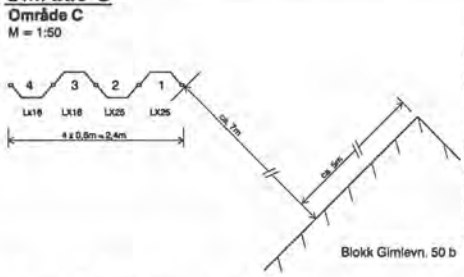
Figur 5. Prøvespunt i område B

bindingsverkkonstruksjon på en grunnmur av betong som er pusset på begge sider. Veranda i 1.etasje er festet til huset og sto på betongsøyler i ytterkant.

Figur 6. Knekte søyler som følge av store vibrasjoner.

I område B ble det registrert til dels store skader på veranda (knekte søyler) og oppsprekking av hovedhus under driving/ramming av spunt-nålene, fig 6. Skadene ble først registrert som fine riss som utviklet seg til store sprekker og knekte søyler uten at det har vært mulig å konstatere ved hvilken svingningshastighet skadene oppsto. Det var imidlertid mulig å se at skadene utviklet seg når vibrasjons-nivået ved bruk av fall-lodd oversteg 10 mm/s (noe lavere for vibroloddet) målt på det nærmeste målepunktet.

Område C



Ved område C ble det rammet 4 spunt-nåler til 15 m, 2 stk. hver av typen LX 16 og LX 25.Nærmeste bygg, 7 m fra spuntrekken, Gimleveien 50, er en boligblokk i 4 etasjer pluss kjeller som er fundamentert på såle. Kjelleren som utgjør grunnmuren er av plassstøpt betong.

Figur 7. Spunting i område C

Det er ikke registrert nye riss eller sprekker i forbindelse med spuntarbeidene i Gimleveien 50 A og B.

3.3 Rambarhet

Ved område A var det ingen store problemer med å få ned spunten, hverken med vibroloddet eller med falloddet. Grovt sett kan en si det var enklere å ramme U-spunt enn Z-spunt, og det var raskere med vibrolodd enn med fallodd i dette området.

Ved område B derimot var det store problemer med å få drevet ned spunten med det utstyret som var tilgjengelig, spesielt gjaldt dette vibroloddet. Før vibrolodd kan endelig utelukkes for driving av spunt her bør en ha forsøkt tyngre utstyr med mulighet til å variere arbeidsfrekvensen.

Ved område C var det ingen store problemer med å få ned spunten, hverken med vibroloddet eller falloddet.

Gjennomsnittlig effektiv rammetid for spuntarbeidene er oppsummert i tabell 2. Effektiv tid er definert som tiden fra rammingen startet og til spuntnålen var ferdig rammet, fratrukket stopp i rammingen underveis og rundet opp til nærmeste minutt.

Tabell 2 Midlere effektiv rammetid (alle spuntnåler er 15 m)

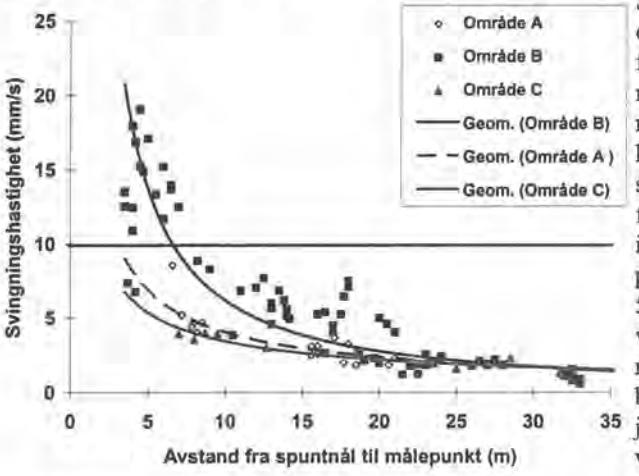
Område	Spunttype	Rammeutstyr	Midlere effektiv drivetid pr. spuntnål.
A	LX 16 (U-spunt, enkle nåler)	Vibrolodd	4 - 5 min.
A	2 N (Z-spunt, doble nåler)	Vibrolodd	8 min.
A	3 NA (Z-spunt, doble nåler)	Vibrolodd	13 min.
A	LX 16 (U-spunt, enkle nåler)	Fallodd (4 tonn)	16 min.
A	3 NA (Z-spunt, doble nåler)	Fallodd (4 tonn)	21 min. (1 nål)
B	LX 16 (U-spunt, enkle nåler)	Vibrolodd	37 min. (1 nål)
B	3 NA (Z-spunt, doble nåler)	Fallodd (4 tonn)	20 min. (2 nåler)
B	LX 16 (U-spunt, enkle nåler)	Fallodd (4 tonn)	5 min. (1 nål)
B	2 N (Z-spunt, doble nåler)	Fallodd (4 tonn)	20 min. (3 nåler)
B	3 NA (Z-spunt, doble nåler)	Vibro + fallodd	20 min. (1 nål)
B	LX 25 (U-spunt, enkle nåler)	Vibro + fallodd	14 min. (1 nål)
C	LX 25 (U-spunt, enkle nåler)	Vibrolodd	12 min. (2 nåler)
C	LX 16 (U-spunt, enkle nåler)	Vibrolodd	7 min. (1 nål)
C	LX 16 (U-spunt, enkle nåler)	Fallodd (4 tonn)	10 min. (1 nål)

3.4 Vibrasjonsmålingene

Vibrasjonene fra prøvespunting med fallodd og vibrolodd er målt på forskjellige bygninger i de 3 områdene langs den aktuelle tunneltraseen.

Vibrasjonsnivået er klart høyest i området hvor det var stor rammemotstand og registrert høy sonderingsmotstand. I område B ble det registrert opptil dobbelt så høye vibrasjoner (inntil $v_{topp} = 20$ mm/s ved bruk av fallodd i en avstand på ca 3 - 4 m) som for de 2 andre områdene, både med fallodd og vibrolodd som vist i fig.8. Spesielt med korte avstander fra spuntingen var denne forskjellen markant, der avstander fra prøve-spuntingen oversteg 20 - 25 m var forskjellen liten eller ingen mellom de 3 områdene. Generelt ser det ut til at vibrasjonene dempes til ca 30 % i en avstand på 20 m fra

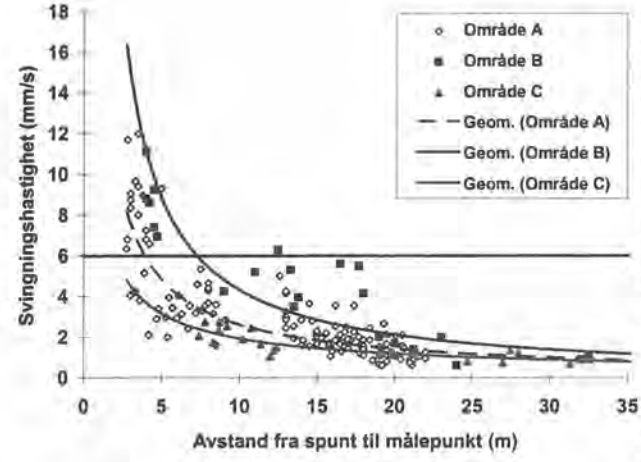
prøvespuntingen i forhold til målinger ca 3 - 4 m fra spunten. Dempingen er mindre ved videre utbredelse og det er sannsynlig at beboerne vil føle en sjenanse i avstander på opp til 60 m og kanskje mer fra spuntarbeider.



Figur 8 Sammenligning av målt svingehastighet for måleområde A, B og C ved ramming med fallodd

Som det framgår av fig. 8 og 9 er det markant forskjell mellom driving med vibrolodd og ramming med fallodd. Der hvor vibrolodd kan sammenlignes med fallodd er vibrasjonsnivået i en avstand på 5 m fra prøve-spuntingen mer enn 50 % lavere ved bruk av vibro-loddet enn ved ramming. Dersom en ser bort fra stopp/start og justeringer ved bruk av vibroloddet er denne forskjellen enda større.

U spunt og Z spunt er sammenlignet. Det som kompliserer denne vurderingen er at U spunten ble drevet som enkeltnåler mens Z spunten ble drevet som dobbeltnåler. Bruk av dobbeltnåler synes å ha større betydning for resulterende vibrasjonsverdi enn forholdet mellom U og Z spunt. Målingene indikerer at økningen i svingehastighet øker med nær det dobbelte ved bruk av Z profil som dobbeltnål i forhold til U spunt som enkeltnål. Det er benyttet 2 forskjellige stivheter på U og Z spuntnålene uten at det har fram-kommet klare forskjeller. Det er mulig at de stiveste spuntnålen ga et noe lavere vibrasjons-nivå, men grunnlaget er for lite til å trekke en slik konklusjon.



Figur 9 Sammenligning av målt svingehastighet for måleområde A, B og C med driving med vibrolodd

Dominerende frekvenser for de 3 måleområdene målt på husets fundamenter ligger i størrelsesorden 10 - 15 Hz ved ramming med fallodd, mens det for vibroloddet ligger i størrelsesorden 30 - 40 Hz.

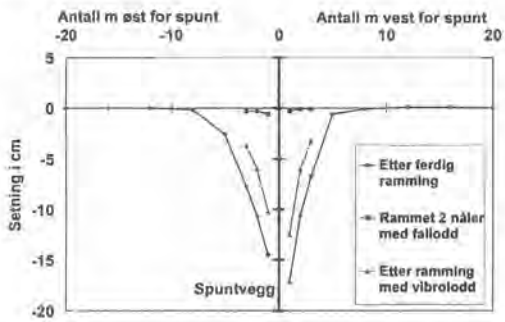
Det er laget trendlinjer (geometrisk regresjonstype) basert på de målingene vi har foretatt i alle de 3 områdene både for ramming av fallodd og driving med vibrolodd. Grenseverdier for slike arbeider er ikke fastsatt ved standarder i Norge. Basert på tysk DIN norm 8142 og erfaringer fra tilsvarende arbeider er det foreslått grenseverdier henholdsvis

- Fallodd $v_{topp} = 10$ mm/s
- Vibrolodd $v_{topp} = 6$ mm/s

Utifra disse forutsetningene ser det ut til at en i område B må være forberedt på at det ved avstander på inntil 6 - 8 m fra spuntingen kan oppstå skader på bygninger både ved bruk av vibrolodd og fallodd.

Tilsvarende for område A ser det ut til at disse grenseverdiene kan overskrides dersom avstanden til spuntingen er mindre enn 3 - 4 m.

For område C hvor måleobjektet er en relativ tung konstruksjon ser det ut til at avstanden til spuntingen ikke bør være mindre enn 2 - 3 m (tynt grunnlag) for å unngå mulig skade.



Figur 10. Setninger på terreng ved område B

3.5 Setninger

Setninger som følge av spuntrammingen ble registrert, både på terreng og på nærliggende bygninger.

Ved område A ble det ikke målt nevneverdige setninger på terreng i forbindelse med ramming av spuntkasse ved område A.

Det ble ikke registrert setninger på nærliggende bygninger på noen av de tre prøveområdene, bortsett fra målepunkt nærmest prøvespuntingen (9mm i en avstand av 5 m) i område B, som resultat av spuntingen.

Ved område B ble det registrert setninger på terreng inntil ca. 5 -6 m fra spuntveggen som vist på figur 10. Setningene var størst nærmest spunten med inntil 17,2 cm. Setningene ble registrert flere ganger i løpet av den dagen mesteparten av arbeidene pågikk og det var tydelig at det var driving av spunt ved hjelp av vibroloddet som forårsaket de største setningene.

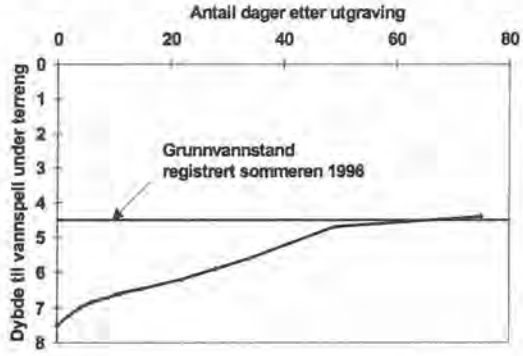
Løsmassene ved område B ser ut til å bestå hovedsakelig av sand (til dels relativt løst lagret) ned til en dybde 25 m under terreng. Ut i fra grunnforholdene var det derfor grunn til å tro det kunne bli en del setninger i dette området. Videre var det store problemer med å få ned spunten her, spesielt med vibroloddet. Driving av den ene nåla der det kun ble benyttet vibrolodd tok innpå 40 min og førte til størstedelen av de totalsetningene som ble registrert på terrenget.

3.6 Utgraving av spuntkassa

Spuntkassen (omr. A) ble utgravd til en dybde av 7,5 m for å vurdere massenes brukbarhet somtildekking av forurensede bunnsedimenter. I tillegg fikk vi anledning til å vurdere traubunnen samt hvor tett spunten var, henholdsvis der det ikke var påført tetningsmidler og der den var forsøkt tettet med Eurolan.

Spuntkassa ble avstivet innvendig i 2 nivåer. Det øverste nivået ble plassert 1,5 m under terreng og det nederste 5,5 m under terreng. Det ble gravd ut til et nivå ca. 7,5 m under terreng. Dette utgravingsnivået samsvarer med framtidig traubunn. Massene ble tatt ut ved graving fra terreng, og ved at det ble senket ned en minigraver i spuntkassa.

Det var forventet at spuntgropen raskt ville gjenfylles med vann og arbeidene ble derfor utført i løpet av en dag. Imidlertid viste det seg at det rant lite vann inn i spuntgropa i løpet av den dagen arbeidene pågikk. Eneste synlige innlekkasje av vann var i et hjørne. Det var heller ingen problemer med å trafikkere traubunnen med minigraveren. Det var ingen synlig forskjell på innlekkasje av vann på den veggen der det var benyttet tettemiddel og de øvrige veggene. Hastigheten på innstrømning av vann i spuntgropen er registrert ved at nivå på vannspeilet inni spuntkassa er målt ved hjelp av lydlodd, fig.11. Det tok nærmere 50 dager før vannstanden inni spuntgropen var i nivå med registrert grunnvannstand i området



Figur 11. Tilpassing til grunnvannstand i spuntkasse.

4. PRØVESPUNTING MED SILENT PILER

4.1 Spunt og spuntutstyr

Det ble benyttet Z-spunt fra Arbed til prøvespuntingen. Forsøket ble utført med spuntkapasitet fra 1300 cm^3/m til 2600 cm^3/m. Verdier for motstandsmoment, treghetsmoment, dimensjoner og stålvekt er gitt i tabell 3

Tabell 3. Spuntdimensjoner

Type spunt	Motstands-moment (cm^3/m)	Treghets-moment (cm^4/m)	Dimensjoner (mm)				Stålvekt (kg/m^2)
			b	h	e	a*	
AZ 13	1300	19 700	670	303	9,5	9,5	107
AZ 18	1800	34 200	630	380	9,5	9,5	118
AZ 26	2600	55 510	630	427	13,0	12,2	155

* Det ble oppgitt på stedet at AZ26 spunten var valset ned 1mm

Figur 12 Silent - Piler

Spuntnålene var 15m lange, bortsett fra 1 nål (AZ 13) som var 12m lang. Spunten ble rammet som enkeltnåler.

Det ble benyttet spuntutstyr av typen Z-piler ZP150. Ansvarlig entreprenør var Kynningsrud AS. som også eier utstyret. Silent Piler er utviklet for å kunne drive spunt også i områder der det er strenge restriksjoner til vibrasjoner og støy. Prinsippet er at en utnytter sidefriksjonen fra allerede installerte spuntnåler som mot-hold for å presse ned neste spuntnål. Spuntpressemaskinen "festes" til spunten ved hjelp av 3 klemmer, og flyttes suksessivt bortetter spunten som vist i fig. 12.

Figur 13 Bruk av ballast for driving av de første 3 spuntnålene

For installering av de første 3 nålene ble det benyttet ballast som motvekt (2 betonglodd med vekt 23 tonn på hver), som vist i figur 13.

Spuntlåsene ble før driving påført bitumen for å redusere friksjon. Bitumenmassen ble varmet opp og påført på stedet, figur 14.

Figur 14 Påføring av bitumen

4.2 Tidsforbruk for driving av spunt.

Tidsforbruket for driving av spunten, dvs. den tiden fra drivingen startet og til spuntnålen var ferdig installert ble registrert. Det gjøres oppmerksom på at denne tidsregistreringen bygger på få data men er likevel tatt med da den gir en god indikasjon på tidsbruken.

Effektiv drivetid pr. spuntnål var ca.12 minutter. Det var ingen forskjell i drivetid mellom prøveområdene. Det var heller ingen forskjell mellom spunt med forskjellig

kapasitet. Til sammenligning var tidsforbruket ved bruk av konvensjonelt utstyr (vibro) inntil 13 minutter for dobbeltnåler med Z-spunt. Dette ble registrert ved område A ved forrige prøvespunting.

I begge tilfeller er ikke tiden for håndtering og ansett av spuntnålen tatt med i sammenligningen da denne antas å være tilnærmet lik uansett hvilken metode som benyttes.

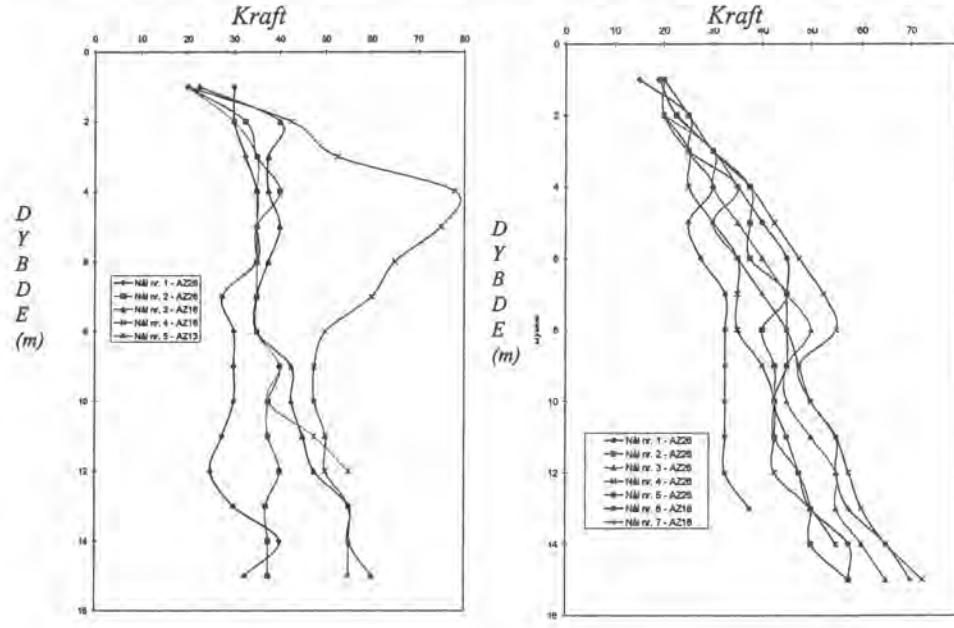
4.3 Pressekraft

Spuntnålene presses som beskrevet tidligere ved at en utnytter allerede installerte spuntnåler som mothold. For å redusere friksjonen trekkes nålene opp og ned under drivingen. På spuntpressemaskinen er det et måleur som registrerer kraft i tonn under neddriving av spunten samt trekkraft, figur 15.

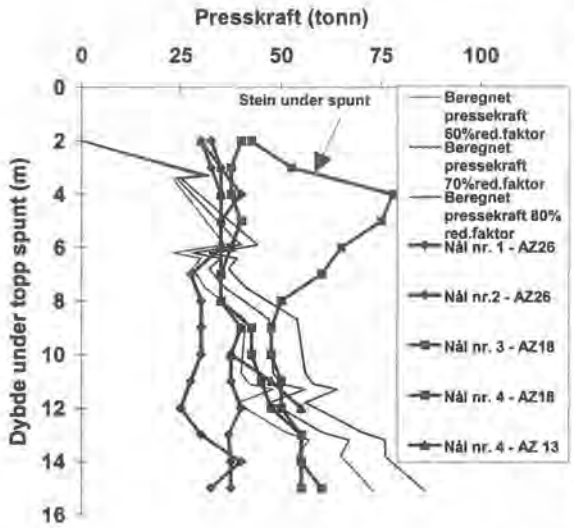
Figur 15. Måleur for registrering av presskraft og trekkraft

Under spuntarbeidene ble det registert pressekraft som en midlere verdi for hver meter spuntnål som ble drevet ned som vist i figur 16. Årsaken til utslaget for nål nr. 4 ved område A skyldes at spunten traff på en stein som ble trukket med videre nedover.

Diagrammet for område B viser det faste laget omkring 6 - 9 m dybde. Driving gjennom dette laget bød ikke på noen problemer og tiden øket heller ikke.



Figur 16. Målt pressekraft som funksjon av dybde for område A (venstre) og område B



Figur 17. Sammenligning av målt pressekraft med estimerte verdier fra CPTU målinger på E 18 Oddernesveien.

Som beskrevet tidligere ble det drevet spunt med stivhet ned til 1300 cm^3 / m (1 nål ved område A), imidlertid an-befalte entreprenøren bruk av stivere spunt for produksjons-ramming. De opplyste at bruk av den lette spunten ville kunne føre til problemer med å holde seg innenfor toleransene, både m.h.t geometrisk avvik og helningsavvik.

En måte å vurdere driv-barheten av Silent Piler utstyret på forhånd er å utføre CPTU målinger. Estimert presskraft beregnes ved hjelp av spissmotstand, friksjon fra CPTU målingene samt en reduksjonsfaktor avhengig av masser. I figur 17 er dette vist grafisk. En tar sikte på å bygge seg opp et erfaringsgrunnlag for i framtiden å kunne vurdere brukbarheten av silent piler på bakgrunn av CPTU målinger.

Ved prøvespuntingen som ble utført i 1998 med konvensjonelt utstyr, var det store problemer forbundet med å få ned spunten til fastsatt dybde ved område B. Sett i ettertid antas det at friksjon i låsene var en viktig årsak til dette. Låsene var ikke smurt.

4.4 Vibrasjonsmålinger

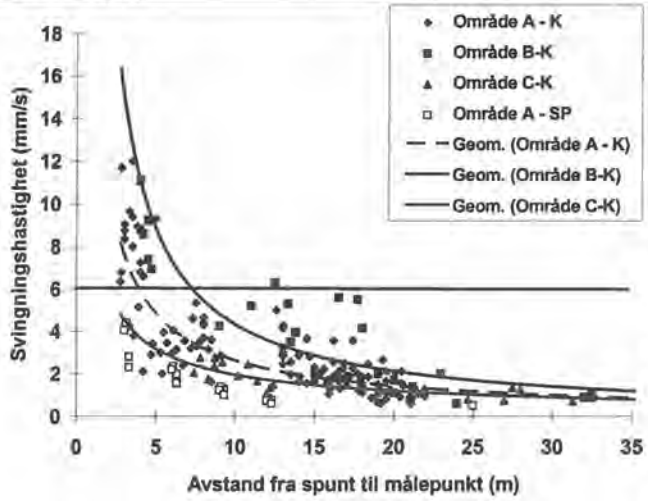
Det ble utført vibrasjonsmålinger på terreng (jordspyd) samt på grunnmur i begge områder (A og B). I område A ble det utført vibrasjonsmålinger i avstand 3 - 12 m fra spunt samt på grunnmur i Torridalsveien 34 A. I område B ble det utført tilsvarende målinger med samme avstander fra spunten samt på grunnmur i Trymsvei 1. De nærmeste husene i forhold til spunten er siden prøvespuntingen med konvensjonelt utstyr i 1998 revet og kunne derfor ikke benyttes som referanser når det gjelder sammenlignende vibrasjonsnivå.

Vibrasjonsmålingene ble utført med 2 instrumenter av typen UVS 1500, produsert av Nitro Consult AB i Sverige. Instrumentet har 4 kanaler og kan registrere signaler fra 4 følere samtidig. Det registrerer maksimale og simultane tallverdier for svingehastighet, utsving og akselerasjon for den enkelte føler, samt kurveforløp over hendelsene for hver føler. Måleverdier vises som tallverdier, kurveforløp og grafisk stolpediagram. For denne rapporten er det kun vist registrerte toppverdier. Den vertikale føleren (geofonen) var plassert på grunnmur 0.5m over bakkenivå.

Tabell 4 viser toppverdier som ble registrert ved område B. Når tidspunkt for registrert toppverdi sammenholdes med protokollene som ble ført under drivingen kan en ikke se noe spesielt som tilsier økte vibrasjoner.

Tabell 4. Registrerte vibrasjoner ved område B.

Avstand fra spunt (m)	3	6	9	12	ca. 30
Svingningshastighet /toppverdi (mm/s)	4.05	1.94	0.99	0.7	0.54
Frekvens (Hz)	22	21	16	13	-



Figur 18. Sammenligning av vibrasjonsnivå ved bruk av Silent-Piler og ved bruk av konvensjonelt utstyr.

K= konvensjonelt utstyr SP= Silent piler

Sammenlignet med målingene utført i 1998 er registrerte vibrasjoner betydelig lavere. I en avstand på 3 til 6m fra spunten er registrerte vibrasjoner i størrelses-orden 20 - 30 % i forhold til målingene som ble utført med konvensjonelt vibroutstyr, figur 18.

Målingene i område A ved bruk av Silent-Piler er ikke med i figuren, men nivået ligger generelt noe lavere enn i område B. Tabell 4 viser topp-verdier som ble registrert ved område A.

Tabell 4. Registrerte vibrasjoner ved område A.

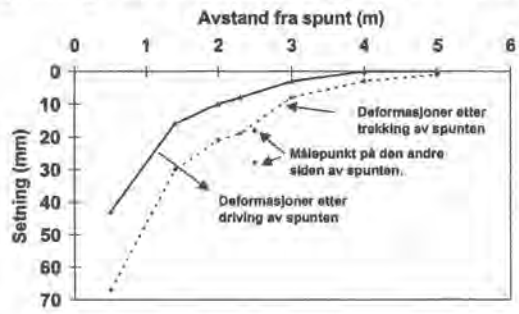
Avstand fra spunt (m)	3	6	9	12	ca.40
Svingningshastighet /toppverdi (mm/s)	2.39	0.69	0.59	0.64	0.50
Frekvens (Hz)	32	25	25	27	-

Ved område A er det registrert en tilsvarende reduksjon av vibrasjonsnivået som ved område B. Dvs. registrerte vibrasjoner er ca. 20 - 30 % av de som ble registrert når spunten ble rammet med konvensjonelt utstyr.

Generelt er dette vibrasjonsnivå godt under det som normalt kan forårsake skader på hus eller sjenanse på grunn av arbeidene.

4.5 Setninger

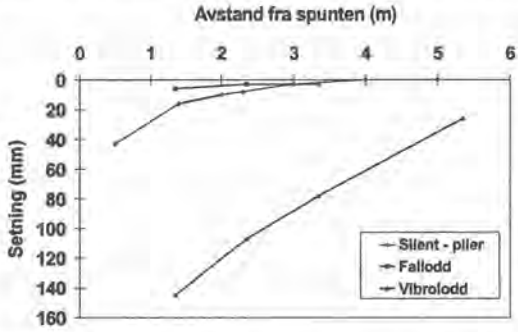
For å registrere eventuelle setninger på terreng i forbindelse med prøvespuntingen, ble det nivellert på installerte "bolter". Det ble benyttet 1.5m lange ¾ " rør som ble slått ned i terreng i sin fulle lengde. Setningene ble registrert mellom 0,5 m og 5 m fra spunten ved område B. Registrerte deformasjoner er vist på figur19. Det ble ikke utført registreringer av eventuelle setninger ved område A.



Figur 19. Registrerte deformasjoner ved område B.

Før installeringen av spuntnålene tok til ble punktene målt inn før utstyret (dvs. startramme, ballast osv.) ble satt på plass, samt en gang etter at dette var på plass. Videre ble punktene målt inn etter ferdig driving samt etter at nålene var trukket.

Etter avsluttet spunting ble det registrert inntil 43 mm deformasjoner på målepunktet nærmest spunten (0.5m unna). I en avstand av 4 m fra spunten ble det ikke registrert deformasjoner på grunnen på grunn av spuntingen. Etter trekking ble det registrert inntil 67 mm deformasjoner på måle-punktet nærmest spunten (0.5m unna). I en avstand av 5 m fra spunten ble det registrert deformasjoner på 1 mm.



Figur 20 Registrerte deformasjoner ved område B med henholdsvis Silent-Piler, fallodd og vibrolodd

Dersom registrerte deformasjoner sammenlignes med målingene fra 1998, fig 20, ser vi at disse er i samme størrelsesorden som de som ble målt etter ramming med fallodd. De store deformasjonene som ble registrert etter bruk av vibro-lodd skyldes i hovedsak at spunten ikke gikk ned uansett hvor lenge det ble vibrert. Ramming/driving av spunt med konvensjonelt utstyr ved område A gav deformasjoner på under 5 mm.

4.5. Støy

Statens vegvesen utførte støymålinger under prøvespuntingen. Konklusjonene fra registreringene er at Silent-Piler utstyret ser ut til å kunne nyttes ved spuntarbeidene ved Oddernestunnelen uten å komme i konflikt med "Forskrifter om bregrensing av støy, Tillegg til helseforskriftene for Oslo by." Ytterligere støyisolerende tiltak på peleriggens utstyr (aggregatet) kan også gjennomføres.

Konklusjonene fra støymålingene utført ved prøvespuntingen med konvensjonelt utstyr i 1998 var at boligene som ligger inn mot den planlagte Oddernestunnelen ville få et støynivå i spuntingsperioden som er vesentlig over de grensene som vanligvis legges til grunn for anleggsstøy.

5. OPPSUMMERING

Hovedinntrykket fra prøvespuntingen er at spunten for Oddernestunnelen kan installeres ved bruk av stillegående spuntutstyr som f.eks. Silent-Piler. Dette forusetter imidlertid trolig bruk av stivere spunt enn det som er forutsatt ved prosjekteringen.

Tidsstudier tyder på at det tar i størrelsesorden dobbelt så lang tid å installere spunten med Silent-Piler som ved konvensjonelt utstyr.

Registrerte vibrasjoner var i størrelsesorden 20 - 30% av de som ble registrert med konvensjonelt utstyr. Vibrasjonsnivået lå godt under det som normalt skal kunne gi skader på hus eller sjenanse på grunn av arbeidene.

Etter avsluttet spunting ble det registrert noe deformasjoner (terrengsetninger) inntil 4 - 5 m fra spunten. Dette er sammenlignbart med deformasjoner som ble registrert ved forrige prøvespunting dersom en ser bort i fra deformasjonene som kom etter langvarig vibrering.

Støynivået var betydelig lavere ved bruk av Silent-Piler enn ved bruk av konvensjonelt utstyr og godt innenfor de gjeldende forskrifter. Dette gir muligheter til utvidet arbeidstid ift. bruk av konvensjonelt utstyr samt mindre (eller ingen) begrensninger ift skoler etc.

REFERANSER

K - 121B rapport nr 4, E 18 Kristiansand, Oddernesveien løsmassetunnel, prøvespunting av 15. januar 1999.

K - 121B rapport nr 6, E 18 Kristiansand, Oddernesveien løsmassetunnel, prøvespunting med Silent Piler av 6 juli 2000.

Konklusjonene fra støymålingene utført ved prøvespuntingen med konvensjonelt utstyr i 1998 var at boligene som ligger inn mot den planlagte Oddernestunnelen ville få et støynivå i spuntingsperioden som er vesentlig over de grensene som vanligvis legges til grunn for anleggsstøy.

5. OPPSUMMERING

Hovedinntrykket fra prøvespuntingen er at spunten for Oddernestunnelen kan installeres ved bruk av stillegående spuntutstyr som f.eks. Silent-Piler. Dette forusetter imidlertid trolig bruk av stivere spunt enn det som er forutsatt ved prosjekteringen.

Tidsstudier tyder på at det tar i størrelsesorden dobbelt så lang tid å installere spunten med Silent-Piler som ved konvensjonelt utstyr.

Registrerte vibrasjoner var i størrelsesorden 20 - 30% av de som ble registrert med konvensjonelt utstyr. Vibrasjonsnivået lå godt under det som normalt skal kunne gi skader på hus eller sjenanse på grunn av arbeidene.

Etter avsluttet spunting ble det registrert noe deformasjoner (terrengsetninger) inntil 4 - 5 m fra spunten. Dette er vesentlig mindre deformasjoner enn det som ble registrert ved forrige prøvespunting ved langvarig vibrering.

Støynivået var betydelig lavere ved bruk av Silent-Piler enn ved bruk av konvensjonelt utstyr og godt innenfor de gjeldende forskrifter. Dette gir muligheter til utvidet arbeidstid ift. bruk av konvensjonelt utstyr samt mindre (eller ingen) begrensninger ift skoler etc.

REFERANSER

K - 121B rapport nr 4, E 18 Kristiansand, Oddernesveien løsmassetunnel, prøvespunting av 15. januar 1999.

K - 121B rapport nr 6, E 18 Kristiansand, Oddernesveien løsmassetunnel, prøvespunting med Silent Piler av 6 juli 2000.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2000

LETT, ISOLERT VEGKONSTRUKSJON – FORSØKSPROSJEKT PÅ SANDMOEN, TRONDHEIM

Lightweight, frost insulated pavement structure – Test project at Sandmoen, Trondheim.

Siv.ing. Even Øiseth, Forsker, SINTEF Bygg og miljøteknikk
Dr. ing. Inge Hoff, Forsker, SINTEF Bygg og miljøteknikk
Siv.ing. Arnstein Watn, Seniorforsker, SINTEF Bygg og miljøteknikk

SAMMENDRAG

Som en del av et arbeid med å dokumentere løs Lecas mekaniske og termiske egenskaper er det bygd et instrumentert forsøksfelt på Sandmoen like syd for Trondheim. Forsøksfeltet er et samarbeidsprosjekt mellom SINTEF, Optiroc og NTNU. Feltet består av fire seksjoner hvorav to er bygd med lettklinker som del av forsterkningslaget. Den ene av disse seksjonene er instrumentert med sensorer som måler spenninger, deformasjoner og temperatur på forskjellige nivå i konstruksjonen. I den andre seksjonen med lettklinker er lagene over lettklinkeren gradvis avtrappet. Dette er gjort for å vurdere hvor mye overdekning som er nødvendig for å unngå utvikling av permanente deformasjoner.

Erfaringene så langt viser at Leca lettklinker har elastisk stivhet og motstand mot permanente deformasjoner på linje med tradisjonelle vegbyggingsmaterialer, og at materialet kan benyttes relativt høyt opp i konstruksjonen uten at det oppstår store deformasjoner eller at konstruksjonen får nedsatt bæreevne.

SUMMARY

To document the mechanical and thermal properties of unbound expanded clay (Leca) an instrumented test field was built at Sandmoen south of Trondheim. The test field was built in co-operation between the Norwegian University of Science and Technology (NTNU), SINTEF and Optiroc. The test field was build with four sections whereof two was constructed with Leca as a sub-base layer. One of these sections was instrumented to be able to measure stresses and strains at different levels of the structure. The other section was built with gradually decreasing thickness of the layers overlaying the Leca material. This was done to investigate how much material is needed above the Leca layer to avoid development of permanent deformations.

The laboratory tests showed that the Leca material perform close to what has been observed for more traditional materials for pavement construction like crushed rock and gravel as long as the stresses are below the level for crushing. Preliminary results from the field test also indicate that the material can be used as a part of the sub-base layer without development of permanent deformations.

INNLEDNING

Telehiv og dårlig bæreevne i teleløsningen medfører store problemer og kostnader for norske vegmyndigheter. Bruk av isolasjon i veger kan begrense og utjevne telehiv. Bruk av lettklinker for isolering av veger er undersøkt ved et forsknings- og utviklingsprosjekt med deltakelse fra Sverige, Finland og Norge. Undersøkelsene viser at lettklinker som frostisolering kan gi betydelige fordeler både ved nybygging og ved rehabilitering av gamle veger.

Ved bruk av lettklinker forholdsvis høyt oppe i dekkekonstruksjoner er det tre forhold som må avklares i tillegg til de termiske forholdene:

- Lettklinkerens bestandighet mot nedknusing.
- Lettklinkerlagets elastiske stivhet (lastfordelende evne)
- Lettklinkerlagets evne til å motstå permanente deformasjoner

Disse tre faktorene har stor betydning for hvor høyt opp mot dekket lettklinkeren kan anvendes. Som del av prosjektet er det gjennomført omfattende undersøkelser med laboratorieforsøk, modellforsøk og teoretiske analyser. De utførte undersøkelsene viste at løs Leca har elastisk stivhet og motstand mot permanente deformasjoner på linje med tradisjonelle vegbyggingsmaterialer, forutsatt lavere spenningsnivå enn hva som medfører knusing.

Konklusjonene fra fullskala modellforsøk i laboratoriet var meget lovende for bruk av lettklinker i vegkonstruksjoner. For å oppnå en mest mulig realistisk belastning som et lag med lettklinker vil bli utsatt for i en virkelig vegkonstruksjon, ble det besluttet å bygge et instrumentert feltforsøk med belastning fra tungtrafikk på Sandmoen sør for Trondheim.

OPPBYGGING AV KONSTRUKSJONEN

Feltforsøket ble bygd opp med fire seksjoner, hvor 2 av seksjonene, seksjon 3 og 4, har lettklinker som en del av forsterkninglaget. Hovedformålet med seksjon 1 og 2 er å undersøke spenningsforholdene ut mot kanten av vegen og er en del av arbeidet med en dr.ing. grad for Jostein Aksnes. Disse seksjonene er bygd opp med tradisjonelle vegbyggingsmaterialer, og oppbyggingen av disse seksjonene vil derfor kun bli presentert i den grad de har betydning også for seksjonene med lettklinker. Felt 3 og 4 er rettet mot problemstillinger ved bruk av lettklinker som del av vegoverbygningen.

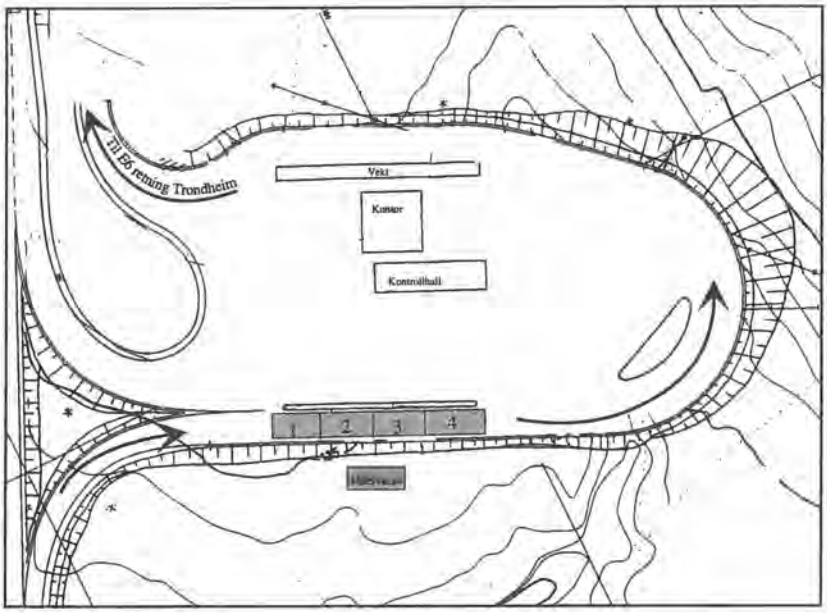
En del av innkjøringsvegen til Statens vegvesens kontrollstasjon (vektstasjon) på Sandmoen ble brukt til forsøksfeltet. Figur 1 viser en kartskisse av området og forsøksfeltet.

Det er flere fordeler med å velge dette området framfor å instrumentere en vanlig veg:

- Det var lett å omdirigere trafikken i perioden feltet ble bygd og instrumentert.
- Nesten all trafikk gjennom området blir veid.
- Nærhet til Trondheim.
- Området var eid av statens vegvesen.

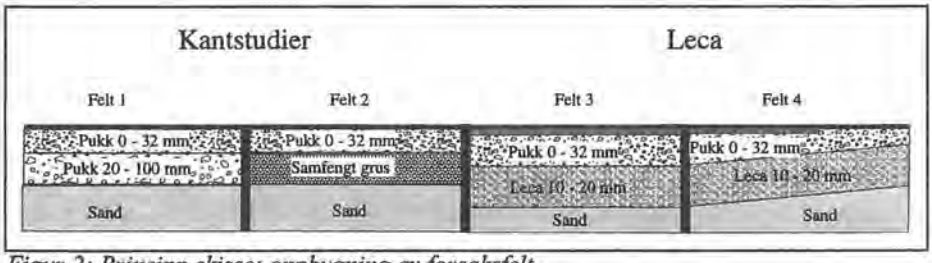
- Tilnærmet bare tungtrafikk.

Den viktigste ulempen med denne plasseringen er at trafikkbelastningen blir noe lavere enn om feltet hadde vært langt inn på hovedveien (E 6)



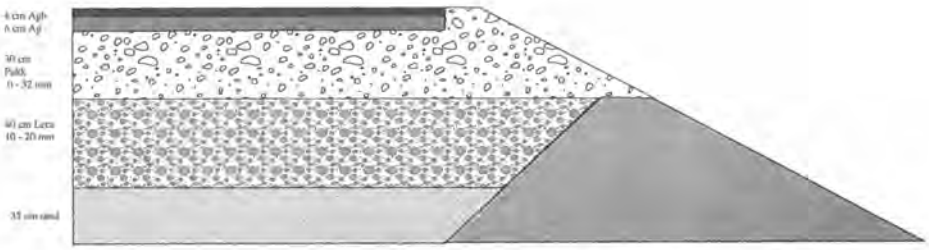
Figur1: Kartskisse over forsøksfelt og vektstasjon.

I figur 2 er det vist et lengdesnitt gjennom alle seksjonene som viser oppbygning i prinsipp. Den opprinnelige konstruksjonen ble gravd bort til en dybde av 115 cm under asfaltkant. Traubunnen består av oppfylte masser for det meste sand med noe leire. Over traubunn ble det brukt et relativt tykt sandlag for å jevne ut forskjeller i undergrunnen.



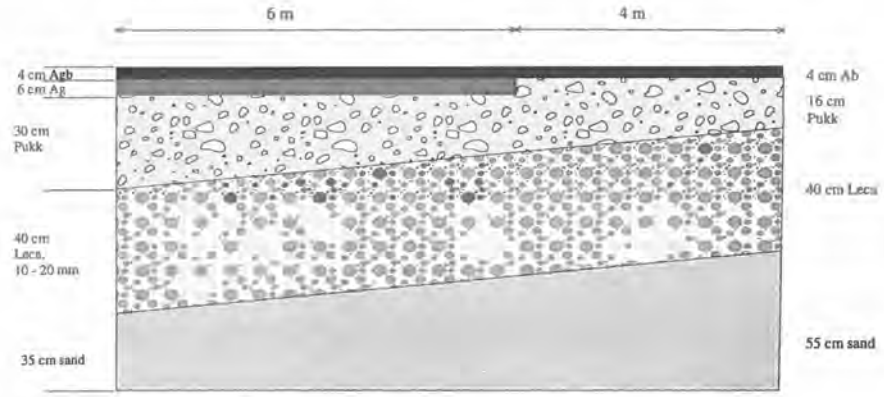
Figur 2: Prinsipp skisse; oppbygning av forsøksfelt

En mer detaljert tverrsnitt av seksjon 3 er vist i figur 3. Lettklinkerlaget er 40 cm tykt og fungerer som et kombinert frostsikringslag og nedre forsterkningslag. Over lettklinkeren er det 30 cm knust pukk 0-32 mm. Det er lagt ut 2 lag asfalt med total tykkelse 10 cm.



Figur 3: Tverrsnitt gjennom felt med lettklinker, seksjon 3.

Seksjon 4 er bygd med gradvis mindre overdekning over lettklinkerlaget. I den svakeste enden er det kun 4 cm asfalt og 16 cm knust pukk over lettklinkerlaget, se lengdeprofil figur 4. Formålet med utkilingen er å finne kritisk overdekning ved å se på spordannelse på overfalten, brudd i konstruksjonen og eventuell nedknusing av lettklinkeren.



Figur 4: Lengdeprofil gjennom utkilt felt med lettklinker; seksjon 4.

Leca 10-20 mm ble blåst på plass direkte fra bil og er separert fra øvrige lag med separasjonsduk.

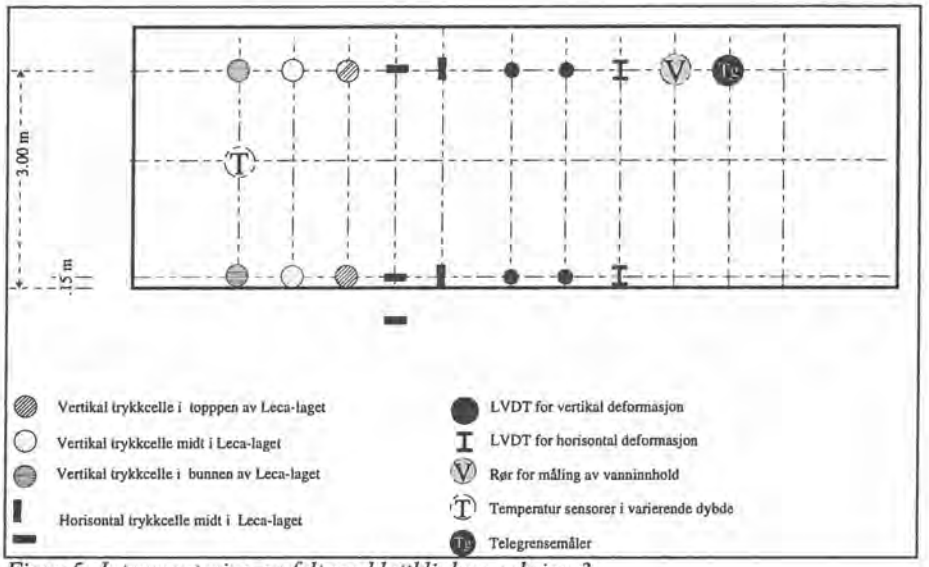
INSTRUMENTERING

Seksjon 2 og 3 er instrumentert med trykksensorer og deformasjonsmålere i flere nivåer nedover i konstruksjonen. Instrumentplassering i seksjon 3 er vist i figur 5. Det er plassert instrumenter parallelt langs med asfaltkanten og i indre hjulspor. Sensorene langs asfaltkanten er plassert utenfor ytre hjulspor for normal trafikk over feltet.

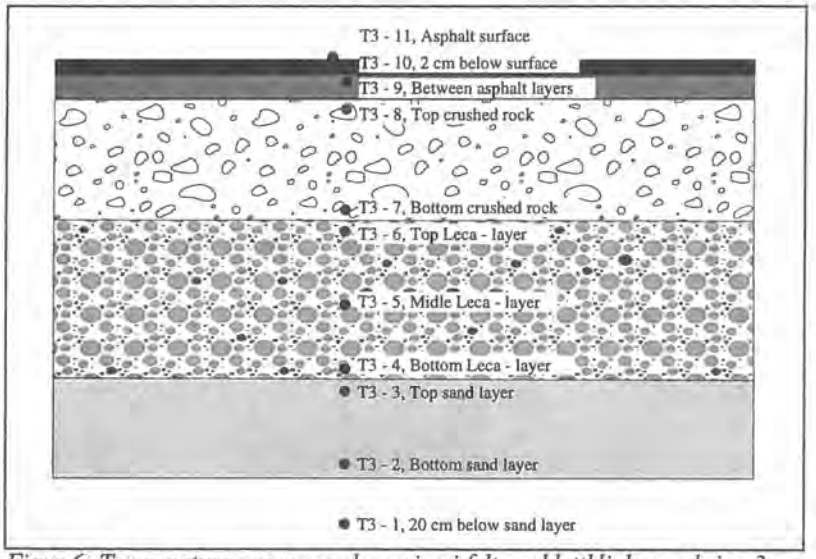
Vertikal spenning blir målt i overkant , i midten og i underkant av lettklinkerlaget. Horisontal spenning blir målt i midten av lettklinkerlaget både på langs og på tvers av kjøreretning. Tøyninger vertikalt blir målt i lettklinkerlaget og i pukklaget, mens tøyninger horisontalt blir målt midt i lettklinkerlaget på tvers av kjøreretningen.

Det er i tillegg plassert temperatursensorer i mange nivå nedover i konstruksjonen. Temperatursensorenes plassering er vist i figur 6. Lufttemperaturen måles 2 m over bakkenivå. Det er også plassert en Telegrensemåler som vist i figur 3.

Instrumentene måler kontinuerlig, og avlesningene blir automatisk logget/lagret når et kjøretøy passerer. Temperatur blir logget hvert 10. minutt.



Figur 5: Intrumentering av felt med lettklinker; seksjon 3.



Figur 6: Temperatursensorenes plassering i felt med lettklinker; seksjon 3.

MEKANISKE EGENSKAPER - LETTKLINKER

Det ble i tiden før feltforsøket utført omfattende prøving i laboratoret for bestemmelse av lettklinker materialets egenskapene. Det er blant annet utført sykliske treaksialforsøk og storødometerforsøk. I tillegg er det utført et fullskala modellforsøk med syklisk beslastning. Det har vært spesielt fokusert på å finne hvilke belastningssituasjoner som gir nedknusing av lettklinkeren.

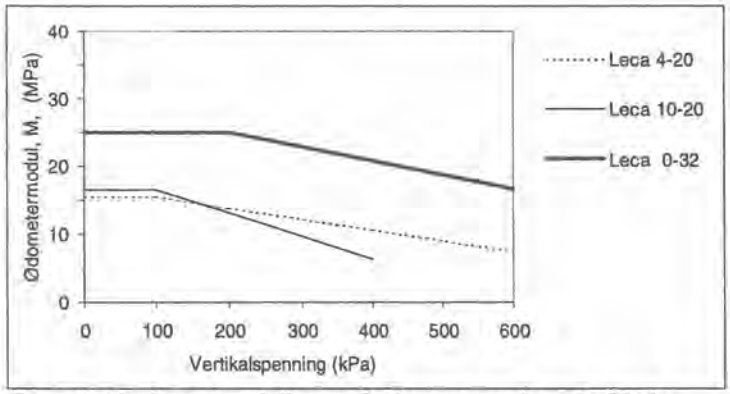
Laboratorieundersøkelsene viser at løs Leca har elastisk stivhet og motstand mot permanente deformasjoner på linje med tradisjonelle vegbyggingsmaterialer, men lettklinker-kornene kan være utsatt for nedknusing ved høye spenninger. Lettklinker har dessuten gode drenerende og termiske egenskaper. Vegkonstuksjonen på Sandmoen skal ifølge laboratorieresultatene ikke gi nevneverdig nedknusing av lettklinkeren så lenge spenningsnivået holdes under ca 150 kPa.

Noen verdier som er funnet for Leca lettklinker basert på laboratorieforsøk og prøver fra gamle fyllinger er gitt i tabeller og figurer nedenfor:

Tabell 1: Densitet for Leca Lettklinker, kg/m^3. Ulike fraksjoner fra samme utgangsmateriale.

Sortering	Løst lagret tørr Leca	Leca kompaktert i felt (*)	
	MiljøIso-måling	Tørr Leca kompaktert	Fuktig Leca 25 vekt % vann
Leca 0-32	335	370	460
Leca 4-20	295	330	410
Leca 10-20	280	310	390

(*) Målt løs lagring MiljøIso-prosjektet og antatt 10 % volumreduksjon ved utlegging.



Figur 7: Idealiserte modulkurver for komprimert Leca lettklinker.

Tabell 2: Illustrasjon av typiske vekt og volumforhold for Iso 10-20 og Lettklinker 0-32 Uthevete verdier er gitte typiske verdier, øvrige er beregnet fra de typiske verdier.

Egenskap	Symbol	Iso 10-20	Lettklinker 0-32	Kommentar
Kompaktdensitet	ρ_k	**2600 kg/m^3**	**2600 kg/m^3**	varierer med råstoff
Partikkeldensitet	ρ_s	**750 kg/m^3**	**800 kg/m^3**	gjennomsnitt for fraksjonen
Internt porevolum i kulene	n_i	71%	69%	100 (1-ρ_s/ ρ_k)
Tørr densitet i bulk ved innfylling	ρ_d	**280 kg/m^3**	**335 kg/m^3**	variasjon med lasting
Tørr romvekt i bulk	γ_d	**2.75 kN/m^3**	**3.29 kN/m^3**	variasjon med lasting
Volumreduksjon ved komprimering	P	**10 %**	**10 %**	avhenger av innbygging
Tørr densitet etter komprimering	$\rho_{d,f}$	310 kg/m^3	370 kg/m^3	(1+P/100)ρ_d, inngår i formlene nedenfor
Tørr romvekt i kompaktert fylling	$\gamma_{d\,f}$	3.0 kN/m3	3.6 kN/m^3	(1+P/100) γ_d
Porøsitet i fylling (eksternt porevolum)	n	54%	49 %	100 (1-$\rho_{d,f}$ /ρ_s)
Samlet porevolum (internt + eksternt)	n_{tot}	88%	86%	100 (1-$\rho_{d,f}$ /ρ_k)
Vanninnhold	**w**	**25%**	**25%**	drenert Leca
Volum % vann	w_{vol}	7.8	9.3	w ($\rho_{d,f}$ /ρ_w)
Luftinnhold	n_{luft}	80%	77%	n_{tot} – w_{vol}
Romvekt (w = 25 %)	γ	3.75 kN/m^3	4.5 kN/m^3	$\gamma_{d,f}$ (1+ w/100)

Tabell 3: E-modul for Leca sammenlignet med moduler for Hovinmoen grus og Åndalen pukk. Tolket fra sykliske treaksforsøk.

Middel spenning (kPa)	E-modul fra sykliske treaksforsøk (MPa)			
	Leca 10-20	Leca 0-32	Grus 0–22	Pukk 0–22
50	110	250	110	290
100	200	350	160	350
150	210	450	210	410

Tabell 5: Brudd og friksjonsvinkler (statiske skjærstyrke-parametre) for Leca lettklinker 0-32 fra statiske treaksforsøk.

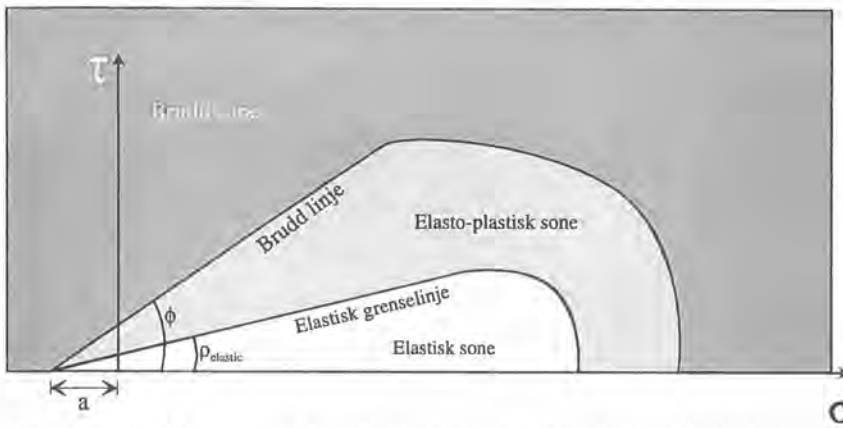
friksjon ved brudd	$\tan\varphi_b = 1.02$	$\varphi_b = 45$
karakteristisk friksjon	$\tan\varphi_k = 0.85$	$\varphi_k = 41$
attraksjon		a = 0 kPa

Statiske treaksialforsøk på Leca Lettklinker 0-32 ble utført av NGI i 1990. De tolkete brudd- og friksjonsvinklene fra statiske forsøk må ikke forveksles med grensevinkler fra sykliske treaksialforsøk. Statisk bruddverdi ligger høyere enn den sykliske. Statisk verdi er nyttig for stabilitetsberegninger og lignende, men er i liten grad relevant for å vurdere oppførsel til konstruksjoner utsatt for trafikkbelastning.

Elastisk grensevinkel er en viktig parameter fordi det i hovedsak er to mekanismer som bidrar til permanente deformasjoner i lettklinker:

- Omlagring av korn på grunn av skjærspenninger når den elastiske grense overskrides.
- Nedknusing av korn som følge av høye middelspenninger.

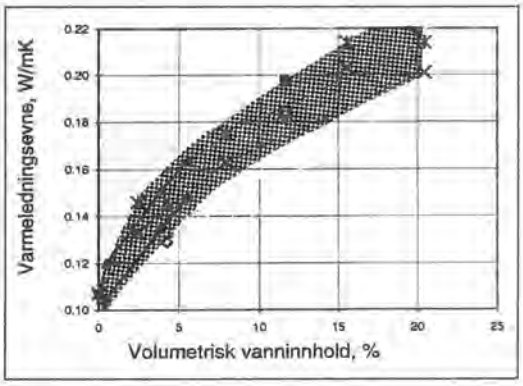
Figur 8 illustrerer hva som menes med elastisk sone og grensevinkel for elastisk tilstand. Elastisk grensevinkel, ρ_{elast}, og bruddvinkel, ϕ, er bestemt fra sykliske treaksialforsøk.



Figur 8: Brudd- og grenseflater for lettklinker. Verdier for bruddvinkel, ϕ, og grensevinkel, ρ_{elast}, for elastisk tilstander gitt i Tabell 4.

Tabell 4: Grensevinkler for brudd, ϕ, og elastisk tilstand ρ_{elast}, for Leca lettklinker, grus og pukk fra sykliske treaksforsøk. Resultatene er tolket med en tilsynelatende attraksjon, a = 100 kPa for å forenkle sammenligning mellom materialene.

Grense-vinkler	Leca Iso 10 – 20 mm	Leca Lettklinker 0 – 32 mm	Grus, Hovinmoen 0 – 22 mm	Pukk, Åndalen 0 – 22 mm
ϕ	18	25	24	37
ρ_{elast}	11	21	10	18



Figur 9: Varmeledningsevne, λ_{10}, for Leca Lettklinker ved 10°C.

BELASTNINGSFORSØK

Forsøksfeltet ligger på en vektstasjon sør for Trondheim. Alle tunge kjøretøyer på vei nordover som blir kontrollert kjører over feltet. Dette gir et stort antall tunge kjøretøyer som står for den generelle trafikkbelastning på konstruksjonen. Alle overfarter blir logget slik at man har kontroll på hvor mange tunge aksler som har passert over feltet.

I tillegg til logging av all tilfeldig trafikk er det utført flere målinger med kontrollert last på lastebil hvor man også har kontroll med hvor i kjørebanen hjulene er plassert. Hastigheten har vært omkring 30 km/t. Dette gir en kontrollert belastningssituasjon som er mulig å sammenligne med beregninger av spenningsfordeling og deformasjoner i konstruksjonen. Det er også gjort bæreevnemålinger med fallodd samt platebelastningsforsøk.

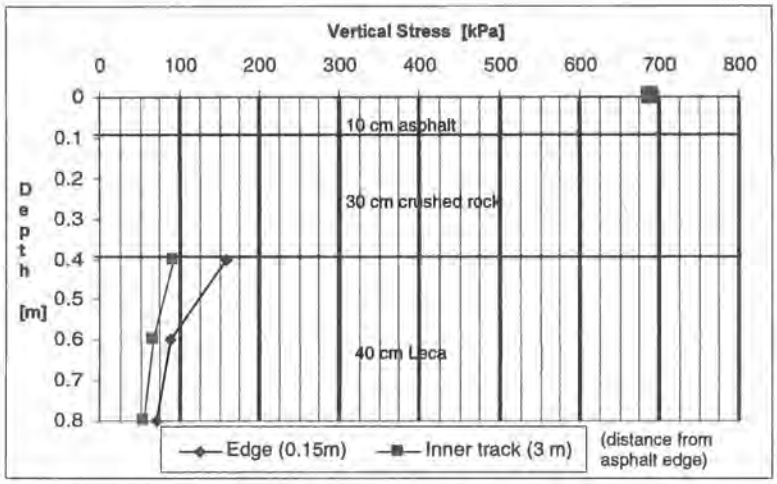
UTVALG AV MÅLERESULTATER

Som et eksempel på måleresultater er det tatt utgangspunkt i målinger den 14. juni 2000 hvor alle verdier tilsvarer last fra høyre bakhjul med hjullast ca 6 250 kg. Aksellasten var hele 12 300 kg. Viste verdier er et middel av 10 overfarter i samme spor.

Spenninger:
Figur 10 viser spenningsfordeling nedover i grunnen avlest idet lasten passerer rett over sensoren. Figuren viser resultater for både indre- og ytre spor. Spenninger ved overflaten tilsvarer omtrent luftrykket i hjulene, men for lettklinkeren er det totallasten som er av betydning og ikke spenningsnivået under hjulet.

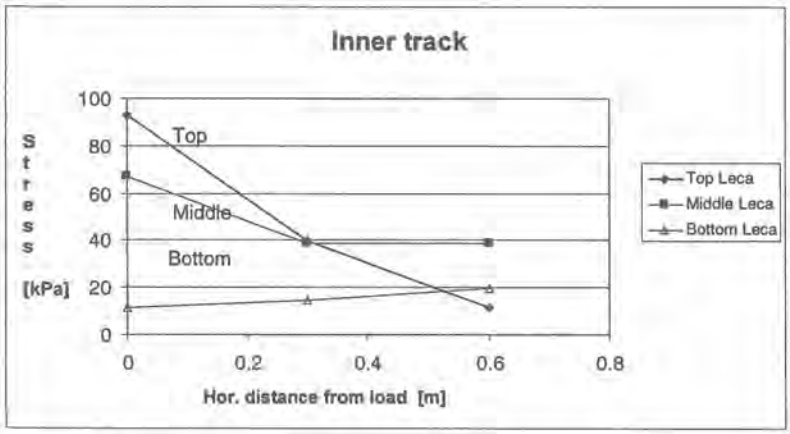
Spenningene øverst i lettklinkerlaget er større ute ved kanten enn langs indre spor. Dette viser at mindre innspenning gir mindre skjæroverføring og dermed mindre lastdistribusjon. Noe skyldes også at asfalten fungerer som en lastfordelende plate, og når man kjører på kanten av asfalten fordeles lasten over et mindre område rett under asfalten.

Største målte spenning på lettklinkeren er ca 160 kPa for denne lasten når hjulet passerer helt ute på asfaltkanten, og 100 kPa når hjulet passerer i indre spor. Det vil si at liten innspenning (smal skulder) og ekstreme laster nær asfaltkanten kan gi spenningsnivå omkring området for nedknusing i følge laboratorieundersøkelsene. Til sammenligning ble det for høyre framhjul hvor hjullasten var ca 2 900 kg, målt maksimale spenninger på omkring 100 kPa langs kant og 60 kPa for indre spor.



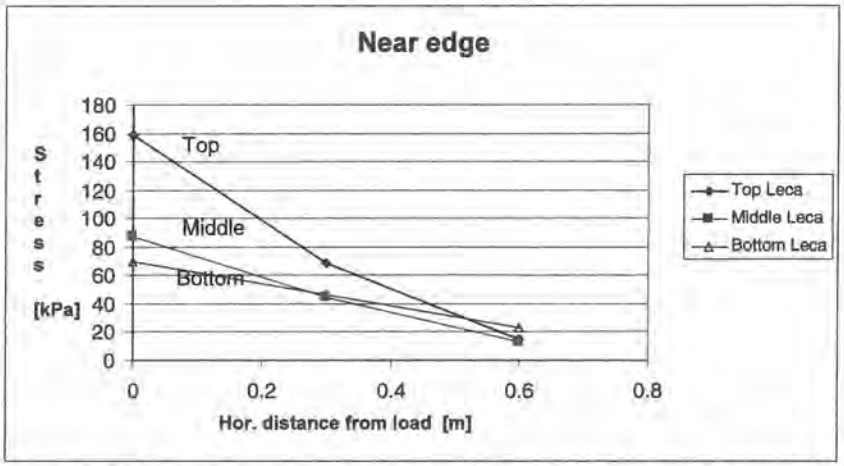
Figur 10: Målt vertikal spenning ved passering rett over sensorer.

Da det også er utført overfarter til side for sensorene, er det mulig å studere hvordan spenningene fordeler seg mot siden nedover i konstruksjonen. Dette er vist som eksempel for sensorene i indre spor i figur 11. Man kan se at i overkant av lettklinkerlaget er det nesten ikke spenninger 0,6 m til side for lasten, mens det i bunn av lettklinkerlaget er like store spenninger 0,6 m til side for lasten som direkte under lasten. Dette bekrefter at lettklinkeren har brukbare lastfordelende egenskaper. Beregninger basert på elastisk stivhet fra laboratorieforsøkene gir at Leca 10-20 får lastfordelingskoeffisient 1,0.



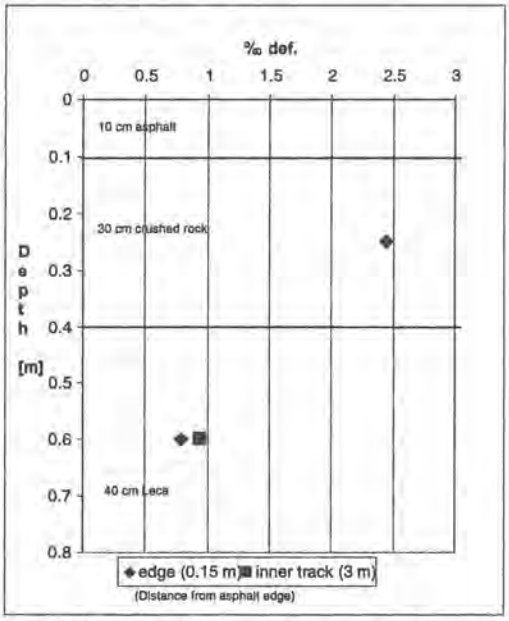
Figur 11: Målt vertikal spenning langs indre spor ved ulik horisontal avstand til sensor.

Tilsvarende avlesninger kan settes sammen for sensorene langs kanten, og dette er vist i figur 12. Spenningene er større rett under lasten, og spenningene avtar raskt til side for belastningspunktet. Lastdistribusjonen er altså bedre ved indre spor enn langs kanten.



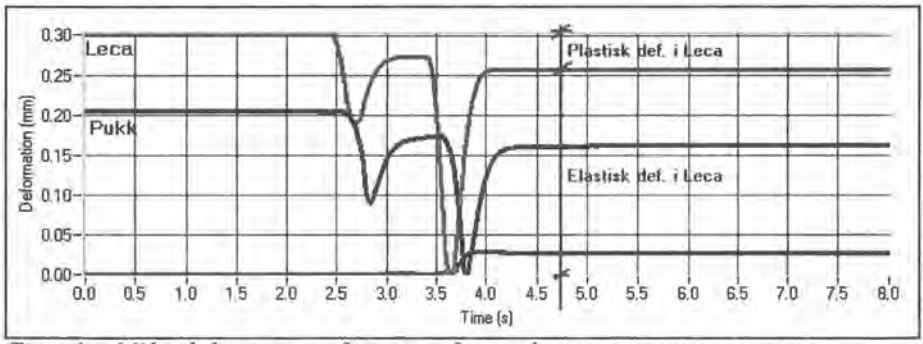
Figur 12: Målt vertikal spenning langs asfalt kant ved ulik horisontal avstand til sensor.

Tøyninger:
De gjennomsnittlige vertikale tøyningene er målt over pukklag og lettklinkerlag vist i figur 13 målt idet lasten passerer rett over sensorene. Tøyningene i lettklinkerlaget er vesentlig lavere enn i pukklaget, noe som stemmer godt overens med at spenningene også er lavere lengre nedover i konstruksjonen.

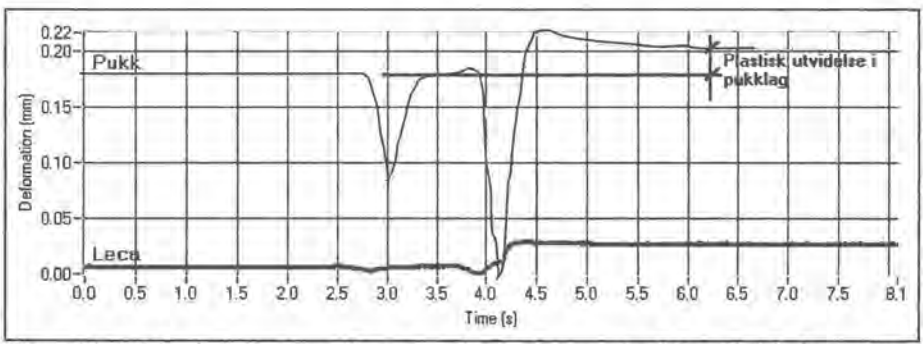


Figur 13: Målt total vertikal tøyning ved passering rett over sensorer.

Tøyningene kan deles i en elastisk og plastisk del for hver enkelt overfart som vist på figur 14. Figuren viser en målekurve/logging for deformasjonsmålerne fra en overfart over feltet med passering rett over sensorene. Det viser seg imidlertid at den plastiske delen av deformasjonene heller ikke er varige deformasjoner. Deformasjonene går tilbake når et hjul passerer noe til side for forrige passering. Dette er vist på figur 15 for en passering 0,6 m til side for sensorene. Disse små plastiske deformasjonene i materialet fra en overfart gir altså ikke nødvendigvis varig spordannelse på overflaten eller økt komprimering av materialet. Tilsvarende observasjoner er også gjort på felt 2 med tradisjonelle vegbyggingsmaterialer.

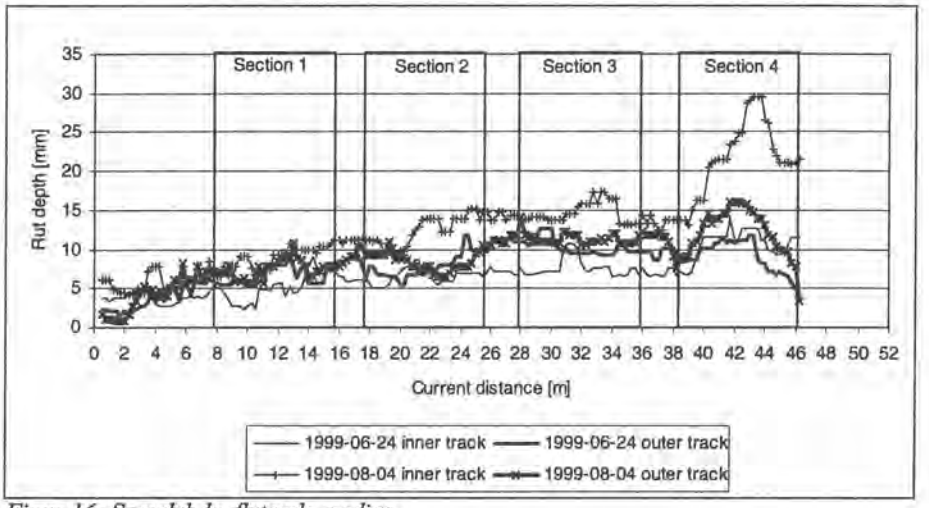


Figur 14: Målte deformasjoner fra en overfart med passering rett over sensor.



Figur 15 : Målte deformasjoner fra en overfart med passering 0,6 m til side for sensor.

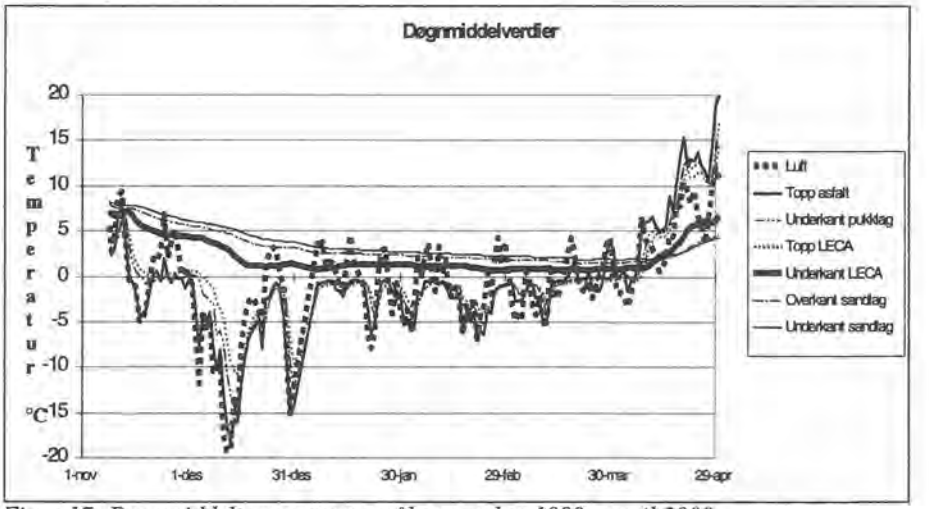
Spor/jevnhet:
Det blir jevnlig utført spormålinger over feltet. Spormålinger utført i 1999 er vist på figur 16. Målinger utført i 2000 er dessverre ennå ikke ferdigbehandlet. Det er til nå registrert relativt lite spordannelse som nesten ikke er kan sees med øyet på seksjon 1 –3. Målt spordannelsen er omtrent like stor for seksjon 2 med tradisjonelle vegbyggingsmaterialer som for seksjon 3 hvor det er benyttet lettklinker i nedre forsterkningslag. En stor del av den målte spordannelsen oppsto i hovedsak rett etter ferdigstillelse av prøvefeltet, og antas å skyldes etterkomprimering da det ble benyttet relativt lett utstyr til komprimering for ikke å skade instrumenteringen.



Figur 16: Spordybde, flytende median.

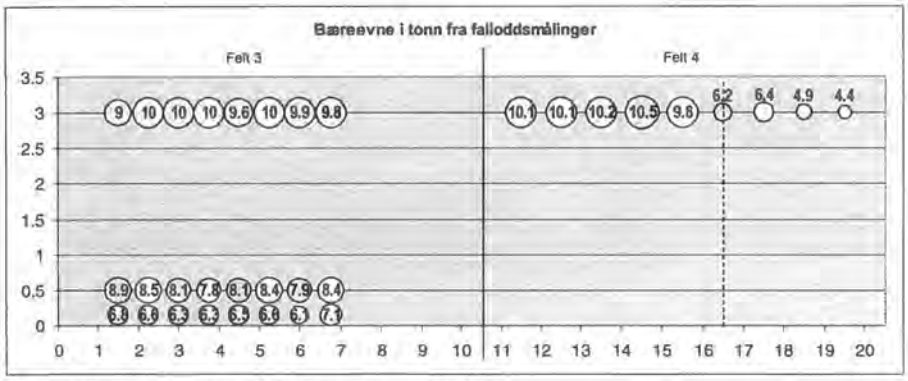
For seksjon 4, hvor det gradvis er mindre overdekning over lettklinkerlaget, er det registrert betydelig spordannelse over den svakeste delen. Det er registrert antydning til noe oppsprekking av asfalten, men det er ikke synlig brudd i konstruksjonen. Spordannelsen på dette partiet oppsto også i hovedsak relativt tidlig etter ferdigstillelse av vegen, og mye av deformasjonene kan skyldes etterkompaktering. Årsaken til spordannelsen vil bli analysert nærmere under oppgraving av forsøksfeltet.

Temperatur:
Temperaturmålinger fra vinteren 1999/2000 er vist på figur 17. Målingene viser at det ikke ble frosset gjennom lettklinkerlaget. Total frostmengde er beregnet til ca -10 000 h°C målt i luft. Dimensjonerende frostmengde for returperiode 10 år for Trondheim er -13 200 h°C. For returperiode 5 år er dim. frostmengde –11 100 h°C.



Figur 17: Døgnmiddeltemperaturer målt november 1999 - april 2000.

Bæreevne:
Det er også utført bæreevnemålinger med fallodd. Resultater fra en måling i 1999 er vist på figur 18 og viser at konstruksjonen har målt bæreevne på ca 10 tonn tillatt akseltrykk for indre spor. Bæreevnen avtar mot kanten slik at ytre hjulspor har målt bæreevne omkring 8-9 tonn og langs asfaltkanten ca. 6-7 tonn akseltrykk.



Figur 18: Bæreevne fra falloddsmålinger 1999.

VIDERE ARBEID

For tiden utføres det numeriske analyser av konstruksjonen som sammenholdes med måleresultatene. Resultatene fra dette arbeidet er ennå ikke klart, men hensikten er å finne parametre for lettklinkeren som kan benyttes for dimensjonering og optimalisering av konstruksjoner med lettklinker.

Neste vår vil feltet bli gravd opp og prøver av materialene vil bli analysert på nytt i laboratoriet. Lettklinkeren vil bli vurdert med hensyn til nedknusing. Det er også planlagt platebelastningsmålinger nedover i konstruksjonen som kan sammenlignes med tilsvarende målinger fra oppbyggingen.

Et vesentlig problem med isolerte vegkonstruksjoner har vært fare for uventet ising på overflaten. Det gjenstår fremdeles en del analyser omkring denne problemstillingen, men resultatene så langt tilsier ikke at dette er noe problem for veg isolert med lettklinker i nedre del av forsterkningslaget.

Det er utarbeidet rapporter som omhandler resultater fra uttesting i laboratoriet, samt en byggerapport og foreløpig datarapport fra feltforsøket. Det vil også bli utarbeidet en sluttrapport for feltforsøket etter oppgraving i 2001.

FORELØPIG KONKLUSJON

Endelige konklusjoner med bakgrunn i feltforsøket er ennå ikke utarbeidet. Noen erfaringer så langt kan likevel oppsummeres;

- Løs Leca har elastisk stivhet og motstand mot permanente deformasjoner på linje med tradisjonelle vegbyggingsmaterialer.
- Konstruksjonen, som er bygd med 30 cm pukk og 10 cm asfalt over 40 cm lettklinker 10-20 mm, har ikke fått synlige skader på overflaten.
- Det er viktig med god innspenning av materialet, dvs. god sidestøtte/overdekning mot kanten. Dette kan ordnes med god sidefylling utenfor lettklinkeren, men sannsynligvis kan man også får en bedring ved bruk av jordarmering.
- Materialene i vegkonstruksjonen, både pukk og lettklinker, får både elastiske og plastiske deformasjoner fra en enkelt overfart uten at dette nødvendigvis fører til varige deformasjoner på overflaten eller i konstruksjonen for øvrig.
- Konstruksjonen er lettere enn en tradisjonell vegkonstruksjon.
- Konstruksjonen har betydelig større motstand mot frostnedtrengning enn tilsvarende like tykk konstruksjon med kun grus/pukk.

De to siste punktene tilsier at en vegkonstruksjon med lettklinker kan bygges med tynnere frostsikringslag og likevel gi tilstrekkelig motstand mot frostnedtrengning. Dette kan gi innsparinger ved mindre massetransport/masseskifting på anleggene. I tillegg vil konstruksjonen blir relativt lett og egne seg godt både ved rehabilitering av eksisterende veger og bygging på setningsømfintlig jord.

REFERANSER

1. "Environmentally friendly insulation products for the construction and building business. Summary report SP1: Leca frost protection in roads, railways and ditches." SINTEF report STF22 F00601, Trondheim 2000.
2. "Exclay Internordic Geoproject, Field test at Sandmoen, Norway - Construction and instrumentation ". SINTEF rapport STF22 F00612, Trondheim 2000.
3. "Exclay Internordic Geoproject, Field test at Sandmoen, Norway - Preliminary test results". SINTEF rapport STF22 F00603, Trondheim 2000.
4. "Frostsikring av veg med Leca lettklinker". Arnstein Watn, SINTEF og Arnfinn Emdal, NTNU. Artikkel i Kommunalteknikk nr. 10/2000.
5. "MiljøIso-prosjektet. Leca isolasjon i veg og bane. Storskala laboratorieforsøk". SINTEF rapport STF22 F99603, Trondheim 1999.
6. "MiljøIso-prosjektet. Leca isolasjon i veg og bane - Laboratorieundersøkelser av mekaniske egenskaper". SINTEF rapport STF22 F98607, Trondheim 1998.
7. "MiljøIso-prosjektet. Leca isolasjon i veg og bane - Stivhet av Leca. Laboratorieforsøk i storødometer." Rapport O98.02.01 fra NTNU Institutt for Geoteknikk, Trondheim.
8. "MiljøIso-prosjektet. Leca isolasjon i veg og bane. Sykliske treaksforsøk på løs Leca". SINTEF rapport STF22 F98619, Trondheim 1998.

9. "MiljøIso-prosjektet. Leca isolasjon i veg og bane. Tilstandsundersøkelse av Leca-fylling på riksveg 753 i Nord-Trøndelag". SINTEF rapport STF22 F98648, Trondheim 1998.
10. "MiljøIso-prosjektet. Måling av fukt og varmetekniske egenskaper til løs Lettklinker", Trondheim 1998, Rapport fra Norges byggforskningsinstitutt til as Norsk Leca.
11. "MiljøIso-prosjektet. Leca isolasjon i veg og bane - termiske analyser". SINTEF rapport STF22 F98645, Trondheim 1998.
12. "Optiroc, Internordisk Geoprosjekt, Leca - Isolasjon i veg og bane. Analyse av spenningsforholdene i storskala laboratorieforsøk". SINTEF rapport STF22 F99619, Trondheim 1999.
13. "MiljøIso-prosjektet. Leca isolasjon i veg og bane - Forstudie". SINTEF rapport STF22 F97663, Trondheim 1997.
14. "Leca in road construction works - materials and application, State-of-the-art in Norway". Memo to Participants Leca seminar, Oslo 1998.
15. "Frostforsøk -Leirsund. Resultater fra fryseforsøk". NGI Rapport 980011-1, 15 juni 1998.
16. "Skjærstyrkeegenskaper for Leca lettklinker" NGI Rapport 900025-1, 10 mai 1990.
17. "Frostmotstand for jernbanefyllinger. Fullskalaforsøk for NSB Gardermobanen". Lars Andresen NGI, Artikkel til Geoteknikkdagen 1998.
18. "Sikring mot teleskader". Frost i Jord nr 17. Oslo November 1976.

LANGE STÅLRØRSPELER SOM FRIKSJONSPELER FOR BRUFUNDAMENTER. RAMMING MED DIESELLODD OG HYDROHAMMER. ERFARINGER FRA SYKKYLVSBRUA.

Long steel tube friction piles for bridge foundation. Pile driving with diesel- and Hydrohammers. Experiences from the Sykkylven Bridge, Norway.

Seksjonsleder, siv.ing. Ola Ellingbø
Norconsult AS, Sandvika

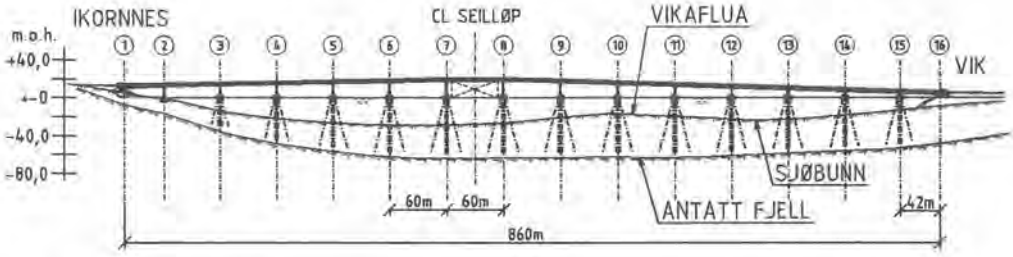
SAMMENDRAG

Sykkylvsbrua er 860 m lang og krysser en fjordarm fra Ikornnes til Vik i Sykkylven kommune i Møre og Romsdal. Grunnundersøkelser viste at det var grunn til å anta at stålrørspeler ville oppnå tilstrekkelig bærevne som såkalte "svevende peler", bæring ved en kombinasjon av spissmotstand i faste løsmasser og sidefriksjon langs pelen. Lukkede stålrørspeler ble rammet med to typer lodd, Hydrohammer IHC S-90 og dieselloddene Delmag D62 og D46. Det ble totalt rammet 126 peler på vanndyp inntil 30 m, samlet ca. 6300 løpemeter, hvorav 3500 lm i løsmasser. Det ble gjennomført målinger med Pile Driving Analyzer (PDA) i flere omganger og ved ramming med begge typer lodd. Disse målingene ga verdifulle resultater for netto tilført rammeenergi til peletoppen, mens bæreevne bestemt med PDA må benyttes med forsiktighet. Artikkelen viser hvorledes tett og omfattende oppfølging av pelearbeidene la grunnlag for å kunne optimalisere stoppkriteriene for pelerammingen under utførelsen. Dette resulterte i totale besparelser i størrelsesorden over 1 mill. kroner.

SUMMARY

The Sykkylven Bridge is 860 m long, crossing a fjord from Ikornnes to Vik in the municipality of Sykkylven on the west cost of Norway. Interpretation of the ground investigations showed that required bearing capacity was expected for driven steel tube piles as a combination of end bearing in firm soil and skin friction along the pile shaft. Two different types of hammers, the Hydrohammer IHC S-90 and the diesel-hammers Delmag D62 and D46 were used to drive steel tube piles with closed end. A total of 126 piles were driven at a water depth of up to 30 m, making a total of app. 6,300 meters of piles, of which 3,500 meters were in soil. Pile Driving Analyzer (PDA) was frequently used on piles driven by both types of hammers. These measurements gave valuable results on net energy transferred to the pile top, while the bearing capacity calculated by the PDA should be used with caution. The article shows how comprehensive supervision by the consultant, made it possible to optimize the criteria for the piling based on experiences gained during execution, resulting in cost savings of more than 1 mill. NOK.

1. KORT OM PROSJEKTET



Figur 1: Oppriss av brua

Sted: Sykkylven kommune, Møre og Romsdal.
Byggherre: Statens vegvesen Møre og Romsdal.
Prosjektleder: Halgeir Brudeseth (SvMR).
Rådgivende ingeniør byggeteknikk og geoteknikk: Norconsult.
Entreprenør: Selmer ASA.
Brulengde: 860 m.
Seilingsløp: Høyde 16 m, bredde 48 m.
Fundamenter: Landkar direktefundamentert.
1 sålefundament på land.
13 pelefundamenter i sjøen med største vanndybde ca. 30 meter. Totalt 126 peler og 6300 lm, hvorav 3500 lm i løsmasser. Største pelelengde 68 m (40 m i løsmasser). Opprinnelig antatt ca. 6000 lm peler, dvs. kun ca. 5% økning.
Ingen peler gikk til berg. Kun én vrakpel som følge av brudd i sveiseskjøt.
Prosjektkostnad inkl. mva: 140,6 mill. kr (innenfor budsjett).
Byggeperiode: Februar 1999 – oktober 2000. Ferdigstilt ca. 2 måneder før opprinnelig plan.

2. FORUTSETNINGER FOR PELEARBEIDENE

2.1 Grunnforhold

Grunnundersøkelser var utført allerede i 1987 og bestod av fjellkontrollboringer, dreiesonderinger, ramsonderinger og prøvetaking. Enkelte supplerende boringer ble utført i 1998.

Løsmassemektigheten øker fra 10-12 m på Ikornnes til 45-50 m midt i fjorden (Vikaflua) for så å avta til vel 30 m på Vik. Sedimentene består av:

- Et løst topplag av 0-5 m tykkelse bestående av sand langs mesteparten av traseen, utenom på Vikaflua, der grove steinmasser og enkelte blokker finnes på sjøbunnen.
- En 6-40 m tykk sedimentpakke med vekslende lag av sand, grusig sand og sandig grus av varierende mektighet og fasthet, hvorav enkelte meget faste lag.
- Et 3-15 m tykt lag av fast/meget fast morene over berg.

Vanndybden er 12-13 m på toppen av Vikaflua, mens største vanndybde er ca. 30 m på det dypeste partiet mellom Ikornnes og Vikaflua.

2.2 Anbudsgrunnlag

Anbudsgrunnlaget var basert på rammede stålrørspeler med diameter min. 813 mm og godstykkelse min. 14,2 mm, stål S355. Det ble antatt at pelene ville oppnå stoppkriterium i løsmasser, men muligheten for at enkelte peler kunne treffe blokk i massene, eller nå ned til berg, medførte at pelene ble påsveiset hul fjellspiss for eventuell sprenging av blokk eller etablering av fjellfeste. Ingen av disse mulighetene kom til utførelse.

Kravet til rørdimensjon ble satt ut fra beregning av karakteristisk bæreevne i henhold til Janbus rammeformel (Peleveiledningen formel 7-5) og forutsatt bruk av fallodd med loddvekt 100 kN og fallhøyde 1,2 m. Dette ble valgt som utgangspunkt for anbudsbeskrivelsen da flere entreprenører disponerer slikt rammeutstyr. Kravet til dimensjonerende bæreevne var 4000 kN og ekvivalent materialfaktor, γ_e=1,6 (Peleveiledningen tabell 1.2).

Nesten alle pelene skulle rammes med helning 4:1. Kravet til netto tilført rammeenergi i peleaksens retning ble satt til 84 kNm/slag ut fra redusert virkningsgrad for skrå ramming med fallodd lik 0,7. Det ble gitt åpning for bruk av annen type lodd enn fallodd.

Det ble stilt krav til at peleanalysatormålinger (PDA) skulle gjennomføres etter bestilling fra byggherren og til gitte enhetspriser.

2.3 Valgt rammeutstyr

Selmer, som vant kontrakten, forutsatte bruk av to typer lodd, nemlig Hydrohammer IHC S-90 og diesellodd Delmag D62-22. Senere ble også et mindre diesellodd, Delmag D46-32, benyttet til produksjonsramming i en kortere periode.

Planen var å benytte IHC loddet til ansett og første del av rammingen, mens den avsluttende kriterierammingen skulle utføres med dieselloddet.

Viktige tekniske spesifikasjoner for Hydrohammer IHC S-90 (oppgitt av produsenten):

- Maksimum rammeenergi (netto, målt i pelen); 90 kNm/slag
- Minimum rammeenergi (netto); 3 kNm/slag
- Vekt av bevegelig del; 4500 kN
- Slagfrekvens; 50 slag/minutt

Viktige tekniske spesifikasjoner for diesellodd Delmag D62-22 (oppgitt av produsenten):

- Maksimum rammeenergi (brutto); 219 kNm/slag ved 35 slag/minutt
- Minimum rammeenergi (brutto); 107 kNm/slag ved 50 slag/minutt
- Vekt av bevegelig del; 6200 kN
- Slagfrekvens; 35 – 50 slag/minutt

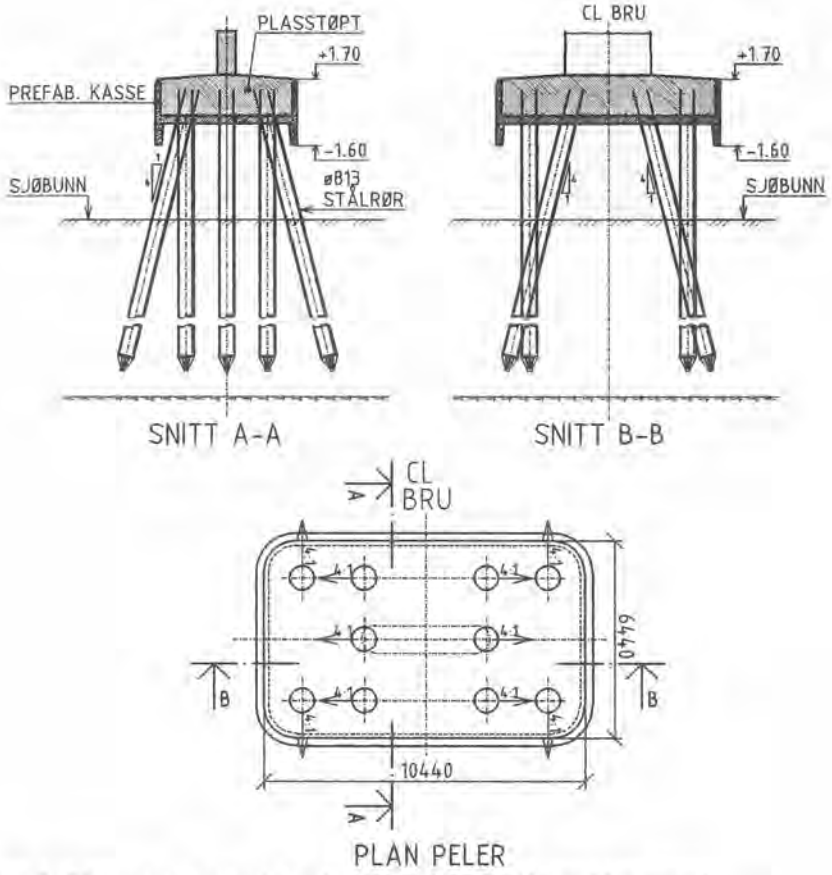
Selmer la fram dokumentasjon på virkningsgrad/netto rammeenergi fra tidligere anlegg (PDA målinger). Målingene var utført på skråpeler 4:1, tilsvarende som prosjektert for

Sykkylvsbrua. Disse viste netto tilført rammeenergi opp til 87 kNm/slag for Hydrohammer IHC S-90 og 80 kNm/slag for diesellodd Delmag D62.

Selv om dieselloddet ut fra dette kunne synes å gi litt lavere rammeenergi enn kravet på 84 kNm/slag, ble begge loddene godkjente til kriterieramming forutsatt at den innledende rammingen og PDA målinger viste tilfredsstillende resultater. Resultatene fra målinger utført under peleramming, viste at Delmag D62 loddet greide rammeenergikravet med god margin mens IHC loddet ikke gjorde det. Begge loddene ble imidlertid funnet akseptable for kriterieramming.

3. FUNDAMENTLØSNING

De 13 brufundamentene ute i Sykkylvsfjorden står på pelegrupper av henholdsvis 8 og 10 stålrørspeler. Pelene er ført opp til sjønivå hvor de er bundet sammen av et støpt pelehode. Plan og snitt av en 10 pels gruppe, med pelehode, er vist i figur 2.



Figur 2: Plan og snitt av typisk pelegruppe. 10 peler (11 av 13 grupper)

Pelehodet ble etter forslag fra Selmer, utført som prefabrikkerte betongkasser. Disse ble produsert på land, like ved anlegget. Utsparinger i bunnen, for innføring av pelene, ble

tilpasset hver enkelt fundamentkasse etter at pelene i gruppen var ferdig rammet og virkelig peleplassering var kjent. Fundamentkassene, som veide ca. 150 tonn, ble løftet på plass på pelegruppene med en stor, flytende kran. Etter at det var tettet rundt pelegjennomføringene i bunnen av fundamentkassen, ble pelene lenset og støpt ut tørt. Deretter ble selve pelehodet støpt ut. Denne løsningen ga besparelser både for byggherren og entreprenøren.

4. RAMMEPROSEDYRER / STOPPKRITERIER

4.1 Generelt

Pelerammingen ble nøye fulgt opp av Norconsult ved flere opphold på anlegget, samtidig som PDA målinger ble utført og byggherren i tillegg hadde engasjert GeoVest for uavhengig kontroll og diskusjonspartner for oss under vurderingen av pelingen og pelenes bæreevne. Det nære og gode samarbeidet mellom byggeledelsen, Norconsult og GeoVest la grunnlag for flere justeringer av ramme- og stoppkriteriet etter hvert som man vant erfaringer med de lokale grunnforholdene og de to loddtypene. Den omfattende oppfølgingen og gjennomgangen av konklusjonene, muliggjorde også bruk av lavere sikkerhetsfaktorer og derav høyere bæreevne/kortere peler etter hvert som arbeidene/forholdene ble dokumentert. Dette resulterte i betydelig lavere pelekostnader enn hva tilfellet hadde blitt uten en slik tett oppfølging. Besparelsene lå i størrelsesorden over 1 mill. kroner.

Anbudsbeskrivelsen var basert på Prosesskoden med sluttramming (kriterieramming) i faste masser med slagserier á 10 slag. Så korte slagserier er egnet for vanlige fallodd, men ikke for Hydrohammeren og dieselloddet.

Hydrohammeren har en rask slagtakt (50 slag/min.) hvilket gjør det urasjonelt (unødig tidkrevende) å stoppe for synkmåling for hvert 10. slag all den tid pelespissen ikke står på berg og skrens er en aktuell problemstilling. Et annet forhold som taler mot korte slagserier, er at de første 2-3 slagene trengs for å justere inn ønsket rammeenergi. Få slag gir dermed større unøyaktighet i midlere rammeenergi for slagserien, mens synk måles for slagserien totalt. Synk per slag er følgelig midlere synk per slag for en serie og må sammenlignes med midlere rammeenergi for slagserien. Skal det kriterierammes med pelespissen på berg, må imidlertid serier á 10 slag benyttes.

Dieselloddet trenger 3-4 slag for å opparbeide full rammeenergi. Etter at det stenges av gir det 1-2 slag ekstra med avtakende rammeenergi. Midlere rammeenergi for en serie på kun 10 slag blir derfor svært usikker å anslå. For å kontrollere om tilstrekkelig rammeenergi er tilført pelen, må slagtakten registreres og protokolleres for hver slagserie. Lavest slagtakt (slag per minutt) angitt av produsenten tilsvarer maksimal rammeenergi. Kriteriet for stoppslagning må følgelig gis i form av synk/slag knyttet opp mot slagtakt lavere enn en gitt verdi for valgt lengde av en slagserie (antall sekunder). Slagserier på 10 slag er derfor totalt uegnet for sluttramming med diesellodd. Diesellodd er også uegnet for kriterieramming av peler med spissen på berg.

Kontrakten var basert på avregning av hard ramming i serier á 10 slag (prosess 83.2353). Da dette var en uegnet enhet for de aktuelle loddene, ble det etter diskusjon med entreprenøren, oppnådd enighet om å endre avregningsenheten fra serier á 10 slag til serier á 25 slag for Hydrohammeren og serier á 40 sekunders ramming for dieselloddet. Prosesskodens betegnelse "normal ramming", som definerer hvilken

minste rammeenergi som skal være benyttet før tillegg for hard ramming kommer til anvendelse, ble definert som 70% av krevet minimum sluttrammingsenergi, her 60 kNm/slag.

4.2 Stoppslagning for peler med spissen i faste masser

Innledningsvis ble stoppkriteriet bestemt ut fra krevet bærevne beregnet etter Janbus rammeformel og med γ_e=1,6 for bruddgrensetilstanden og 1,1 for ulykkesgrensetilstanden (skipspåkjørsel, hvilket var dimensjonerende for enkelte peler). Det kan gjerne hevdes at det for ulykkesgrense kan regnes med γ_e=1,0. Så lavt ønsket vi imidlertid ikke å gå.

Innledningsvis ble det benyttet et stoppkriterium med synk maksimalt 1,0 mm per slag, hvilket er meget strengt. Som følge av tett oppfølging av pelearbeidene og gjennomføring av PDA målinger, fant vi å kunne redusere γ_e til 1,5 samtidig som sluttsynk 1,0 mm ble funnet å være unødvendig strengt.

Følgende stoppslagningskriterier ble til slutt valgt:

Lodd	Slagserier	Rammeenergi	Sluttsynk
Hydrohammer IHC S-90	Serier á 25 slag.	Minimum 84 kNm/slag, dvs. minimum 88 kNm/slag avlest på kontrollpanelet.*)	2,0 mm/slag
Diesellodd Delmag D-62	Serier á 40 sekunder.	Antall slag for en serie er lik eller lavere enn 25.	2,0 mm/slag

*): Basert på sammenligning mellom netto rammeenergi målt i pelen med PDA og tilhørende avlesninger på kontrollpanelet i peleriggen.

Tabell 1: Stoppslagning av peler med spiss i faste masser

Det ble foretatt bevegelsesmålinger (Peleveiledningen figur 7.5) under sluttramming for samtlige peler.

4.3 Dilatans

For kontroll av mulig dilatans i løsmassene, ble innledningsvis flere peler etterrammet etter et spesielt kriterium. Da det ikke ble påvist dilatans i de først rammede pelegruppene, ble kontrollen senere utført ved at minst to peler i hver pelegruppe ble etterrammet etter dette kriteriet. Det ble ikke påvist dilatans for noen av pelene.

Dilatans vil medføre falsk stor rammemotstand under sluttrammingen som følge av porevolumsøkning og derav sug i massene under pelespissen. Etter utjevning av dette suget i porevannet, vil motstanden mot nedtrengning av pelen avta (spissmotstanden reduseres). For å avsløre eventuell dilatans under pelespissen ble etterramming utført tidligst 12 timer etter sluttramming. Det ble rammet korte serier, 5 slag per serie med registrering av synk for hver serie og bevegelsesmåling for alle slagene. Dilatans ville da vises ved større synk per slag for første del av etterrammingen enn for den forutgående stoppslagningen. Serier à 5 slag har sammenheng med det som er redegjort for tidligere vedrørende oppstart og avslutning av rammeserier. Ved ramming med hydrauliske fallodd, der full rammeenergi oppnås fra første slag, vil det for kontroll av

dilatans være naturlig å registrere synk for hvert 1-2 slag under starten av etterrammingen.

4.4 Stoppkriterium etter lengde pel i løsmasser

I tillegg til ovenfor omtalte stoppkriterier basert på rammeenergi og sluttsynk, ble det etablert et alternativt kriterium ut fra lengden av pelen i løsmasser. Bakgrunnen for dette kriteriet var beregning av bæreevne ut fra statisk bæreevneformel (Peleveiledningen kapittel 7.1). Opplegget var slik at peler som ikke hadde oppnådd stopp i henhold til kriteriet for stoppslagning i faste masser, ble avsluttet når pelespissen hadde nådd ned til fastsatt dybde i løsmasser. Innledningsvis ble dette kriteriet ikke koblet mot rammeenergi/sluttsynk. Ved senere optimalisering av pelelengde/bæreevne ble dybdekravet koblet mot et krav til minimum rammemotstand under sluttrammingen for å sikre nødvendig spissmotstand. Grunnlaget for dette er nærmere redegjort for i det følgende. Det var her de største økonomiske gevinstene ved den omfattende oppfølgingen av pelearbeidene lå:

- Innledningsvis:
  Krav til karakteristisk bæreevne: 4000x1,6=6400 kN.
  Nødvendig dybde i løsmasser ble beregnet til 36 m ut fra sidefriksjon "middels til fast lagret" og friksjonsvinkel i massene ved spissen ca. 36^0.
- Kravet ble senere endret til 33 m da vurdering av flere tilgjengelige rammedata, inkludert PDA målinger, gjorde at vi fant å kunne beregne ut fra sidefriksjon fast og spissmotstand ut fra friksjonsvinkel $36\text{-}37^0$.
- En tid etter at kriteriet ble fastsatt til 33 m, ble det foretatt PDA målinger og CAPWAP analyser for et par peler under store deler av nedrammingen. Ut fra CAPWAP analyser ble total sidefriksjon beregnet til minst 200 kN høyere enn beregninger etter Peleveiledningen gir for "fast lagrede masser". Tilsvarende sidefriksjonsberegning for en annen pel ut fra PDA og CAPWAP ga sidefriksjonskraft hele 700 kN høyere enn Peleveiledningens "fast lagrede masser".

  Ved å kombinere kravet til minimum pelelengde i løsmasser med et krav til minimum rammemotstand (rammeenergi/syk) under den avsluttende rammingen, fant vi å kunne beregne spissmotstanden med en friksjonsvinkel på minst 37^0 (sannsynlig verdi noe høyere).

  På bakgrunn av den omfattende dokumentasjonen som på dette tidspunkt lå bak vurderingen av nødvendig pelelengde i løsmasser, ble kravet til ekvivalent materialkoeffisient redusert til γ_e=1,5. Krevet karakteristisk bæreevne ble da 6000 kN.

  Disse vurderingene førte til at 30 m i løsmasser ble satt som kriterium forutsatt at synk for den siste delen av rammingen var mindre enn 4,0 mm/slag med netto tilført rammeenergi minst 70 kNm/slag.

For hver pel ble rammemotstand (netto rammeenergi/synk) plottet mot dybden for hele rammeforløpet. Dette ga nyttig informasjon ved vurdering av peler som viste avvik i forhold til "normalen".

Reduksjonen i nødvendig lengde fra 33 til 30 m ga alene en besparelse på ca. kr 600 000,-. Uten den grundige oppfølgingen ville det ikke vært mulig å redusert kriteriet i forhold til først angitte 36 m. Med et slik scenario ville pelearbeidene blitt over 1 mill. kroner dyrere, selv etter at kostnader for oppfølging og PDA målinger er fratrukket.

4.5 Bevegelsesmålinger avdekker uregelmessigheter

Bevegelsesmålinger (Peleveiledningen figur 7-5) ble utført under sluttrammingen for samtlige peler. Slike målinger er nyttige for å avdekke eventuelle uregelmessigheter. Det var disse målingene som gjorde oss oppmerksom på at Hydrohammeren plutselig en dag ikke slo med den effekten den skulle, selv om displayet i riggen viste full rammeenergi.

På grunn av den store lengden av fri pel i vann (omtrent samme lengde som trykkbølgen i pelen), ble den elastiske sammentrykningen av pelen ca. 15 mm for alle pelene ved full rammeenergi med Hydrohammeren. Plutselig en dag viste bevegelsesmålingene kun 10-12 mm sammentrykning av pelen. Dette krevde en forklaring, og etter diverse undersøkelser viste det seg at årsaken lå i redusert trykk i nitrogenputa i loddet som gir stempelet en ekstra akselrasjon nedover. Etter påfylling av nitrogen til korrekt trykk, ble sammentrykningen av pelen igjen ca. 15 mm som tidligere. Dette problemet hadde Selmer i følge deres opplysninger, aldri tidligere registrert. Dette er et punkt man bør være oppmerksom på ved bruk av Hydrohammeren. Det ble etter dette stilt krav til jevnlig kontroll av nitrogentrykket og protokollføring av kontrollene. Det må tilføyes at etter overhaling av loddet, med skifting av noen pakninger, holdt nitrogentrykket seg uten flere justeringer.

5. PILE DRIVING ANALYZER (PDA)

5.1 Generelt

Jeg skal ikke gå inn på grunnlaget for PDA analyser, kun kommentere hvorledes disse ble benyttet på dette anlegget. Målingene ble utført av Noteby i underentreprise til Selmer og etter bestilling fra byggherren. Under alle målingene var Norconsult tilstede på anlegget sammen med byggeledelsen og en geotekniker fra GeoVest. Dette viste seg svært fruktbart da alle data, tolkninger og tilpassing av måleprogrammet kunne diskuteres åpent der og da. På denne måten fikk alle involverte parter det samme referansegrunnlaget, og resultatene ble umiddelbart implementert i vurderingen av pelene. Rammeprosedyrene kunne dermed raskt endres de gangene det var grunnlag for dette.

Det er viktig å være klar over at PDA målinger og tilhørende analyser ikke er noe "sesam, sesam" som gir svar på alle spørsmål vedrørende pelerammingen og bæreevne av en pel. Målingene gir imidlertid resultater som brukt med forsiktig nøkternhet gir et langt bedre grunnlag for vurderinger av en pels oppførsel/bæreevne enn man har uten slike målinger, se "*Avslutning av peler etter lengde pel i løsmasser*" ovenfor.

Personlig er jeg imidlertid av den oppfatning at resultatene fra PDA målinger til tider fremstilles som langt sikrere dokumentasjon av bæreevne enn det er grunnlag for. Beregnet bæreevne er basert på visse forutsetninger/antakelser og spesielt ved liten synk, mindre enn 2-3 mm/slag, er beregnet statisk bæreevne ut fra PDA målinger tvilsom og må brukes med en god "klype salt".

5.2 Netto tilført rammeenergi til peletoppen

Den sikreste registreringen ved PDA målinger er netto tilført rammeenergi til peletoppen. Her ga målingene på Sykkylvsbrua interessante resultater da det ble målt både på peler rammet med Hydrohammer IHC S-90 og dieselloddene Delmag D62-22 og D46-32. Tabell 2 viser måleresultater av netto tilførte rammeenergi på peler med helning 4:1 og ramming med diesellodd.

Lodd	Netto tilført rammeenergi (kNm/slag) målt med PDA. *) Pel med helning 4:1							
	Trinn 1		Trinn 2		Trinn 3		Trinn 4 **)	
	Middel	Maks.	Middel	Maks.	Middel	Maks.	Middel	Maks.
Delmag D62-22	62	-	75	-	85	95	95	110
Delmag D46-32	41	43	50	56	61	64	68	72

*): Alle målinger er gjort ved synk per slag mellom 1 og 3 mm og med slagstykke mellom pel og lodd med wirekappinnlegg.

**): Maksimal ytelse fra loddet.

Tabell 2: Målt netto tilført rammeenergi på skråpel rammet med diesellodd

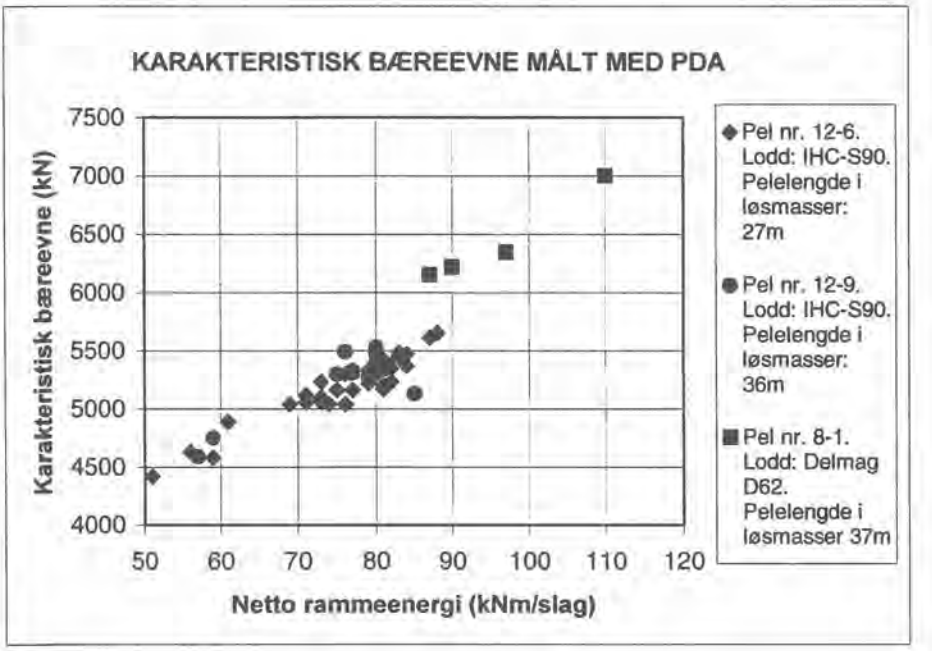
Virkningsgraden for middel og maksimal rammeenergi på trinn 4, i forhold til produsentens oppgitte brutto maksimale rammeenergi på 219 kNm/slag, blir dermed henholdsvis 0,43 og 0,50. Her er det verd å merke seg at målingene er foretatt med bruk av nytt slagstykke mellom pel og lodd. Dette slagstykket var bygd opp med wirekappinnlegg i motsetning til det slagstykket som ble benyttet innledningsvis og som bestod av hardtreinnlegg. Tilsvarende PDA målinger på peler mens slagstykket med hardtreinnlegg ble brukt, viste midlere netto rammeenergi på trinn 4 på 88 kNm/slag, altså 7-8 % lavere.

Målinger på peler rammet med Hydrohammer IHC S-90 viste at netto tilført rammeenergi lå på ca. 95% av det som vistes på displayet i peleriggen, altså en virkningsgrad på ca. 0,95. Ved ramming på maksimal kapasitet viste målinger over serier á 25 slag en midlere netto rammeenergi på ca. 80 kNm/slag. Variasjonene fra slag til slag var imidlertid store, mellom 70 og 88 kNm/slag, med enkelte slag helt nede i under 50.

5.3 Karakteristisk bæreevne

Bestemmelse av karakteristisk bæreevne ved hjelp av PDA er som omtalt over beheftet med betydelig usikkerhet. Beregningen av bæreevne er basert på den såkalte Case-metoden med en empirisk dempningsfaktor, J_c-faktor, som normalt antas ut fra anbefalinger gitt av leverandøren av PDA utstyret. For Sykkylvsbrua ble det kjørt CAPWAP analyser som for flere peler ga betydelige avvik i J_c-faktoren i forhold til den opprinnelig antatte J_c=0,5. Dette resulterte i endrede bæreevner i forhold til det som ble angitt på stedet. PDA-bestemt bæreevne ble ikke benyttet direkte, kun som et supplement til øvrige vurderinger av bæreevne. Dersom mer omfattende CAPWAP analyser hadde vært utført, kunne PDA-målt bæreevne muligens vært tillagt større vekt.

Plottes imidlertid "PDA-bæreevne" mot målt tilført netto rammeenergi for tilhørende slag fås kurven i figur 3.



Figur 3: Karakteristisk "PDA-bæreevne" mot netto tilført rammeenergi

For alle slagseriene som det ble målt på (grunnlaget for figur 3), lå midlere synk per slag mellom 2 og 3 mm. Det vesentlige her er ikke tallverdien av bæreevnen, men det faktum at registrert bæreevne viser klart økende tendens ved øket tilført rammeenergi selv om ikke synk per slag endres nevneverdig. Det er ut fra dette grunn til å anta at virkelig bæreevne av pelene er høyere enn det som var mulig å "dokumentere" med de loddene (rammeenergiene) som var tilgjengelig.

6. KONKLUSJONER

Pelerammingen for Sykkylvsbrua er en av de største stålrørspelejobbene noen gang i Norge med bæring i løsmasser. Den ble gjennomført av Selmer innenfor de opprinnelige rammer både tidsmessig og økonomisk.

Hovedkonklusjonene fra jobben kan summeres opp som følger:

- Tett oppfølging av pelearbeidene av konsulenten (Norconsult), byggherren (Statens vegvesen Møre og Romsdal) og den uavhengige kontrollerende (GeoVest) la grunnlaget for en åpen og god dialog som resulterte i at stoppkriteriene kunne justeres under veis basert på de erfaringer som ble vunnet. Resultatet av dette var besparelser i pelekostnadene i størrelsesorden over 1 mill. kroner, etter reduksjon for oppfølgingskostnader.

- PDA målinger gir ikke sikker bestemmelse av bæreevne, men er et godt supplement til øvrige vurderinger av bæreevne for peler med bæring i løsmasser.
- PDA målinger ga svært nyttig informasjon med hensyn til netto tilført rammeenergi på pelen fra de benyttede loddene, Hydrohammer IHC S-90 og dieselloddene Delmag D62 og D46.
- Både Hydrohammer IHC S-90 og dieselloddet Delmag D62 ble benyttet til sluttramming i løsmassene. PDA målinger av netto tilført rammeenergi på pelen viste imidlertid at dieselloddet ga høyere og jevnere rammeenergi enn Hydrohammeren. Det var følgelig mulig å "dokumentere" høyere bæreevne med dieselloddet enn med Hydrohammeren.
- Viktigheten av jevnlig overhaling av rammeutstyret ble påvist, kfr. redusert rammeenergi som følge av redusert nitrogentrykk i Hydrohammeren og øket rammeenergi etter utskifting av slagstykket for dieselloddet.
- Jeg vil våge den påstand at hadde høyere rammeenergi vært tilgjengelig, helst i form av et større diesellodd, så kunne høyere karakteristisk bæreevne vært dokumentert. Dette kunne gitt grunnlag for kortere peler. Større lodd ville selvsagt kostet mer i tilrigging og bruk, men det kunne muligens vært spart inn i form av kortere peler og/eller raskere ramming (større neddrivingsevne). Større lodd ville i alle fall gitt større marginer i forholdet mellom oppnåelig "dokumenterbar" bæreevne og nødvendig pelekapasitet. Det ville gitt større fleksibilitet i rammearbeidet og bør vurderes ved senere sammenlignbare pelejobber.
- Store diesellodd gir jevn og sikker rammeenergi ut fra enkel kontroll (slagtakt), god neddrivning (lang støtbølge) og er etter min vurdering den best egnede loddtypen til hard ramming i løsmasser.

REFERANSER

- Peleveiledningen 2. utgave 1991, NBR
- Statens vegvesen håndbok 026, Prosesskode - 2, 1997. Hovedprosess 8

CPTU KOMBINERT MED BLOKKPRØVETAKING GA KOSTNADSBESPARENDE LØSNINGER FOR NYKIRKE KRYSSINGSSPOR

CPTU combined with block sampling resulted in cost saving technical solutions at Nykirke railway link

Avdelingsleder Steinar Hermann
Sivilingeniør Tor Georg Jensen
Norges Geotekniske Institutt (NGI)

SAMMENDRAG

Nykirke kryssingsspor (1,5 km) er en del av moderniseringen av Vestfoldbanen. Utbyggingen utføres som en totalentreprise hvor entreprenøren er ansvarlig for både prosjektering og bygging. Kontraktsmodellen er en målpriskontrakt med incitament. Terrenget langs traséen er meget kupert og med høydeforskjeller på bortimot 40 m. Grunnen består delvis av fjell i dagen og delvis av siltig leire, stedvis meget sensitiv og kvikk.

Resultatene fra grunnundersøkelser (Ø54 mm prøvetaking) i tidligere planfaser var sterkt påvirket av prøveforstyrrelse og ga ikke noe reelt bilde av grunnens styrke- og deformasjonsegenskaper. På anbudsstadiet ble det derfor utført tre CPTU-sonderinger for å verifisere at dette stemte. Med det nye oppgraderte dimensjoneringsgrunnlaget ble det foreslått alternative og forenklede løsninger med besparelser på 10 – 12 millioner kroner. I prosjekteringsfasen ble disse parametrene bekreftet ved opptak av Ø250 mm blokkprøver og laboratorieundersøkelser på prøver av meget god kvalitet.

SUMMARY

The Nykirke railway track (1.5 km long) is part of the modernisation project for Vestfoldbanen. Construction work is organised as a turnkey project where the contractor is responsible for engineering, planning and construction. The agreement is a target estimate contract with incentive.

The terrain along the track is rather hilly. The soil conditions are dominated by outcropping bedrock and soft silty clay deposits, which locally are found to be very sensitive and quick. Results from soil investigations (Ø54 mm tube sampling) executed in early stages of the project were influenced by sample disturbance and the strength- and deformation characteristics of the clay were most likely underestimated.

In the bidding phase NGI carried out three piezocone tests (CPTU). Based on this new upgraded design basis, alternative and cost saving technical solutions were recommended. In the engineering phase, the design parameters were confirmed by block sampling and subsequent laboratory testing on specimens of very high quality.

INNLEDNING

Trykksondering med poretrykksmåling (CPTU) har fått økt anvendelse ved grunnundersøkelser på land. Metoden fikk på mange måter sitt gjennombrudd i forbindelse med planlegging og prosjektering av Gardermobanen.

Ved NGI er det i løpet av de siste årene nedlagt et betydelig arbeid med å etablere korrelasjoner mellom laboratorieforsøk på høykvalitet blokkprøver (Ø250 mm) i bløt leire og resultater fra CPTU-forsøk (/1,2/).

CPTU er i dag en kosteffektiv metode for nøyaktig kartlegging av grunnens lagdeling og insitu bestemmelse av geotekniske dimensjoneringsparametre. Metoden har vist seg spesielt fordelaktig i bløte magre (siltige) leirer hvor tradisjonell Ø54 mm prøvetaking og laboratorieundersøkelser for bestemmelse av styrke- og deformasjonsjonsegenskaper er dårlig egnet på grunn av prøveforstyrrelse.

I det etterfølgende beskrives hvordan effektiv bruk av CPTU i kombinasjon med blokkprøvetaking resulterte i besparelser på 10 – 12 millioner kroner i forbindelse med prosjektering og bygging av Nykirke kryssingsspor på Vestfoldbanen.

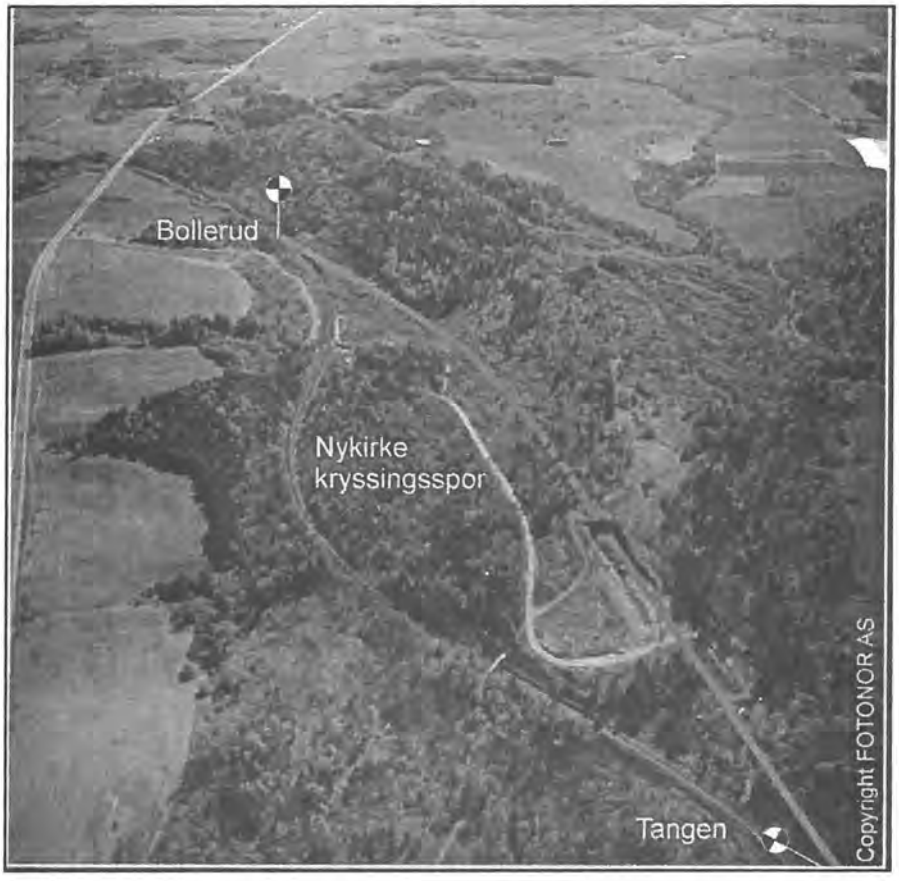
PROSJEKTBESKRIVELSE

Nykirke kryssingsspor er et ledd i moderniseringen av Vestfoldbanen som innebærer dobbeltspor fra Drammen til Larvik. Kryssingssporet er første etappe av dobbeltspor på parsell 5.1 fra Holm i Sande til Nykirke i Borre kommune. Banen er dimensjonert for at togene skal kunne kjøre i 200 km/time. Inntil hele den nye strekningen er ferdig, vil den fungere som kryssingsspor og strekningen blir i denne perioden skiltet for 120 km/time.

Kryssingssporet blir anlagt mellom Tangen og Bollerud som ligger nordvest for Nykirke i Våle og Borre kommune. Figur 1 viser et oversiktsbilde over den aktuelle strekningen sett mot syd og med E18 til venstre i bildet. Grunnarbeidene strekker seg over en lengde på 1,5 km, mens lengden på selve kryssingssporet blir om lag 525 m.

Figur 2 viser situasjonsplan og profil langs parsellen. Fra eksisterende jernbanefylling i nord grener den nye traséen av sydover og krysser en stor bekkedal (Tangenbekken) på en 20 m høy fylling. Traséen går deretter inn i en 140 m lang fjelltunnel før den kommer ut i en 18 m dyp skjæring i løsmasser. Herfra går banen på lav fylling frem til kollen i syd ved Bollerud som avskjæres med en ca 20 m høy fjellsskjæring inntil bane i drift. Det nye kryssingssporet kobles til eksisterende jernbanespor ved fyllingen over Bekkedalen helt i sør ved Bollerud.

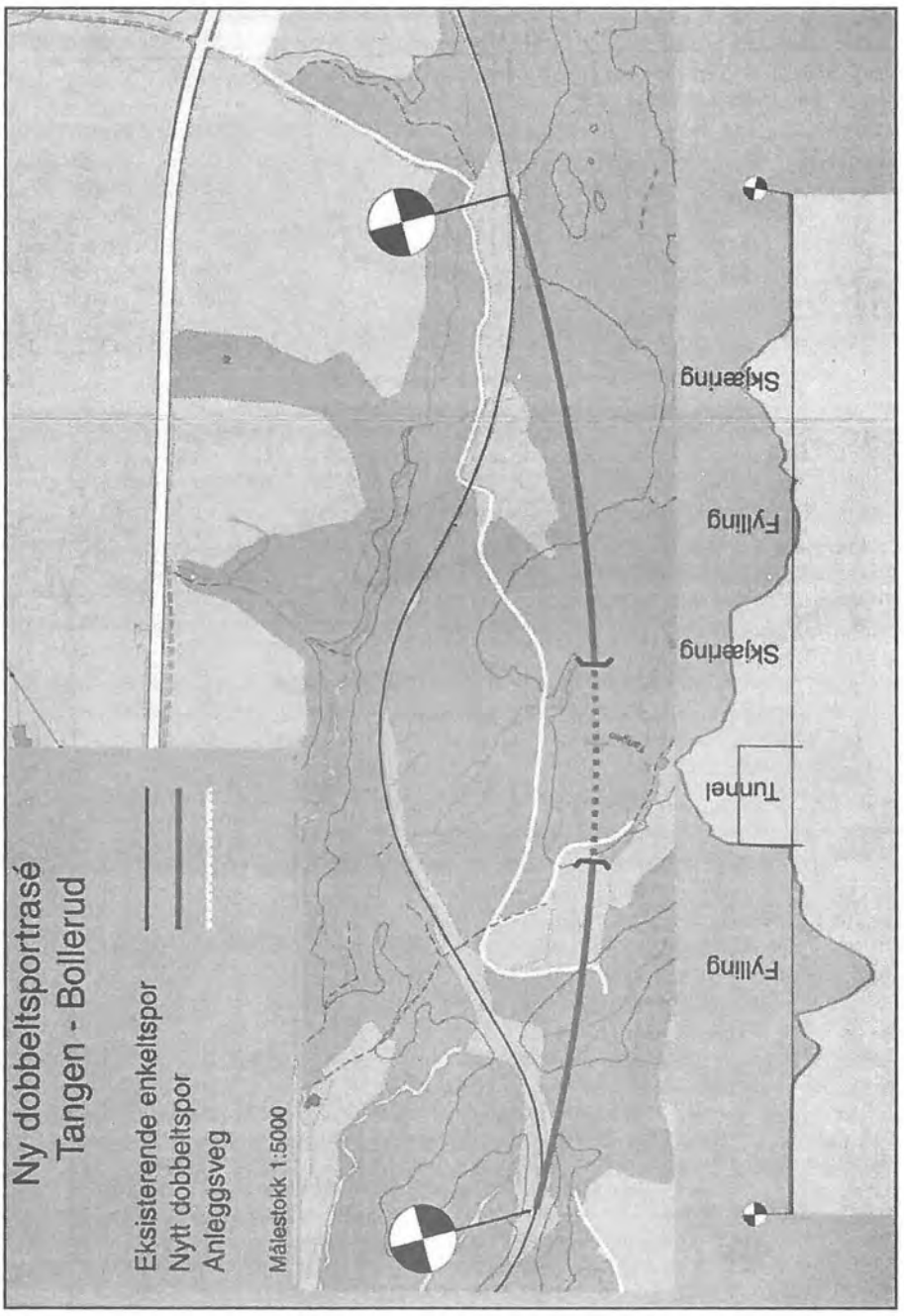
Arbeidet ble igangsatt like etter påske 2000 og medio april 2001 skal alt være klart for sporlegging. Prosjekterings- og byggetiden er med andre ord bare ett år. Kryssingssporet skal etter planen tas i bruk ved årsskiftet 2001/2002. Kontraktsummen for grunnentreprisen er på 44 millioner.



Figur 1 *Nykirke kryssingsspor. Oversiktsbilde sett mot sør. E18 helt til venstre i bildet.*

TOPOGRAFI OG GRUNNFORHOLD

Terrenget langs traséen for det nye kryssingssporet er meget kupert og med høydeforskjeller mellom de laveste og høyeste partiene på bortimot 40 m. Dette framgår blant annet av figur 1 og 2. Området ligger i sin helhet under marin grense (MG) og kvartærgeologisk kart viser at området domineres av marine leiravsetninger. Byggherren, Jernbaneverket Utbygging (JU), har i flere omganger utført grunnundersøkelser, som omfatter sonderinger, vingeboringer, prøvetaking og installering av poretrykksmålere (/3/). Grunnen består delvis av fjell i dagen og delvis av siltig leire med mektigheter på opp til 40 m. Under tørrskorpelaget er leira flere steder meget sensitiv og kvikk med lokale innskutte lag med silt/finsand. Naturlig vanninnhold er 25 – 35 % og romvekt ligger på 19,5 kN/m^3. Plastisitetsindeksen varierer fra 3,9 – 9,4, hvilket er typisk for leire med høy sensitivitet. Leirinnholdet (< 2μm) varierer fra 20 – 54 %.



Figur 2 *Oversikt og profil langs parsellen, Tangen til Bollerud. (Ill: Jernbanev.)*

KONTRAKTSMODELL

Entrepriseformen som er valgt er en totalentreprise hvor entreprenøren skal utføre både prosjektering, planlegging og bygging. Høsten 1999 ble det gjennomført en prekvalifiseringsprosess hvor AF Spesialprosjekt AS, NCC Anlegg AS, Selmer ASA og Veidekke ASA ble prekvalifisert for å inngi anbud.

Veidekke knyttet til seg NGI som rådgiver på geoteknikk og InterConsult Group ASA (ICG) som rådgiver på konstruksjoner/bane. Veidekke la inn det laveste anbudet, om lag 15 millioner kroner under neste anbyder, og ble tildelt kontrakten ved påsketider 2000. Den store forskjellen i anbudssum skyldes at Veidekke gikk inn med alternative og kostnadsbesparende løsninger. Grunnlaget for dette omtales nærmere i senere avsnitt.

Byggherren, Jernbaneverket Utbygging, har utviklet en ny kontraktsmodell (/4/) for gjennomføring av prosjektering og utførelse. Kontraktsmodellen er en målpriskontrakt med incitament om økt fortjeneste for entreprenøren, hvor entreprenørens kompetanse innen planlegging, prosjektering og utførelse skal **komme prosjektet til gode og** sikre at byggeobjektet leveres til avtalt tid og minimum kostnad for byggherren. Jernbaneverket Utbygging har tatt denne modellen fra Norsk Hydro som bruker incitamentskontrakter ved kraftverksutbygging. Det er første gang denne kontraktsformen benyttes ved jernbanebygging.

Kontraktsformen forutsetter tett samarbeid mellom byggherre og entreprenør. Begge parter forplikter seg til å finne kostnadsbesparende løsninger. Besparelser ved kostnadsreduserende tiltak foreslått i kontraktsperioden deles likt mellom entreprenør og byggherre. Denne modellen bidrar til at begge parter trekker i samme retning. Erfaringene så langt i prosjektet er udelt positive. Byggherre, entreprenør og rådgivere har felles riggkontor. Kontraktsmodellen krever også full gjensidig åpenhet og rett til innsyn. I anbudsfasen ble det stilt krav om at entreprenøren i tillegg til sine anbudssummer også skulle fremlegge kalkyler for hvordan de kom frem til summene (nettokostnader uten fortjeneste).

Entreprenøren blir kompensert etter følgende formel:

1. $K = F + S + (M - S)/2$

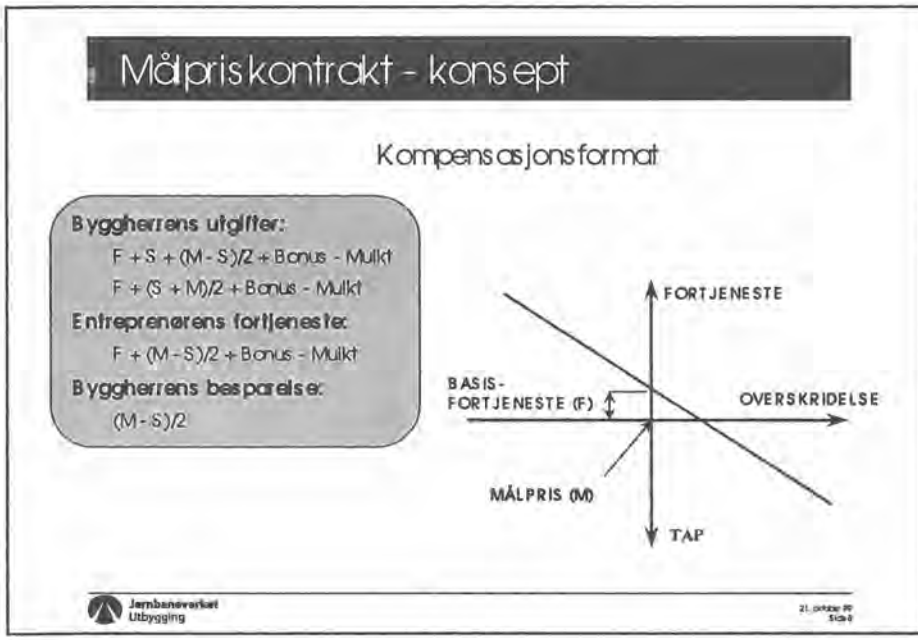
K = Kontraktsum
Kontraktsummen (K), som definert av ovenstående formel, vil ikke fremkomme ved kontraktsinngåelse, men først når sluttoppgjøret er godkjent av begge parter.

F = Fortjeneste
Fortjenesten (F) oppgis i anbudet som en fast sum og er ikke regulerbar.

S = Sluttsum
Sluttsummen (S) er summen av enhetspriser x mengder, og vil først fremkomme når sluttoppgjøret er godkjent av begge parter. Enhetspriser er nettopriser uten fortjeneste.

M = Målpris
Målprisen oppgis i anbudet som en fast sum.
Målprisen (M) er kun å betrakte som et referansepunkt for måling av besparelser på grunn av kostnadseffektiv prosjektering og optimal utførelse, og vil ikke komme til utførelse.

For enhver besparelse i forhold til Målprisen (M), som dokumentert av Sluttsummen (S), vil 50 % tilfalle entreprenøren og dermed øke hans fortjeneste. For enhver overskridelse av Målprisen (M), som dokumentert av Sluttsummen (S), får entreprenøren kompensert 50 % og får derved redusert sin fortjeneste.

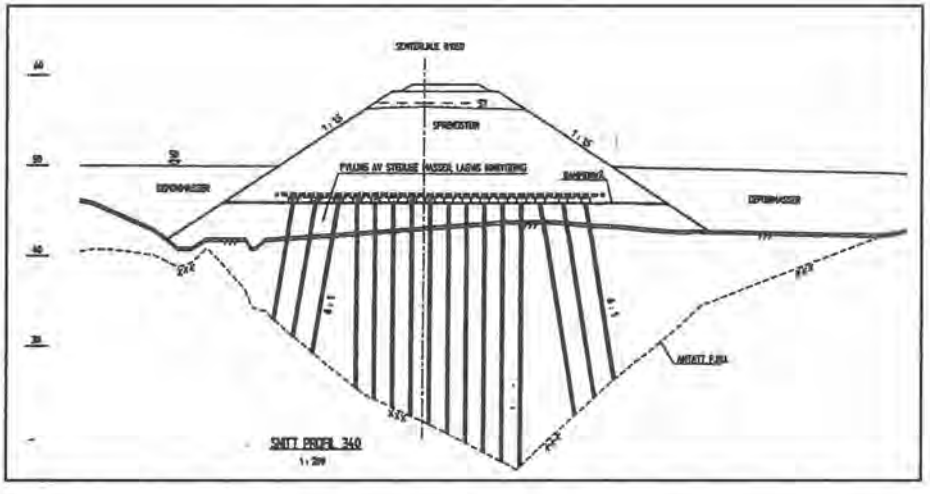


Figur 3 Målpriskontrakt – konsept.

PROSJEKTERING/UNDERSØKELSER I ANBUDSFASEN

Byggherren hadde på forhånd utarbeidet en komplett byggeplan (/5,6/) hvor alle deler av anlegget var prosjektert i detalj. Denne, som her omtales som "referanseprosjekt", var vedlagt anbudsinnbydelsen og kunne benyttes av anbyderne som grunnlag for egen prosjektering. Det var derimot en forutsetning at anbyderne ga pris på sitt egenutviklede prosjekt basert byggherrens funksjons- og kvalitetskrav. I sin enkleste form kunne dette skje ved at anbyderne "overtok og gikk god for" de løsninger som var prosjektert og presentert i byggeplan fra byggherren.

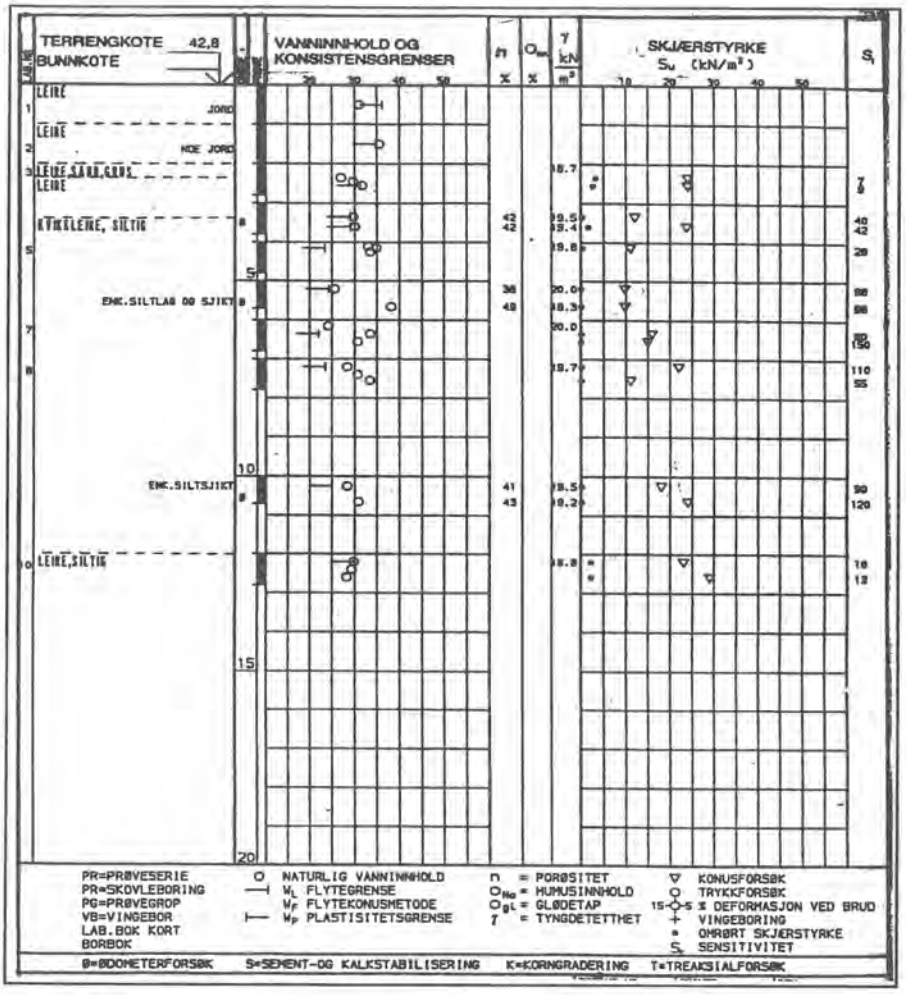
Fra Veidekkes side ble det vurdert som strategisk meget viktig å få være med å prøve ut den nye kontraktsmodellen. I tilbudsfasen ble det derfor helt fra starten av fokusert på å komme fram til alternative og kostnadsbesparende løsninger i forhold til de som var presentert i "referanseprosjektet". Arbeidet ble i første omgang konsentrert til den nesten 20 m høye fyllingen over Tangenbekken. I "referanseprosjektet" var det her forutsatt å fundamentere fyllingen på rammede betongpeler til fjell, se typisk tverrprofil i figur 4. Dette for å ivareta krav til stabilitet og setninger. Under ny kulvert for bekken var det planlagt stabilisering med kalk-/sementpeler.



Figur 4 *Fylling ved Tangenbekken var i byggeplan ("referanseprosjektet) foreslått fundamentert på rammede betongpeler til fjell.*

Som geoteknisk rådgiver, var det naturlig å starte med en grundig gjennomgang av resultatene fra de grunnundersøkelsene (/3/) som forelå i anbudsinnbydelsen, spesielt med henblikk på de styrke- og deformasjonsegenskaper for leira som vi regnet med var lagt til grunn i prosjekteringen. Dybden til fjell i de sentrale delene varierer helt opp til 35 m. Under tørrskorpelaget består grunnen av bløt kvikk leire ned til 15 – 22 m dybde hvor det påtreffes morene over fjell. Figur 5 viser resultatene fra en prøveserie i bunn av Tangenbekken.

Resultatene fra rutineundersøkelsene er tydelig påvirket av prøveforstyrrelse. Det er blant annet bare utført konusforsøk og ikke enaksiale trykkforsøk. Målte skjærstyrker tilsvarer omtrent det man kan forvente for en normalkonsolidert (NC) leire. Resultater fra ødometerforsøk (/3/) er også sterkt påvirket av prøveforrstyrrelse og gir etter vår vurdering ikke noe reelt bilde av deformasjonsegenskapene for leira. Forsøkene gir likevel grunnlag for anta at leira er overkonsolidert (forbelastet).



Figur 5 *Resultater fra prøveserie A i bunn av Tangenbekken.*

Studier av topografien i området ga grunn til å anta at terrenget nede ved Tangenbekken, som ligger på ca kote +40, er erodert ned fra et tidligere høyere opprinnelig terrengnivå (sjøbunn). Topografiske kart viser at de omkringliggende flate partier ligger på kote +75 - +76 i sør ved Bollerud og på ca kote +70 - +72 i nord ved Tangen. Vår grunnleggende filosofi var at leira i de lavereliggende partier fortsatt har styrke- og deformasjonsegenskaper som gjenspeiler et opprinnelig høyereliggende terrengnivå (sjøbunn) før erosjon.

Det ble derfor besluttet å utføre supplerende grunnundersøkelser for å verifisere denne effekten, som i så fall kunne gi grunnlag for store besparelser. Tradisjonell prøvetaking og påfølgende laboratorieundersøkelser ble vurdert som lite aktuelt, både på grunn av kostnader og faren for ikke å oppnå pålitelige resultater på grunn av prøveforstyrrelse.

Det ble derfor besluttet å utføre tre CPTU-sonderinger i bunn av Tangenbekken. Figur 6 viser resultatene i form av "utvidet plott" fra en av CPTU – sonderingene. I tillegg til direkte målte verdier for spissmotstand (q_c), sidefriksjon (f_s) og poretrykk (u) vises også følgende beregnede parametre (*/7/*):

Korrigert spissmotstand:	$q_T = q_c + (1 - a) \cdot u$
Friksjonsforholdet:	$R_f = (f_s/q_c) \cdot 100$
Poretrykksfaktor:	$B_q = (u - u_0)/(q_T - \gamma \cdot z)$

I formlene inngår følgende parametre:

a	=	arealfaktor (utstyrskonstant)
u_0	=	in situ poretrykk (kN/m^2)
γ	=	total romvekt (kN/m^3)
z	=	dybde (m)

NGI har gjennom flere år arbeidet med å etablere korrelasjoner mellom udrenert skjærstyrke (s_u) og resultater fra trykksonderinger (*/7/*). De siste årene har vi forbedret disse korrelasjonene ved å sammenlikne trykksonderingsparametrene ($N_{\Delta u}$, N_{KT}) mot udrenert skjærstyrke bestemt på nærmest perfekte blokkprøver (/1,2/).

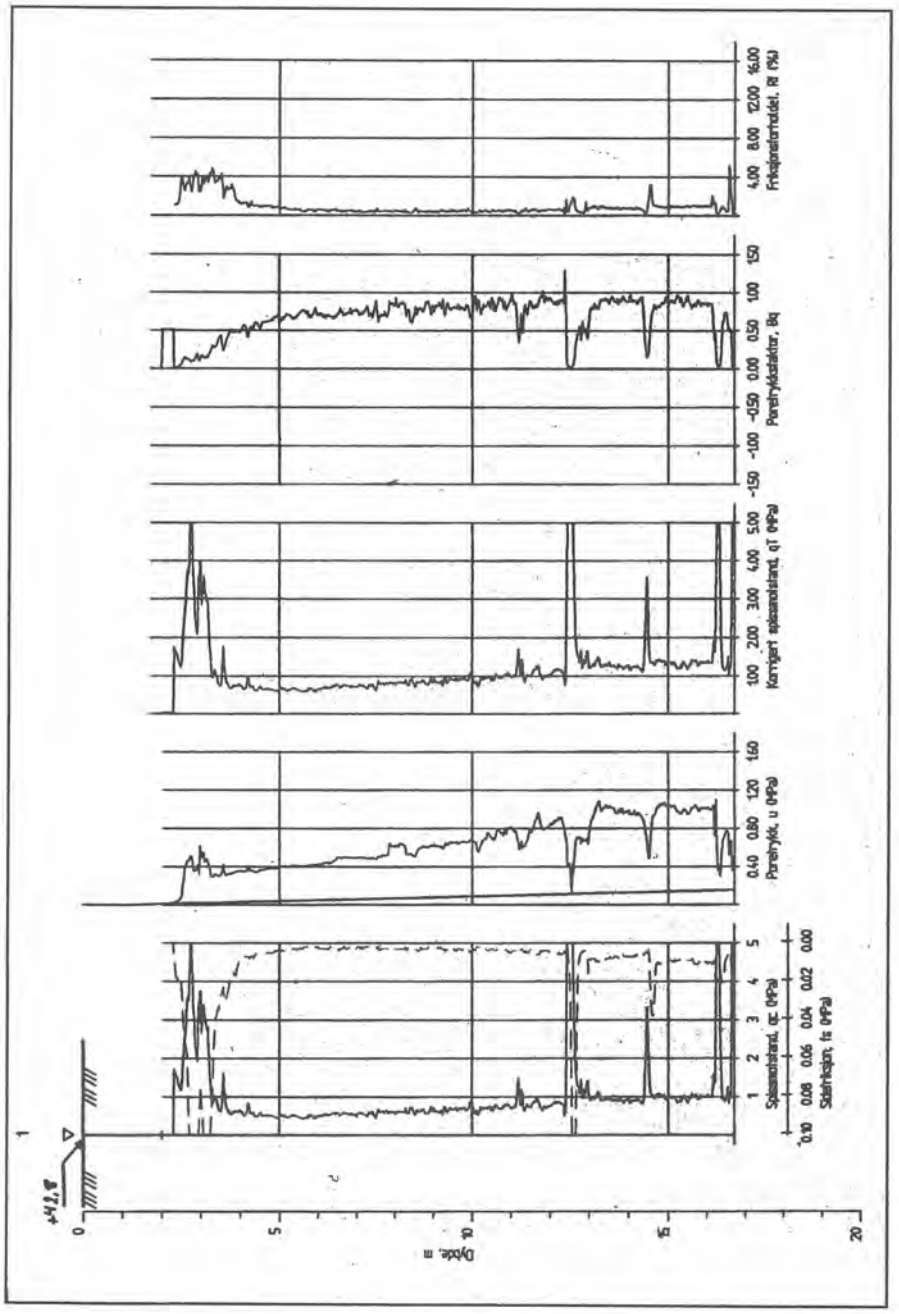
Udrenert aktiv skjærstyrke (s_u^a) basert på poretrykksrespons, $\Delta u = u - u_0$, og korrigert spissmotstand q_T framkommer ved :

$$s_u^a = \Delta u / N_{\Delta u}$$

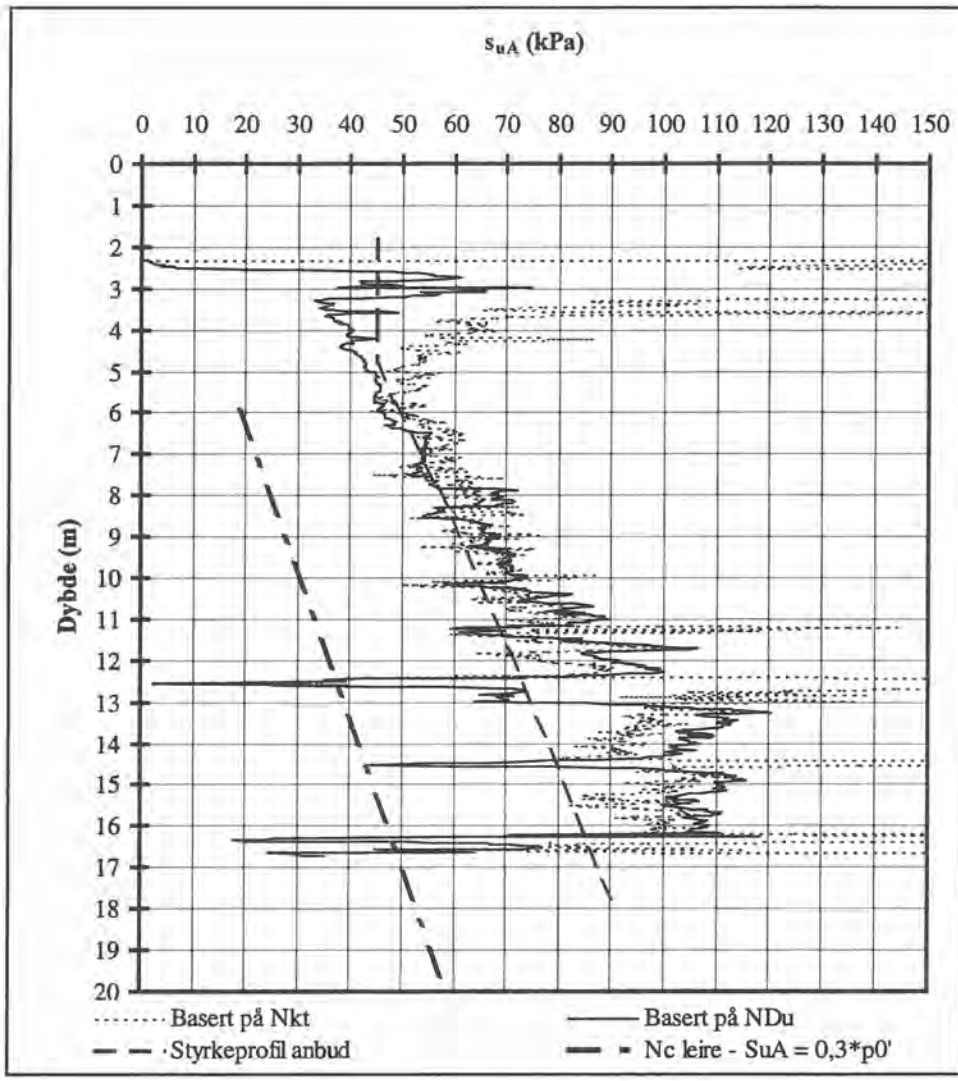
og

$$s_u^a = (q_T - \sigma_{vo}) / N_{KT}$$

Basert på vårt erfaringsgrunnlag fra tilsvarende grunnforhold, ble det her valgt å benytte $N_{\Delta u} = 8{,}0$ og $N_{KT} = 10{,}0$ som representative parametre for tolking, kfr. figur 7. Resultatene viser meget god overensstemmelse mellom styrke tolket fra spissmotstand og poretrykk. På dette grunnlag er det trukket en linje (profil) for karakteristisk aktiv udrenert skjærstyrke.



Figur 6 *Resultater fra CPTU-sondering i bunn av Tangenbekken. Utvidet plott*



Figur 7 *Udrenert aktiv skjærstyrke (s_u^a) tolket på grunnlag av poretrykksrespons, $\Delta u = u - u_0$, og korrigert spissmotstand q_T.*

I det samme diagrammet i figur 7 er det for sammenlikningens skyld vist en stiplet linje som tilsvarer aktiv udrenert skjærstyrke for en tilnærmet normalkonsolidert (NC) leire ($s_u^a \approx 0{,}3 \times p'_0$) og som er i samsvar med de styrker som er målt med konusforsøk, se figur 5. Det er grunn til å tro at omtrentlig dette styrkeprofilet er benyttet i prosjekteringen for byggeplan.

Det nye styrkeprofilet, fremkommet fra CPTU - sonderingene i Tangenbekken, viser at skjærstyrken i leira er vesentlig bedre enn tidligere undersøkelser gir inntrykk av. Dette skyldes forbelastning og dokumenterer at leira i de lavereliggende partier fortsatt har styrke- og deformasjonsegenskaper som gjenspeiler et opprinnelig høyereliggende terrengnivå (sjøbunn) før erosjon, antatt kote + 70 - + 75 (/8/).

Dette var oppløftene resultater. Med det nye styrkeprofilet er det mulig å oppnå tilfredsstillende stabilitet ($\gamma_m > 1,4$ i byggetilstand og $\gamma_m > 1,6$ permanent med toglast) med vanlige motfyllinger, som også lå inne i "referanseprosjektet". Vi kunne med andre ord sløyfe pelene under fyllingen av hensyn til stabiliteten, men vi måtte fortsatt finne en løsning for å ivareta hensynet til setninger.

Vi anbefalte her en løsning med vertikaldrenering kombinert med forbelastning fra 3 m overhøyde, som får ligge 5 – 6 mnd, for derved å gjøre unna setningene i anleggsperioden (/9/). Videre ble det fra Veidekkes side foreslått å flytte kulverten fra midten av dalen inn i søndre skråningsfot. Her ble kulverten for det meste liggende direkte på utsprengt fjell eller masseutskifting til fjell, og således langt mindre utsatt for setninger enn midt i dalbunnen som opprinnelig planlagt. Dette var en viktig forutsetning for å kunne gå videre med en løsning basert på vertikaldrenering.

Den nye alternative løsningen med vertikaldrenering kombinert med forbelastning for fylling over Tangenbekken innebærer besparelser i størrelsesorden 5 – 6 millioner kroner i forhold pelet fylling beskrevet i "referanseprosjektet".

På grunnlag av de nye resultatene fra CPTU-sonderingene, sammenholdt med tolking av tidligere utførte ødometerforsøk fra Tangenbekken (/3/), ble det etablert følgende generelle styrkeprofil for hele parsellen (/8/):

$$s_u^a = 0,28\, p_0' \times OCR^{0,65}$$

hvor OCR = p_0'/p_c' og p_c' er forkonsolideringstrykk ut fra antatt tidligere terrengnivå på kote +70 – +75, jfr topografiske kart for området.

Dette nye oppgraderte dimensjoneringsgrunnlaget for grunnens styrke- og deformasjonsegenskaper ble lagt til grunn for våre geotekniske vurderinger og beregninger for resten av parsellen. Konklusjonen på dette ble at krav til stabilitet og setninger kunne ivaretas uten bruk av grunnforsterkningstiltak av noen art. I byggeplan ("referanseprosjektet") var det flere steder beskrevet bruk av kalk-/sementpeler under fyllinger, både for banen og endeavslutning av deponier.

De nye alternative og forenklede løsningene innebærer en total besparelse i størrelsesorden 10 – 12 millioner kroner for hele parsellen, sammenliknet med de løsninger som er beskrevet i "referanseprosjektet". Dette kan i sin helhet tilskrives det faktum at vi gjennom et beskjedent omfang med supplerende grunnundersøkelser (3 CPTU-sonderinger) sammenholdt med erfaringer fra tidligere prosjekter, kunne dokumentere at grunnens styrke- og deformasjonsegenskaper var vesentlig bedre enn det tidligere undersøkelser ga inntrykk av.

PROSJEKTERING/UNDERSØKELSER I BYGGEFASEN

Det ble straks igangsatt noe supplerende grunnundersøkelser, vesentlig CPTU, som grunnlag for videre optimalisering. Det var blant annet viktig å kartlegge forekomst av eventuelle gjennomgående silt-/sandlag som vil framskynde setningene betydelig. Ved Tangenbekken ble det også tatt opp noen ekstra Ø54 mm prøvesylindrer hvor det ble fokusert på å oppnå best mulig kvalitet.

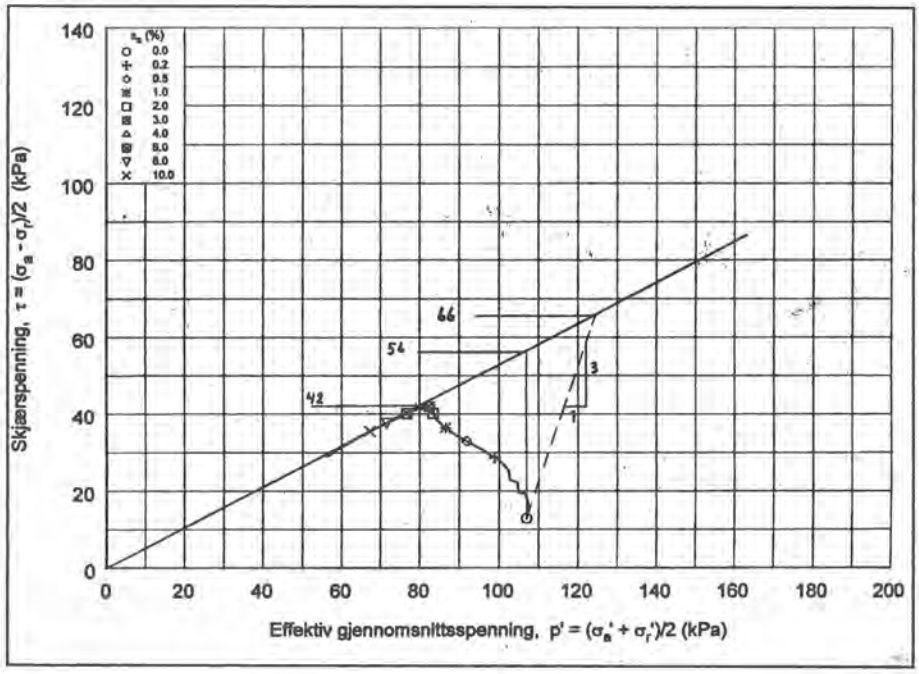
Prøvene ble umiddelbart etter opptaking transportert til laboratoriet for utskyving og innbygging. Det ble utført ødometerforsøk på uforstyrret og fullstendig omrørt materiale. Dette for å få noe bedre data om leiras konsolideringsegenskaper (tidsforløp) og innvirkning av den omrørte leirsonen rundt vertikaldrenene. Til tross for de bestrebelser som ble gjort for å oppnå best mulig kvalitet, var resultatene tydelig påvirket av prøveforstyrrelse (/10/).

Byggherren med sine rådgivere var av den oppfatning at den dokumentasjon som ble fremlagt i anbudet, som grunnlag for oppgradering av skjærstyrken i leira, muligens var riktig, men ikke tilstrekkelig dokumentert med undersøkelser på stedet. Byggherren anbefalte derfor at det ble utført treaksialforsøk på de opptatte Ø54 mm prøvene fra Tangenbekken. Dette for å kunne etablere lokale korrelasjoner ($N_{\Delta u}$, N_{KT}) mellom styrke fra treaksialforsøk og styrke fra CPTU. Etter vår vurdering ville dette ha lite for seg, fordi forsøksresultatene sannsynligvis ville være sterkt påvirket av prøveforstyrrelse. Vi etterkom likevel byggherrens ønske og det ble utført forsøk fra to dybder. Typisk resultat fra ett av disse forsøkene er vist i figur 8.

Utpresset porevann under konsolidering, ε_{vol} = 5,5 %, noe som viser meget dårlig prøvekvalitet, på grensen av å være ubrukbar. Resultatene er derfor betydelig påvirket av prøveforstyrrelse. Maksimal aktiv udrenert skjærstyrke målt fra treaksialforsøket er 42 kPa. Tilsvarende styrke fra CPTU i samme dybde er om lag 72 kPa, se figur 7. Vi sto plutselig overfor en situasjon med store avvik mellom målt skjærstyrke fra treaksialforsøk fra stedet og skjærstyrker fra CPTU, som dannet grunnlaget for de tekniske løsningene i anbudet.

Dette kom ikke som noen stor overraskelse på oss, men det skapte naturligvis en del støy og usikkerhet i prosjektet. Gjennom senere års forskning (/11/) har vi ved NGI påvist betydelig forskjell i skjærstyrke målt på prøver av dårlig kvalitet, på grunn av prøveforstyrrelse, og blokkprøver av meget god kvalitet. Resultatene viser at det kan være grunnlag for å oppjustere styrken på dårlige prøver og det arbeides videre med en tentativ metode for dette. Erfaringsgrunnlaget så langt er begrenset til normalkonsoliderte og svakt overkonsoliderte leirer, men det er grunn til tro at det samme gjelder for forbelastede (overkonsoliderte) leirer som her ved Tangenbekken.

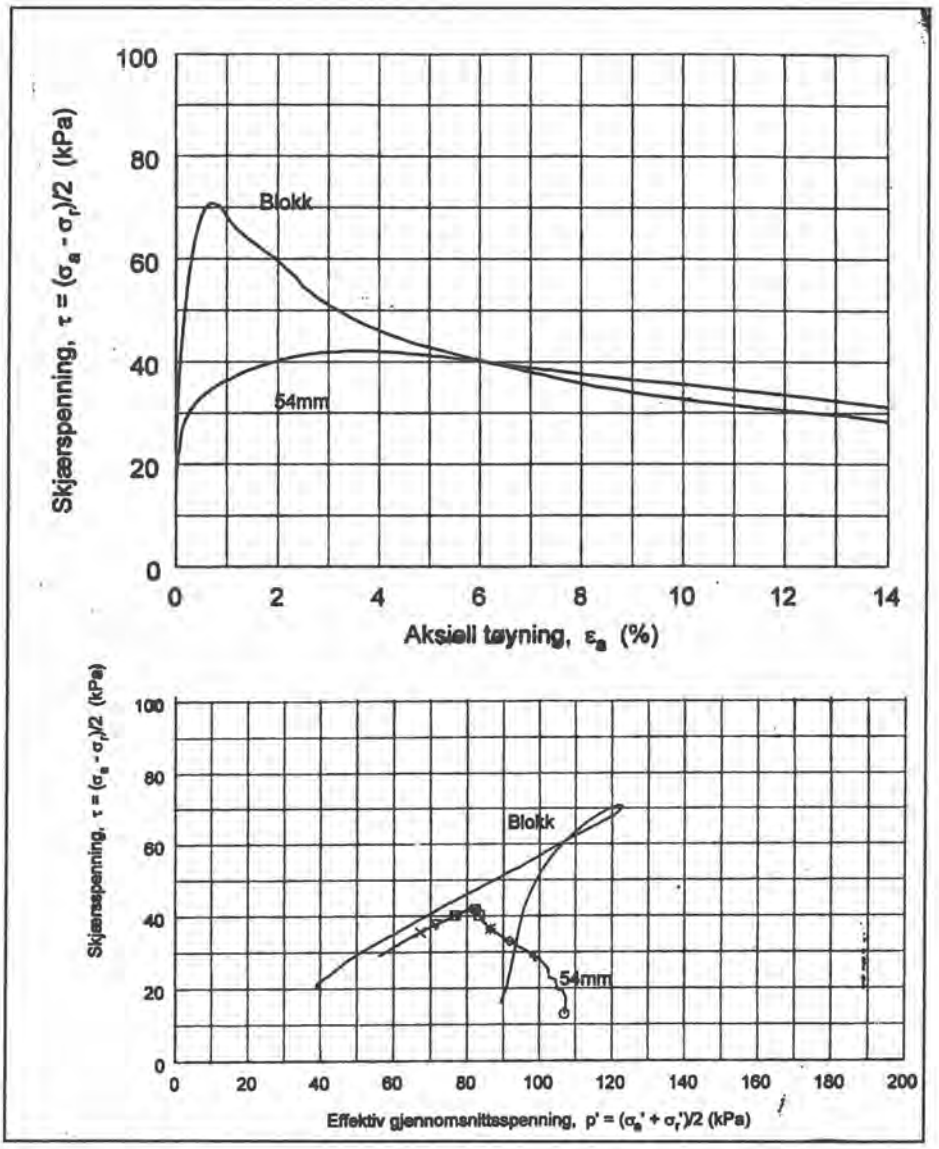
En mulig oppjustering av styrken er vist i figur 8. Den antatt maksimale oppjusterte styrken fremkommer ved å trekke en linje (stiplet) med helning 3:1 fra startpunktet for forsøket til skjæring med Mohr-Columb linjen, noe som gir en styrke 66 kPa. Til sammenlikning er styrken fra CPTU i samme dybde 72 kPa. Dette viser god overensstemmelse og bekrefter etter vår oppfatning at de styrker vi kom fram til i anbudsfasen, basert på CPTU, var riktige.



Figur 8 *Resultat fra treaksialforsøk på Ø54 mm prøver fra Tangenbekken*

Byggherren var naturlig nok noe betenkt med å stole på en slik oppjustering av styrken, så lenge det forelå konkrete forsøksresultater som viste betydelig lavere styrkeverdier. Prosjektet kunne ikke leve videre med at en av partene ikke var helt fortrolig med en så viktig forutsetning, nemlig grunnens styrkeegenskaper. Det ble derfor i fellesskap besluttet å utføre blokkprøvetaking ved Tangenbekken.

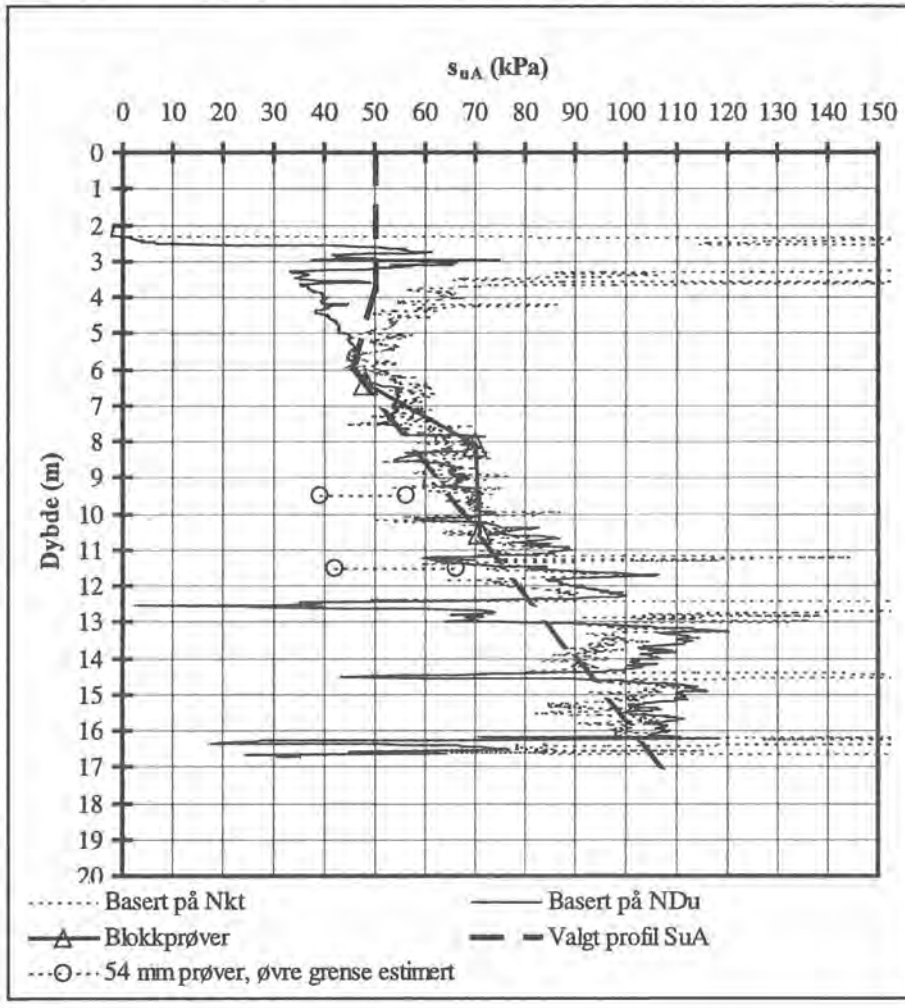
Det ble tatt blokkprøver fra tre ulike dybder og deretter utført både treaksialforsøk (aktive og passive) og ødometerforsøk (CRS). Typisk resultat fra treaksialforsøk på blokkprøver fra dybde 10,1 m er vist i figur 9. For sammenlikning er det i samme diagram også vist resultat fra forsøk på Ø54 mm prøver fra tilnærmet samme dybde, som vist i figur 8 over. Forskjellen i målte styrker er som ventet stor (ca. 60 %) og i samsvar med tidligere undersøkelser. (/11/).



Figur 9 *Resultater fra treaksialforsøk på blokkprøve, sammenliknet Ø54 mm prøve, fra Tangenbekken.*

Figur 10 viser meget god overensstemmelse mellom udrenert aktiv skjærstyrke (s_u^a) tolket fra treaksialforsøk på blokkprøvene og fra CPTU-sondering med de samme trykksonderingsparametrene ($N_{\Delta u} = 8$, $N_{KT} = 10$) som ble brukt i anbudsfasen. I samme

figur er det også vist tolkede styrker fra treaksialforsøk på Ø54 mm prøver, både før og etter eventuell oppjustering, samt det endelige styrkeprofilet som ble valgt. Ødometer-forsøkene på blokkprøvene viste seg også å være av meget god kvalitet og det er lett å ta ut forkonsolideringstrykk (p'_c) for dokumentasjon av forbelastningseffekt. Gjennom blokkprøvetakingen fikk man frembrakt den dokumentasjon som var nødvendig for at alle parter i prosjektet kunne være fortrolig med de grunnleggende forutsetningene omkring grunnens styrke og deformasjonsegenskaper.



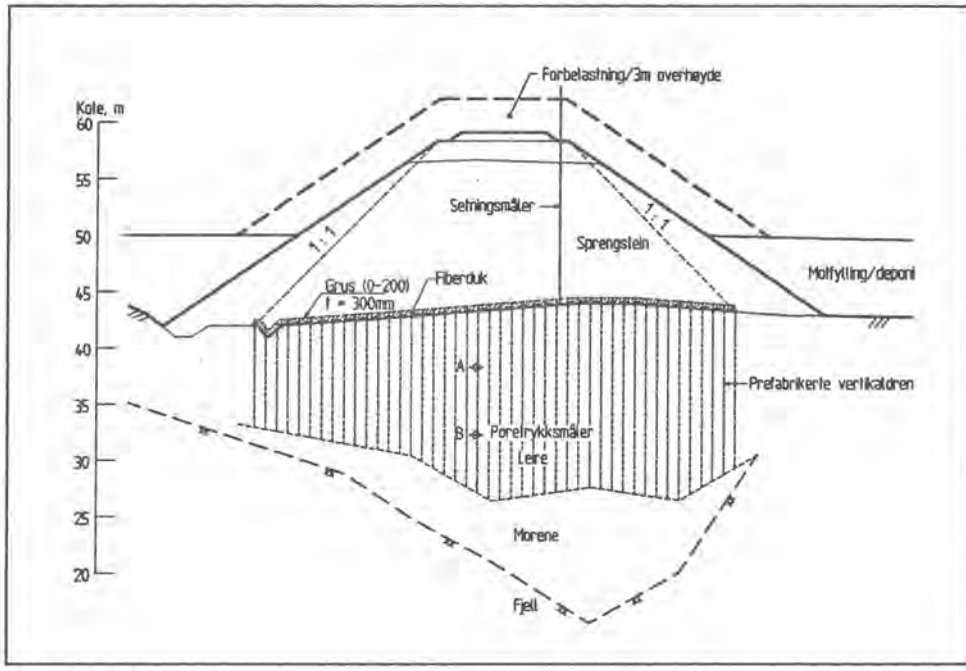
Figur 10 *Sammenstilling av s_u^a fra CPTU med resultater fra blokkprøver og Ø54 mm prøver fra Tangenbekken*

FYLLING VED TANGENBEKKEN

Basert på vurderinger i anbudsfasen og supplerende grunnundersøkelser i byggefasen gikk man videre med den anbefalte løsningen med vertikaldrenering kombinert med forbelastning (overhøyde).

Teknisk løsning

Fyllingen legges ut med 3 meter overhøyde, som får ligge i ca 5 - 6 måneder, hvoretter overhøyden kan fjernes. Under fyllinga installeres det vertikaldren til fjell eller morene. Drenene settes i et trekantmønster med senteravstand på 1,25 meter. Stabiliteten av fyllingen ivaretas med motfyllinger. Figur 11 viser typisk tverrprofil.



Figur 11 Fylling ved Tangenbekken. Typisk tverrprofil.

Kulverten legges inn i søndre skråningsfot slik at den her for det meste blir liggende direkte på fjell og således er langt mindre utsatt for setninger enn midt i dalbunnen, hvor en forventer de største setningene.

Utførelse

Arbeidet ble gjennomført i følgende trinn:

1. Fjerning av busker/vegetasjon, matjord, vanskelig toppmasser (gammel kulvert) samt planering/terrassering av området for trafikkering med maskiner for installering av vertikaldren, maks helning 1:10.

2. Utlegging av fiberduk klasse III samt et 30 - 40 cm tykt lag av grus eller pukk. Grus- / pukklaget fungerer som drenering og beskyttelse for utløpet av vertikaldrenene og vil samtidig lette framkommeligheten i området.

3. Installering av prefabrikkerte vertikaldren (Colbond CX1000) gjennom grus / pukklaget til stopp mot fjell eller fast grunn (morene). Drenene installeres i et trekantmønster med innbyrdes avstand på 1,25 m og kappes i overkant av grus-/pukklaget. Området for vertikaldrenering er om lag 100 m langt. I tverrprofilet installeres vertikaldren over en bredde som avgrenses av linjer med helning 1 : 1 (45°) fra kant av formasjonsplan. Midlere dybde 12 – 16 m, enkelte dren ned til 20 – 22 m. Anslått mengde er 35 000 lm.

4. Lagvis utlegging og komprimering av steinfylling, lagtykkelse 1,5 – 2,0 m. I nederste lag skal man unngå stor stein som kan penetrere grus / pukklaget og klemme / blokkere vertikaldrenene.

5. Utlegging av motfylling i takt med hovedfyllingen slik at høydeforskjellen aldri blir større enn i permanent tilstand.

6. Oppfylling av hovedfyllingen utføres til 3 m overhøyde over prosjektert nivå.

7. Fylling med overhøyde får ligge og sette seg i ca. 5 - 6 måneder. Setningsforløpet følges opp med setningsmålinger målinger i 4 punkter fordelt langs fyllingen og sammenholdes med prognose. Plassering av setnings- og poretrykksmålere er vist på figur 11. Konsolidering av leira følges opp med poretrykksmålere installert i to dybder (5 m og 11 m).

8. Etter at fyllingen har ligget i 6 mnd, og forventes å ha oppnådd forventet konsolideringsgrad (setningsutvikling), fjernes overhøyden ned til nivå med deponiene på siden

Figur 12 – 14 viser bilder fra de ulike fasene av arbeidet. Installering av vertikaldren ble utført av LC Markteknikk AB. Som basemaskin benyttet de en rigg for kalk-/sementpeler påmontert drenstikker. Arbeidene forløp uten spesielle problemer.

Totalt ble det installert 29 500 lm (brutto 32 000 lm) fordelt på 2 200 punkter. Dette tilsvarer en midlere lengde på ca. 13,5 m. Arbeidene ble utført i løpet 2 – 3 uker med en midlere skiftkapasitet på ca. 2 000 lm.

Figur 12 *Avdekking, planering, utlegging av fiberduk og 0,3 m grus. (Foto: Veidekke).*

Figur 13 *Installering av prefabrikkerte vertikaldren. (Foto: Veidekke).*

Figur 14 *Utlegging av sprengsteinfylling med overhøyde. (Foto: Veidekke)*

Setnings- og poretrykksmålinger

Ved å legge ut fyllingen med 3m overhøyde, samtidig som det benyttes vertikaldren, vil 90 % av konsolideringssetningene, for fyllingslast inkludert last overhøyde, være unnagjort i løpet av 5 - 6 måneder. Dette tilsvarer ca. 100 % konsolidering for permanent fyllingsvekt etter at overhøyden er tatt bort. I praksis betyr dette at setningene for fyllingen vil være unnagjort i forbelastningsperioden.

Beregnede konsolideringssetninger der hvor fyllingen er på det høyeste, er beregnet til

$$\delta = 65\ cm \pm 20\ cm$$

Figur 15 viser målte setninger og poreovertrykk fram til slutten av oktober 2000. I følge prognosen skal forbelastningen tas bort ca. 1 februar 2001. Målte setninger er noe mindre enn beregnede, men innenfor forventet variasjonsområde. Dissipasjon av poreovertrykk forløper som planlagt.

Egensetningene av steinfyllingen etter at den er ferdig oppbygd vil være i størrelsesorden 0,5 % av fyllingshøyden, og således ikke av praktisk betydning.

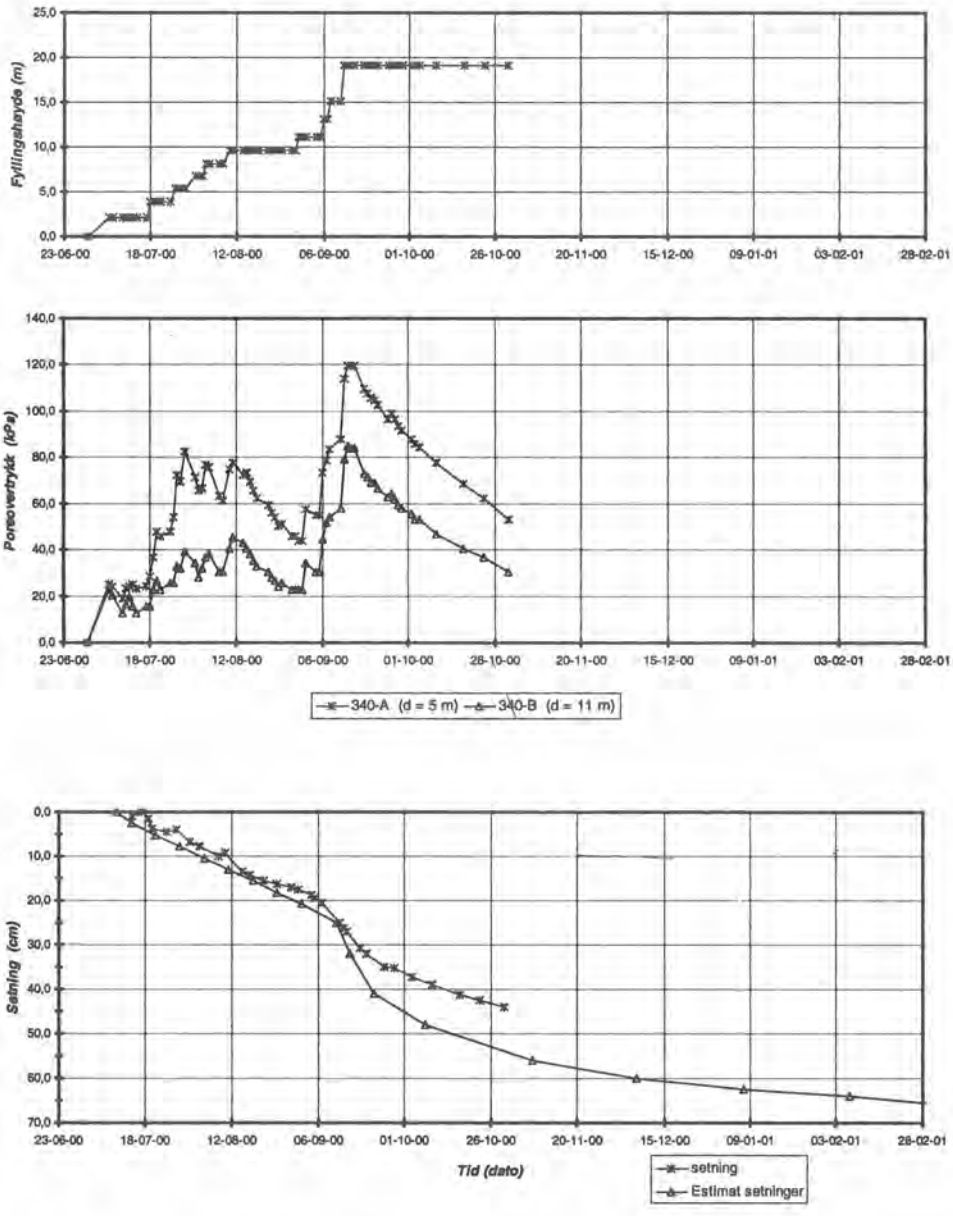
AVSLUTTENDE KOMMENTARER

Erfaringene fra Nykirke kryssingsspor viser hvor viktig bestemmelse av geotekniske dimensjoneringsparametre er for valg av tekniske løsninger og kostnader. Fastsettelse av styrke- og deformasjonsegenskaper må ses i sammenheng med områdets geologiske forhistorie. Direkte bruk av resultater fra grunnundersøkelser av dårlig kvalitet, for eksempel på grunn av prøveforstyrrelse, kan innebære at det velges unødig kostbare løsninger som kunne vært unngått.

CPTU er en kosteffektiv metode for insitu bestemmelse av grunnens styrkeegenskaper. Dette gjelder spesielt i magre lavplastiske leirer, hvor effekt av prøveforstyrrelse innebærer at laboratorieundersøkelser på vanlige Ø54mm prøver kan gi tvilsomme resultater. Ved å utføre blokkprøvetaking på nye steder utvides stadig erfaringsgrunnlaget for bruk og tolking av CPTU.

Vertikaldrenering er en rimelig og effektiv metode for å fremskynde setninger av fyllinger på bløt grunn og fortjener økt anvendelse her i landet. Metoden anbefales kombinert med noe forbelastning.

Til slutt vil vi takke Jernbaneverket Utbygging, Veidekke og ICG for et konstruktivt samarbeid gjennom et spennende og utfordrende prosjektet. Kontraktsmodellen har bidratt til at aktørene har jobbet mot et felles mål, og vi håper dette kan bli modell for flere liknende prosjekter.



Figur 15 Poretrykk- og setningsmålinger.

REFERANSER

/1/ Karlsrud, K. (1995)
Blokkprøvetaging i kombinasjon med CPTU gir nye muligheter.
Geoteknikkdagen 1995.

/2/ Karlsrud, K., T. Lunne, K. Brattlien (1996)
Improved CPTU interpretations based on block samples. Nordisk Geoteknikermøte, Reykjavik, 1996.

/3/ Jernbaneverket Utbygging (1999). Modernisering av Vestfoldbanen. Parsell 5.1 Nykirke kryssingsspor. Sammenstilling av grunnundersøkelser. Rapport utarbeidet av Grøner AS.

/4/ Jernbaneverket Utbygging (1999). Modernisering av Vestfoldbanen. Parsell 5.1 Nykirke kryssingsspor. Kontraktsnummer :VY8A-02. Instruks til anbydere.

/5/ Jernbaneverket Utbygging (1999). Modernisering av Vestfoldbanen. Parsell 5.1 Nykirke kryssingsspor. Byggeplan: Beskivelse, Planhefte 1 (Tekstdel).

/6/ Jernbaneverket Utbygging (1999). Modernisering av Vestfoldbanen. Parsell 5.1 Nykirke kryssingsspor. Byggeplan: Tegningshefte, Planhefte 2 og 3

/7/ Lunne, T., P. K. Robertsen, J. J. M. Powell (1997)
Cone Penetration Testing in Geotechnical Engineering. E & FN Spoon.

/8/ NGI (2000). Prosjekt 20001030, Modernisering av Vestfoldbanen. Parsell 5.1 Nykirke Krysningsspor. Vurdering av grunnens styrke og deformasjons-egenskaper. Teknisk notat – 01, datert 2000-02-22.

/9/ NGI (2000). Prosjekt 20001030, Modernisering av Vestfoldbanen. Parsell 5.1 Nykirke Krysningsspor. Fylling ved Tangenbekken, profil 300 - 410. Teknisk notat – 03, datert 2000-02-22.

/10/ NGI (2000). Prosjekt 20001030, Modernisering av Vestfoldbanen. Parsell 5.1 Nykirke Krysningsspor. Verifikasjon av grunnens styrke- og deformasjons-egenskaper. Teknisk notat – 09, datert 2000-06-28.

/11/ Lunne, T., Berre, T. og Strandvik, S. (1997)
Sample disturbance effects in soft low plastic Norwegian clay.
Symposium on recent developments in soil and pavement mechanics, Rio de Janeiro, Juni 1997.

/12/ NGI (2000). Prosjekt 20001030, Modernisering av Vestfoldbanen. Parsell 5.1 Nykirke Krysningsspor. Fylling ved Tangenbekken, profil 300 - 430 Teknisk notat – 11, datert 2000-06-30.

Cand. real. Eystein Grimstad, NGI
Leder i Norsk Bergmekanikkgruppe

LEDERENS 10 MINUTTER

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2000

OPPGRADERING AV LIERÅSEN TUNNEL

Forskningssjef Anders Beitnes
SINTEF Bygg og miljøteknikk

Sammendrag

Lieråsen tunnel er en dobbeltsporet jernbanetunnel på den viktige Drammensbanen. Det tok 8 år drive den 10,7km lange tunnelen i Drammensgranitt med svært mye dårlig fjell. Sprakefjell og dypforvitret, svelleleirholdig berg medførte store sikringsmengder også utenom de forkastningsinduserte svakhetssonene. Ca 1/3 har utstøpnig, resten er sikret med sprøytebetong.

En stor del av hvelvstøpen, utført med prefabrikkerte takbuer, og mye av sprøytebetongen er i dag i dårlig forfatning, og sikker drift krever inspeksjon og vedlikehold som grenser til det maksimalt mulige sammen med rutegående tog. I tillegg er tunnelens standard innhentet av nye funksjonskrav mht. høyde, installasjoner og beredskapstiltak. Det planlegges nå en omfattende rehabilitering, der både hengsikringen fornyes og sålen senkes. Som beslutningsgrunnlag er det gjennomført analyser av risikoelementer, mulige arbeidsmåter og sikkerhetskrav. Alternativ med parallell tunnel er vurdert. I mest aktuelle alternativ skal utbedring gjennomføres på en og en side mens det avvikles trafikk på motsatt spor. Dette vil sette store krav til planlagt sikker arbeidsmetodikk og observasjon og beslutninger under utførelsen. Ny sikring må i stor grad baseres på bolter og fiberarmert sprøytebetong. Moderne sprøytebetong er også mest aktuelle løsning for supplerende hvelvkonstruksjon der gamle hvelv ikke lenger er bæredyktige.

Summary

Lieråsen is a twin track, single tube railway tunnel on an important line south of Oslo. It took 8 years to complete the excavation of the 10,7 km long tunnel through difficult rock conditions. Rock burst and swelling rock occurred frequently also between tectonic weakness zones. Approximately 1/3 is lined with concrete vaults, the rest has shotcrete lining.

Today, a larg part of the lining is in poor condition and safe operation calls for maintenance to the limit of what is possible, considered scheduled traffic. Adding to this are new operational demands, complying profile, installations and safety, so a plan for rehabilitation is required and now under way, including new roof support and lowering of the track base. Risk assessment, various work methods and safety demands have been studied for the purpose of decision of strategy. Several alternatives for a new, parallell tunnel have been considered too. The probably most actual strategy will be to perform a renewal of the tunnel on one side at the time, letting trains pass on the opposite track. Big challenges will have to be encountered both in respect of safe work and decisions. New rock support as well as support of old vault sections will be by use of modern shotcrete.

Fakta om Lieråsen tunnel

Lengde:	10,7 km (Asker st- - Lier st. på Drammensbanen)
Type :	2-spors jernbanetunnel med elektrisk drift
Tverrsnitt:	netto 60m^2, bredde 9 m (Romeriksporten: 89m^2, b=11,5)
Geologi:	Kambro-silur-skifre og hornfels: 1,2 km
	Drammensgranitt: 9,3 km
	"Randsone Lier" (breksje/porfyr): 0,2 km
Utstyr:	Frostport v/ Lier, lite vann & frostsikring, ett sporvekselfelt,
	ikke nød-lys eller røykventilasjon

Problemer under driving

Driften ble påbegynt i 1963 fra begge sider (ikke tverrslag). NSB drev i egen regi. NSB's plankontor gjorde mye av planleggingen selv og hadde en stødig og faglig flink "prosjektleder" i G. Håland. De benyttet Kontor for fjellsprengningsteknikk som rådgiver i drive- og sikringsteknikk. NSB's egen geolog tok seg av ingeniørgeologien, etter hvert med hjelp av Selmer-Olsen.

Det viste seg snart at det skulle bli store drive- og sikringsproblemer. I ettertid kan vi se at dette var det vanskeligste tunnelarbeidet som var gjennomført i Norge til da, men det er lite annet enn nøkterne fakta som forteller om forholdene.

Fra Asker-siden hadde man nok ventet noe problemer i kalk- og skiferbergartene, men her var det særlig store vannlekkasjer som skapte problemer fra starten av. Mye av terrenget over ble drenert, men det var en nøktern holdning til slikt enda. Disse vannlekkasjene ble ikke forsøkt tettet, og det renner fortsatt svært mye vann i tunnelen. Til dels er dette en del av de problemer jeg skal komme tilbake til.

Drivingen inn fra Lier støtte raskt på en svært dårlig sone. Og det ble tatt i bruk tung sikring, der hvelvet består av plasstøpte vegger og prefabrikkerte, 1m brede lameller med skjøt midt i hengen. Jernbanen hadde benyttet dette prinsippet på en rekke tunneler etter krigen. Man var opptatt av arbeidssikkerhet og regnet den prefabrikerte buen som et godt egnet "tak". Men når det først skal støpes veggseksjoner, tar det tid å få et lamellhvelv på plass. Det oppsto stadig tendenser til ras som truet med å komme ut av kontroll. Ett sted, der det var påbegynt en planlagt nisje, måtte man støpe midtvegg, plassere lameller og det ble bygd en forsterket bue av armert betong oppå prefab-elementene. Jeg tror ikke dagens krav til arbeidssikkerhet ville ha gjort dette mulig.

Etter bare noen hundre meter i svært dårlig berg, begynte man å se på tunnelgeologien med nye øyne. Det ble gjort inngående studier av forholdene i dagen, og man kom til at det var en stor grad av sericitt-omvandling (nedbrytning i feltspaten) i granitten i tillegg til strukturelle knusningssoner og diabasganger. Knusningssonene hadde betydelig innslag av svelleleire, i tillegg til at den forvitrede granitten viste svelleleirelignende egenskaper. Diabasgangene var også sterk oppsprukket På bakgrunn av studiene, og kanskje mest for å bygge opp litt optimisme, ble det bestemt å gjøre en traseendring fra Liersiden ved å dreie tunnelen mot sør. Dermed ble det innført en kurve med radius 1500m, noe man i dag ikke er særlig glade for.

Et antagelig helt uventet fenomen, var at det oppsto til dels kraftig sprak i partier med vekslende mellomrom. Spenningskonsentrasjoner i kompetent berg mellom de forvitrede partiene, og en klar tendens til konsentrasjon ved diabasgangene nevnes som sannsynlige årsaker. Det er nok også en større horisontal komponent enn overlagring og lokal topografi skulle tilsi.

"Nye" sikringsmetoder tatt i bruk

I 1968 gikk man over fra prefabrikkerte elementer til skjoldstøp med moderne, hesteskoformet stålskjold. Dette var et stort fremskritt i de dårligste sonene. Man prøvde imidlertid tidlig å komme inn med mest mulig fremdriftseffektiv sikring i "litt bedre" berg ved å innføre sprøytebetong som sikring ved stuff. Dette var relativt nytt i 1963 - 65, i hvert fall i så stor skala. Det ble benyttet tørrsprøyting (med trykkluftkanon), i utgangspunktet sammen med bolter og nett. Etterhvert fungerte dette bra. Man observerte ved noen forsøk at sikring med sprøytebetong, selv uten bolter, tilsynelatende virket effektivt. Dette anlegget kan nok derfor ses på som kimen til den etterhvert utsrakte praksis med sprøytebetong ved sprakefjell. På den annen side så man etter noen tid, til dels så lenge som 3 – 4 år, at det kunne utvikle seg nedsatt stabilitet med betydelig omfang av oppsprukket berg bak sprøytebetongen, og det måtte ettersikres i de uboltede sonene i stor grad. Også mht. bolting var det visse nye erkjennelser. Uttrekkforsøk viste at så mye som 60% av de endeforankrede boltene (med shell-hylse) hadde løsnet eller sterkt nedsatt uttrekkskraft når de var oppspent inne ved stuff i sprakutsatte partier. Det ble gjort forsøk med polyesterforankrede bolter, som da var helt nytt.

Hele tunnelen har en eller flere former for komplett bergsikring i heng og vegger. 2/3 er sikret med sprøytebetong, 1/3 med betonghvelv. Av de siste utgjør lamellhvelvene, med eller uten overstøp, ca halvparten eller 1/6 av tunnellengden. Sprøytebetongen er kombinert med bolter og nett ved stuff i noe over halvdelen, resten ble bygd uarmert og for en stor del uten bolter. I stor grad kan vi se at sprøytebetongen er supplert med minst to ekstra påslag og bolter som permanentsikring lenge etter drivefasen. En del steder er det også utført tilleggsikring med nett etter at tunnelen ble tatt i bruk.

Tunnelen var ferdig drevet i 1971, altså etter 8 år, og ble trafikksatt i 1973.

Selv i dag betrakter vi dette sikringsomfanget som svært omfattende. Så kan vi legge til at det på den tiden ikke hadde utviklet seg noen tendens til sikring i utrengsmål eller av bekvemmelighetshensyn. Ved drift i egenregi er det heller ingen økonomiske forhold som har drevet opp sikringsbehovet. Fagfolkene som arbeidet for NSB hadde, må vi tro, like god kompetanse som de på andre anlegg.

Konklusjonen er at Lieråsen tunnel går gjennom usedvanlig vanskelige bergforhold. Dette vil utgjøre en utfordring som må tas på fullt alvor, enten man skal renske og fornye gammel sikring, eller om man skal bygge parallell tunnel. For det siste tilfellet vil jeg tro at forbolting og alkalifri sprøytebetong kan fremstå som nyttige metoder for raskere og sikrere fremdrift enn det man opplevde for 30 år siden. På den andre siden har oppfatningen av hva som er dårlig berg og akutt sikringsbehov endret seg med en effekt som slår den andre vegen.

Økende vedlikeholdsbehov etter 30 år vekker bekymring

Vedlikeholdet som er nødvendig for å opprettholde det ufravikelige kravet til trafikantenes sikkerhet, har vært jevnt økende. Vedlikeholdsmannskapene har registrert en økende tendens til at sprøytebetongen løsner i tynne skikt. Dette må stadig renskes ned. Samtidig har man registrert en utvikling i sprekkdannelse og bomme partier i sprøytebetongen. Et annet problem er rust og sviktende fester i den nettsikringen som er utført som "nødreparasjon". Dette må til dels klippes ned og erstattes. Det har en god stund vært bekymring for tilstanden til betongen i elementhvelvene. Rust, småskader og sprekkdannelser er tydelig flere steder, særlig i forbindelse med vannlekkasjer. Vann medvirker også til økende vedlikehold og allikevel stadig dårligere kvalitet på banelegemet. Også elektriske anlegg og andre installasjoner er utsatt for slitasje og økende fare for stoppende feil.

Viktig banestrekning

Når en nå skal vurdere tiltak for oppgradering av tunnelen, er det nødvendig å forholde seg til at dette er en svært viktig banestrekning. Kjøretiden Asker - Drammen ble forkortet fra ¾ time til ca et kvarter ved åpningen i 1973. Siden den gamle linjen er nedlagt (Spikkestad – Lier - Brakerøya) og umulig å reetablere, er eneste tilgjengelige omkjøring over Hønefoss - Roa. Lokaltogtrafikken mellom Drammensregionen og Oslo har utviklet seg til å bli meget stor og viktig. Dertil er Sørlandsbanen, Bergensbanen og pendeltogene på Vestfoldbanen avhengige av denne tunnelen. Mye av togmateriellet på Østlandet har dessuten Sundland ved Drammen som verksted og vedlikeholdsbase. Stenging i lange perioder er derfor uaktuelt.

Tilgjengeligheten til å utføre vedlikehold er stadig mer begrenset. Om man ikke skal lage forstyrrelser i den tette togtrafikken, kan man bare disponere ett og ett spor få timer om natten, og full utkobling kan nesten bare gjøres en natt pr. helg. Da sier det seg selv at de metoder man kan benytte for bl.a. å sikre utsatte partier i hengen er sterkt begrenset.

Det er et økende misforhold mellom den standard tunnelen ble bygd med og den utstyrs- og beredskapsmessige standard en i dag ville ønske i en så viktig og tett trafikkert tunnel. Hele denne situasjonen har gjort at de som er ansvarlige for driften har uttrykt sterk behov for en gjennomgripende vurdering av tilstand og utbedringsbehov.

Tilstand og utbedringsbehov

En rekke undersøkelser har vært gjort opp gjennom de siste årene, men det er forskjell på undersøkelser og beslutninger. I 1998 satte derfor Jernbaneverket Region Sør med hjelp av Banepartner (tidl.: Ingeniørtjenesten) i gang et målrettet og omfattende arbeid for å lage en plan for utbedring/oppgradering. SINTEF kom med i dette på linje med flere kompetansemiljøer. Som en tidlig konklusjon på dette arbeidet, er det iverksatt en intensivert inspeksjon innenfor rammen av tilgjengelig tid.

Det foreligger nå en hovedplan, og noen av de viktigste elementene i denne inngår i det som det redegjøres for her.

Høyden mellom sporet og hengen er stort sett for liten. Gjeldende krav til fri høyde og sikkerhetsavstander for moderne kontaktledning er det viktigste momentet her. Høyde fra skinneoverkant må jevnt over utvides med 20 – 25 cm. På grunn av den omfattende

hengsikringen og kompliserte forhold ved hvelvene, er en kommet til at eneste løsning er senking i sålen. Sporet må senkes 30+ cm for også å gi plass til ny sikring og forsterkede hvelv. Selv om det benyttes redusert ballast-tykkelse, må bergsålen senkes inntil 40 cm. Ulike metoder er vurdert. Sålemassen og dybden til fast bergoverflate er undersøkt med partivis tett boring. Lag av fast løsmasse, svakt berg og sterkt varierende dybde (fra tradisjonell sålesprengning) gjør at meisling med hydraulhammer synes mest relevant. Imidlertid fører dette arbeidet til operasjoner i mange trinn og mye masseflytting. Her er det fine utfordringer til kreative maskinbyggere! Ny drensledning må bygges samtidig, og her viser erfaringen at det er nødvendig med god kapasitet, enten ved stor dimensjon og selvfall eller punktvis pumping til samleledning.

Sprøytebetongen svekkes gradvis av karbonatisering, som også gjør seg gjeldene i de underste påslagene (arbeidssikringen). Tykkelser er registrert mellom 2 og 25 cm. Det dannes stadig flak etter lagdelingen fra de ulike, tynne påslagene. Dertil synes det som det har vært (og kanskje fortsatt er?) en langsom, men betydelig utvikling av oppbommet (spenningsomlagret) sone. Forvitringsgraden i granittens feltspat kan være en del av forklaringen. Altså har man en akselererende reduksjon i stabiliteten, ved økt last og samtidig redusert bæreevne, for å si det enkelt. Dette antas å omfatte mer enn halvdelen av all sprøytebetong, mer eller mindre jevnt fordelt i tunnelen. Ser man dette sammen med at det opprinnelig var en relativ nøktern vurdering av sikringsarbeidet, er det ikke tvil om det må gjøres en betydelig innsats for å komme opp på et fullgodt nivå med fortsatt lang levetid, og bl.a. frigjøre seg fra det intensiverte inspeksjonsbehovet. Mest nærliggende er det å gjennomføre meiselrensk, der gammel sikring og løst berg fjernes til en jevnest mulig kontur, og fortløpende sikre med ny, fiberarmert sprøytebetong og innstøpte bolter. Partier som fortsatt har så god sikringsfunksjon at ny sikring kan legges utenpå eller endog sløyfes, vil lett kunne fastslås underveis med renskeinnsatsen.

Boltene er alt overveiende endeforankrede og av svart stål. Alt under drivingen ble det konstatert problemer med forankringen. Det er en del rust på synlige frie ender, men det er ikke gjort systematisk registrering av tilstanden til innsprøytede bolter. Det er også tydelig at en del ettersikring er utført med perfo-bolter, som ikke akkurat er berømt for høy kvalitet. Erfaringene fra andre gamle anlegg tilsier at det nok ikke er så stor reduksjon i bæreevne i opprinnelig gode bolter. Allikevel mener jeg det ikke kan satses på de eksisterende boltene i en strategi for å oppgradere til 50 års eller lengre levetid. Altså består anbefalt utbedring i å erstatte med ny bolting i mønster og omfang som bestemmes av avdekkede bergforhold etter hvert som man rensker.

Nettarmering inngår som nevnt i mye av sprøytebetongen. Til dels er det rust, til dels er det liten overdekning, men jevnt over har nettarmeringen hatt en klart positiv effekt på sikkerheten i forhold til uarmert sprøytebetong. Der sprøytebetong med nett må renskes ned, har man et problem. Det vil lett kunne rives ut større partier enn man ønsker for å beholde kontroll. Antagelig må det utvikles metoder for å klippe eller sage ut passe store ruter. Det kan også gjøre nedrensket materiale mer håndterbart enn dersom det kommer ned flak på 2 x 5m eller mer.

Som nevnt er det en del steder sikret med nett (flettverk) i ettertid og som en del av vedlikeholdet. Noen steder er det stadig nedfall og nettet må tømmes ved inspeksjon. Jevnt over har denne sikringsformen tvilsom kvalitet og må uansett skiftes ut eller suppleres med jevne mellomrom. I en fullstendig oppgradering, vil ikke nett av denne typen inngå i den

langsiktige sikringen, men en kan måtte nødreparere over "motsatt spor" med slik sikring inntil den komplette løsningen kan gjennomføres.

Betonghvelv av prefabrikkerte elementer vekker den største bekymringen. Karbonatisering har gitt en viss, generell svekkelse av trykkstyrken. Verre er det at klorider fra den opprinnelige produksjonen (salt som akselerator) medfører rustangrep på armeringen og tilhørende sprengvirkning i de delene av betongelementene som ikke er massive. Denne utviklingen kan ikke stoppes av ytre tiltak. Situasjonen er på grunn av opprinnelig lav styrkeutnyttelse enda ikke kritisk i mer enn svært få elementer, og det gis på grunn av aktuell bruddform synlig forvarsel. Hvis det oppstår eller videreutvikles brudd i not-og-fjærskjøten mellom elementene midt i hengen, kan det tenkes en dramatisk utvikling. Men restlevetiden går uansett jevnt og trutt mot null. Elementene kan ikke fjernes hele. Rasmasser og overstøp gjør dette praktisk umulig. Nedsaging i biter á for eksempel halve deler (1/4 bue) kan være mulig, men blir veldig omstendelig og seint og vil kreve omfattende hjelpesikring av foreløpig gjenstående del av buen. Man har inntil videre kommet til at utbedring må gjøres i form av nytt hvelv under det gamle, enten som et fastboltet stålhvelv, eller kanskje best som et armert og sprøytestøpt betonghvelv. Første trinn, som også kan benyttes som strakstiltak, vil være å feste en sammenbindende bjelke på undersiden av elementskjøtene i midten av hengen.

Plasstøpte betonghvelv og vegger har vist liten reduksjon i styrke, og bortsett fra litt forvitring der vann renner i støpeskjøtene, er det ikke nødvendig å skifte ut eller forsterke disse. Meisling, dreneringskanaler og lukking med sprøytebetong er mest aktuelle utbedring. På 3 – 4 steder er det laget store drenskanaler i de støpte seksjonene. Dette var gjort for å samle og lede bort store vannmengder. Slike steder må en gå inn og sikre en fortsatt god dreneringsfunksjon, hvis det ikke er forhold for å etterinjisere og dermed redusere litt av den store lekkasjen.

Vannavskjerming er det som nevnt lite av i tunnelen, og det som er prøvd laget i ettertid har fungert dårlig. Drypp og rennende lekkasjer i togprofilet er uforenlig med ønsket om lang levetid og sikker funksjon av ledninger og skinner såvel som kravet til et stabilt og vedlikeholdsvennlig banelegeme. Under utbedringen av sikringen må en derfor også gjennomføre en fullstendig dryppavskjerming. Det er ikke gjort noen avgjørende metodevalg for dette enda, men det blir behov for å kunne variere mellom separate drenskanaler og heldekkende "lining". I dette trange tverrsnittet har man en ekstra utfordring i vindkreftene fra passerende tog.

Tilstand og utbedringsbehov i det elektrotekniske utstyret, samband og lignende er en vesentlig del av problemstillingen. Det kunne vært holdt egne foredrag om dette, men det berøres her bare i den grad det har betydning for strategier og sikkerhet for anleggsarbeidene.

Utbedringsstrategi

"Hvorfor ikke bare bygge ny tunnel?" vil vel de fleste si etter denne lange listen av problemer som åpenbart kompliserer utbedring mens det må avvikles trafikk i tunnelen. Argumentene for dette er mange. I tillegg til det som er nevnt foran kommer at det er behov for vesentlig forbedret rømningssikkerhet, at last-tverrsnittet og fritt rom rund togene burde vært større enn det som kan oppnås i det gamle løpet, at et nytt sikringsanlegg (for togstyringen) må bygges før en kan starte utbedringen o.s.v.

Det er da også gjort en grov vurdering av byggekostnader og byggetid for ulike alternativer med ett- eller tospors ny tunnel, TBM eller konvensjonell tunnel, sammenkobling med eksisterende tunnel et stykke inne osv. Disse alternativene er sammenlignet med en mer inngående beregning av basisalternativet, som innebærer en fullstendig renovering og oppgradering av eksisterende tunnel. Sammenligningen viser at det med stor sannsynlighet tross alt er klart lavest kapitalbehov for basisalternativet. Dessuten kan man ved dette alternativet anse en stor del av kostnaden som fornuftig bruk av vedlikeholdsmidler man har styring med, mens en ny tunnel i sin helhet må "stå i kø"/vente på prioritering innenfor begrensede investeringsbudsjett som vedtas år for år. Dette kan høres litt rart, men det er en helt reell situasjon slik premissene er for utbygging av samferdsel i Norge. En endring av premissene tilligger bare Stortinget.

Arbeid med mange utfordringer

Oppgradering mens det avvikles trafikk i tunnelen vil introdusere en rekke utfordringer som avviker sterkt fra det å bygge nytt. Den viktigste delen av dagens trafikk kan avvikles hvis utbedring begrenses til ett spor og ca 1/3 av tunnellengden som suksessive arbeidsavsnitt. Da forutsettes innlagt ett nytt sporvekselfelt, slik at enkeltsporet strekning maks. blir omkring 4 km. For at den samlede ulykkes- og rømningssikkerhet ikke skal bli dårligere mens man har denne sporsituasjonen, må det bygges inn noen tiltak før selve den seksjonsvise utbedringen starter:

- Tverrslag bygges inn til det ene 3.dels-punktet.
- Via viftestasjon i tverrslaget og noen impulsvifter bygges det inn en styrt ventilasjon.
- Det etableres nytt sikringsanlegg for togstyringen, og
- Det etableres et forbedret kommunikasjonsanlegg.
- Det må anlegges en riggtomt med sidespor mellom Lier og Brakerøya. På Asker stasjon vil det ikke være plass i den aktuelle perioden, på grunn av arbeidene med nytt dobbeltspor Ski – Asker.

De anleggstekniske utfordringene er også flere:

- Rensk og ny sikring må foregå fra togvognsett. Det kan neppe aksepteres å arbeide flere steder på samme banestrekning samtidig, på grunn av evakuering og materialtransport.
- Rensk og ny sikring må utføres slik at kortest mulig felt står usikret til enhver tid. Dette gjelder ca 2/3 av tunnelen, som er sprøytebetongsikret. I denne prosessen ligger den virkelige utfordringen til ingenørgeologien. Det må fortløpende vurderes hva som tåles av meisling, og sikringen må tilpasses til det avdekkede problem. Selvfølgelig kan man lage noen klare styringskriterier og en trygg rutine med minste omfang av ny sikring, men det vil være alt for stor risiko å gjennomføre denne prosessen uten en tett oppfølging av god faglig kompetanse og beslutningsdyktighet.
- Rensk, ny sikring og reparasjon av elementhvelv må gjøres med en fysisk sperre mot nabospor. Nabosporet vil ha høyspent, strømførende kontaktledning og må ikke utsettes for risiko i form av nedfall, betongsprut eller bevegelige maskiner. Så langt har vi tenkt oss en teleskopisk vegg eller ramme med gardin som flyttes sammen med arbeidsmaskinene. Disse må ha begrenset bevegelighet. I tillegg ser en for seg saktekjøring for passerende tog og manuelt vakthold (sikkerhetsmann).
- Reparasjon/forsterkning av elementhvelv må gjøres ensidig. Da må en sørge for at skjeve påkjenninger kompenseres av forbedret sikring mot brudd i motstående element. Der det er nødvendig med mye meisling av gammel betong, må det være kort avstand (1 – 2 elementer) mellom meislingen og forsterkningen. Arbeidsmetoder må utvikles for rask

montering av armeringskurver og innsprøyting med alkalifri sprøytebetong. Samtidig skal alle vannlekkasjer tas vare på med ny tetting i elementskjøter eller bortledning i drenskanaler.
- Senking av sålen vil kreve utvikling av spesialutstyr. Et skinnegående renseverk kan nok senke sålen noe i en omgang, men mest sannsynlig må gamle spor fjernes mens man foretar meisling og kontinuerlig opplasting. Hvis dette gjøres rett i bakkant av prosessen med utkjøring av gamle skinner, kan ut-transporten gå på selvtømmende vagger. Inntransport og nytt spor kan benytte prosesser som er utviklet for nybygging. Mellom sporene blir det en gravekant som kan måtte stabiliseres med spesielle tiltak.

Tid og kostnad

Med ett år til kontrahering og forberedende arbeid, minst et halvt år til arbeid i hver seksjon og et halvt år til de siste etterarbeidene, er det i beste fall mulig å gjennomføre utbedringen i løpet av 4½ år. Dette er et anstrengt program, og det er anbefalt å sette av et helt år til i alle fall første seksjon.

Kostnadene er i stor grad bestemt av den mulige fremdriften og av alle de nødvendige hjelpetiltakene. Særlig nytt sikringsanlegg, som igjen må ombygges i anleggsperioden, vil kreve en stor del av kapitalbehovet. Det kommer også en del kostnader til å kjøpe alternativ busstransport når hele tunnelen må disponeres og for de tog som systematisk ikke får plass på rutetabellen. Så langt er det beregnet et samlet behov for 700 – 750 mill. Hvis Jernbaneverket etter nærmere vurdering gir avkall på eller utsetter noen av funksjonskravene, kan det gjennomføres en sikkerhetsmessig forsvarlig utbedring til en noe lavere sum. De mest konkurransedyktige alternativene i form av ny tunnel, vil på sin side kreve omkring 900 - 1200 mill, pluss at det da uansett må gjøres betydelig utbedring i den gamle tunnelen hvis en skal utnytte fordelene av å ha denne i beredskap eller til senere kapasitetsreserve.

Sluttord – hva lærer vi?

Jeg vil forsøke å trekke noen enkle, generelle betraktninger ut av arbeidet så langt:

- Anlegg bygd i oppgangsperioden omkring 1970 kan i dag ha nådd sin praktiske levealder.
- Sprøytebetong utført etter tørrsprøytemetoden på stuff har langt fra tilfredsstillende kvalitet/levetid i forhold til hva vi venter av sprøytebetongsikring i dag.
- Sprøytebetong uten armering har en ikke uvesentlig evne til å være med på deformasjon, men samtidig øker faren for nedfall. Armering med gammeldagse nett er en klar sikkerhetsforbedring.
- Prosessen med spenningsindusert deformasjon kan fortsette over mange år selv i "norske" bergarter. Drammensgranitten er imidlertid spesiell, med usedvanlig omfang av indre forvitring.
- Fabrikkprodusert betong fra omkring 1970 kan være utført med skadelig innhold av salter (brukt som aksellereator), noe som er sterkt skadelig for armeringen. (det har vi sett også i andre sammenhenger).
- Det er så mange spesielle forhold ved oppgradering av gamle underjordsanlegg, og oppgavene blir etter hvert så store, at det kan forsvares å utvikle et eget fagtilbud eller en kursserie i dette temaet.
- Entreprenørene gjør klokt i å utvikle metoder, organisering og evt. utstyr for å stå rustet til slike oppgaver.

Og så spør vi oss: Var det dårlig ingeniørkompetanse eller manglende forståelse av sikringsbehov som førte til at dette anlegget nå er i ferd med å nå sin praktiske levealder? Og jeg vil personlig mene: Nei. Selv i etterpåklokskapens klare lys, ser en at en tyngre sikring ville ha kostet uforsvarlig mye. Alternativet var den gang i praksis bare full utstøpning i hele lengden, noe som hadde kostet minst 3 ganger så mye som sprøytebetong med bolter og nett. Tidlig i byggeperioden hadde man ikke teknologi for en effektiv fremdrift med skjold for full støp heller. Når den utførte sikringen tross alt har fungert tålig bra i 25 år, kunne en ikke forsvare høyere investeringskostnader av noen betydning. Selv om det hadde vært fint med mye lengre levetid på bergsikringen, ser vi at andre funksjonskrav innhenter behovet for å heve standarden, og det skjer fortere enn det vi i dag bruker som dimensjonerende levetid.

Det eneste ankepunktet i ettertid kan være det med salt i betongen. Lærebøker fra tidlig på 1900-tallet burde ikke vært lagt i søpla.

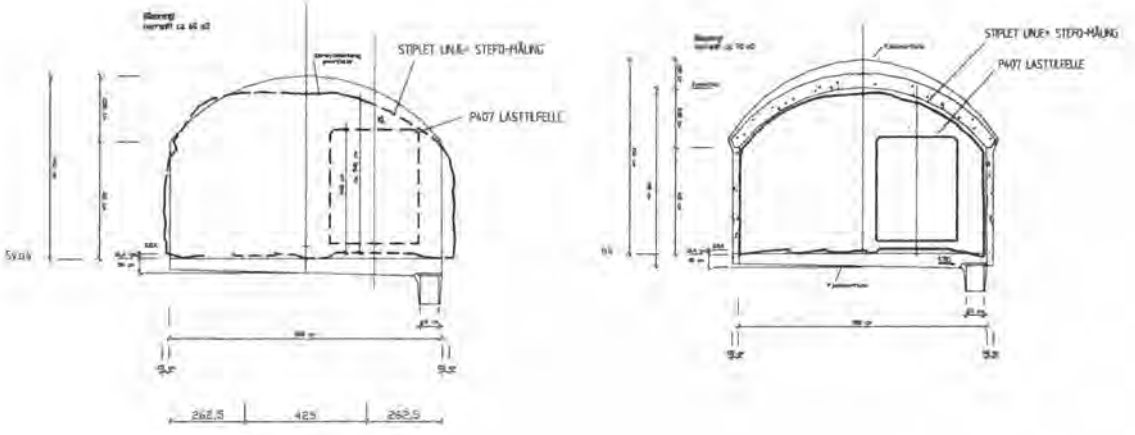


Fig. 1 Snitt av tunnelprofilet ved elementhvelv

(egen side):
Fig. 2 Lengdeprofil med geologi og sikring

Referanser

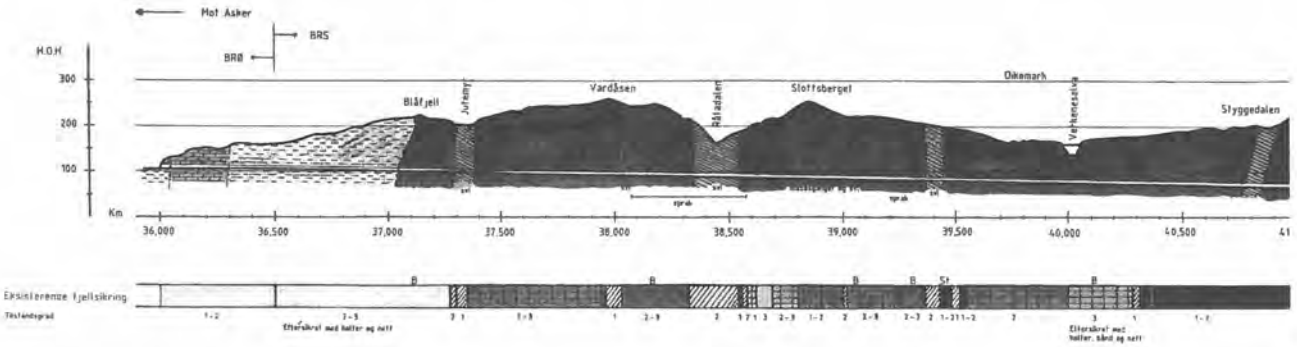
Hartmark, Håkon, 1976: "Lieråsen tunnel – sikringsarbeider" NSB teknikk nr. 3, 1976.

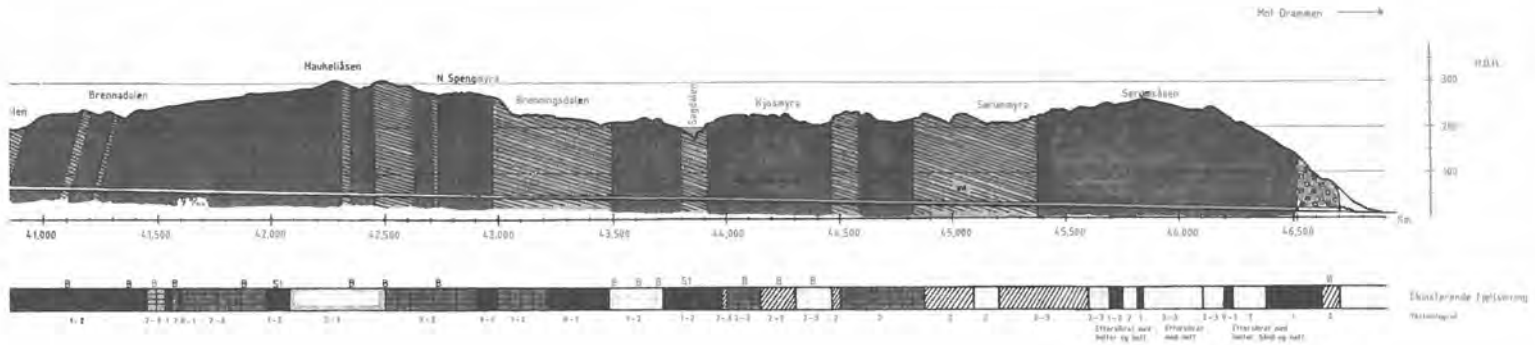
Heltzen, Anders, 2000: Personlig meddelelse.

Håland, Gustav; 1970: "Erfaringer fra sikringsarbeider i Lieråsen tunnel". Fjellsprengningskonferansen 1970; NFF egen utgivelse.

Jernbaneverket Region Sør; 2000: "Hovedplan Rehabilitering av Lieråsen tunnel", Særtrykk BanePartner.

Schach, R; 1972: "Måling av belastninger på sikringskonstruksjoner med Gløtzl-celler", Fjellsprengningsteknikk/Bergmekanikk 1972; Ingeniørforlaget.





Tegnforklaring:

Geologi

Drammensgranitt

Vulkansk bretsje/Nordmarkittporfyr

Nordsjø

Kalksilikat/Marmor

Større svakhetssone, stedvis samlet mot dalsøgenger

Bergartsgrense

sprak Sprakfjell

svl Svellelaire

Tiersøyne

Plasstedt betongforing

Prefabrikerte betongelementer

Nettarmert sprøytebetong

Sprøytebetong og holter

Nettarmert og bolter sprøytebetong

Uarmert sprøytebetong

B Bom betong

St Stenvelt i betong

Nr.	Brøna ordning	Dim.	Tgn.
LIERÅSEN TUNNEL		Målestokk	SE TEGN.
		Dato/tegn	2000.08.01
JERNBANEVERKET REGION SØR		Tegnet	AMG
		Kontr.	
		Godkjent	
LENGDEPROFIL EKSISTERENDE TUNNEL		Konsulent	*BanePartner
HOVEDPLAN		Tegn. nr.	F06

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2000

SPRAYABLE MEMBRANE FOR WATER PROOFING OF SPRAYED CONCRETE, - EXPERIENCE

Permanent vanntetting med sprøytbar membran i kombinasjon med sprøytebetong, - erfaringer

M. Sc. Knut F. Garshol
MBT UGC Latin America

SUMMARY

Water proofing of tunnel linings by joint welded sheet membrane is the traditional solution. The disadvantages of this system are well known, but until recently there was not really any alternative. The new option is a sprayable one component water borne acrylate paste, that after drying out becomes a well bonded elastic water tight membrane. This membrane can be used as a substrate for shotcrete application and the bond is more than 1.0 MPa on both sides. The speed of application, no problem to create a joint free membrane in a step wise manner and being independent of geometry, are among the main advantages. The materials properties are described in more detail below, including practical experience from two hydropower projects in Brazil.

SAMMENDRAG

Vanntetting av tunneler har tradisjonelt blitt løst ved hjelp av membran på rull, sveist sammen i skjøtene. Ulempene med denne metoden er vel kjent, men gode alternativer har ikke eksistert. En ny mulighet er bruk av en enkomponent vannbåren pasta på akrylat-basis. Etter uttørking danner denne pastaen en elastisk tett membran som hefter meget godt til betong. Den kan også brukes som underlag for sprøytebetong og heften på begge sider av membranen er da bedre enn 1.0 MPa. Meget høy påføringskapasitet, kontinuerlig membran uten skjøter, selv om utførelsen er stegvis og full uavhengighet av geometri er noen av hovedfordelene. Materialegenskaper og andre detaljer beskrives nærmere i det etterfølgende, inklusive praktisk erfaring fra to vannkraftanlegg i Brasil.

INTRODUCTION

The traditional way of preventing ground water ingress through the tunnel lining is by sheet membrane installed between the primary sprayed concrete support and a the so-called permanent in situ concrete lining. This approach has a number of built in disadvantages:

- Sheet joints must be welded and the quality control must be rigorous to avoid leakage.
- Working with large sheets that has to be suspended from the roof and walls of the tunnel is labor intensive and time consuming and is hampering other tunnel activities.
- Undulations in the substrate must be limited to avoid over-stretching the membrane when concrete pressure comes onto the membrane during concrete pouring and the membrane must be protected by a geotextile layer.
- Point damages to the installed membrane during erection of concrete formwork and installation of reinforcement can occur and are difficult to detect and repair.
- Sprayed concrete will not stick to sheet membranes and can only be applied in combination with cover sheeting like geotextile and reinforcement mesh to tighten the substrate and provide basis for sprayed concrete build-up.
- Most serious is no bond between concrete or shotcrete on either side of the membrane. This has the effect that pressurized water present on one side of the membrane will reach any point damage and will cause a water leakage. Furthermore, the water leaking through the membrane can follow the other side interface and appear visually in construction joints or concrete cracks meters away from the actual leakage point. There is no way to detect the location of the problem and the repair is therefore very difficult.
- If any kind of penetration of the membrane is required, e.g. for bolts to suspend tunnel installations like ventilators, light and cables, signals or reinforcement cages for the final lining, it is difficult to ensure tightness.
- In a drill and blast excavated hard rock tunnel, frequently the permanent support can be accomplished by an average shotcrete thickness of less than 250 mm. Permanent in situ concrete linings planned to be about 300 mm thick, ends up being double and triple that, due to overbreak during excavation. If such a lining is there just to keep up a sheet membrane, it becomes excessively expensive.

Most of the above problems are solved or very much reduced by using a sprayable membrane on acrylate basis, Masterseal 340F.

PROPERTIES OF THE MASTERSEAL 340F SPRAYED MEMBRANE

is a water borne non-reactive polymer dispersion, one component cement free paste, ready for use (spray application). When sprayed onto a substrate like concrete or sprayed concrete in a thickness of typically 3 to 4 mm, it will dry out in one to two days and change from a sticky paste to an elastic membrane. The main technical properties can be summed up as follows:

- Color: Light green and white
- Supply form: One component paste
- Density: 1.4 ±0.05 kg/l
- Thickness of application: 2 to 8 mm
- Surface and application temperature: +5 to +30 °C
- Failure stress (MPa, tension): 2.0 ±0.1 at 20 °C
- Bond strength on concrete: 1.1 MPa
- Crack bridging (20 / 0 / -20 °C): 120 / 80 / 60% of thickness
- Toxicity: No harmful effect is know

- Transport classification: No classification
- Cleaning of equipment: Tap water

Important to note is the excellent bond against concrete and equally important: Sprayed concrete can be applied against the membrane as a substrate and the shotcreting process behaves as when spraying on rock or concrete. Furthermore, the shotcrete bond with as a substrate is equally good (1.1 MPa). This is very well demonstrated by core drilling through such a sandwich, producing full-length cores with a membrane layer. When breaking the core, the fracture will frequently be in concrete or part concrete and membrane contact. The membrane also bonds well against steel, hot dip galvanized steel, aluminum and even fresh rock.

Practical experience and tests have demonstrated that steel fibers may be used in both the substrate concrete and in the sprayed on concrete, without any damage to the membrane.

"What about durability of the membrane" is a frequent question, which see reasonable to ask regarding a new product. Important to note is that there is a 40 year experience basis for the basic chemistry involved. Experience from polymer modified mortars and concrete is widespread. Hundreds of tons of such mortars are being used per year and there is no reason to expect any durability problem for the membrane in a concrete environment.

By submerging membrane sheets into a number of different chemicals, the results in conclusion are: Only strong concentrated organic solvents and concentrated acids can damage or destroy the membrane.

An important practical point to be aware of is the fact that application of a non-reactive paste, which takes time to dry out (cure), cannot fight active water through the substrate, at time of application. If such active water is present it will penetrate the membrane before it can set and this will produce a leakage point. How to deal with this will be discussed under the heading "The drainage geotextile DR1".

However, contrary to e.g. sprayable systems on polyurethane basis, there is no problem with substrate humidity. Actually, if the substrate concrete is dry, it must be pre-wetted and allowed to surface dry, before application of the Masterseal 340F. Such surface humidity improves the bond strength and must be ensured before spraying.

APPLICATION OF MASTERSEAL 340F

The application of Masterseal 340F is very simple and can be executed by a simple mono-pump like the Putzmeister S5. In addition a compressor is needed for compressed air in the nozzle. The product is poured into the hopper of the pump, pumped through the hose to the nozzle, where compressed air is used for atomizing and spray jet creation. The nozzle can be easily handled manually by one man and an application capacity of 50 m^2/h is quite normal.

By attaching the nozzle to a spraying head of a shotcrete manipulator, this capacity can be increased to 200 m^2/h and more. This equipment set-up takes away the need of platform, even in large tunnels and caverns. It also gives the opportunity to apply

Masterseal 340F directly on the fresh shotcrete just applied by the same manipulator, thus combining the effect of membrane for sealing purposes and a concrete curing membrane.

In applications with very strict tightness requirements, there will be a focus on ensuring a minimum thickness and an acceptable uniformity of the membrane. This is why the product is available in two colors. By spraying one after the other in two separate operations, the visual control of surface coverage is improved. Sampling of sprayed layers shows that the thickness control by this method is very good and adequate for all practical purposes.

Shotcrete surfaces are sometimes very rough, depending on a number of practical influence factors during shotcrete application. The more rough substrates are not suitable for Masterseal 340F for two reasons:

1. It is more difficult to ensure a continuous membrane without pinholes.
2. The materials consumption may increase from the normal 4 to 6 kg/m^2 by a factor of two. It is less costly to spray an extra fine-mortar smoothening layer first and the result will also be better.

THE DRAINAGE GEOTEXTILE DR1

In cases where a part surface (or full surface) drainage is required, and/or where active water is penetrating the substrate thus precluding Masterseal 340F application, the specially designed geotextile DR1 can be used.

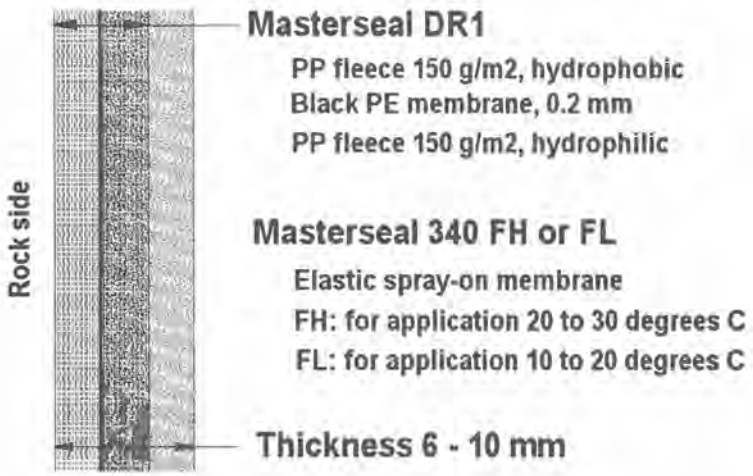


Figure 1 *The 3-layer geotextile DR1 with Masterseal 340F applied*

This product consists of polypropylene fleece geotextile in two layers (each 150 g/m^2) with a 0.2 mm PE membrane laminated between them. The thickness of this 3-layer product is about 4 mm and it comes in roles of 1.95 x 50 m. A special feature is that the

fleece side to be facing the rock side (the wet side) is hydrophobic, while the other fleece layer is hydrophilic. When shooting nails through the DR1 into the concrete substrate for fixation, the pressure from the rubber washer compresses the fleece and helps preventing a water drip at the penetration. The other side will easily be saturated by the membrane when spraying it on, thus ensuring a good bond and membrane continuity.

The purpose of the thin layer of PE membrane in the middle of the DR1 is to drain away water migration through the substrate while the Masterseal 340F gets time to dry out. The nails used can be of any type designed for penetration into concrete and should be combined with a stiff rubber washer. There are pneumatic guns available for such works. The DR1 sheets must be overlapping by about 5 cm in the joints. To ensure continuity of the Masterseal 340F across joints double sided Velcro strips are used to tie down the joint. Without the Velcro strips the compressed air jet from spraying of the Masterseal 340F would cause the edge of the overlapping sheet to flap in the wind and create a leakage point.

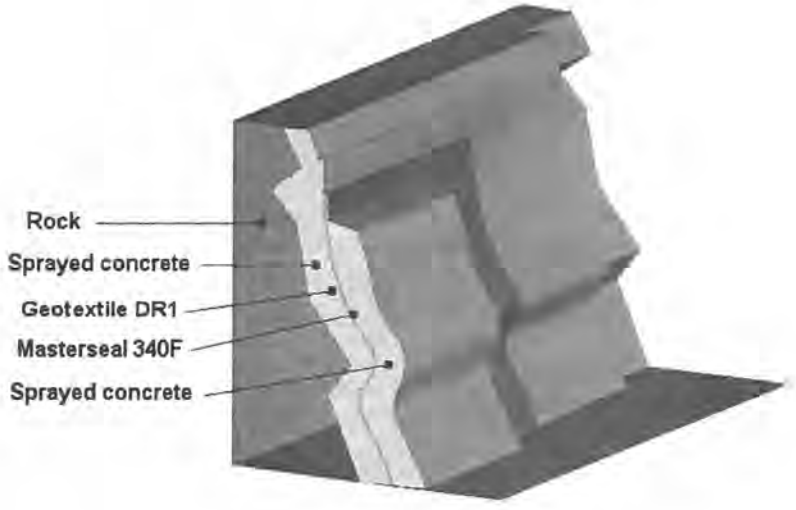


Figure 2 *Sandwich of shotcrete/drainage geotextile/membrane/shotcrete*

FULL SCALE TESTING IN THE HAGERBACH TUNNEL IN SWITZERLAND

A tunnel section of about 10 m length was equipped with Fuko injection hoses placed longitudinally along the tunnel contour with a spacing of about one meter. These hoses were covered by shotcrete, Masterseal 340F was applied onto the shotcrete and the

cover layer of shotcrete was sprayed as the last step. This monolithic sandwich was then subjected to external water pressure, by feeding the Fuko hoses with pressurized water.

The whole test was running for 56 days altogether and started at low water pressure, but with a stepwise increase up to a maximum of 15 bar, or 150 m water head. The membrane protected area was bone dry during the whole test period. In the tunnel wall there was a window in the cover shotcrete, exposing the Masterseal 340F membrane the size of 1 x 1 m. The membrane did not debond and also this area was completely dry. It must be mentioned (to demonstrate that the water pressure system did work) that an area sprayed with a polyurethane membrane with the same kind of window in the cover shotcrete, produced a debonded membrane "pillow" inflating like a balloon into the tunnel.

Tests have also been carried out with DR1 fixation in the roof while water was running and a drip free DR1 tunnel side surface was achieved, draining the water behind the DR1. Spraying of Masterseal 340F could be carried out without any damage from the running water. It was furthermore demonstrated that shotcrete application onto the DR1/ in the roof could be carried out without problems. Contrary to expectations, it was even a very hard job to remove the cover concrete and membrane, after the testing had been finalized.

MACHADINHO HYDROPOWER PROJECT, BRASIL

This 1150 MW project is located in the SW of Brasil, close to the town of Piratuba. Owner: Gerasul. Contractor: Camargo Correa. Designer: CNEC (Brasil). Upstream of the powerhouse there are three inclined pressure shafts with an excavated diameter of 11 m. With an inclination of 55° and a length of about 100 m, the maximum internal water head in the shafts is about 10 bar.

The shafts are located in highly fractured basalt and the rock cover is partly just a few meters. The risk of water leaking out from the shafts into this jointed and minimal rock cover, with the possibility of hydraulic fracturing, was the main reason for requiring water tight shaft linings. The construction method chosen was as follows:

The shafts were excavated by drill and blast and they were supported by shotcrete. After part of the Masterseal 340F application had been done, it became evident that the shotcrete surface roughness was too high. It was therefore decided to apply a smoothening layer of pre-bagged fine mortar. This mortar layer was also lightly worked over by a brush just after initial set, to further improve the surface quality. This worked out very well and most of the Masterseal 340F was applied onto this improved surface. When the membrane had dried out it was protected by a cover layer of shotcrete.

It should be noted at this stage, that the membrane was sprayed around and onto a large number of rebar dowels installed for later fixation of the heavy reinforcement for the in situ concrete lining of the shafts. Each shaft received about 300 tons of reinforcement steel and it is pretty obvious that the sprayed membrane protected against damage by a cover layer of shotcrete and sealing well around all the dowels, was a major advantage compared to a sheet membrane system. In addition, there were also a large number of pipes for later drilling and grouting of the rock and for temporary drainage of water during membrane application.

Because of execution of most of the membrane spraying during the wet and cool part of the year, there was a lot of ground water ingress and the membrane curing could be very slow. However, even if there were some practical problems, the result was very good with most of the cover layer of shotcrete being dry (indicating no leakage). It is also important to be aware that when a limited number of humid spots or even drip points are observed after works execution, those spots can be treated by drilling spot drainages and a local membrane application, or injection. The result could be visually verified as satisfactory before continuing with the concrete lining.

The total area sealed by Masterseal 340F was 6200 m^2 and the consumption was in average 6 to 7 kg/m^2. Application was executed in two steps, by first applying a full visual cover with one color and then another layer covering by a contrast color. Quality control was carried out by drilling a pattern of "core" holes to take out round membrane disks for thickness control. The holes created could be easily repaired by manually patching the spots with the membrane paste.

Both the Client and the Contractor at the Machadinho powerplant project have expressed their satisfaction with the Masterseal 340F solution. The result so far has been technically very satisfactory and the project has saved important and valuable construction time.

ITA DAM, BRASIL

The Ita hydropower project is located downstream in the same river as Machadinho and the plant is now in operation. When test-filling the outlet water channel downstream of the powerhouse, a backflow water ingress into the powerhouse was detected. The ingress was in total 120 m^3/h. The water penetrated both sides of the concrete/rock interface at the sides of the excavated outlet channel, with about 75% of the total in one side.

A number of alternatives were discussed, including contact injection, but it was decided to try Masterseal 340F as follows:

From the bottom of the water channel to normal water level is about 20 m in height. The corners on both sides, between concrete and rock, were sprayed with shotcrete over this height plus some margin. The shotcrete was used to produce a smooth curve rather than a sharp 90 angle, spraying some decimeters on both sides of the corner.

The same area was sprayed by Masterseal 340F at about 60 x 60 cm over the full height. For treatment of both sides, about 600 kg of Masterseal 340F was consumed. Finally, a cover layer of about 50 mm of protective shotcrete was applied over the Masterseal 340F.

The result was excellent, since both sides were reported practically dry. It is obvious that this solution was much quicker and less costly than any of the alternatives discussed in advance.

CONCLUSION

The Masterseal 340F sprayable water proofing membrane offers solutions not previously available. In comparison to any form of sheet membrane, the main advantages are:

- Full flexibility to adapt to difficult geometry and step wise excavation procedures, since joints are non-existent and the spray-application can follow any geometry without added problems.
- The excellent bond to concrete substrate and equally good bond of shotcrete against Masterseal 340F as a substrate. This prevents water migration along the membrane interface to concrete or shotcrete. The probability of actually having a leakage at a membrane damage point is therefore small and if it happens, the damage location is known and can easily be repaired.
- Practical, easy to execute without blocking access for other activities in the tunnel. With robot application, 200 m^2/h and more can be finalized.
- Penetrations necessary for anchoring of suspended structures can easily be accommodated, since spraying around bolts will also produce sufficient bond on steel, hot dip protected steel and aluminum.
- Offers major savings potential if in situ concrete lining can be omitted, by reducing the total concrete consumption by as much as 2/3.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2000

SKVISEFJELLET OVERRASKET SPESIALISTENE PÅ SPRAKEFJELL
The Squeezing Rock surprised the Experts on Rockburst

Cand.real. Eystein Grimstad
Norges Geotekniske Institutt

SAMMENDRAG

Da Lærdalstunnelen ble drevet gjennom en forkastningssone med 500 m spranghøyde, og mer enn 1000 m fjelloverdekning, utviklet det seg til et ras hvor 1200-1500 m^3 fjell kom ned over snaut to dager. Det ble pumpet inn ca. 750 m^3 betong over rasmassene. Etter utkjøring av rasmassene under betonglokket, ble tunneldriften utført med reduserte salver, kombinert med forbolter og tung sikring med 5 m lange gyste bolter, ca. 30 cm tykk fiberarmert sprøytebetong og armerte, sprøytede ribber. Etter noen få uker begynte det den tunge sikringen å sprekke opp. Flere bolter ble satt inn, og mer sprøytebetong ble lagt på til en samlet tykkelse på ca. 95 cm i hengen. 2-3 måneder etter utsprengning i det aktuelle området ble det støpt såle for å hindre sålen i å komme opp, og dermed veggene i å krype sammen. Deformasjonene som til da hadde akkumulert seg til ca. 20 cm i hengen, avtok merkbart. Deformasjonene gikk likevel videre med ca. 2 mm i uka 5-6 måneder etter driving, og avtok til mindre enn1 mm/uke etter 8 måneder. Estimert forhold mellom tangentialspenning, σ_θ og bergmassens trykkfasthet, σ_{cmass} er $\sigma_\theta/\sigma_{cmass} = 55/4 \approx 14$. Sluttsikringen ble fullført nesten et år etter raset, med 15 cm fiberarmert sprøytebetong kombinert med 4 m lange endeforankrede bolter i mønster c/c 1,5 m, og to parallelle deformasjonsslisser av PE-skum i hengen.

SUMMARY

When the Lærdal Tunnel was excavated through a fault zone with 500 m throw, and more than 1000 m overburden, a cave in with 1200-1500 m^3 of rock occured during two days. 750m^3 of concrete was pumped over the debris. The further excavation was after this done with reduced rounds and spiling bolts, and heavy support with 30 cm thick steel fibre reinforced shotcrete, 5 m long grouted rock bolts, and reinforced ribs of shotcrete. After a few weeks shear deformation occured in the crown and the springline. Cracking and spalling in the shotcrete and deformation of the rock bolts occured at the same time. The thickness of the shotcrete was built up to 95 cm in the crown, and more rock bolts were inserted. 2-3 months after excavation the invert was strengthened by cast concrete lining in order to avoid further heaving of the invert and convergence of the walls. The total deformation in the crown which so far was about 20 cm, slowed down, but continued with up to 2mm a week 5-6 months after excavation. After 8 months the convergence was less than 1mm/week. The estimated ratio between tangential stress, σ_θ and compressive strength og rock mass, σ_{cmass}, $\sigma_\theta/\sigma_{cmass} = 55/4 \approx 14$. The final lining was done nearly one year after the excavtion with 15 cm thick shotcrete combined with rock bolts c/c 1,5m, and and two 10 cm wide compression slots of polyetylene foam in the crown.

1. INNLEDNING

I den 24,5 km lange Lærdalstunnelen var høye bergtrykk i relativt hardt og lite oppsprukket bergmasse hovedutfordringen med hensyn til stabilitet og sikringsbehov. Med fjelloverdekning opp til 1450 m og teoretiske vertikalspenninger opp til 39 MPa, var avskalling og bergslag en hyppig forekommende situasjon, selv om det også var lange partier uten nevneverdige spenningsytringer fordelt over de meste av tunnelen. Normal sikringsmengde i de ulike spenningsnivåer var på stuff fra 20 til 45 polyesterforankrede bolter med varierende lengde fra 2,4 til 5 m avhengig av avskallingsdyp, og stålfiberarmert sprøytebetong i tykkelse fra 5 til 15 cm.

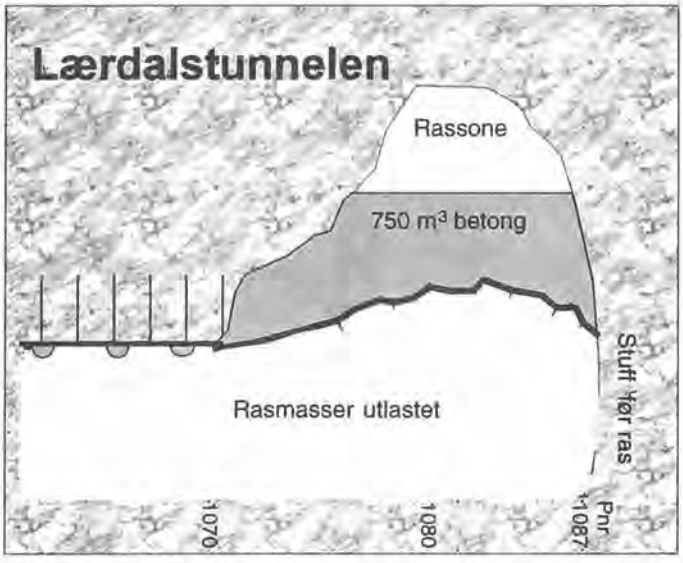
Snaue 11 km inn fra Aurlandsiden går tunnelen gjennom en forkastning med ca. 500 m vertikal spranghøyde. Forkastningen kan følges som en svakhetssone over mange kilometer til hver side for tunneltraséen. Den danner dype daler og forgrener seg i et parti noen km nord for tunneltraséen. Over selve tunneltraséen er sonen overdekket av løsmasser i mer enn 200m bredde. Under drivingen krysset tunnelen flere mindre svakhetssoner i et område ca. 1,5 km sørvest for forkastningssonen. Selve forkastningen besto foruten en ca. 50 m bred hovedsone av flere små svakhetssoner i 1-5 m bredde i forvitret og oppsprukket bergmasse med svelleleir på sprekkene. Disse små sonene voldte ikke noen problemer ut over at de måtte sikres med sprøytebetong og bolter i litt større omfang enn for de moderate spenningene som var vanlig i de tilliggende områdene.

Figur 1. Ras fra forkastningssone i Lærdalstunnelen

2. TUNNELDRIFT INN I FORKASTNINGSSONEN OG UTVIKLING AV RASET

Mellom 30 og 20 m før hovedforkastningen passerte tunnelen en ca. 5 m bred svakhetssone med leir som sto diagonalt på tunnelen. I dette partiet kom det et nedfall i hengen, slik at den neste salven ble drevet med bare 2,5 m inndrift og sikret med forbolter for å få henge ned til teoretisk nivå igjen. De neste 20 meter gikk i moderat sprakefjell i normalt hard gneis. Her ble det sikret med fra 21 til 38 stk. 2,4 m lange bolter per salve pluss sprøytebetong i ca. 7-10 cm tykkelse. Deretter ble det notert at borsynken ble mellom to og tre ganger høyere enn vanlig. Men det var ikke noe nedfall under salvedriving. Slik gikk det i 4 salver med vanlig 5 m salvelengde. De tre første salvene var sikret med fra 20 til 48 stk, 2,4 m lange bolter og ca.7-10 cm tykk sprøytebetong, dvs. omtrent som normal variasjon i sprakefjell. Under boring for bolter i den fjerde salven, ble det boret fast.

Da boret ble forsøkt trukket ut fra hullet med slag, kom det ned ca. 10 m^3 stein fra hengen, som slo midtbommen av boreriggen.[1] Under arbeidet med å få bommen ut fra rasmassene kom det ned ytterligere to ras med omkring 10 m^3 stein i hvert. Etter dette ble sprøyteriggen kjørt inn, og sprøyting påbegynt. Under dette arbeidet kom det ned ytterligere ca. 100 m^3 stein, som slo ned enden av bommen på sprøyteriggen. På dette tidspunktet hadde det begynt å danne seg sprekker i sprøytebetongen i de tre bakenforliggende salvene. Det ble observert drønn fra fjellet bak sprøytebetongen og støvskyer kom ut fra sprekkene i sprøytebetongen. Kort tid etter at alt mannskap med utstyr hadde kommet seg ut fra området, begynte det å komme stein mer eller mindre kontinuerlig ned fra hengen.[1] Nedfallene spiste seg sakte bakover fra den siste usprøytede salven, som var under bolteboring da raset startet. I løpet av 1½ døgn hadde rassonen i hengen strukket seg til 17 m lengde. Se figur 2.



Figur2. Skjematisk gjengivning av raset og betonglokket over rasmassene

Det kom ned blokker i alle størrelser fra småstein og leirklumper til store hele blokker på mange m^3. Den største blokken som kom ut i forkant av raset ble estimert til ca. 18 m^3. Se figur 1. Rasmassene besto av en blanding av friske gneisblokker og sterkt forvitret gneis, samt deler av leirsoner fra sleppeflatene.

Det ble utført testing av en prøve svelleleir fra to partier ved enden av raset ved NGI's laboratorium. Leirprøven viste seg etter analyse med røntgendiffraktometer å inneholde 65 til 80% smektitt i finstoff-fraksjonen og 30% i begge totalprøvene. Svelletryket ved ble målt til henholdsvis 370 og 670 KPa dvs. 0,37 og 0,67 MPa, noe som er svært høyt. Men sammenlignet med det teoretiske spenningsnivået gitt av overdekningen på mer enn 1000 m, ca. 28 MPa (høyere fjellsider på begge sider av dalen som forkastningen går gjennom), blir svelletrykket lite. Det er sannsynligvis en kombinasjon av svelling og høye spenninger som førte til raset. Området var helt uten vannlekkasjer eller fukt. Det er derfor grunn til å anta at vannet tilført hengen under boring for bolter kan ha vært medvirkende for utløsningen av raset.

3. SIKRING I TUNNELEN BAK RASET

Mens raset utviklet seg ble det øyeblikkelig satt i gang forsterkning av sikringen fra ca. 20 m bak raskanten med innsetting av 4 og 5 m lange bolter, påsprøyting av ekstra lag fiberarmert sprøytebetong til en totaltykkelse på 15-20 cm, og sprøyting av to stangarmerte ribber henholdsvis 10 og 5 m fra endelig raskant. Ribbene ble armert med 9 stk Ø 12 mm kamstål festet mellom to fjellbånd ca. 10 cm fra tidligere sprøytet vegg. I tillegg til disse ribbene ble det sprøytet en del "lette" ribber med fjellbånd som armering. Nærmere raskanten en 5 m var det ikke mulig å arbeide med setting av bolter eller binding av armeringsjern av sikkerhetsgrunner. Men området ved raskanten ble forsterket med sprøytebetong.

Etter at forsterkningen var fullført 1½ døgn etter at raset startet, ble det kjørt inn tunnelmasse, som ble plassert så høyt oppunder hengen som mulig av en stor gravemaskin. Deretter ble oppbygging av en betongvegg mellom steinmassene og hengen ca. 2-3 m bak raskanten utført med sprøyteriggen. Det ble brukt sprøytebetong med alkalifri akselerator til dette arbeidet. I sprøytebetongveggen ble det sprøytet inn et Ø 100 mm stålrør for pumping av betong inn over rasmassene.

Hele tiden under disse operasjonene ramlet det stein ned omtrent hvert minutt fra rasområdet, som etter hvert hadde gått høyt opp over den opprinnelige hengen og flere meter ut til venstre for veggen. For å finne ut hvor høyt opp rassonen hadde utviklet seg, ble det boret fra hengen ca. 10 m bak raskanten til boret kom ut i rassonen. Boringen viste at toppen av rassonen befant seg ca. 10-11 m over teoretisk heng, eller 17-18 m over sålen. Se figur 2.

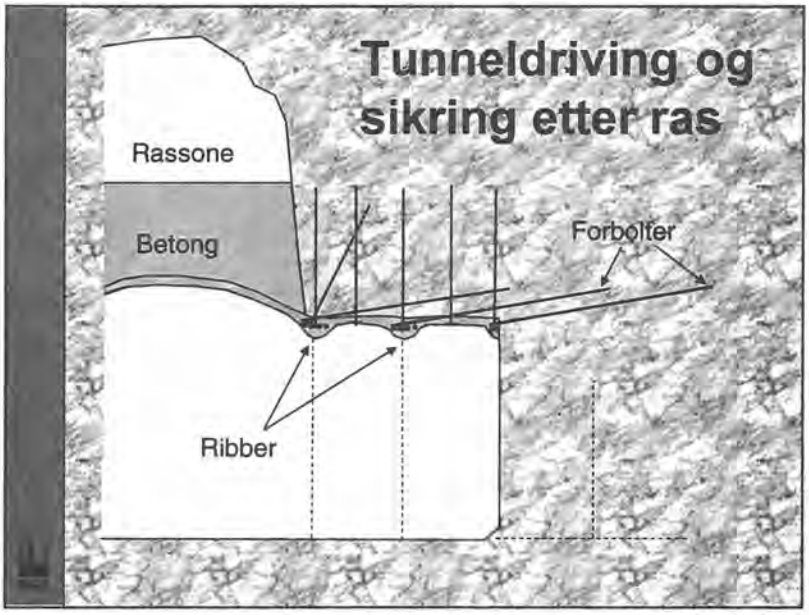
4. PUMPING AV BETONG

Ca to døgn etter raset var det klart for pumping av betong inn over rasmassene. Det ble brukt et relativt høy v/c tall for å ha god pumbarhet i betongen. Det var litt skepsis for at betongen skulle renne ned gjennom rasmassene og danne en kompakt propp ned til

sålen. Da det ikke kom noe betong ut av steinmassene på undersiden av betongveggen, virket det som om rasmassene var tette nok til at betongen la seg oppå uten å trenge ned. For å hindre herding i området bak stålrøret, ble det pumpet kontinuerlig til betongen var høyt nok oppe over rasmassene. Dette ble først kontrollert med en loddsnor tredd gjennom et av de øverste borhullene. Deretter ble det boret flere hull slik at det kom betong ut gjennom et av de nedre hullene når nivået var høyt nok i rassonen til at det rant over. Det var bestemt at betongen skulle ligge minst 3 meter over øverste nivå på rasmassene, og dermed 5-6 m over teoretisk heng. Når dette kriteriet var oppnådd, var det gått inn ca. 750 m^3 betong. Pumpingen tok ca. 2 døgn.

5. UTLASTING AV RASMASSER UNDER BETONGLOKKET

Etter ca. 2 døgns herding i betongen, dvs. ca. 6 døgn etter at raset begynte, startet utlastingen av rasmasser under betonglokket. Det ble sikret gradvis under utlastingen med 5 m lange gyste bolter fra betonglokket og på skrå ut i veggene. Fordi det utraste rommet over veggene var bredere enn tunnelen, særlig på den ene siden, var det liten mulighet for at betonglokket skulle kunne sige ned i tunnelen. Under utlastingen av rasmassene under betonglokket ble mange gjensittende blokker i bunnen av betongen pigget ned. Etter endt utlasting og pigging ble undersiden av betonglokket jevnet av med sprøytebetong. Etter 10 dager var mannskapene kommet tilbake til den gamle stuffen i enden av raset.

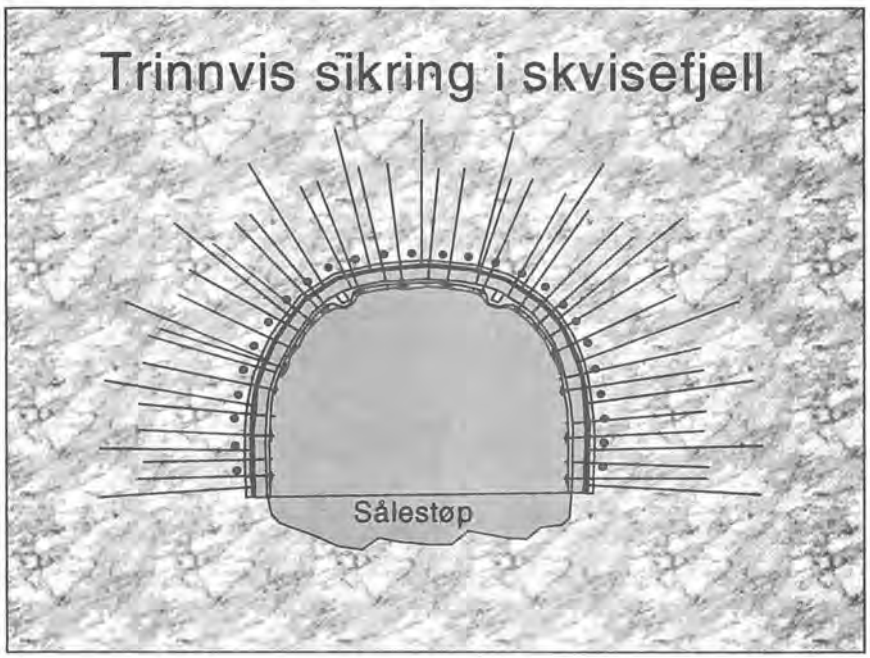


Figur 3. Tunneldriving etter raset, med forbolting og sprøyting av armerte ribber i tillegg til vanlig sikring.

6. TUNNELDRIVING I FORKASTNINGSSONEN ETTER RASET

Klok av skade ble det nå satt in 6 m lange forbolter, som var bundet opp i bakenden med fjellbånd til radiære bolter og sprøytet inn før det ble sprengt reduserte salver i 2,5 m lengde. Etter salve ble det sprøytet med fiberarmert sprøytebetong til ca. 25 cm tykkelse og boltet med 5 m lange gyste bolter med ca. 1,5 m senteravstand pluss én armerte ribbe for hver salve på 2,5 m. Frem til ferien ble det drevet ca. 15 m tunnel på denne måten. I slutten av ferien begynte sprøytebetongen å sprekke opp i hengen og vederlagene. Skjærbrudd i avprellet sprøytebetong viste at sålen var kommet opp 3 cm i forhold til veggene og stuffen ca. 2 1/2 uke ut i ferien. I ukene som fulgte ble tunnelen drevet videre etter samme prinsippet som før ferien. Se figur 3 og 4.

7. STORE DEFORMASJONER I TUNGT SIKRET OMRÅDE



Figur 4. Tung sikring og sålestøp i området med stor deformasjon

På grunn av den pågående deformasjonen med skjærbrudd i sprøytebetongen og deformasjon av bolteplater i de sikrede områdene, ble det lagt på ny sprøytebetong kombinert med bolter i flere omganger de første ukene. Ved undersøkelser med endoskop (borhullsperiskop) var total tykkelse av sprøytebetongen ca. 95 cm i hengen og ca. 60 cm i veggene. Endoskopet viste også at bergmassene var tett oppknust opp til 1,5 m over hengen. [3]

I sentrale områder av forkastningssonen var de store skjærbevegelser i den tykke sprøytebetongen, som viste en betydelig konvergens i tunnelen. Noen få bolter ble trukket ut eller sterkt deformert. Sprøytebetongen skallet av som om den skulle være massiv uarmert bergmasse under høyt bergtrykk. Dette kvalifiserte til begrep som "sprakebetong". Boltenes trekantplater, som kom til syne som følge av avskalling i sprøytebetongen var som oftest deformerte, ved at platene var presset utover. De største skadene kom i vederlagene. Dette kunne tyde på at veggene ble presset inn som følge av at den usikrede sålen kom opp. De første 3 meterne fra raset og den støpte platen hadde svært få og små sprekker i sprøytebetongen.

Skvisefjell er et sjelden fenomen i Norge. Vi har lang erfaring med sikring i sprakefjell, dvs. harde, lit oppsprukne bergarter under høye spenninger. Vi vet at når største hovedspenning når opp til ca. halvparten av trykkfastheten, eller tangentialspenningen blir lik trykkfastheten til harde bergarter, får vi knusning med store deformasjoner. [2] I svake bergarter opptrer svak skvising når tangentialspenningen når opp til bergmassens trykkfasthet, og sterk skvising opptrer når tangentialspenningen når opp til 6 ganger bergmassens trykkfasthet. [4]. I følge B.Singh [5], Kan bergmassens trykkfasthet utledes fra Q-verdien og bergartens spesifikke vekt, γ etter formelen : $\sigma_{cmass} = 7 \times \gamma \times Q^{1/3}$ (MPa). I forkastningssonen er bergmassekvaliteten, Q= 0, 005 – 0,05, eller ca. 0,01 i gjennomsnitt. Dette gir en trykkfasthet i bergmassen, $\sigma_{cmass} \approx 4$ MPa. Når vi setter tangentialspenningen, $\sigma_\theta = 3 \times \sigma_1 - \sigma_3$, (største og minste hovedspenning) som her ved isotrop spenningstilstand gir $\sigma_\theta \approx 55$. $\sigma_\theta/\sigma_{cmass} = 55/4 \approx$ 14, som er langt over grensen på 6 som i følge teorien skal gi sterk skvising.

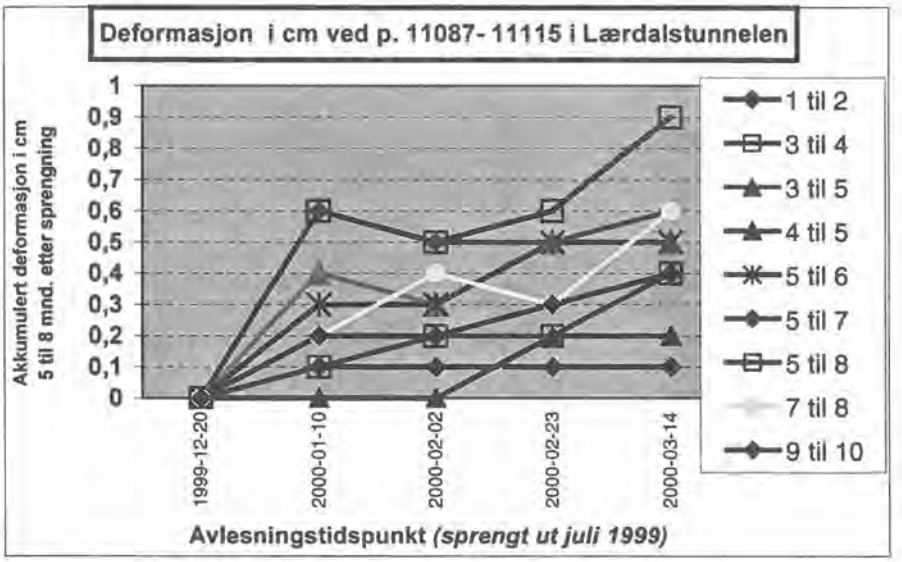
8. STØPING AV SÅLEN

På grunn av de store deformasjonene det besluttet å sikre sålen. Først ble det forsøkt satt inn 5 m lange bolter i sålen. Dette viste seg å bli vanskelig fordi hullene raste igjen i bergmassen, som sannsynlig hadde gjennomgått en svelleprosess, og fått en konsistens som tørrskorpeleire, ved at vannet fra boreriggen hadde blitt suget opp i sålen. Det ble da besluttet å støpe sålen. Etter å ha gravet ned på en meget ujevn og løs traubunn, ble det støpt en 1- 2 m tykk sålestøp i det partiet som hadde størst deformasjon 2-3 måneder etter utsprengning. Se figur 4. Etter dette roet deformasjonene seg, selv om det fortsatt ble dannet nye sprekker i sprøytebetongen.

9. DEFORMASJONSMÅLINGER

Alle disse observasjonene vidner om at bergmassen sammen med den tunge sikringen ikke hadde tilstrekkelig styrke til å stoppe deformasjonene, som pågikk over mer enn 8 måneder.

Selv etter sålestøpen var det store deformasjoner i det mest aktive partiet, som strakk seg over ca. 25 m, med mellom 3 og 28 m fra innerkanten av raset, hvor dette startet. Det var også riss- og sprekkedannelser ytterligere 15 m fremover tunnelen. I selve rasområde ble det ikke observert noen sprekker eller riss etter at betonglokket kom på plass.



Figur 5. Deformasjonsmålinger i cm 5 til 8 måneder etter utsprengning

I den ene siden av hengen i det mest aktive partiet, hvor en endeforankret bolt ble trukket ut under deformasjonen i sprøytebetongens overflate, kunne den totale deformasjonen i forhold til omgivende overflate i hengen estimeres til ca. 20 cm ca. 4 måneder etter utsprengning. Ca. 5 måneder etter utsprengning i samme partiet ble det startet systematiske deformasjonsmålinger. De første 3 ukene ble det målt en gjennomsnittlig maksimal deformasjon på 2 mm/uke. Deretter gikk deformasjons-hastigheten ned til langt under 1 mm/uke for de fleste målepunktene over de neste 6 ukene, mens det punktet som gikk 2 mm/uke den første 3-ukersperioden, igjen økte til 1 mm/uke den siste 3-ukersperioden. Andre målepunkter gikk tilsynelatende jevnere, men med mindre bevegelser.

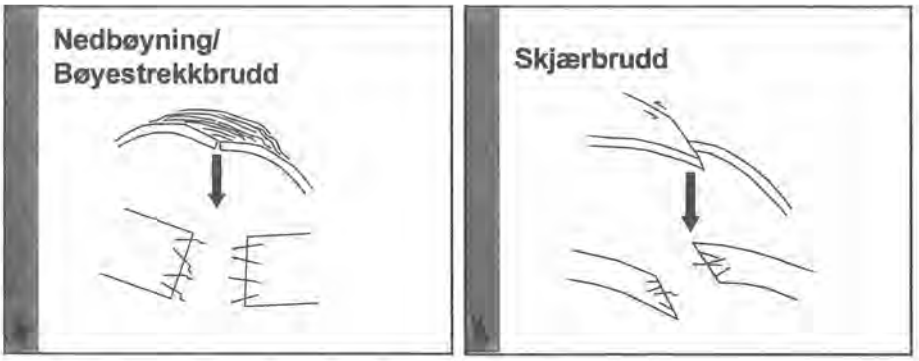
Disse sprangvise bevegelsene kan forklares ved at deformasjonene også går sprangvis etter hvert som betongen gir etter i form av plutselige brudd. Både skjærbruddene og til en viss grad bøyestrekkbruddene skjer ofte ved at betongen har vært under høye belastninger over lengre tid inntil den gir etter ved at sprekker plutselig åpner seg.

Det er observert at stålfibrene oppfører seg forskjellig ved skjærbrudd og ved bøyestrekkbrudd. Ved bøyestrekkbruddene trekkes et stor flertall av fibrene ut av betongen, mens kun noen få fibre slites av. Dette gir en betydelig restspenning i sprøytebetongen så lenge fibrene har feste i betongen. Derimot når det er skjærbrudd, er det observert at et stort antall fibre, og noen ganger et flertall fibre som skjæres av, mens færre fibre trekkes ut av betongen.

Dette er anskueliggjort i figur 8. Ved skjærbrudd får vi langt mindre restspenning, fordi et færre antall står igjen i betongen. Stålkvaliteten i fibrene er her viktig for å bevare betongens seighet.

Figur 6. Avskalling i 70 cm tykk fiberarmert sprøytebetong i Skvisefjell

Figur 7. Skjærdeformasjon i bergmassen gir skjærbrudd også i sprøytebetongen



Figur 8. Ved bøyestrekkbrudd trekkes et stor flertall av fibrene ut av betongen, mens ved skjærbrudd skjæres de fleste fibrene over, og et mindretall trekkes ut av betongen.

10. SLUTTSIKRING BLE UTFØRT MED KOMPRESJONSSLISSER

Nesten ett år etter utsprengning ble området med skvisefjell sikret permanent. Det var da ikke observert deformasjoner der den siste tiden. På grunn av de store ødeleggelsene i sprøytebetongen og deformasjon av bolteplatene, som indikerer høye laster på boltene, var det behov for en sluttsikring.

Det ble sprøytet på et 15 cm tykt lag av stålfiberarmert sprøytebetong med 35 mm lange fibre, som gir sprøytebetongen en energiabsorbsjonsevne på 166-1700 Joule, for at betongen skal kunne tåle mest mulig deformasjon uten at fibrene blir ødelagt. Videre ble det satt inn 4 m lange endeforankrede bolter med skivene utenpå sprøytebetongen i et mønster på ca. c/c 1.5 m. Endeforankrede bolter ble valgt for å fange opp eventuelle senere bevegelser i den sterkt oppsprukne betong- og fjellmassen som ble observert med endoskopet. [3]. I begge sider av hengen ble det lagt inn en 10 cm bred og 15 cm dyp stripe av PE-skum på langs av tunnelaksen for å kunne fange opp eventuelle senere deformasjoner. På denne måten vil det siste laget av sprøytebetong ikke bli sterkt skadet av utbukling eller skjærbevegelser hvis tunnelen skulle fortsette å konvergere. Som en siste tilleggsforsikring, i tilfelle sprøytebetongen skulle bli ødelagt, er det lagt et flettverksnett i hengen og vederlagene på den aktuelle strekningen.

11. KONKLUSJON

I ettertid kan en gjøre seg opp tanker om hvordan sikringen kunne ha vært gjort mer optimal med hensyn til sikringsmengder og –typer til de forskjellige tider under deformasjonens forløp. Sannsynligvis kunne en ha klart seg med langt mindre sprøytebetongtykkelse i deformasjonsperioden uten at det hadde utviklet seg nytt ras. Men denne grensen var det forståelig nok ingen på anlegget som ønsket å komme for

nær. Et måleopplegg med kontinuerlige deformasjonsmålinger kunne gjort det mulig å ligge nærmere en kritisk grense uten for stor risiko.

Et stort antall bolter med tilstrekkelig lengde var en essensiell del av sikringen, fordi de fordelte krefter ut i bergmassen omkring den stive sikringen, som ble utgjort av sprøytebetongen og de sprøytede ribbene i samvirke med boltene. Det er viktig å følge med i deformasjonsforløpet, slik at en kan sette inn de riktige virkemidlene på riktig tidspunkt.

Mange har spurt om hvorfor det ikke ble valgt full utstøpning på stuff etter raset. Under de rådende forhold ville en stiv støp uten armering ha vært en katastrofe med fullstendig sprøtt brudd uten noen seighet. Det ville høyst sannsynlig ha gitt et nytt ras. Konvensjonell utstøping under høye spenninger har gitt svært dårlige erfaringer i andre land. Deformasjonen måtte gå uansett hvor tung sikring som hadde blitt installert tidlig.

Moralen må være at det er viktig å følge med i endringer i bergmassen under driften. Den høye borsynken og vissheten om svelleleir i de bakenforliggende, mindre sonene kunne muligens ha vært et godt nok varsel om at en burde ha endret sikringsprosedyren. Men dette er etterpåklokskap. De forholdene som ble erfart her med høye spenninger i svært dårlige bergmasser er meget sjelden i Norge.

Referanser:

[1] Personlig kommunikasjon med prosjektleder Jon Kvåle, Statens vegvesen, Sogn og Fjordane.

[2] Grimstad, Eystein, 1999. Experiences from Excavation under High Rock Stress in the 24,5 km long Lærdal Tunnel. Proceedings, Site Characterisation Practice, Bangalore, India, Dec. 1999.

[3] Grimstad, E. And Kvåle, J. 1999, The Influence of Rock Stress and Support on the Depth og the
disturbed Zone in the Laerdal Tunnel. A Key to differentiate the Rock Support. Proceedings, World Tunnel Congress, Oslo, Norway.

[4] Bhasin, R. And Grimstad, E. 1996, The use of Stress-Strength Relationships in the Assessment of Tunnel Stability, Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 11, pp. 93-98, 1996.

[5] Singh, B., et. Al., 1992, Correlation between Observed Support Pressure and Rock Mass Quality, Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 7, No. 1, pp. 59-74, 1992.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2000

VANN I BASALTTUNNELER
EKSEMPLER FRA BREIÐADALS- OG BOTNSHEIÐI TUNNEL OG HVALFJÖRÐUR UNDERSJØISK TUNNEL, ISLAND

Water in basaltic tunnels. Examples from Breiðadals- og Botnsheiði tunnel and Hvalfjörður subsea tunnel, Iceland

Geolog Jón Haukur Steingrímsson
Diplomstudent Institutt for geologi og bergteknikk, NTNU

Sivilingeniør Björn A Harðarson
BAH Consulting / Prosjektleder Vatnsfell vannkraftverk.

SAMMENDRAG

Tunneldrivingen på Island har ikke vært i så aktiv virksomhet som i Norge. I dag er det kun 32km av tunneler i landet. Derfor kan en si at tunnelindustrien knapt har slitt ut barneskoene ennå. På de siste 10 årene har det vært gjennomført to ganske omfattende vegtunnelprosjekter. Den første var en Y-formet tunnel på den isolerte nordvestlige halvøy. Den koblet sammen tre fjorder med et 9km langt tunnelkompleks, drevet gjennom ganske ferskt fjell. Den andre var en undersjøisk tunnel under Hvalfjörður 30km nord for Reykjavík. Der ble det drevet en 5,8km lang tunnel gjennom en geotermisk omvandlet bergmasse. Fjellet på Vestfjordene er blant de eldste som en finner i landet. Under tunneldrivingen fikk de et svært vanninnbrudd på 3.000 l/s. Etter store problemer kunne vannstrømmen til slutt håndteres på en ganske god måte. Denne erfaringen endret synspunktet av det geologiske miljø i Island siden de fleste trodde at det tertiære fjellet skulle være relativt tett. Denne ulykken førte til at før tunneldriving under Hvalfjörður begynte var det stor skepsis til at det kunne bli et vellykket prosjekt. Uansett gikk tunnelarbeidet svært bra og prosjektet ble ferdig 8 måneder før tiden. Det viste seg blant annet at berggrunnen var mye tettere enn forventet på grunn av geotermisk omvandling.

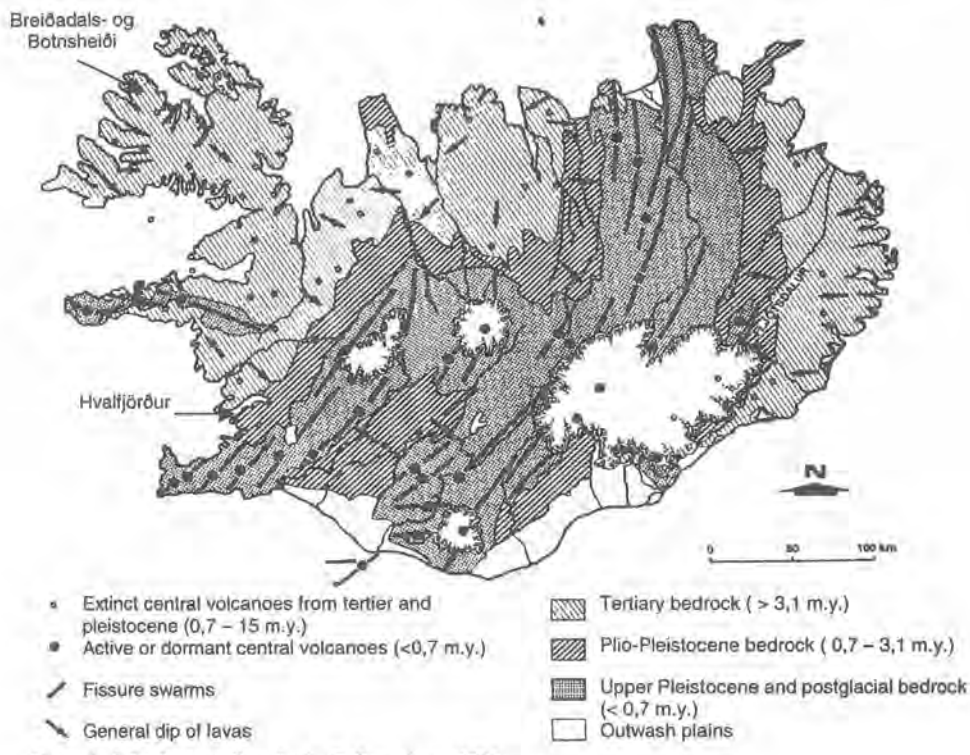
SUMMARY

In Iceland, tunnel building has not been so big industry. Today there are only about 32 km of tunnels on the Island. For the last 10 years to rather complicated road tunnel projects have been realised. The first one is on the isolated north-west peninsula, where an 9 km long Y branched tunnelcomplex was built to connect three fjords. The second one is a 5,8 km long subsea tunnel under Hvalfjörður, 30 km north of Reykjavík. The bedrock on the north west peninsula is late tertiary age, 12-15 m.y, which is the oldest bedrock in the area. Under the construction of the tunnel a huge waterfall broke in after a routine blast, producing some 3.000 l/s. In spite of the problems the situation solved at last to a result sufficient for all partners. This situation led to a misbelieve in the public of Iceland for the planed Hvalfjörður subsea tunnel. There where the conditions quite good and in fact very little water problems due to geothermal alteration of the bedrock, making it rather tight. The experience from these projects has led to a certain mind change in the believes of the engineering geological properties of Icelandic bedrock.

1 INNLEDNING

Tunnelbygging på Island har ikke vært så stor industry det siste århundret, selv om de elste anleggene er fra de første tiårene. Før 1984 var det mindre en 9km tunneler i landet. Fra 1984 har det vært en kontinuerlig utvikling med mer eller mindre et prosjekt gående til enhver tid. Ved slutten av år 2000 hadde tunnellengden kommet opp i 31km, hvor av 19km vegtunneler, mens resten er vannkrafttunneler, gruver og gamle utgravde bosteder og utehus. Det aller siste prosjektet var driving av en 3.500m lang tilløpstunnel for Sultartangi kraftverk som ble igangsatt i mars 2000.

I de siste 10 årene ble det bygget to vegtunneler på Island, den ene på den isolerte nordvestlige halvøy, Vestfjordene. Den andre er en undersjøisk tunnel under Hvalfjörður 30km nord for Reykjavík. Disse to prosjektene som blir diskutert her har flere forskjeller enn at en er under vannflaten og den andre over. Forholdene under drivingen ble svært ulike i motsetning til hva publikum på Island forventet. Tunnelen på Vestfjordene som skulle være et relativt enkelt tunnelprosjekt viste seg å være et krevende og hektisk problem når de fikk vanninnbrudd under drivingen på 3.000 liter i sekundet. Heldigvis kunne disse problemene løses på en ganske god måte. Det var fordi vanninnbruddet kunne brukes som vannforsyning for kommunen som i flere år hadde strevet med et ferskvann problem. Hvalfjörður undersjøiske tunnel ble derimot bygget på rekordtid uten noen særlige problemer. Men før byggingen var det mye skepsis blant befolkningen. Det var ikke minst på grunn av det store vanninnbruddet på Vestfjordene men også siden det skulle være et privat selskap som skulle bygge og eie tunnelen.



Figur 1. Island, generell geologi. Guðmundsson 1991.

2 ISLAND, GEOLOGISKE FORHOLD

2.1 Regionalgeologi

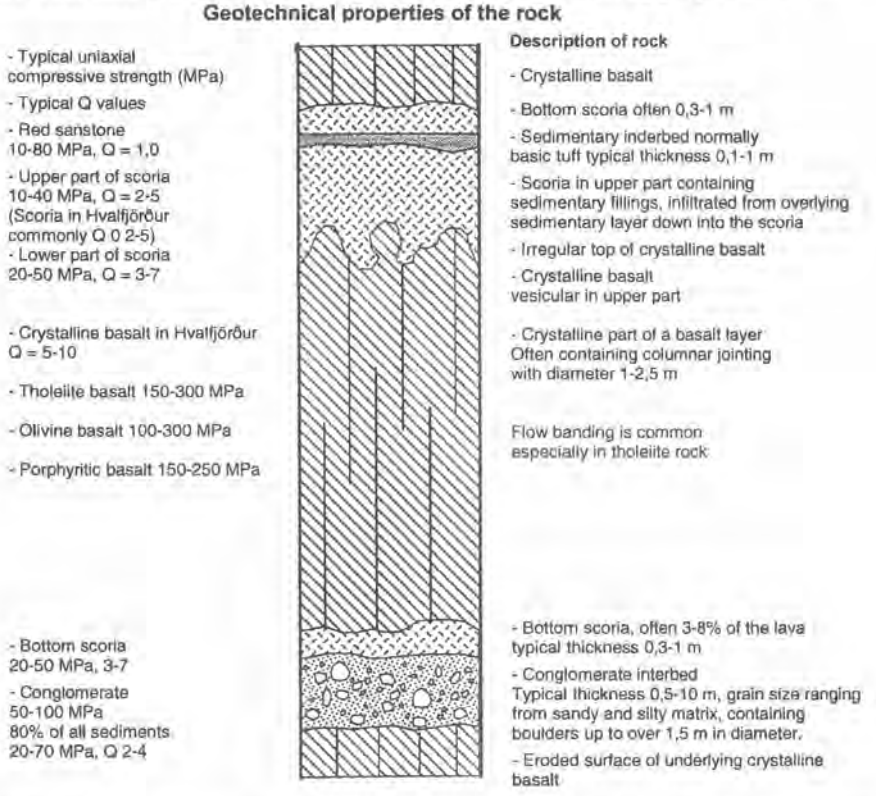
Island er en del av den Midt-Atlantiske ryggen, hvor kontinentgrensen mellom Eurasia og Amerika ligger. De to kontinentplatene sprer seg fra hverandre med gjennomsnittlig hastighet ca 2 cm i året. Når de beveger seg, fylles hullrommet imellom med ekstrusive og intrusive magmatiske bergarter. Denne vulkanske aktive sonen går stort sett igjennom landet fra sørvest til nordøst. Innenfor den aktive sonen er det kvartære basalter og varierende moberg-formasjoner (hyaloklastiske). Lengre bort ligger tertiære basalter som vanligvis har en slakk helning mot den aktive sonen. Generelt øker alderen av bergmassen dess lengre fra den aktive sonen en går. Den eldste berggrunnen i Island finnes på Vestfjordene og ved østkysten hvor den har en alder på ca 15 millioner år (Guðmundsson 1991, Sæmundsson 1979).

Den Islandske berggrunn er i størst grad sammensatt av ekstrusive basalter. Sure og intermediære bergarter er ca 5-10% og sedimentære mellomlag utgjør andre 5-10%. Basalt deles tradisjonelt i tholeiit-basalt (50%), olivin-basalt (25%) og porfyr-basalt (25%) (Harðarson 1991). Disse tre basalttypene representerer et spektrum hvor de ingeniørgeologiske egenskapene ikke varierer så voldsomt mye. Den tertiære berggrunnen er sammensatt av mange, ganske tynne men omfattende lag av basaltlava med ennå tynnere sedimentære horisonter i mellom. Innenfor den vulkansk aktive sonen ser bergmassen annerledes ut når man kommer inn i de feltene som har vært aktive under istiden. Mobergformasjonen som den kvartære berggrunnen kalles, er i hovedsak et produkt av vulkansk aktivitet under isbreen. Der blir variasjonene både i bergrunn og topografi mye større. Dette skyldes at utbrudd under en bre danner en fjellrygg, mens ved utbrudd på overflaten flyter lava ut i tynne lag. Den tertiære lagpakken av basalt har vært dannet ved periodisk vulkanutbrudd. I tiden imellom utbruddene ble lavaene dekket med avsetninger av jord og vulkanaske. I dag ser dette ut som benker av lava med sedimentære lag imellom. De sedimentære bergartene i den tertiære berggrunnen er i hovedsak sammensatt av tynne og finkornige tufflignende lag. En del tykke konglomerater står frem enkelte steder, hvor en har hatt lengre perioder uten vulkanutbrudd, slik at erosjon og avsetningsprosesser kunne komme i gang. For 4-5 m.år siden begynte klimaet å bli kaldere, noe som førte til økt frekvens av konglomerater og tilliter i lagpakken.

I nærheten av sentrale vulkaner blir geologien mer komplisert. Der finnes bredere spektrum av bergarter og graden av tektoniske deformasjoner er større. Ofte vil høy geotermisk aktivitet karakterisere de sentrale vulkaniske områdene, som derfor preges mer av geotermisk omvandling enn andre deler av bergmassen. Utenfor de sentrale vulkanene går omvandlingssonene i lagpakken, stort sett parallelt med overflaten, slik at fjellet som har vært gravet dypest ned har størst omvandlingsgrad, på grunn av høyere trykk og temperatur. Omvandlingsgraden er ikke så veldig avhengig av lagpakkens alder siden vi på Vestfjordene har relativt ferske basalter. Like gamle basalter på øst Island har vanligvis mye høyere omvandlingsgrad, siden de har vært gravd dypere i berggrunnen. Høyere grad av erosjon på Østfjordene har etter hvert brakt denne bergmassen opp på overflata igjen. Tradisjonelt har disse omvandlingssonene vært karakterisert i henhold til de zeolitene som er mest vanlig i hver sone (Sæmundsson 1979, Walker 1960).

2.2 Geologi, grunnvann og permeabilitet

Den mest dominerende egenskapen for islandsk berggrunn er de tynne lagpakkene av basalter, skoria og sedimenter sammen med den svake helningen inn mot den aktive sonen. For eksempel som vist på figur 5. som viser en geologisk profil over Hvalfjörður. Denne helningen er på grunn av opplasting i den aktive sonen og erosjon utenfor den. Forkastningsoner og ganger har i hovedtrekk strøkretning parallelt med lagpakkens strøk på grunn av dette. Forkastningssonene dannes i de fleste tilfeller vinkelrett på lagpakken, slik at de avviker litt fra vertikal. Typiske forkastningssoner har fall på ca. 80-85° og hvor ytre siden i henhold til den vulkansk aktive sonen faller ned. Gjennom tiden har den aktive sonen flyttet seg av og til. Dette er på grunn av komplisert sammenspill mellom plateskillet på midt-Atlantiksryggen og den Islandske mantelplummen. Derfor kan det finnes sprekkesett som tilhører en annen utdødd aktiv sone som kan ha en annen retning. I tektonisk sammenheng må det også ta vare på områder hvor gamle sentral vulkaner finnes. Der er graden av tektoniske deformasjoner større, både med hensyn til forkastninger, helning av lagpakken og gangintensitet.



Figur 2. Typisk snitt av en sen-tertier lagpakke på Island, dette eksemplet er fra Hvalfjörður tunnel, (Guðmundsson 1994).

Hvert lag av basalt (et lava) kan deles opp i tre: toppskoria, en tett krystallin kjerne og bunnskoria, (fig 2.). Opprinnelig er skoria meget porøs slaggdannelse, men på grunn av den senere jorddannelse er den øvre skoria ganske vanntett. Bunnskoriaen er oftest den dominerende vannrette lekkasjevei, siden sedimentene under kan være veldig tette. Den

karakteristiske vertikale søyle-oppsprekking av den krystalline kjernen er på grunn av attraksjon av magmaen ved kjøling fra overflate og bunn. Derfor dannes det et såkalt søylebasalt hvor søylene er tilnærmet heksagonalt formet. De kan være fra 0,2 til 2 m i diameter, avhengig av lavatykkelsen. Tynne lag av lava (1-2m) kan ofte ha såkalt kubbestruktur, hvor rask kjøling fra begge sider har bidratt til sprekkedannelse. Slike lager forekommer ofte i serier uten å ha sedimenter i mellom. Sprekkeretningen i skoria er derimot ofte mer tilfeldig. Tykke lag av "kubbeberg" kan også forekomme i mobergformasjonen hvor vann har bidratt til relativt rask kjøling av den ekstrusive massen.

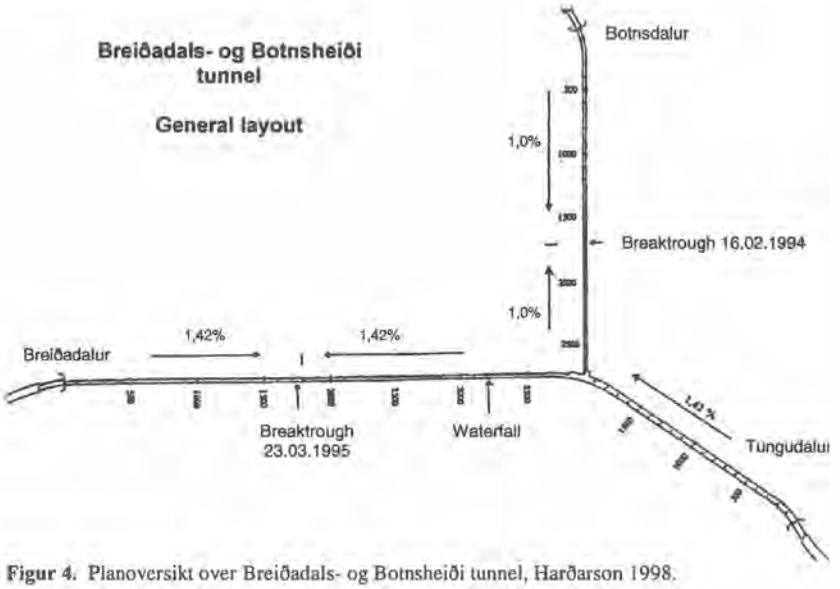
Unge lava fra nåtid (Holocene) har i utgangspunktet veldig høy permeabilitet. I de områdene som er dekket med nåtids-lava finnes det knapt noen bekker eller elver, fordi stort sett all nedbør forsvinner ned i lavaen. Ved en lavakant kan det ofte finnes store kilder. Det finnes faktisk eksempler på ganske store elver som har konsentrert utløp ved slike lavakanter. En relativt fersk tertiær basaltlagpakke har stort sett de samme egenskapene. Hvor finkornete sedimenter, sveiset av det neste lava ovenfor er veldig tette, slik at konsentrerte horisontale akviferer kan finnes i lagpakken. I fjellsider kan en ofte se slike lag hvor "kildelinjer" står ut av fjellsiden med økt vegetasjon. Steilt stående vertikale forkastninger og ganger styrer vertikal strømning og kobler ofte sammen flere akviferer. Derfor har grunnvannssystemene i de fleste tilfeller påvirkningsområder paralellt med ganger og særlig forkastningssoner. En kjent praksis gjennom flere år innenfor grunnvanns og hydrotermisk boring, har vært å bore ved ganger som egentlig "demmer" opp de vannrette vannveiene. I slike tilfeller under fjellsider finnes ofte artesiske brønner. Permeabilitet kan variere veldig mye. I høye omvandlede tertiære lagpakker kan permeabilitet (k) gå ned til 10^{-8} m/s mens i ferske unge basalter nær overflatene kan k være lik 10^{0} m/s. Spesifikk permeabilitet av en bergartstype er ikke så relevant for tunneldriving siden potensialet for store vanninnbrudd i de fleste tilfeller er knyttet til forkastninger og ganger. Det er heller ikke alder eller porøsitet som styrer permeabilitet av bergmassen, men i høyere grad oppsprekking og forkastninger og ikke minst den geotermiske omvandlingen som bergmassen har vært utsatt for. Omvandling reduserer permeabilitet av fjellet drastisk og med hensyn til tunneldriving er de beste drivingforholdene i basalt i bergmasser som har vært utsatt for en moderat hydrotermisk omvandling, (Harðarson 1998).

3 BREIÐADALS OG BOTNSHEIÐI TUNNEL

3.1 Situasjonbeskrivelse

Breiðadals- og Botnsheiði tunnel ligger på den fjell -og fjordrike halvøyen på nordvest Island. Vestfjordene som halvøya vanligvis er kalt har en spredt bebyggelse, hvor den største byen, Ísafjörður har mindre enn 5.000 innbyggere. Samferdsel mellom bygda har vært svært vanskelig, særlig om vinteren når en må enten over fjellene mellom fjordene, eller bruke de snøskredsutsatte veiene i fjellsidene. Veiforbindelse fra Ísafjörður over til de to neste fjordene på sørsiden var før tunnelbyggingen kun mulig over en fjellvei som ligger opp til 700m over havet. Denne veien over Breiðadals- og Botnsheiði var vanligvis stengt på grunn av uvær og snøskredfare i minst 60-90 dager i året. Tunnelen som er en Y-formet tunnel (fig 3.) med kryssing midt i fjellet kobler bygdene Flateyri ved Önundarfjörð og Suðureyri ved Súgandafjörð sammen med Ísafjörður som er hovedbygda på Vestfjordene. Samlet lengde av tunnelbitene er litt under 9km. En tofelts tunnel fra Ísafjörður påhugg i Tungudalur ligger 2km inn i fjellet

til kryssingen. Derfra ligger en enfelts 4km lang tunnel ut mot Önundarfjörður (Breiðdalur påhugg). En annen enfelts 3km lang tunnel ligger ut mot Súgandafjörður (Botnsdalur påhugg). Fjelloverdekning er ca. 300-500m, ved alle påhugg måtte det bygges 120-170m lange betongportaler, på grunn av snø og ikke minst snøskred (Harðarson & Haraldsson 1998). Tunneldrivingen startet i september 1991, og tunnelen åpnet for trafikk i september 1996.



Figur 4. Planoversikt over Breiðadals- og Botnsheiði tunnel, Harðarson 1998.

3.2 Geologi

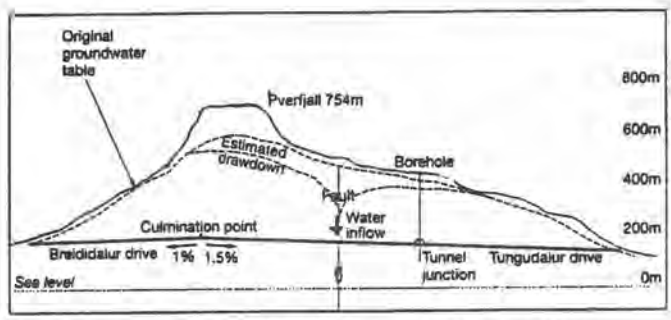
Første undersøkelser i forbindelse med dette prosjekt startet i 1983 med forundersøkelser og gjennomførbarhetstudier. Geologisk kartlegging og profilering i fjellsidene ble utført og 9 kjerneborhull ble boret med samlet lengde ca 1200m. Alle borhullene bortsett fra en ble plassert ved påhugg, denne ble boret ned til kryssingen mitt i fjellet, (Guðmundsson 1991).

Fjellgrunnen i Breiðadals- og Botnsheiði og nærliggende områder ble dannet for 13-15 m.år siden. Den består av en 1200-1800m tykk serie av omfattende basalt lavastrømmer og tynne sedimentære mellomlag. Oppbyggingshastighet for denne lagpakken har vært ca. 700 m pr. m.år. Det ser ut som det er stor forskjell mellom oppbygging av den nedre del av lagpakken og den øverste. Hvor et midlertidig avbrekk i oppbyggingen stemmer mot tykkere sedimentære horisonter, (Guðmundsson 1991). Basaltene har vært klassifisert i henhold til den tradisjonelle islandske oppdeling i: Tholeiit basalt, olivine basalt og porfyr basalt. De sedimentære horisontene i mellom basalt lavaene er vanligvis røde, finkornig og tufflike lag. Tykkere sedimenter forekommer sjelden, men de finnes i forbindelse med avbrekk (e. unconformities). Lavaene har en totaltykkelse (skoria inkludert) mellom 4-10m. Enaksial bruddstyrke av den krystallin kjerne ligger fra 100-200 MPa med et middelverdi rundt 125 MPa. Skoriaen har en tykkelse mellom 0,5-2m med en enaksial bruddstyrke mellom 10-80 MPa. På grunn av den relativt tynne karakter av enkelte lag i lagpakken forekommer blandet stuff veldig ofte. Det anslås at under driving i denne tunnelen var det i 80% tilfeller gjennom en blandet stuff, (e.

Mixed face), (Harðarson & Haraldsson 1998). Den regionale omvandling av lagpakken indikerer den nedre delen av Kabasit-Thomsonit sonen. Dette er på grunn av tidligere nedgraving i fjellgrunnen. Det betyr at denne delen av fjellet har vært ca. 500-900m under bakken. Som nevnt tidligere, er de regionale omvandlingsonene indikert med de mest vanlige zeolitene som finnes i den sonen.

Lavapakken i Breiðadals- og Botnsheiði har slak helning mot sørøst. Fallet er omtrent 4-5° i retning 135°. Lagpakken er gjennomsett av to nært vertikale svakhetssystemer. Den ene er et stort forkastningssystem med strøkretning NØ – SV som er parallelt med lagpakkens strøkretning, den andre er et mindre forkastningssystem med strøkretning NØ - SV. Målt fall av disse forkastninger i felten er mellom 1 - 40m, innenfor tunnelområdet. Utenfor tunnelområdet har det vært målt en forkastning med 85m fall. Noe av forkastningene viser mer fall i nedre del av lagpakken en den øvre, noe som viser tektonisk aktivitet mens lagpakken ble bygt opp. Forskastningsonene har vanligvis en bredde på 1-5m og inneholder leire og knust stein, d.v.s. breksje av lav styrke. Ganger i området har et strøk mellom NNØ-SSV og NØ-SV , tilnærma parallelt med lagpakkens strøk. Gangene er basaltiske og har en bredde mellom 2 og 8m. Ganger opp til 20m bredde har vært funnet i området. Gangtetthet i islandske basalt-lagpakker kan være mellom 5-10%, (Guðmundsson 1991).

Før tunneldrivingen startet var det forventet at under 350 - 400m.o.h. skulle berggrunnen være relativt tett. Men over denne linjen var det forventet ganske permeabelt fjell. Dette var antatt siden mange kilder og bekker kom ut av fjellet i omtrent denne høyden. Vann fra kilder og bekker var av kald grunnvann opprinnelse, med lavt mineral innhold. Det var faktisk funnet spor av termisk vann i noen borhull (Guðmundsson 1991), men senere leting etter varmt vann i området har vært mislykket. Ingen spor av termisk vann ble observert i tunnelen.



Figur 5. Synking av grunnvannspeilet over Breiðadalur tunnel, (Harðarson 1998).

3.3 Gjennomføring av prosjektet

Tunneldrivingen startet høsten 1991 fra Tungudalur påhugg, nær Ísafjørdur. Prosjektet ble hele tiden kun drevet fra en stuff, med to skift på 11 dager i ett strekk. Driving av tofelts tunnelen in til kryssinghallen midt i fjellet gikk bra og uten noen uforventete problemer. Etter omtrent 450m driving fra kryssingen mot Botnsdalur påhugg i Súgandafjørdur økte vannlekkasjen dramatisk. Når tunnelarbeiderene boret ladehull gjennom en gang 450m fra kryssingen sprutet det inn i tunnelen mellom 4.000 til 5.000 l/min gjennom hullene. Vanntrykket i disse hullene ble målt til 6-12 bar. Injeksjon med sement ble prøvd men det ble bare vasket ut igjen. Etter en vurdering av saken ble det

bestemt å kjøre videre med forsiktig sprenging, men for å kunne lade opp hullene måtte de bore 10-30m lange hull foran stuff for å prøve og lette av vanntrykket. Slik kunne de fortsette med store vanskeligheter og til slutt ble det gjennomslag på Botnsdalur tunnel i februar 1994, (Harðarson 1998). Denne akviferen som de drev igjennom var et velformet søylebasaltlag, hvor det faktisk ble funnet en god del åpne sprekker opp til 100mm brede.

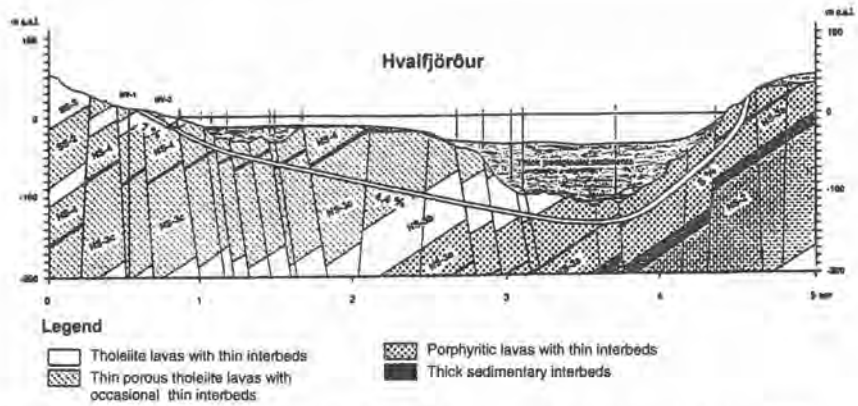
I utgangspunktet ble tunnelen designet slik at det ikke var satt opp noen krav om maksimum innlekkasje. Det ble heller ikke stilt noen krav for senking av grunnvannspeilet. Derimot var det antatt å bygge inn et høykapasitets dreneringssystem. Siden disse forutsetningene ble antatt var det kun forventet bruk av veldig lite injeksjons eller andre tettingsarbeider. Derfor ble det heller ikke gjort noen systematisk sonderboring foran stuff. Etter at problemene i Botnsdalur inntraff, begynte de også med sonderboringer på stuffen i Breiðadalur 550m fra kryssingen. Kun etter 580m kom de inn på vannførende soner hvor vanntrykket var 17 bar og innlekksje pr. salverunde var 3-10 l/s. Slik fortsatte det inntil 800m fra kryssingen hvor den store katastrofen inntraff. Ved en sprenging av en vanlig salve i juli 1993 kollapset høyre veggen av tunnelen og omtrent 3.000 liter i sekundet fosset inn i tunnelen (Harðarson 1998). Den opprinnelige planen om å drive samtidig på Botnsdalur og Breiðadalur stuff var nå utsatt og allt utstyr måtte trekkes ut av tunnelen. Utstyret ble da flyttet over til Botnsdalur påhugg, hvor tunneldrivingen kunne fortsette. Ved siste salve før kollapset ble to 18m sonderhull boret uten å legge merke til noe særlig. Heldigvis ble begge stuffene drevet på stigning slik at vannet kunne renne rett ut. Veibanen i tunnelen ble vasket ut og noen skader inntraff også utenfor tunnelen på grunn av erosjon, (Harðarson 1998), (Harðarson & Haraldsson 1998), (Darling 1993).

Etter store diskusjoner ble arbeidene på Breiðadalur stuff satt i gang igjen i mars 1994. Da hadde vannstrømning ved "fossen", som dette området ble, kalt stabilisert seg ned til omkring 1.000 l/s. Vannet kom inn fra en åpent akvifer i forbindelse med en NØ-SV forkastning som kryssett en basaltgang med 60 grad vinkel 4m fra tunnelveggen. Denne akviferen hadde et synlig åpent tverrsnitt over 1 kvadratmeter hvor vannet fosset inn. Omfattende injeksjonarbeid ble satt i gang både med kjemiske midler og sement. Til slutt ble det bygget ett inntaks-kammer for å kunne håndtere vannet. Tunneltverrsnittet ned til kryssingen måtte utvides med 2m for å få plass for PEH vannledninger som skulle ta vannet ut. To vannledninger ble lagt inn til inntak kammeret hvor den ene fungerte som vannforsyninganlegg for Ísafjörður. I 1997 hadde strømning ut fra fossen kommet ned til 400 l/s hvor av 120 l/s ble brukt av Ísafjörður kommune, (Harðarson & Haraldsson 1998). Før denne ulykken hadde kommunen faktisk strevet med dårlig vannkvalitet og problemer med vannforsyning i flere år. Grunnvannspeilet oppe på fjellet sank drastisk, omkring 30-100m ved denne punkteringen, slik at nabokommunen i Bolungarvík la merke til at mindre vann kom inn til deres lokale kraftstasjon, ikke så langt unna, (fig 4.).

4 HVALFJÖRÐUR UNDERSJØISK TUNNEL

4.1 Situasjonbeskrivelse

Hvalfjörður ligger like nord for Reykjavík, Íslands hovedstad (fig 6.). Veiforbindelse over fjorden hadde vært diskutert i flere år, siden den høytrafikkerte hovedveien nordover fra Reykjavík går rundt fjorden. Tunnelen som er 5,8km lang reduserer kjøretiden mot nord med nesten 1 time. Dette prosjekt anslås som et av de mest økonomiske veiprosjekter som har vært utført på Island over lang tid. Det ble opprettet et privat selskap, Spölur hf for å bygge og drive tunnelen med bomavgifter. Når prosjektet har betalt seg blir tunnelen overtatt av Statens Vegvesen til fremtidig drift. Dimensjonerende ÅDT var valgt som 2.500 kjøretøy. Tunnelen har minste fjelloverdekning 38m, i dens dypeste punkt 165m under havnivå, (Eriksson et. al. 1998). Fra sørside (Reykjavík) er det tofelts veibane, i T8,5 tunneltverrsnitt med 4,4% og 7% stigning. Men på nordsiden benytter de T11 tunneltverrsnitt for trefelts veibane med 8% stigning. Tunnelen ble tatt i bruk i juli 1998 etter kun 28 måneders byggetid, omtrent 8 måneder kortere en planlagt. Prosjektet ble opprettet på en uvanlig måte. Entreprenøren var ansvarlig for all detaljdesign av tunnelen. I tillegg måtte entreprenøren finansiere prosjektet i eget navn. Langtidslånene ble ikke overtatt av Spölur før etter to måneders drift av tunnelen, da erklæring om ferdigstillelse av tunnelen ble utgitt. Kontrakten var 85% fastpris kontrakt med et definert overskridelsetak, slik at hvis kostnadene overskred måtte entreprenøren overta aksjebrev i Spölur.



Figur 6. Geologisk profil over Hvalfjörður fra øst til vest. Legg merke til hvordan helningen av lagpakken er mot øst, inn mot den vulkansk aktive sonen, Guðmundsson 1994.

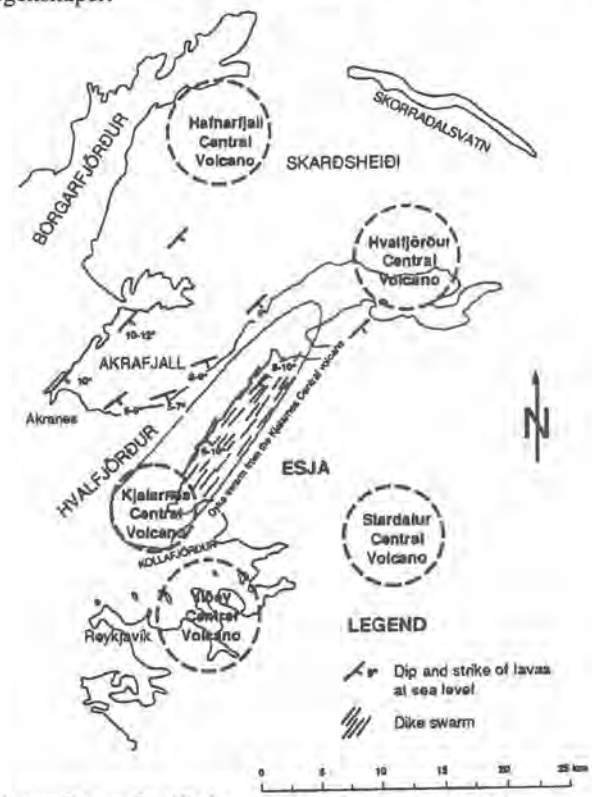
4.2 Geologi

Siden tidlig på 1980 tallet hadde det foregått omfattende geologiske undersøkelser i området. I tillegg var geologien i området ganske vel kjent gjennom flere studier. Bergmassen er av en sen tertiær alder mellom 3,5 – 2,8 m.år gammel. Området har gamle sentrale vulkaner på alle sider, slik at bergmassen er bygget opp på litt forskjellig måte en i Breiðadals og Botnsheiði. Basaltene ble klassifisert i fem hovedtyper: Det er to typer av tholeiit basalt, det vil si, regional tholeiit-type i tykke lag og sentral vulkan tholeiit-type i mange tynne lag (e. flow units). Det er også to typer av olivin basalt, den

ene olivin basaltstrømmer i tykke lag, og den andre sammensatte strømmer av 2-5 tynnere lag sammensveiset. Den siste hovetypen er porfyr basalt. Sedimenter i mellom basaltene var vanligvis tynne røde finkornete tuff like lag, særlig i den nedre delen av lagpakken. Grovere sedimenter og konglomerater finnes av og til i lagpakken, men de forekommer oftere i den øvre delen. Disse er trolig av glasial eller glasiofluvial opprinnelse. Tykke hyaloklastiske formasjoner finnes rett over det stratigrafiske nivå som tunnelruta går i gjennom, (Guðmundsson 1994). Fordeling av geologiske strukturer langs tunnelen var slik

- Basalt 62%
- Skoria 30%
- Sedimenter 2%
- Intrusiver, brekjse 6%

Lavapakken er gjennomskåret av 105 forkastninger og 135 ganger som stryker i nordøstlig retning. Det er omtrent normalt på tunneltraséen og parallelt med lagpakkens strøkretning. Forkastningene var vanligvis mindre en 2m tykke, godt sementert og med svært lite vann. Gangene var derimot tettere oppsprukket, (Grøv 1997), (Harðarson 1998). På figur 5. er en geologisk profil over Hvalfjörður. Ifølge tradisjonell geologisk kartlegging på Island har bergmassen vært delt opp i serier av basalter og sedimenter som har felles egenskaper.



Figur 7. Geologisk oversikt over Hvalfjörður og omegn, Guðmundsson 1994.

Geologien i dette området er påvirket av tre gamle og utdødde sentrale vulkaner som ligger ikke så langt unna. Den største påvirkningen kommer fra den sentrale vulkanen på Kjalarnes som ligger kun få km sør for tunnelen. Nærværet av disse vulkaner bidrar til den geotermiske omvandlingen av bergmassen. Berggrunn rundt en gammel sentral vulkan har vært utsatt for mer omvandling enn berggrunnen lengre bort. I fjellene ved Hvalfjörður tunnel kan en finne grensen mellom Analsim sonen og Mesolitt-Skolesitt sonen i ca 100 - 200m.o.h. Det betyr at bergmassen rundt tunnelen har vært utsatt for like mye omvandling som et fjell nesten 1500m under bakken. Denne typen omvandling reduserer bruddstyrke av fjellet betydelig, (Jóhannson 1997). Fjellet blir dermed lettere å bore og sprenge, samtidig som konturen utformes bedre. På samme tid fyller sekundære mineraler alle sprekker og hullrom i massen. Dette har stabiliserende og sammenlimende effekt, og reduserer i tillegg permeabilitet av bergmassen, (Guðmundsson 1994) og. I undersøkelsesfasen ble det utført noen permeabilitet målinger ifølge Lugeon testen. Permeabilitet av urørt fjell ned til 130m dyp var kun 0,2-1,5LU. Etter en hydraulisk frakturing økte permeabilitet til 0,4-4LU. Testene viste generelt mindre permeabilitet med tykkere fjelloverdekning, (Guðmundsson 1994). I tillegg var det en god del varmt vann i tunnelen, opp til 55°C grader. Denne impermeable bergmassen skyldes først og fremst geotermisk omvandling i form av sekundære mineraler i porer, sprekker og soner.

4.3 Driving av tunnelen

Med en privat finansiering av prosjektet og som den første undersjøiske tunnel bygget på Island, var det stilt ganske høye krav til kvaliteten av allt arbeid som foregikk i forbindelse med prosjektet. Særlig var det långiverene som var bekymret. Derfor ble det utarbeidet en ganske omfattende kvalitets og sikringsplan. Alle mulige prosedyrer ble dokumentert og beskrevet av entreprenøren. Forundersøkelsene hadde ikke vært rettet mot mye kjerneboring, isteden hadde det vært sett mer på seismiske metoder og geologisk kartlegging på land. Derfor var det innebygget i kvalitetsplanene å utføre ganske omfattende sonderboringer på stuff, som i noen tilfeller kunne innebære kjerneboring. Det ble også satt opp retningslinjer for injisering ved bestemt innlekkasje fra sonderingshullene. Ferdigkravet om en tørr veibane måtte oppfylles, og dreneringskriteria ble satt ved 300 l/min pr. km tunnelstrekkning.

Tabell 1. Injeksjon kriteria for Hvalfjörður tunnel, Fossvirki 1998.

Hull lengde	Fra – til	Q1 (en hull)	Q4 (fire hull)
Min 24,0m	3+600 – 4+400	> 7 l/min	> 14 l/min
Min 28,8m	3+600 – 4+400	> 8 l/min	> 16 l/min
Min 24,0m	Andre steder	> 5 l/min	> 10 l/min
Min 28,8m	Andre steder	> 6 l/min	> 12 l/min

Tunnelen ble drevet samtidig fra to stuffer med likt utstyr, to skift og ingen helgefri. Inndriften på T11 stuffen på sørsiden var i gjennomsnitt 37m pr. uke, men på T8,5 stuffen på nordsiden var det gjennomsnittlig inndrift 49m pr. uke. Sprengingarbeidene var svært vellykket med en jevn kontur og lite overfjell. Geologisk kartlegging av tunnelen ble utført på stuffen av ingeniørgeologer ansatt hos entreprenøren, mens byggherrens ingeniør kun kontrollerte kartleggingen. Permanent sikring ble utført bak stuff samtidig med drivingen. Sonderboringen ble utført med Boomeren og 51mm Retrac bit. Boremønstret var 4 til 8 hull avhengig av de geologiske forholdene. Hullavvik var vanligvis mellom 6,5 til 10m utenfor designet kontur. Overlapp mellom sonder-runder var oftest 9-10m men i områder med høy innlekkasje ble det økt til 15m.

Hvis injeksjonskriteriet i tabell 1. ble overskridet, måtte de injiseres, (Fossvirki 1998). Ved sonderboringen ble fargen av spylevannet registrert, vanntrykk og innlekkasje målt, og det ble samlet en prøve for måling av ledningsevne og pH. I prognosene hadde det vært forventet ca. 90 runder med injeksjon med omtrent 1.350 tonn av sementbasert injeksjonmiddel. Totalt ble det utført 52 fulle runder injeksjon hvor det ble brukt 365 tonn sement. Det ble kun utført litt over halvparten av forventede injeksjonarbeider i tunnelen, (Grøv 1997). I dag pumpes det ut 50 l/min pr. km tunnel, (Harðarson 1998).

Entreprenøren var stort sett den samme som i Breiðadals- og Botnsheiði tunnel. Det var derfor ett erfarent mannskap og ledelse av prosjektet, folk som hadde lært mye fra det foregående prosjektet. Med tanke på det store vanninnbrudded i Breiðadalur tunnelen hadde befolkningen på Island tvil til at dette kunne bli et vellykket prosjekt. Men heldigvis kunne prosjektet gjennomføres uten noe særlige problemer. Media følgte prosjektet tett opp og de gode drivingsforholdene som ble rapportert økte tiltroen på prosjektet. Nå har tunnelen vært to år i drift og trafikken har fra første dag overskredet prognosen. Derfor forventes det mye kortere tilbake betalingstid en det som opprinnelig var planlagt.

5 KONKLUSJON

5.1 Sammenligning av de to prosjektene

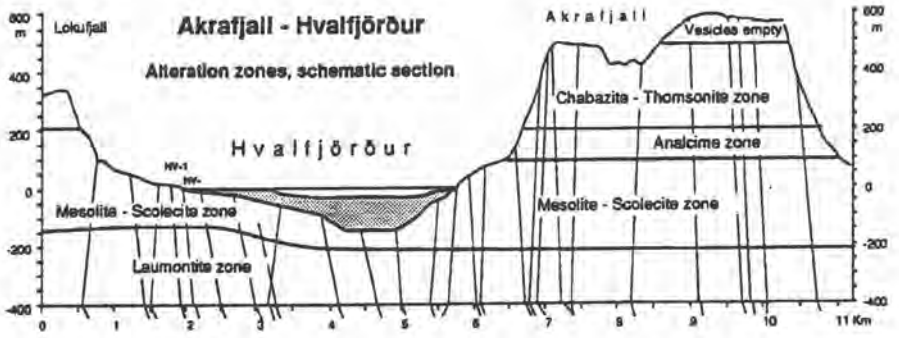
Når en ser på de to anleggene er det første inntrykket at Breiðadals- og Botnsheiði er et eksempel om hvor galt det kan gå hvis noe går galt. Mens Hvalfjörður viser frem et eksempel om hvordan god planlegging og organisering lønner seg i et vellykket anlegg. Men er det akkurat slik? Som nevnt ovenfor er det i hovedtrekk de samme entreprenørene som var på de to anleggene:

Hvalfjörður:	Ístak 10%, Skanska 70%, Pihl & Søn 20%
Breiðadals og Botnsheiði:	Ístak 30%, Skanska 30%, Selmer 30%, Pihl & Søn 10%

Alle disse firmaene er gamle og velkjente, derfor kan en ikke anta at forskjellen skyldes for ulik bakgrunn eller erfaring. I tillegg var det stort sett den samme gruppen som sto bak prosjektene for byggherren og entreprenøren. Det som er ulikt med disse to prosjektene er i første rekke **geologien** og i andre rekke de **eksterne krav** som ble satt av byggherren, eller byggherrens finansfolk. I tabeller 2, 3 og 4 er det et kort sammendrag over de to prosjektene som viser noe av forskjellene. For Breiðadals- og Botnsheiði tunnel skulle det norske prinsippet "low cost tunneling" brukes med minimal sikring og stort sett en felts tunnel. Men for Hvalfjörður var det krav om tørr veibane og minst to kjørefelt. Kvalitetskontrol ble medført i mye høyere grad i Hvalfjörður både under planlegging og driving. Høyere kvalitet koster som regel mer, så er det spørsmålet om det betaler seg tilbake senere eller ikke. Långiverne var derfor ikke i tvil når de skulle låne ut penger til en nærmest kapitalløs byggherre i Hvalfjörður. Når det er staten som driver med et sånn bygdeprosjekt som Breiðadals- og Botnsheiði tunnel, ser det annerledes ut. Man kan stille spørsmål om det hadde vært nøyere undersøkelser eller videre kontrollering i tunnelen på Vestfjordene kunne de da ha ungått vanninnbruddet. Med å unngå samme kontrollering og kvalitetskrav som i Hvalfjörður hadde byggherren i hvert fall spart litt for å ta sjansen å ta i mot uforventede situasjoner. Prisforskjellen gjenspeiler dette, Hvalfjörður kostet nesten dobbelt så mye pr. m som Breiðadals- og Botnsheiði tunnel.

Tabell 2. Sammenligning av opplegget for de to anleggene.

	Breiðadals og Botnsheiði	**Hvalfjörður**
Tunneltype	Y-formet vegtunnel på land, en og tofelts kjørebane	Undersjøisk vegtunnel, to og trefelts kjørebane
Byggherre	Statens Vegvesen	Spölur hf. (Privat selskap)
Finansiering	"Rikskassen"	Entreprenør i byggetiden, ellers privat låntakelse
Kontraktstype	Enhetspriser (FIDIC)	DBOT (FIDIC) med 85% fast pris
Dimensjonerende trafikk (ÅDT)	500	2.500
Byggetid	1991 – 1996 5 1/4 år	1996 – 1998 2 1/4 år
Drivemetode	Boring og sprenging fra en stuff på stigning	Boring og sprenging fra to stuff på synk
Ansvarlig for ingeniør-geologisk kartlegging	Byggherre	Entreprenør
Sonder boringer	Ikke planlagt, men etter vanninnbrudd systematiske	Systematiske for hele tunnelen
Krav om max innlekkasje	Ingen krav, åpen struktur med høy drenering kapasitet	300 l/min pr. km, semi tett struktur.
Injeksjon	Bestemt underveis	Kriterier sett på forhand
Tunnel kvalitet	Typisk "low cost tunnel"	Tørr vegbane
Kvalitetssystem	"Vanlig" dokumentasjon	Dokumentasjon og beskrivelse av prosedyrer på forhand



Figur 8. Zeolittsoner i Hvalfjörður, omvandling i Breiðadals og Botnsheiði tunnel ligger ved midten av Kabazitt – Thomsonitt sonen, (Guðmundsson 1991 og 1994).

5.2 Geologiske forhold

I tabeller 3 og 4 er det en oversikt over en del parametre og nøkkeltall som viser noe av de geologiske forskjellene. Med hensyn til Q-verdien skulle en i utgangspunktet anta at det skulle være bedre tunneldrivingsforhold i Breiðadals- og Botnsheiði enn i Hvalfjörður. Det stemmer faktisk siden den midlere inndriften var høyere der inkludert all tapstid ved vanninnbruddet. Sikringsbehovet var høyere i Hvalfjörður både for sprøytebetong og antall bolter. Men hvis de mengdetallene for injeksjon som står i tabell 4. vurderes i et perspektiv er det klart at fjellegenskaperne ligger på helt forskjellig nivå. Ikke minst når det tas med at tettingskravene i Hvalfjörður var mye strengere en i Breiðadals- og Botnsheiði. Det kan sammenlignes med at fjellet på Vestfjordene har vidåpne vannveier i forhold til Hvalfjörður. Dette kan kun forklares med tetting av bergmassen på grunn av hydrotermisk omvandling. Sekundære mineraler fyller alle hullrom og sprekker slik at fjellet blir temmelig tett, (Harðarson 1998). Derfor kan en komme til den konklusjon at permeabilitet, eller tetthet av Islandsk fjellgrunn ikke har noe som helst å gjøre med alder, heller først og fremst omvanlindgsgrad. I tillegg må det tas hensyn til alder av tektoniske bevegelser siden de kan bryte opp en tidligere tett bergmasse. En **moderat omvandling** har derfor positiv innvirkning på fjellets egenskaper for tunneldriving.

Omvandlingens rolle i tunneldriving har vært omdiskutert i det islandske fagmiljø. Før tunneldriving i forbindelse med Blanda Kraftverk i 1984 var det den generelle oppfattning at omvandling hadde kun negativ innvirkning for tunneldriving. Der ble det registrert gode drivingsforhold, særlig i skoriaen, noe som ikke var ventet. Med økt erfaring har man begynnt å se på de positive invirkningene som omvandling kan ha for tunnelforhold. Men en må forsatt huske at dette ikke er en generalisering som passer for alle prosjekter. Det samme gjelder forståelsen om vannstrømning i den tertiære bergmassen. Før innbruddet på Botnsdalur tunnel trodde de fleste at denne typen bergmasse skulle være relativt tett og vann ikke skulle gi så store problemer. Dette var til tross for at ved tunneldriving gjennom Ólafsfjarðarmúli i årene 1988-1990 var det vannproblemer som kom mest uforvarende.

Tabell 3. Fjellkvalitet i de to prosjektene.

Q-verdi	Breiðadals- og Botnsheiði	Hvalfjörður
0,1-1	----	20%
1-4	5%	66%
4-10	70%	24%
>10	25%	----

5.3 Kontraktsmessige og anleggstekniske konklusjoner

Denne typen kontrakt som ble opprettet for Hvalfjörður var ganske uvanlig. Fra et synspunkt kan det si at aktørene rett og slett var heldige denne gangen. Men fra ett annet synspunkt er det kanskje noe som anleggsbransjen og byggherrer kan lære av. Med en byggherre som i utgangspunktet ikke har noe kapital, må de som låner til prosjektet være sikre på at ikke noe går galt. Derfor er **kontroll** av all design, forundersøkelser og anleggsarbeid mye nøyere og ikke minst er kontrollen utført av flere uavhengige firmaer. I tillegg kan en forvente at entreprenøren tjener på **rasjonalisering** av sin arbeid. Dette er fordi finansieringen står i entreprenørens navn hele arbeidstiden, slik at de blir interesserte i å redusere renter. I tillegg hadde

kontrakten innebygd et bonus system, siden byggherren kunne tjene mer hvis anlegget kom tidligere i gang enn planlagt og dele det med entreprenøren. Det så mye brukte uttrykk "design as you go" kan eventuelt omgjøres til et annet uttrykk som i hvert fall fungerte bra for Hvalfjörður, nemlig "think before you go". Det vil si at i Hvalfjörður var det på forhånd utarbeidet retningslinjer og kriterier slik at tapstid på grunn av tenketid og uforventete situasjoner ble redusert. Det var ikke minst siden kvalitetsopplegget for tunneldrivingen gikk utpå å vite nøyaktig hvordan forholdene foran stuff endret seg gjennom tiden. Denne gangen ble resultatet i hvert fall svært vellykket. Om at samme opplegg på Vestfjordene hadde medført et annet resultat er tvilsomt. Kanskje i dag med bedre forståelse av geologien i forhold til tunneler. Men med den sær-islandske "det reddes" tankegangen kom de i hvert fall i mål med ferdige tunneler og veldig bra vannforsyvningsanlegg for Ísafjörður kommune.

Tabell 4. Fysiske nøkkeltall for de to anleggene.

	Breiðadals- og Botnsheiði		**Hvalfjörður**	
Lengde	9,0 km		5,8 km	
Tverrsnitt	T 7,5	T 5	T 11	T 8,5
Midlere inndrift pr. stuff	53 m/uke		37 m/uke	49 m/uke
Kostnad (2000)	59,7 m.NOK/km		110,6 m.NOK/km	
Grouted lengde	1.029m, (12%)		730m, (13%)	
Sement pr. injeksjonrunde	23,1 tonn		7 tonn	
Sementforbruk	0,23 tonn/m tunnel		0,06 tonn/m tunnel	
Sementforbruk total	1.992 tonn		365 tonn	
PE skum	5,1 m^2/m		5,5 m^2/m	
Giertsen hvelv			30.000 m^2	
Bolter pr. m tunnel	1,0 bolt/m tunnel		3,1 bolt/m tunnel	
Spøytebetong	1,5 m^3/m tunnel		2,5 m^3/m tunnel	

REFERENSELISTE

Darling 1993: Peter Darling. Battling through hell and high water. *Tunnels & Tunneling international*, september 1993 side 19-23.

Eriksson et. al. 1998: Stig Eriksson, Eivind Grøv, Björn A Harðarson og Jóhann H Kröyer. The Hvalfjörður sub-sea tunnel, Iceland: A hard rock tunnelling concept in young basaltis rock mass. In proceedings from conference on *Underground construction in modern infrastructure*. Balkema Rotterdam , side 227-232.

Fossvirki 1998: Hvalfjörður tunnel, rock support final report, internal rapport for *Spölur hf*, 23 sider.

Guðmundsson 1991: Ágúst Guðmundsson. Breiðadals- and Botnsheiði tunnel, geological report, prepared for Puplic Roads Administration. *Orkustofnun*, (NEA) 31 side.

Guðmundsson 1994: Ágúst Guðmundsson. Hvalfjörður tunnel, geological investigations. Report prepared for Spölur hf. *Jarðtæknistofan hf* Reykjavík, 52 sider.

Grøv 1997: Eiving Grøv. Undersjøisk vegtunnel Hvalfjörður Island, Norsk tunnelkonsept i vulkanske bergmasser. *Fjellsprengningskonferansen 1997*, 25 sider.

Harðarson 1991: Björn A Harðarson. Icelandic rock tunneling quality. In proceedings from *ITA Tunneling symposium in Reykjavik* july 21-22 1991, 10 sider.

Harðarson 1998: Björn A Harðarson. Water inflow and grouting in young volcanic rocks. Case histories from Iceland. NIF-kurs 84450340 *Berginjeksjon* 12-14 oktober 1998. Norsk Bergmekanikkgruppe, 23 sider.

Harðarson & Haraldsson 1998: Björn A Harðarson og Hreinn Haraldsson. Harnessing the flood at Isafjordur. *Tunnels & Tunneling international*, march 1998 side 17-20.

Jóhannson 1997: Ægir Jóhannson. Mechanical properties of rock in an Icelandic lava stratum. M.Sc. thesis, *University of Iceland*, 69 sider.

Sæmundsson 1979: Kristján Sæmundsson. Outline of the geology of Iceland. *Jökull* No 29 side 7-28.

Walker, G.P.L. 1960. Zelite zones and dike distribution in relation to the structure of the basalts of eastern Iceland. *J. Geol.* 68, side 515-528.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2000

NEDSTENGNING OG POTENSIELLE MILJØKONSEKVENSER AV UNDERJORDISKE LAGERHALLER FOR RÅOLJE, SOLA RAFFINERI.

Potential environmental consequences associated with decommissioning of underground crude oil storage caverns, Sola refinery.

Hydrogeolog, Cand. Scient., Joseph Allen
Norconsult AS

Sivilingeniør Hilde Salthe
A/S Norske Shell

SAMMENDRAG

Shells raffineri på Sola ble nedstengt våren 2000 etter 33 års drift. Det er ønskelig at tomten skal tilbakeføres i størst mulig grad til sin opprinnelige tilstand. Avslutningsarbeidet omfatter bl.a. tiltak for lagerhaller for råolje. Hallene som er sprengt ned i fjell står fra 5 til 29 meter under grunnvannsspeilet og har en samlet kapasitet på 220 000 m^3. Det er knyttet usikkerhet til hva som vil skje med oljerester i og rundt hallene etter at oljen er tømt, og grunnvannet har kommet tilbake til sitt naturlige nivå og gjenoppretter en hydraulisk gradient utad fra hallene. Det er to hovedforhold som er usikre: a) hva vil omfanget av transport av oljerester via grunnvann til overflatevann være, og b) hva slags fare representerer tyngre, immobil oljerester som blir liggende igjen i bunnslam og i bergmatrisen. Basert på en konseptuell hydrogeologisk- og forurensningstransportsmodell og erfaringer fra lignende arbeid under utførelse i Sverige, er det blitt konstatert at med enkle tiltak bør hallene representere lite fare for grunnvann og marine vannressurser. Resultater fra igangsatte undersøkelser og innspill fra publikum vedrørende alternativ bruk vil være avgjørende for det endelige tiltaksomfang.

SUMMARY

Shell's oil refinery at Sola in south-western Norway was shut down in April, 2000 after 33 years of operation. The refinery is to be restored to a condition that will allow the area to be used for other purposes. Including in the closure is the decommissioning of four underground storage caverns for crude oil. The caverns, which have a combined storage of 220 000 m^3, are blasted into bedrock 20-25 meters below the surface, 5 to 29 meters below the natural groundwater level. It is uncertain what will happen with the oil residual in and around the caverns after groundwater has recovered to it's natural level and a hydraulic gradient out from the caverns is re-established. Two specific scenarios are of concern: a) contaminant transport via groundwater to marine receptors, and b) the scope of heavier, immobile organic components that will remain in the sludge in the bottom of the caverns and in the rock matrix in the vicinity of the caverns. Based on a conceptual contaminate hydrogeological model, and experience from similar work that is presently being done in Sweden, it is concluded that with simple remediation technology the caverns should not represent an environmental threat for groundwater and marine receptors. Ongoing investigations and public

input regarding alternative use will also exert influence on which remediation strategy is ultimately chosen.

INNLEDNING

Etter over 30 år i drift ble A/S Norske Shells oljeraffineri på Sola utenfor Stavanger stengt 1. april, 2000. Området skal etter planen være klar for ny næringsvirksomhet ved inngangen til år 2003. For å oppnå dette må alle installasjoner og utstyr knyttet til anlegget fjernes, samt at forurensninger i grunn og grunnvann må reduseres slik at det ikke foreligger miljømessige risikoer for fremtidige brukere og det ytre miljø. Blant annet består anlegget av fire underjordiske lagerhaller som er blitt brukt til å lagre råolje. En viktig del av det forestående avslutningsarbeidet blir å sikre disse hallene slik at utslipp til vann og luft ikke forekommer i uakseptable mengder.

Miljømål som Shell har satt og som opprenskning må tilfredsstille, formuleres slik:

1. Det skal ikke vær spredning av miljøskadelige kjemikalier.
2. Det skal ikke være noen negative effekter på det marine miljøet utover det eksisterende bakgrunnsnivået.
3. Det skal ikke være fare for helse- og miljøskader fra grunnforurensning.
4. Det skal ikke være sjenerende lukt fra noen del av området

I praksis betyr dette at:

- Forurensning må ikke forårsake uakseptable utslipp til luft
- Forurensning må ikke være giftig til mikroorganismer som bidrar til nedbrytning av hydrokarboner.
- Forurensning må ikke forårsake uakseptable transport til marine resipienter
- Forurensning må ikke forårsake uakseptable transport til andre tilgrensende eller nærliggende områder

Der "uakseptable" betyr overskridelse av kvalitetsnormer som blir utarbeidet med hensyn til fremtidig bruk.

Høsten 2000 er Shell kommet et stykke på vei med avslutningsarbeid. Denne artikkelen redegjør for prosjektets status på det nåværende tidspunkt og beskriver potensielle effekter fra oljerester i og rundt hallene etter at grunnvannet har gjenreist seg til sitt opprinnelige nivå og en hydraulisk gradient ut fra hallene mot marine resipienter er gjeldende.

Artikkelen beskriver først lagerhallene. Deretter fremlegges det en konseptuell hydrogeologisk modell som danner grunnlaget for vurderingen av miljøkonsekvenser. Videre sammenfattes de viktigste resultater fra en litteraturstudie som ble gjennomført våren 2000 for å skaffe bedre referansegrunnlag fra lignende prosjekter. Til slutt fremlegges det et forslag til mulige tiltak i forbindelse med nedstengning med tilhørende usikkerhetsmomenter.

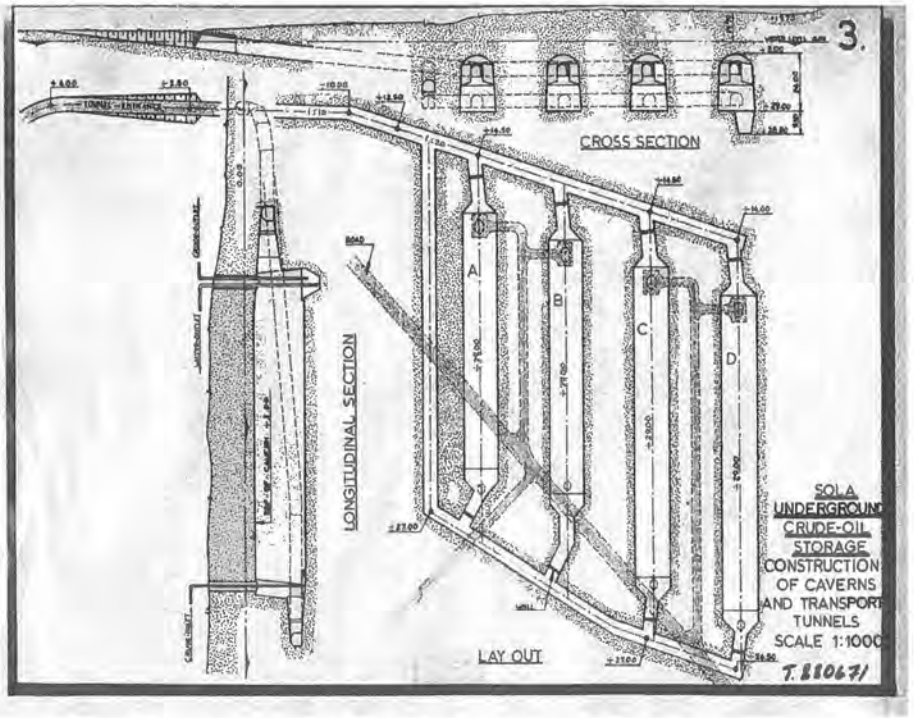
Noteby AS har samlet viktig foreliggende informasjon i en fase I undersøkelse. Scandiaconsult AS har gjennomført litteraturstudien som har sett på lignende prosjekter andre steder i verden. IWACO (Nederland) i lag med Norconsult AS har gjennomført en fase II undersøkelse med en risikovurdering av hele tomten. Norges Geotekniske Institutt (NGI) er i oppstartsfase av en fase-II miljøundersøkelse med en påfølgende risikovurdering knyttet kun til hallene. Presisering av forurensningsomfang og tiltak blir fremlagt med NGI-rapporten ca. i april 2001.

SOLA RAFFINERI OG LAGERHALLER

Raffineriet er lokalisert på en halvøy som ligger ut mot Nordsjøen i nord og vest, og mot Risavika i øst. Lagerhallene er plassert ca. 50 meter fra strandsonen under den østlige delen av området. Beliggenhet er vist i en flyfoto i figur 1.

Figur 1 Beliggenhet av Sola raffineri med lagerhaller og Risavika til høyre og Nørdsjoen øverst og til venstre. Halvøyen går til høyre mot nordvest.

Tverr- og lengdesnitt av de 4 hallene er vist i figur 2 og dimensjoner er satt opp i tabell 1.



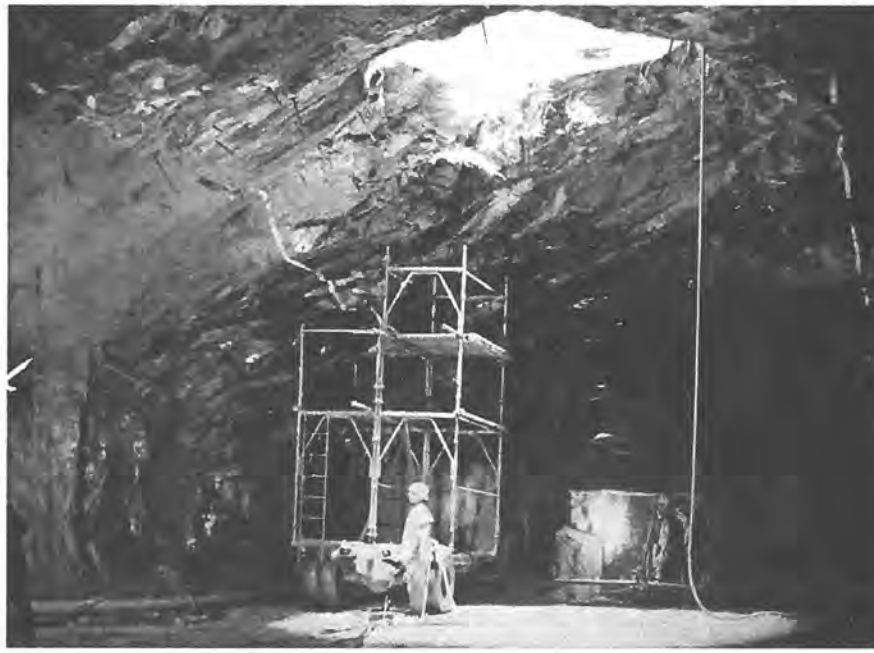
Figur 2 *Tverr- og lengdesnitt av råolje lagerhaller – Sola raffineri*

Tabell 1 *Dimensjoner på råoljehaller*

Tverrsnitt:	topp bredde 15 meter bunn bredde 17 meter høyde 24 meter
Lengde:	135 meter eller 165 meter
Plassering under havnivå:	tak -5 meter bunn -29 meter
Til overflate:	20 – 25 meter
Pumpesump:	
Dybde:	10 meter
Volum:	1800 m^3

To haller har et volum på ca. 50 000 m^3 og to på ca. 60 000 m^3. Hallene ble konstruert fra toppen. Boring og sprengning ble utført horisontalt med lengderetningen fra sjøen til og

innover. Det utsprengte materialet ble transportert bort via ankomsttunnelene. Disse er nå permanent tettet med betongvegger på fra to til fire meter tykkelse inn mot lagerhallene og fylt med ferskvann. Utløpet av tunnellen er åpen. Sprekker, knuste soner og de delene av taket som var dekket med netting ble også dekket med betong. Et bilde fra konstruksjonsperiode er vist på figur 3.



Figur 3 *Lagerhaller under konstruksjon – Sola raffineri*

Permeabiliteten i nord-vest gående retning ble betegnes som meget lav, mens sprekker og forkastninger i nord-øst gående retning skapte betydelige lekkasjer under konstruksjon. Etter tetting ble det rapportert om innstrømningsrater mellom 10 og 20 m^3/dag for hver fjellhall. Med denne raten vil det ta mellom 6.8 og 13.6 år før den opprinnelige grunnvannstanden er gjenreist seg.

Hver fjellhall har en stor sjakt for utpumping av vann og råolje, og en mindre sjakt for inntak av råolje i den motsatte enden. Den store sjakten brukes også til ventilasjon. Pumpene er plassert i en pumpesump i en fordypning av gulvet i hallene. Foran pumpene er det bygget en 1 meter høy mur for å hindre slam i å nå pumpene. Hallene har ikke vært

rengjort siden de ble laget og en større mengde slam er derfor forventet bak fangmuren. Volumet kan dreie seg om opptil 2300 m^3 for de mindre haller og 2800 m^3 for de store.

Råoljen ble pumpet ned i en sementsump som alltid er fylt med olje (vannlås prinsippet). Utpumping av vann skjer fra den 10 meter dype pumpesumpen. Oljepumpen har sitt inntak ca. 0,4 m over slam-muren. Hallene ble operert under atmosfærisk trykk, men det siste årene ble de operert under overtrykk/undertrykk på hhv. 0,7 og –0,2 bar for å hindre avgassing til omgivelser. Overtrykket ble imidlertid holdt ved eller litt lavere enn grunnvannstand i området slik at dette ikke skulle forårsake utslipp til grunnvann fra hallene.

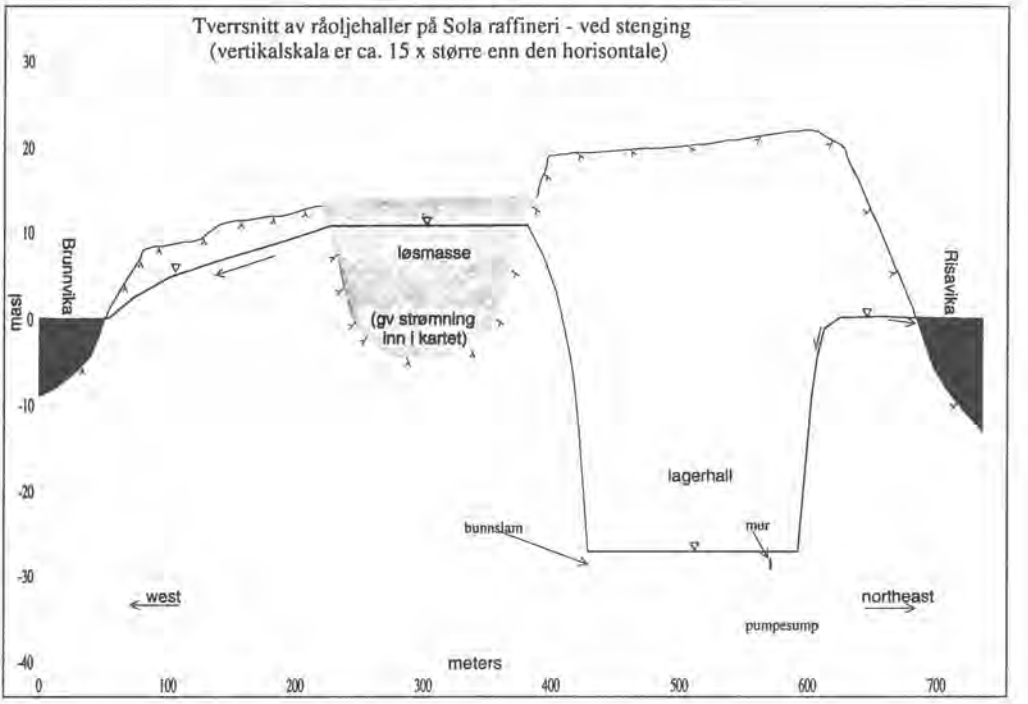
Siden nedstengning i april 2000, er det forsøkt å pumpe ut så mye som mulig av den frifase produkten. Pumpene etter hvert gikk tette, antagelig på grunn av voks og andre faststoffer. Planen videre fremover er å varme opp vannet/olje til 70 grader Celsius for å redusere viskositeten på den resterende oljen og dermed få pumpet den ut. Dette arbeidet er under planlegging og vil være sluttført innen januar 2001.

Det har ikke tidligere eksistert overvåkingsbrønner nær hallene. Våren 2000 ble det boret 3 brønner i hallenes umiddelbare nærhet som en del IWACOs miljøundersøkelse av tomten. Det ble påvist olje på stort dyp i 2 av brønnene ved den nordligste hallen. Disse brønner står nær hallene, ca. 5 m.

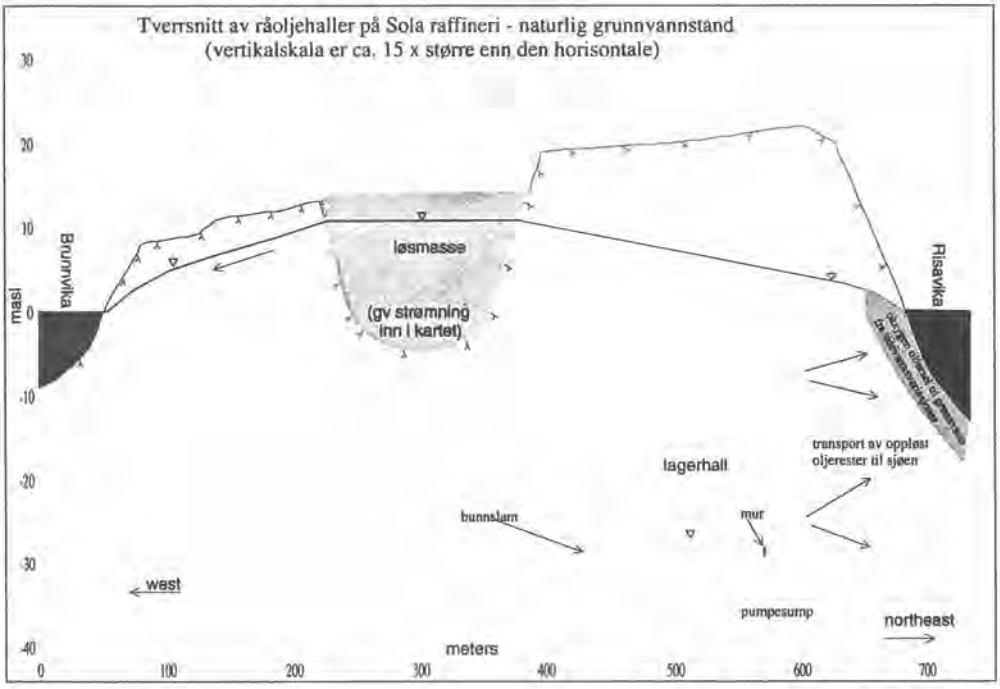
KONSEPTUELL HYDROGEOLOGISK MODELL

Vurderingen av transport fra hallene til grunnvann og videre til Risavika er basert på kjemiske og fysiske egenskaper i oljekomponenter, samt en konseptuell hydrogeologisk modell av området.

Hydrogeologien i Hamraberg halvøy fra Brunnvika til Risavika inkluderende løsmassene midt i området er vist i figur 4 og 5. I figur 4 vises situasjonen ved nedstengning av pumpene når vann/olje nivå er på sitt laveste og det er en innad hydraulisk gradient mot hallene. I figur 5 vises situasjonen når grunnvannstanden har kommet tilbake til sitt opprinnelige nivå og en utad hydraulisk gradient mot Risavika er gjeldende. Transport fra grunnvannet til Risavika vil da kunne finne sted.



Figur 4 Tverrsnitt av Hamraberget halvøya fra Brunnvika gjennom lagerhallene til Risavika inklusiv løsmasse midt på området.



Figur 5 Tverrsnitt av området etter vannivå i hallen har gjenreist seg og en utad gradient gjelder- Sola raffineri.

Grunnvannet strømmer enten mot hallene eller Risavika på nordvest siden av løsmassene, og mot Brunnvika på vest siden av løsmassene. I løsmassene strømmer grunnvann inn i figuren. Figurene viser også fangmuren og bunnslammet.

Mengdetransport av oljekomponenter i grunnvann vil bestemmes hovedsakelig av løselighet i vann og hvor effektiv den biologiske nedbrytning er. Grovt sett fordeler organiske komponenter tilstede i råolje seg i lettere og tyngre organiske komponenter. Lettere komponenter, representert f.eks. ved bensen, toluen, etylbensen og xylen (såkalte BTEX), samt naftalen og alifater i C6 – C10 område, har forholdsvis høy løselighet og mobilitet i grunnvann. Til gjengjeld brytes de ned forholdsvis rask biologisk. Tyngre komponenter f. eks. polysykliske aromatiske hydrokarboner (såkalte PAH) som er tyngre enn naftalen, og alifater tyngre enn C10 har lav løslighet og mobilitet i vann, men brytes ned langsomt.

Det kan forventes at de lettere komponentene som er igjen når grunnvannet er kommet tilbake, vil løses i grunnvann og transporteres mot Risavika, mens de tyngre komponenter vil bli liggende igjen i bunnen av hallene, og i noen grad i fjellmatrisene rundt hallene.

LITERATURSTUDIE OG ARBEID VED STATENS OLJELAGER (SOL)

Det ble foretatt en litteraturstudie vinter 2000 for å kartlegge lignende arbeid andre steder i verden. Konklusjoner fra studien utpekte Statens Oljelagers (SOL) arbeid i Sverige som den mest relevante referanse. Arbeidet redegjøres herunder.

SOL er en del av Sveriges Geologisk Undersøkelse (SGU), og har som oppgave å stenge ikke-militære underjordiske lagerhaller bygget og driftet av den Svenske regjeringen. Det er totalt 40 haller som skal stenges. Pr. i dag er nedstengning igangsatt eller avsluttet ved ca. 10 anlegg.

Størstedelen av anleggene ble drevet på samme måte som Sola med et væske (olje over vann) nivå under det naturlige grunnvannstand i området og en innad hydraulisk gradient. Samtlige anlegg lagrer raffinerte produkter og sammensetning av produktet er i så måte annerledes enn på Sola. I tillegg er problemstilling med voks og andre urenheter som en finner i råolje liten er ikke gjeldende. Allikevel er arbeidet høyst relevante for Sola.

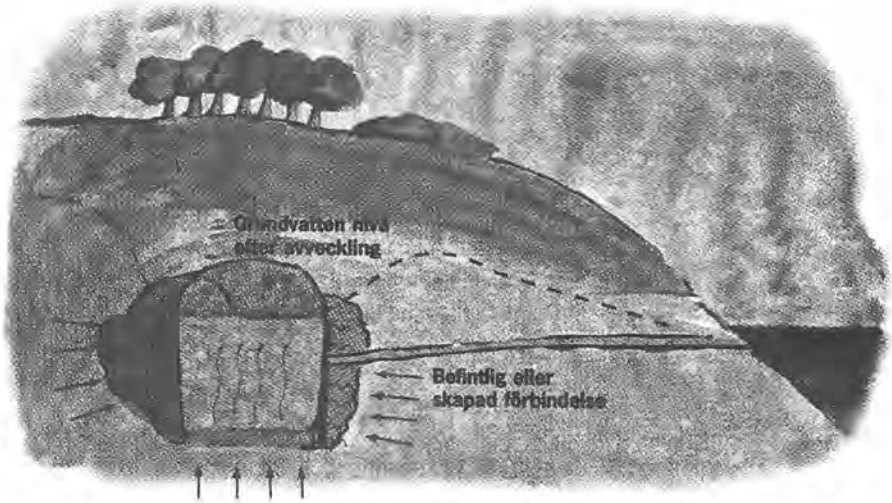
Konklusjoner fra SOL's arbeid så langt kan sammenfattes slik:

- Tross en innad gradient inn mot hallene finnes det en del produkt i fjellsprekker rundt hallene. Mye av produktet vil strømme tilbake til hallene under gjenoppfylling.
- Det er påvist liten er ingen organisk forurensing i grunnvann i nærheten av hallene
- Med bruk av enkelte tiltak (såkalt bastiltak, forklart under) ser det lovende ut for betydelig reduksjoner av oljeforurensning og dermed fremtidig miljørisiko for vannresipienter.
- I visse tilfeller er bastiltak brukt sammen med hydraulisk avledning (forklart under) for å beholde en innad hydraulisk gradient.

Bastiltak
Disse er enkle tiltak som består av en blødning og "skimming" (fjerning av fri fase olje) prosess. Det er en prosess som skjer naturlig når pumpene stenger og grunnvann strømmer tilbake til hallene. Etter at frifase og fast produkter fjernes, strømmer grunnvannet inn i hallene og blør ut forurensninger og faste produkter utfra sprekkene. Dette fjernes omgående etter behov. Fjerning skjer vha. en fjernt styrt enhet spesiallaget for denne oppgaven, slik at man ikke trenger å gå inn i hallene. Fjerningen skjer flere ganger om året, og fortsettes frem til det ikke finnes mer skimmbart produkt igjen og vannet i hallene tilfredstiller vannkvalitetsnormer som er predefinert.

Denne prosessen tar i gjennomsnitt 2 år.

Hydraulisk avledning
Hydraulisk avledning som er vist i figur 6, består av en drenerende sjakt som leder grunnvann i hallen til en overflatevann resipient. Metoden brukes for å holde vannivået i hallen lavt slik at innad hydraulisk gradient opprettholdes.



Figur 6 *Hydraulisk avledning för underjordisk lagerhaller (SOL brosjyre)*

Sjakten er konstruert med en naturlig fall til en nærliggende resipient slik at den hydrauliske gradienten er fra hallen mot resipienten. Den er også konstruert med en oljeavskiller slik at det ikke foregår uakseptabel stofftransport til resipienten. Metoden er brukt spesielt på installasjoner der tilstrømning til hallen går raskt slik at en utad strømning vil bli etablert for fort. Det brukes også på installasjoner som grenser spesielt sårbare vannressurser.

TILTAKSSTRATEGI

Tiltaksalternativer som kan tenkes spenner seg fra full åpning og rensning til umiddelbar stenging og forsegling. Det mest sannsynlige løsning blir av den typen som SOL benytter seg av. Det endelige opplegget blir avgjort etter at pågående undersøkelser og risikovurderinger har kartlagt og vurdert de vesentlige forholdene.

Tiltak som er mest aktuelt pr. dagens dato før risikovurdering er ferdigstilt er kort beskrevet nedenfor.

Det fjernes så mye som mulig av frifase og fast produkter.
Som tidligere nevnt er denne oppgaven allerede igangsatt. Det jobbes nå med sirkulasjon, oppvarming og skimming av fast produkter og frifase olje. Dette fortsetter frem til grunnvannet i hallene tilfredsstiller vannkvalitetskravene.

Gjenstående forurensninger behandles av naturlige prosesser:

Dette inkluderer bl. a. naturlig bionedbrytning, fortynning og mekanisk bølge virkning i Risavika. Denne prosessen overvåkes for å dokumentere effekt.

Immobil, bunnfalne forurensninger forblir som bunnslam
Forutsatt at de ikke utgjør noen miljøfare, tyngre komponenter som er bunnfalne og immobile fjernes ikke.

Overvåke hallene, grunnvann og Risavika for å kontrollere utvikling.
I første omgang skjer overvåking 2-4 ganger i år i 2 – 3 år.

Supplerende behandling må være utredet og klar til å ta i bruk
Dersom overvåkingen viser at konsentrasjonsreduksjoner ikke er tilfredsstillende må andre tiltak være utredet og klar til å ta i bruk.

Det er flere grunner til å tro at en slik strategi kan fungere.

Strategien er enkel og uttestet i Sverige med dokumenterte resultater. Svenskene har jobbet med avvikling av lagerhaller i en årrekke og utviklet en metodikk som kan bidra mye ved Sola.

Varigheten på tilbakestrømning av grunnvann er anslått til mellom 6.5 og 13 år. Ikke før grunnvannet er gjenreist kan transport av oljekomponter mot Risavika skje i noen særlig grad. I løpet av tiden vil konsentrasjoner i og rundt hallene avta naturlig, forhåpentligvis til nivåer som ikke vil representere noen fare for Risavika. Hvis ikke, er det enkelt ved pumping å opprettholde en innad-rettet gradient mens andre alternativer utredes og igangsettes.

I forhold til bufferkapasiteten i Risavika og i grunnvannet, må grunnvannsstrømning og potensiell stofftransport fra hallene til Risavika betraktes som beskjedent. Det vil være en naturlig nedbrytning i Risavika som følge av tilført oksygen som er nødvendig for viktige biologiske nedbrytningsprosseser. Dette gjelder også i grunnvannsonen nærmest Risavika som tilføres oksygen av tidevann. Det vil foregå en kraftig fortynning av de stoffene som når Risavika. Dessuten forventes det en en positiv mekanisk virkning fra bølgene ved strandsone.

USIKKERHETSMOMENTER

Det er flere usikkerhetsmomenter som kan endre det endelige tiltaksomfanget. Det pågående arbeid tar sikte på å kartlegge dem. De listes opp nedenfor.

Etterbruk
Først når områdets fremtidig bruk er fastlagt kan endelige krav og tiltaksplan foreligge. Boliger har selvfølgelig helt andre krav enn industri, og strengere krav kan selvfølgelig påvirke tiltaksomfang.

Effektiviteten ved fjerning av fri fase

Det er viktig at så mye som mulig av frifase og fastprodukter fjernes. Råolje har mye fast stoff som voks. Dette kan være vanskelig å fjerne, som arbeid med å fjerne frifase produkt har vist,

Tilbakestrømning og nedbrytning
Tilbakestrømning av grunnvann og reduksjoner av forurensninger i hallene vil avgjøre om en naturlig prosess som blødning og skimming kan virke slik at konsentrasjonene avtar. Går tilbakestrømningen fortere eller nedbrytning saktere endres premissene for en slik løsning.

Publikum
Det er viktig å kommunisere en mulig løsning slik at naboer, myndigheter, nye eiere og miljøorganisasjoner kan forstå og akseptere denne som et godt alternativ. Det hjelper lite dersom en god teknisk løsning misforstås og omgivelsene ikke føler seg trygge på at miljøet ivaretas på Sola. Erfaringer fra SOLs sitt arbeid i Sverige bekrefter dette. En av deres største utfordringer har vært og er å kommunisere til omverdenen og få den til å forstå hva de jobber med.

REFERANSER

J. Dons, 1968. *Interpretation of the geological setting at Sola*, (for A/S Norske Shell).

Scandiaconsult AS, 2000. Literature study: Closure of crude oil storage caverns, Sola refinery.

IWACO, 2000. ***RB ESA II Sola refinery*****. Factual report. Site investigations, first fieldwork round.**

IWACO, 2000. *RB ESA II Sola refinery.* Factual report. Site investigations, second fieldwork round.

Noteby, 1999. *Initial Site Assessment Report.* Sola refinery, A/S Norske Shell.

Norconsult AS, 2000. *Risk Based EnviroNmental Site Assessment (RB ESA II) for soil and groundwater - Sola Refinery.*

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2000

MEKANISK OG HYDROMEKANISK OPPFØRSEL AV BERGSPREKKER – NOEN RELEVANTE SPØRSMÅL.

Mechanical and Hydromechanical Behaviour of Rock Joints - some relevant cases.

Tekn. Dr. Roger Olsson, Statkraft Grøner AS, Lysaker

SAMMENDRAG

Ved dimensjonering av arbeid i berg kan det mange ganger være bra å vite noe om hvordan bergsprekker og vannstrømningen gjennom disse oppfører seg under forskjellige deformasjoner i bergmassen og bergsprekkene. Å vise dette i korthet er et av målene med denne artikkelen. Et annet mål er å vise hvordan kunskapen kan kobles sammen med ulike praktiske situasjoner. Dette vil i hovedsak vedrøre trykksjakter og tunneler.

SUMMARY

During design works in hard rocks it is useful to know something about how rock joints and the fluid flow behave during different deformations of the rock masses and rock joints. To make a short review about this is one of the aims with this paper. Another aim is to show how this knowledge can be connected to some practical situations. The second part will mainly concern pressure shafts and tunnels.

1. INTRODUCTION

During most engineering works in a jointed rock mass, deformations of both the rock joints and the intact rock will usually occur as a result of effective stress changes. Examples of such works could be pressurised waterways, stimulation of geothermal, oil and gas reservoirs, storage of industrial waste, dam foundations, repositories for radioactive waste, excavation of tunnels and caverns etc. Due to the stiffer rock matrix, most deformation occurs in the joints in the form of normal and shear deformations. If the joint planes are rough, deformations if they occur, will also change the void geometry and thereby the joint aperture and fluid flow

2. ROCK JOINTS

The character and appearance of rock joints depends on historic stress changes and on the mechanical and physical properties of the rock mass. Roughly, joints can be divided into two types, dependent on the stress history:

- Tensile joints, where two rough surfaces have been separated from each other in a direction perpendicular to the surfaces. These can be generated in a compressive regime, under tensile strain, or in direct tension,

- Shear joints where the failure surfaces have been generated by shear stresses. Subsequent shear displacement might convert either of joint into minor faults.

In nature most of the joints occur in a combination of two three basic modes, as a result of tectonic movements during different time periods.

Irrespective of the origin, joints consist of two opposing surfaces, which may be well matched, or not. For engineering purposes, prediction of the roughness and strength of the surfaces is sometimes required for detailed calculations of rock joint strength, deformation parameters, aperture, etc. The best know parameter for description of roughness for engineering purposes is undoubtedly the joint roughness coefficient (JRC) (Barton, 1971).

3. MECHANICAL BEHAVIOUR OF ROCK JOINTS

3.1 General

When a jointed rock mass is exposed to mechanical and/or hydraulic loads, its total deformation is the sum of the deformations of the intact rock and the joints in the rock mass. Most of the deformation occurs in the joints, where the main components are joint closure or opening and shear displacement. The main components are in principle controlled by the following characteristics; i) the joint surface geometry (roughness), ii) the joint wall strength, and iii) the void geometry between the two joint surfaces (aperture).

Is simple terms, the deformation of single joints can be considered by a normal stiffness (k_n) and a shear stiffness (k_s) (Goodman, Taylor & Brekke, 1968) which describe the rate of change of normal (σ_n) and shear (τ) stress with respect to the normal (u_n) and shear (u_s) displacement, see Figure 1.

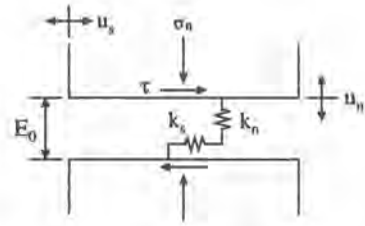


Figure 1 - Definition of different rock joint parameters.

These parameters are related to each other, according to the following;

$$\begin{bmatrix} d\sigma \\ d\tau \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k_n 0 \\ 0 \; k_s \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} du_n \\ du_s \end{bmatrix} \quad (1)$$

where the shear stiffness is usually lower than the normal stiffness (Bandis, 1980); this difference in stiffness will usually cause anisotropy in the rock mass behaviour. The anisotropy may tend to be the highest at low stresses. In general, k_n and k_s are strongly non-liear.

3.2 Normal closure-opening behaviour

At low normal effective stress, two rough joint surfaces are only in contact at a few contact points. When the effective stress increases, the number of contact points will also increase. Some of the contact points will deform elastically, while others deform plastically, either by yielding or crushing. This complex combination of the number of contact points and different deformation stages results in a non-linear relationship between the effective normal stress and the normal deformation see Figure 2.

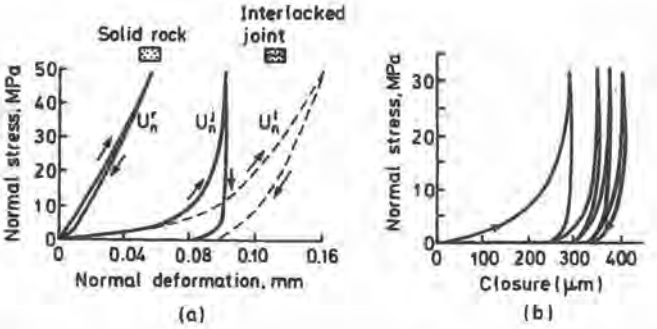


Figure 2 - Behaviour of rock joints under normal loading and unloading. a) Conceptual behaviour, b) experimental results (only joint displacement) (Bandis, 1981 and Lindfors, 1996).

The non-linear closing behaviour can be described either by a hyperbolic or a logarithmic function.

During unloading, the joint behaviour has a marked hysterics and is inelastic, and the unloading curve is also non-linear, see Figure 2.2b. After several loading and unloading cycles, the curves appear to be more and more stationary, perhaps corresponding to *in-situ* behaviour.

3.3 Shear behaviour

Shearing of rock joints occurs *in-situ* under various boundary conditions. In general, there are two cases; a) A rock slope where the free dilatancy of the joint causes a lifting of the sliding block, the gravityloading of which causes a constant normal stress on the sliding surface; this condition is simulated in the laboratory by keeping the normal force constant under the shearing process, b) A constrained block in a rock mass, a joint in a pillar between two caverns. These shearing will be hindered by activation of additional normal force due to the

stiffness of the surrounding rock. This condition can be simulated in the laboratory by using spring stiffness, across the joint plane. Since the local joint deformation (dilation) is small in comparison with the whole volume of the influenced rock mass, it is often assumed that the stiffness of the rock mass (k_{rm}) is constant (Seidel, 1993). This will not be the time around a tunnel.

A typical shear stress development at a constant normal load (CNL) is a quick rise to a maximum value (τ_p), followed by a gradual decline towards a residual value (τ_r), see Figure 3.

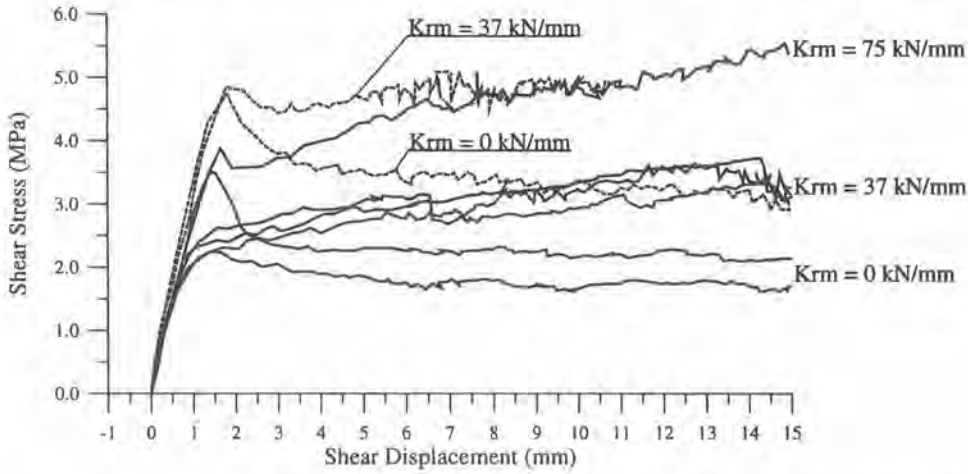


Figure 3 - Shear stress versus shear displacement for monotonic direct shear tests on natural (granite) rock joints with different stiffness (k_{rm}=0, 37 and 75 kN/mm) and initial normal stresses. Tests with solid lines had a initial normal stress of 2 MPa and tests with dashed lines had a initial stress of 4 MPa (Olsson, 1998).

Typical shear behaviour under constant normal stiffness (CNS tests) is also first a quick rise of the shear stress. This is followed by a slower increase of the shear stress, until a constant value is obtained after a large shear displacement, see Figure 3. As one can see, the magnitude of the stress is higher, the higher the normal stiffness.

3. APERTURE

The aperture is usually described as the space between two rock surfaces. It can be described either as the *mechanical* aperture (geometrically measured such as with epoxy injection) or the *hydraulic* (measured by analysis of the fluid flow). This will partly depend on the test method used, i.e. on the flow velocity. Real mechanical rock joints have rough walls and variable aperture, as well as asperity areas where the two opposing surfaces of the joint walls are in contact which each other. When the aperture is determined by use of hydraulic tests, the fluid flow through the joint can be described by the cubic law, which follows the assumption that the joints consist of two smooth, parallel plates.

The *mechanical* joint aperture (E) is defined as the average point-to-point distance between two rock joint surfaces, see Figure 4, perpendicular to a selected plane. If the joint surfaces

are assumed to be parallel in the x-y-plane, then the aperture can be measured in the z direction. Often, a single, average value is used to define the aperture, but it is also possible to describe it stochastically. The aperture distribution of a joint is only valid at a certain state of rock stress and pore pressure. If the effective stress and/or the lateral position between the surfaces changes, as during shearing, the aperture distribution will also be changed.

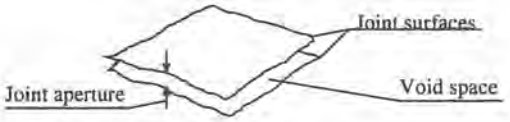


Figure 4 - Definition of mechanical joint aperture.

The *hydraulic* aperture (e) can be determined both from laboratory fluid-flow experiments and borehole pump tests in the field.

Fluid flow through rock joints is often represented (assumed) as laminar flow between two parallel plates. The equivalent, smooth wall hydraulic aperture (e) can be obtained from flow tests using the modified form of Darcy´s law relating flow rate (Q) and gradient (dP/dy):

$$Q = \frac{g}{v} \cdot \frac{w \cdot e^3}{12} \cdot \frac{dP}{dy} \qquad (2)$$

where (w) is the width of the flow path and (v) is the kinematic viscosity. This relation is also called the "cubic law". Here, only a single value is obtained for the aperture. The validity of Equation (2) for natural rock joints, has been discussed by many authors.

An important distinction has to be made between the theoretical smooth wall hydraulic aperture (e) and the real mechanical aperture (E) (geometrically measured) between two irregular joint walls (Figure 1). Owing to the wall friction and the tortuosity, E is generally larger than e during normal loading and unloading, which means that a rough joint requires a larger aperture than a smooth joint for the same water conducting capacity.

4. HYDROMECHANICL BEHAVIOUR OF ROCK JOINTS

4.1 General

The hydromechanical behaviour is a result of coupling between the mechanical stress changes (affecting the hydraulic aperture) and the flow characteristics. The latter may be described by factors like normalised fluid flow (Q/i), hydraulic conductivity (K) or transmissivity (T). Logically, the above-mentioned coupled hydromecahnical curves should follow the same curve pattern as the hydraulic aperture versus normal and shear stress.

In principal, the hydromechanical process in a rock joint can be divided in two main groups referring to the individual influence; 1) a mechanical deformation of the joint aperture which changes the fluid flow through the joint and 2) a hydraulic pressurisation of a joint which gives a mechanical deformation of the aperture.

4.2 Hydromechanical behaviour of a rock joint during normal deformation

As expected, the hydraulic aperture (e) is following the same pattern as the normal deformation during loading and unloading of a rock joint, see Figure 5. During increasing effective normal stress or decreasing pressurisation of a rock joint, the flow through a rock joint is reduced and tortuosity starts to become increasingly important for the fluid flow. Tortuosity can be quantified by comparing the bent length of streamlines (because of the geometry of the joint void space) with straight flow lines (Hakami, 1995).

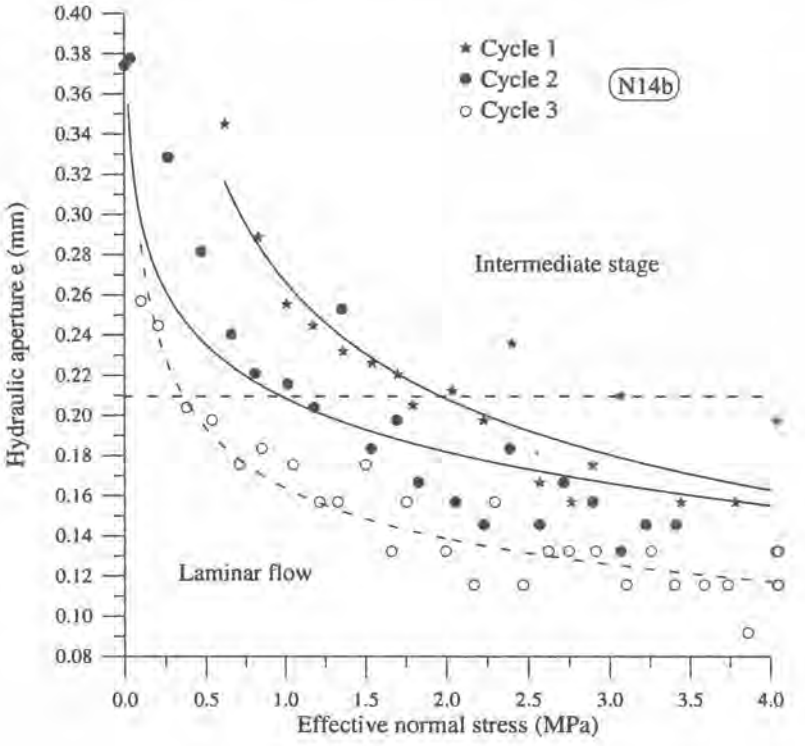


Figure 5 - Effective normal stress versus hydraulic aperture for mated granite joint (Olsson,, 1998).

4.3 Hydromechanical behaviour of a rock joint during shear deformation

When a normally loaded rock joint is exposed to a shear deformation, it will dilate in the normal direction during increasing shear deformation. This will also increase the joint aperture and thereby also the fluid flow through the joint (for a constant hydraulic gradient). During shearing, some gouge may be produced, which leads to a certain amount of blocking of the flow paths, so the fluid flow decreases. The parameters which affect the increase or

decrease of the joint aperture are the roughness of the joint walls, weathering of the joint planes and the relation between the effective normal stress and uniaxial compression strength of the rock joint.

In Figure 6, some hydromechanical shear tests are shown.

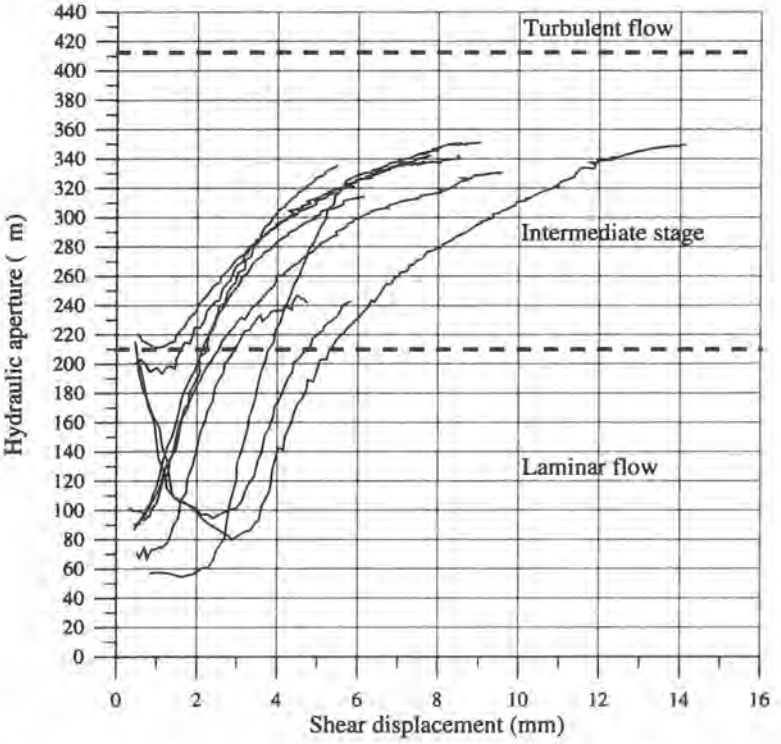


Figure 6 – Hydraulic aperture versus shear displacement during some direct shear tests on granite rock joints (Olsson, 1998).

As one can see in the figure, the hydraulic aperture may increase rapidly during the first 2-3 mm of shear displacement. If such shear movements occur along a joint at low effective stresses, the dilatation due to surface roughness may result in dramatic increase of the rock mass conductivity k_R, governed by the equation:

$$k_R = \frac{e^3}{12 \cdot s} \cdot \frac{\gamma}{\mu} \qquad (3)$$

where e denotes the hydraulic aperture and s the spacing of the rock joints. γ and μ represent the unit weight and dynamic viscosity of water, respectively. As an example, if the hydraulic aperture were increased from 0.1 mm to 1 mm, the flow rate might become 1000 times higher, if the idealised theory was being followed, i.e. laminar flow in each case.

4.4. Mechanical (E) versus hydraulic (e) aperture

For predictions of fluid flow in single rock joints and in jointed rock masses, numerical modelling can by used. For an optimal use of the models, the knowledge of how rock joint apertures behave is essential. For some models, it is also of interest to know the differences between the mechanical aperture (E) and the hydraulic aperture (e). The mechanical aperture changes assumed are usually the same as the dilation of the aperture. In modelling, the hydraulic aperture must be used for the fluid flow calculations. This requires an reversion of the mechanical to the hydraulic aperture.

A constitutive model relating the hydraulic aperture (e) with the real mechanical aperture (E) and the Joint Roughness Coefficient (JRC) is:

$$e = \frac{JRC^{2,5}}{\left(E/e\right)^2} \qquad (4)$$

One should note that this equation is only valid for $E \geq e$. The curves illustrated in Figure 4 show the predicted relation between (E/e) and hydraulic aperture (e) for different values of JRC, according to Equation (7).

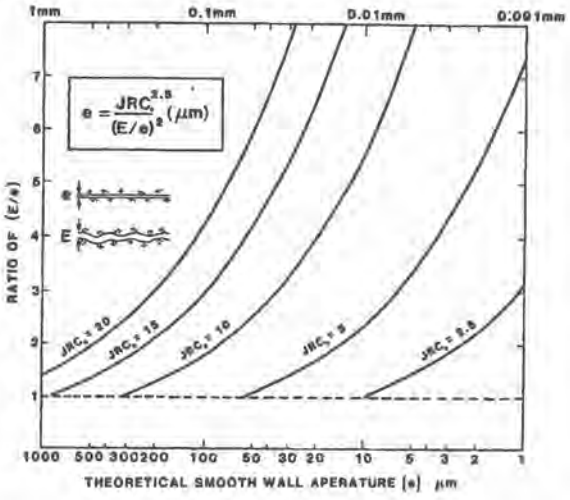


Figure 7 - The difference between the theoretical smooth wall hydraulic aperture (e) and the real mechanical aperture (E) between two irregular joint walls (Barton et al., 1985)

Larger JRC, or higher stress, causes an increase in the ratio (E/e), and causes more deviation from the cubic law. For naturally loaded joints, (E/e) is usually > 1.0, because of the roughness and tortuosity of the flow channels and roughness. When a joint opens, these factors are reduced and the ratio (E/e) approaches 1.0, which means that the cubic law is valid.

The model was developed for coupling between mechanical and hydraulic aperture changes during normal loading and unloading but has also been suggested for shearing of rock joints. New hydromechanical shear experiments on both granite joints and replicas (Olsson, 1998, 1999) has shown different trends for shearing behaviour. In Figure 8, joint closure and hydraulic aperture versus shear displacement are plotted for three hydraulic direct shear tests on granite joints.

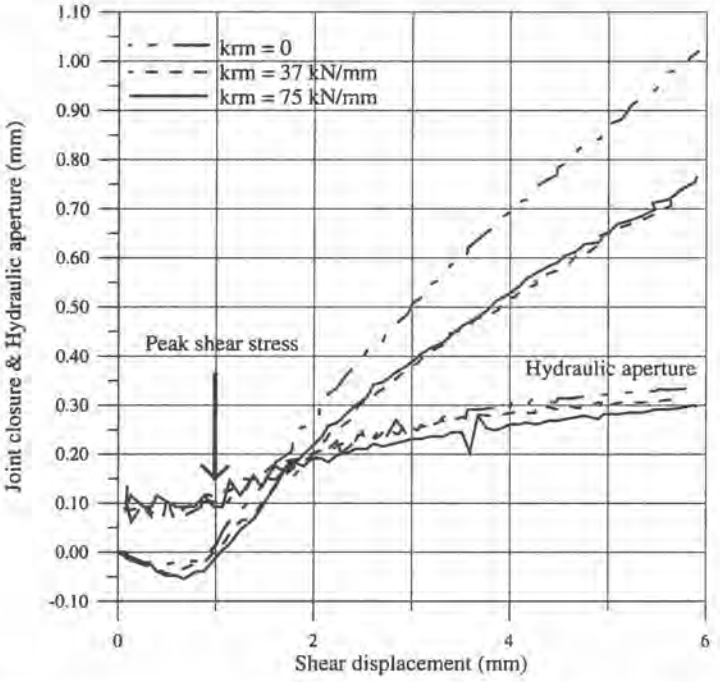


Figure 8 - Measured joint closure and calculated hydraulic aperture versus shear displacement for three hydromechanical direct shear tests (Olsson, 1998).

As one can see in Figure 8, the increase in mechanical joint opening (dilation) is greater than in hydraulic aperture after passing the peak shear stress; the hydraulic aperture "bends off" more from a straight line than does the joint closure. For using the above results in E/e versus e plots, as in Figure 7, the initial aperture has first to be assumed and thereafter added to the measured joint closure/opening data. The initial aperture were estimated by the following equation:

$$E_0 \approx \frac{JRC}{5}\left(0.2\frac{\sigma_c}{JCS} - 0.1\right) \qquad (5)$$

where JCS (joint compression strength) is the unconfined uniaxial compression strength of the joint plane and σ_c is the uniaxial compression strength of the intact rock. The calculations were made for each sheared 5 mm interval. Thereafter, the ratio E/e was plotted versus e in Figure 9. As one can see in the figure, E/e increases in a "reversed" manner, compared to the

normal loading curves in the figure. This was expected, following the results in Figure 8; however, it is contrary to what is suggested in the original model. Work is therefor in progress to establish an improved model for the hydromechanical coupling during shearing of rock joints.

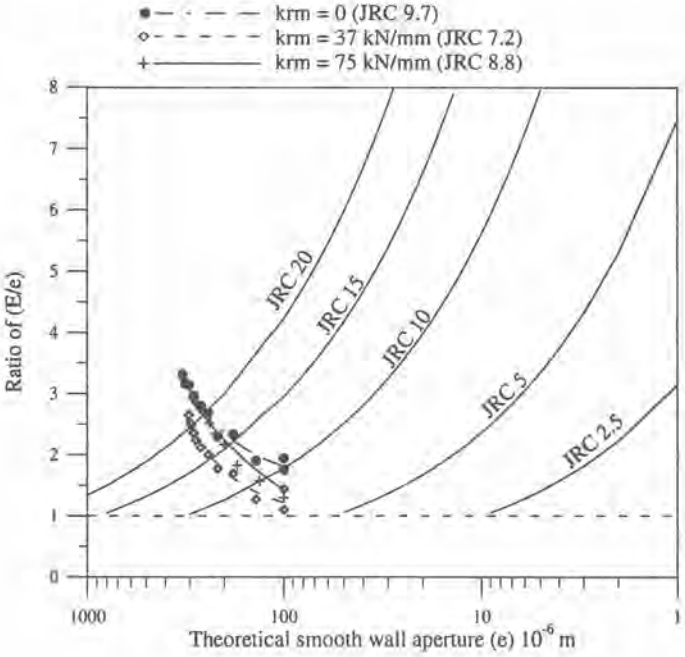


Figure 9 - Calculated E/e versus e (Olsson, 1998) for the shear tests in Figure 11 in a diagram suggested by Barton (1982) from normal clouser-flow tests.

5. SOME RELEVANT CASES

Below should some cases been showed but unfortunately, the time before delivering the paper was run out (dependent on work abroad) and therefor this last part will only be presented orally.

References

Bandis, S. (1980): Experimental studies of scale effects on shear strength, and deformation of rock joints. *Ph. D. Thesis, Department of Earth Sciences,* The University of Leeds, Leeds.

Barton, N. (1971): A relationship between joint roughness and joint shear strength. *Conference Proceedings "International Symposium on Rock Mechanics"*, Paper I-18, Nancy, France.

Barton, N. (1982): Modelling rock joint behaviour from in situ block tests: Implications for

nuclear waste repository design. *Technical Report ONWI-308, Office of Nuclear Waste Isolation*, Columbus, Ohio.

Barton, N., Bandis, S. and Bakhtar, K. (1985): Strength, deformation and conductivity coupling of rock joints. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, Vol. 22, pp. 121-140.

Goodman, E., Taylor, R.L. and Brekke, T.L. (1968): A model for the mechanics of jointed rock. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* ASCE, pp. 637-659.

Hakami, E. (1995): Aperture distribution of rock fractures. *Ph. D. Thesis, Division of Engineering Geology,* Royal Institute of Technology, Stockholm.

Lindfors U. (1996): Experimental study of the mechanics of rock joints. *Licentiate Thesis, Division of Rock Mechanics,* Technical University of Luleå, Publ. 1996:01L, Luleå.

Olsson, R. (1998): Mechanical and Hydromechanical Behaviour of Hard Rock Joints – A Laboratory Study, *Ph. D. Thesis, Department of Geotechnical Engineering,* Chalmers University of Technology, Gøteborg, Sweden.

Olsson, R. (1999): Mechanical and Hydromechanical Behaviour of Hard Rock Joints – A Laboratory Study, *Addendum to the Ph. D. Thesis, Department of Geotechnical Engineering,* Chalmers University of Technology, Gøteborg, Sweden.

Olsson, R., Lindblom, U. and Glamheden, R. (1997): Design of Pressure Shafts in Recognition of Rock Structure and Stress. Tunnelling Asia '97, New Dehli, India, pp. 615-624 (from the oral presentation).

Seidel, J.P. (1993): The analysis and design of pile shafts in weak rock. *Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering,* Monash University, Australia.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2000

TROLLSTIGEN. OMFATTENDE OG KOMPLISERTE SIKRINGSARBEIDER PÅ EN SPESIELL VEGSTREKNING

Trollstigen. Large and complicated supporting works in a Rock slope over a special tourist road

Sivilingeniør Stein Heggstad
Scandiaconsult AS, Trondheim

Sammendrag

Statens vegvesen Møre og Romsdal og Scandiaconsult har vurdert stabilitetsforholdene over vegstrekningen mellom Stigfoss bru og Tverrelva som ikke tilfredsstillende. Gjennomsnittlig trafikk i Trollstigen over en sesong er ca 160.000 kjøretøyer og opp til 400 kjøretøy pr. time. Dette gjør at selv om sannsynligheten for nedfall/ras er ganske beskjeden så vil det store antall kjøretøy under gitte værforhold gi uholdbar risiko for at ulykker kan skje. På grunn av vegens spesielle status ble tunnel ikke vurdert som noen aktuell løsning. Plan for sikring i fjellskråninga ble derfor utarbeidet. Sterke ønsker fra turistnæringen om at vegen skal holdes åpen i turistsesongen har gitt korte arbeidssesonger, noe som resulterer i at sikringsarbeidene går saktere- og blir dyrere enn først anslått.

Hele området er på 100 – 120 mål. Derav ble 20 – 25 mål vurdert å representere områder med tvilsom eller svært dårlig stabilitet. Aktuelle tiltak er nedsprengning, spyling, nett, tyngre U-båt nett og steinspranggjerde. Etter to korte arbeidssesonger kan det oppsummeres at arbeidene er mer komplisert og krever mer tid enn forutsatt. Minst to sesonger til er nødvendig for å få sikret de høyest prioriterte områdene. Hittil er det brukt 30 millioner på sikringsarbeidene.

Summary

The Road authorities in Møre and Romsdal and Scandiaconsult AS have concluded that the stability of the rock slope between Stigfoss Bridge and Tverrelva are unsatisfying. In a normal season nearly 160.000 cars and busses are passing beneath the slope, and up to 400 pr hour. During special weather conditions the risk to the road-users are found to be unacceptable. Supporting works was preferred instead of a tunnel-solution on this important tourist road. It was also decided that the road should be open in the tourist season from June to middle of August. The result of this decision is a very short season for installation of the supporting works and an increase in costs.

The total area of the rock face is 100-120.000m^2, and 20 – 25.000m^2 are areas with unacceptable stability. The installation has included wather bombing, supporting fence, and varying types of nets. It has been complicated than expected. Time and costs have therefore increased and at least two more seasons are necessary for the completion of the supporting works in the areas of highest preference. So far nearly 30 mill. Nkr are spent in this project (material costs included).

Innledning.

Høsten 1999 ble det igangsatt sikringsarbeider på Riksveg 63 i Trollstigen i et område mellom Tverrelva og Stigfossen bru. Bakgrunnen var konklusjonen i et internt notat utarbeidet av Kåre Ingolf Karlson ved Statens vegvesen Møre og Romsdal samt i rapport fra Scandiaconsult AS. Begge rapportene karakteriserte stabilitetsforholdene som ikke tilfredsstillende.

Figur 1: Oversiktskart med Trollstigen.

I lang tid har denne strekningen hatt en skilting som helt klart indikerer rasfare utenom det vanlige, nemlig rasfareskilt med undertekst "Ikke stans! Dont stop!". Hullete vegbane, samt knust og lappete betongrekkverk forteller også sitt tydelige språk for oss som er vant til å se etter slike spor.

Figur 2: Skilting på strekningen.

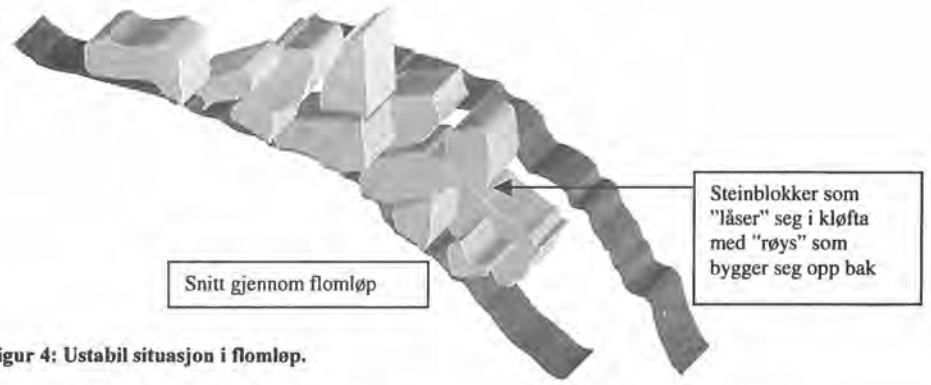
Det er kjent at oppsynsmenn på strekningen har hatt søvnløse netter når trafikken har vært stor og været har vært dårlig. I perioder har det også tidligere vært nødvendig å stenge vegen.

Etter å ha snakket med mange brukere av vegen kan flere fortelle om opplevelser der de har vært nær ved å bli tatt av ras, enten som snøras eller steinsprang. De er derfor lettet over at arbeider er kommet i gang. I lokalmiljøet har det imidlertid ikke vært særlig populært å stille spørsmålstegn ved forholdene i Trollstigen. Det har tidligere blitt satt opp et rassikringsgjerde over flomløpet ovenfor vegen. Dette ble raskt feid vekk av snø- og isras.

Situasjon.

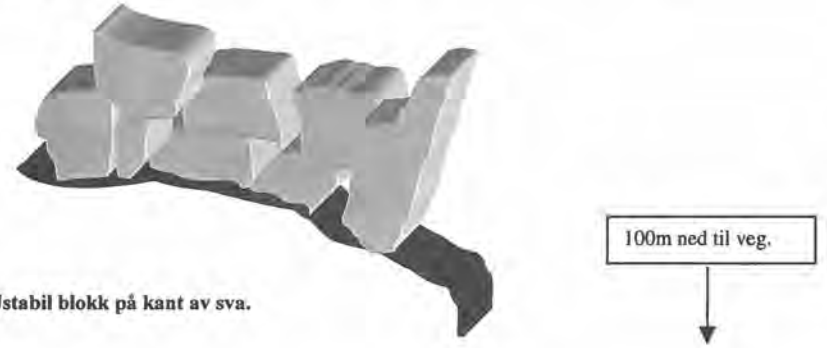
Figur 3: Steinsprangnett fra toppen av Trollstigen.

Området som er vurdert har en utstrekning på ca 300 m * 400 m, det vil si mellom 100 og 120 mål. Innenfor dette feltet var stabilitetsforholdene spesielt dårlige i det sentrale området rundt noen gjenstående stabber av dypforvitret fjell. Likeså urmasser som lå ytterst på kanten av sva 150 meter ovenfor vegen, se Figur 5. (Utførte tiltak vist i Figur 6) De verste eksempel var likevel et par trange flomløp gjennom dypforvitrede stabber der steinblokker hadde låst av løpet og bygd opp en røys av steinblokker som "hang" i 10-20 meters lengde med overheng i enden; altså en svært truende og usikker situasjon, fig 2. Totalt ble ca 20 – 25.000m^2 vurdert med tanke på tiltak.

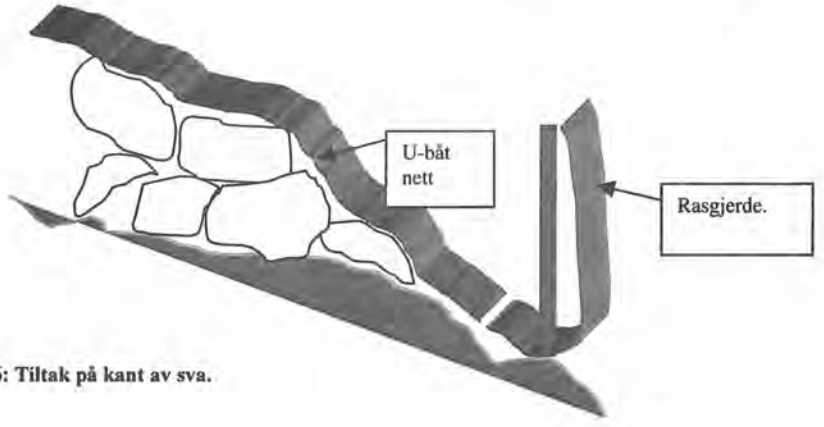


Figur 4: Ustabil situasjon i flomløp.

Naturkreftene er sterke i Trollstigen med store vannmengder, snøras, isras og steinsprang, hovedsakelig knyttet til vårperioden og i noe mindre grad høsten og vinteren. Dette skaper en stabilitetssituasjon som endrer seg betydelig fra år til år. Det er følgelig hver vårperiode som "legger lista" for hvor stabile forholdene i skråninga blir. Spesielt langs flomløpene forandrer situasjonen seg fra år til år.
Bergarten er gjennomgående en sterk gneis. Urmassene blir derfor ustabile med store steinblokker som hviler på små flater. Ytterst ute på kantene var forholdene slik at sterk fallvind ville kunne drive enkelte stående flak på flere hundre kilo utenfor fjellskråninga.



Figur 5: Ustabil blokk på kant av sva.



Figur 6: Tiltak på kant av sva.

Utførelse.

På grunn av områdets utstrekning, at det er svært bratt og med store volum med ustabile masser, er det vanskelig å prioritere små selektive inngrep. Når det først ble bestemt å gjøre tiltak i fjellskråninga er det hensynet til arbeidssikkerheten som styrer løpet og mye av innsatsen. Alle arbeidene må starte i toppen og trygge forholdene etter hvert som man beveger seg nedover. Store overheng med gjennomforvitret fjell må sprenges ned for å få tilstrekkelig arbeidssikkerhet og mulighet for å sikre med overkommelige og tilgjengelige midler. Inngrepet må derfor bli overdimensjonert i forhold til ønsket om bare å gripe inn der forholdene er verst.

I tillegg til nedsprengning, spyling, vannbombing og rensk blir det lagt steinsprangnett og "U-båt nett" over de deler av skråninga som blir betraktet som mest kritisk. Et fanggjerde på ca 150 meter lengde er også satt opp, men ikke der det er ventet stor aktivitet av snøras.

Figur 7: U-båt nett og steinsprangnett på toppen av Trollstigen.

Arbeidene blir vesentlig mer tidkrevende når man kommer lenger ned i fjellsiden. Faringstiden øker og mobiliteten på hver plass innskrenkes. Også på andre måter kompliseres arbeidene. Et eksempel er spyling nede i fjellsiden. Vann tas inn i nivå ca 40 meter over toppen. Spyling skal foregå opp til 250 meter nedenfor. Trykket blir enormt og man har ikke klart å løse dette praktisk med trykkreduksjon nedover fjellsiden.

Sesong.
Forutsetningen har vært at vegen skal kunne holdes oppe i turistsesongen hver sommer. Arbeidsperioden begrenses derfor til perioden fra midt i august til oktober / november, avhengig av værforholdene. Når frost og snø setter inn kan det ikke drives rasjonelle arbeider i skråninga. Det har derfor vært viktig å ikke "åpne" et større felt i toppen enn det man kan rekke over helt ned i løpet av høsten.

Prioritering.
Vegen er bare åpen om sommeren og trafikken er spesielt stor i månedene juli og første halvdel av august. Det er derfor mulige "sommerfenomen" knyttet til vann og erosjon som er tillagt størst vekt ved prioritering mellom områder. De dypforvitrede og finstoffinfiserte ryggene, samt flomløpene i området med mest vann blir prioritert. Forvitrede partier og overheng i mer drenerte områder får tas i neste omgang da dette i sterkere grad antas å utløses om vinteren og våren.

Prioritering mot andre prosjekt.
I vår oppgave i forbindelse med vurdering av forholdene i Trollstigen lå det ikke inne noen vurdering og sammenlikning med andre prosjekt. I og med at vegen er vinterstengt er også en slik sammenlikning ikke helt enkel. Det er likevel en del forhold som sier at rasaktiviteten i Trollstigen er langt høyere, og at stabilitetsforholdene er mer anstrengt, enn de fleste andre steder som kan sammenliknes når det gjelder trafikktetthet. Selv etter de sikringsarbeidene som nå utføres, er det langt igjen før man kan tenke seg Trollstigen som en helårs veg selv om det skulle være brøyte- og trafikkteknisk ønskelig.

Risiko.

Sannsynlighet.
Rasaktiviteten og observasjoner oppe i fjellskråninga viser klart at stabilitetsforholdene er anstrengt og at det er lite som skal til for å utløse steinsprang og mindre ras. Sannsynligheten for ras under gitte værforhold må derfor karakteriseres som høy. I turistsesongen er det opp til 400 kjøretøy pr. time og opp mot 160.000 kjøretøy pr sesong. Svært mange av disse er busser som kjører relativt upåvirket av værforholdene og i stor grad uten tanke på utrygge forhold.

Konsekvens.
I den mest hektiske sesongen er det i området under den bratte bergveggen at det lettest skapes trafikkork på grunn av svingen ved Tverrelva. Konsekvensen av et ras er innlysende og dersom ingen blir truffet vil et ras midt i sesongen likevel lett kunne få alvorlige følger. Trafikkork vil lett kunne føre til utrygghet og panikk. Et eksempel kan være følgende: Når vi skulle ut i skråninga i tau, ba vi om stans i trafikken i perioder på 20 minutter. Vi måtte nærmest umiddelbart trekke oss tilbake på grunn av at folk ble svært utrygge når de ble stående i området nedenfor Stigfossen.
Til konsekvensbegrepet må det dessuten vurderes den kritikk og negative omtale strekningen ville få dersom noen skulle bli truffet.

Risiko.
Risikoen (sannsynlighet * konsekvens) ble derfor vurdert til å være uakseptabelt høy, til tross for kort sesong.

Konklusjon.

Konklusjonen i vår rapport kunne neppe tolkes på annen måte enn at tiltak var nødvendige.
Dette kunne være i form av:

- Stengning.
- Streng regulering av trafikken, der man for eksempel styrte åpningstidene etter lokale meterogrammer.
- Tunnel.
- Sikring.

Alternativet som ble valgt, nemlig sikring med direkte tiltak i skråninga, vil føre til kortere trafikksesong i noen år, men bety en tryggere veg på sikt. Det burde være i tråd med langsiktige ønsker fra reiselivsnæringen. Dog er det lett å forstå de næringsdrivende som frykter for konsekvensene ved kort sesong. En positiv vinkling på arbeidene som gjøres er derfor viktig når turistnæringen markedsfører Trollstigen.

HMS.

Mens det er skrevet svært mye om praktisk HMS for mer normale arbeidsoperasjoner for bygg, anlegg, maskin osv, er det i liten grad bevissthet om hvilke spesifikke krav som skal stilles til denne type arbeider. Vi har fulgt denne type arbeider i mange år og erfart svært ulik praksis innenfor HMS. Noen aktører burde absolutt ikke sluppet til eller man burde delt opp arbeidene etter vanskelighetsgrad med tilsvarende klassifisering. Slike arbeider stiller meget strenge krav til HMS i praksis. Det hjelper ikke om firma kan fremvise god dokumentasjon på HMS dersom dette ikke blir fulgt opp i praksis. Mannskapene må være bevisste og motiverte, og det må finnes rasjonelt og sikkert utstyr tilgjengelig for alle risikofylte arbeidsoperasjoner.
Vårt inntrykk er at Betongrenovering har gode rutiner, funksjonelt utstyr og et mannskap som er rimelig bevisst.
I løpet av sesongen 1999 hadde man likevel noen tilfeller:

- Flere skader og fravær på grunn av overtråkkinger.
- Nestenulykke på grunn av at karabin sviktet og mann ikke var inne på sikringstau.
- Alvorlig fallulykke. Etter vår viten på grunn av faring langs en ikke sikret rute.

Økonomi.

Det finnes ingen utførte jobber her til lands der forholdene har vært så kompliserte og arbeidene så omfattende som i Trollstigen. Grove overslagsberegninger ble derfor basert på høyere enhetspriser enn vanlig. Etter tidlige overslagsberegninger av arealer og sikringsbehov var det klart at kostnader for sikringsarbeidene ville nå opp i over 30 mill kr.
Etter to sesonger er det klart at kostnadene blir høyere.
Tre forhold er utslagsgivende:

- Korte sesonger medfører at arbeidene blir oppstykket og lite rasjonelle. På grunn av snøras må brakker flys ut hver høst. Snøras pulveriserer brakkefundamenter. Ikke forbrukt nett må transporteres ned fra fjellet.

- Forankringssystemene for nett blir mer omfattende enn antatt. Mye forvitring medfører lange virer for å oppnå god forankring.
- Arbeidene nedover i fjellsiden er komplisert og krever mye tid. Faring i tau tar tid. og det er begrenset med utstyr som fraktes opp og ned. Spesialproduserte pulker letter arbeidene.

Sluttkommentar.

For mange vil nok arbeidene i Trollstigen fremstå som vel omfattende og tidkrevende. I tillegg til det det som er nevnt om arbeidenes spesielle karakter skal vi heller ikke underslå at det er momenter i forbindelse med sikringsarbeidene som vi ikke har overskuet når vi startet prosjektet. Spesielt effekten av de korte arbeidssesongene medfører at arbeidene trekker ut i tid å tærer på tålmodigheten til turistnæring og næringsdrivende og får arbeidene til å virke enda mer omfattende enn nødvendig. Dette er imidlertid et valg som er gjort etter meget sterkt ønske fra turistnæringen.

Det er også knyttet usikkerhetsmomenter til arbeidene som må følges opp i årene som kommer::

- Hvordan blir isforholdene etter at nettene er hengt opp?
- Har vi med våre arbeider forstyrret naturen i områder vi ikke har oversikt over?
- Vil snø- og isras kunne destabilisere nett eller gjerder?

Etter den første vinteren med is og snø i nettene kunne det ikke registreres skader på nett, gjerde eller forankring.